

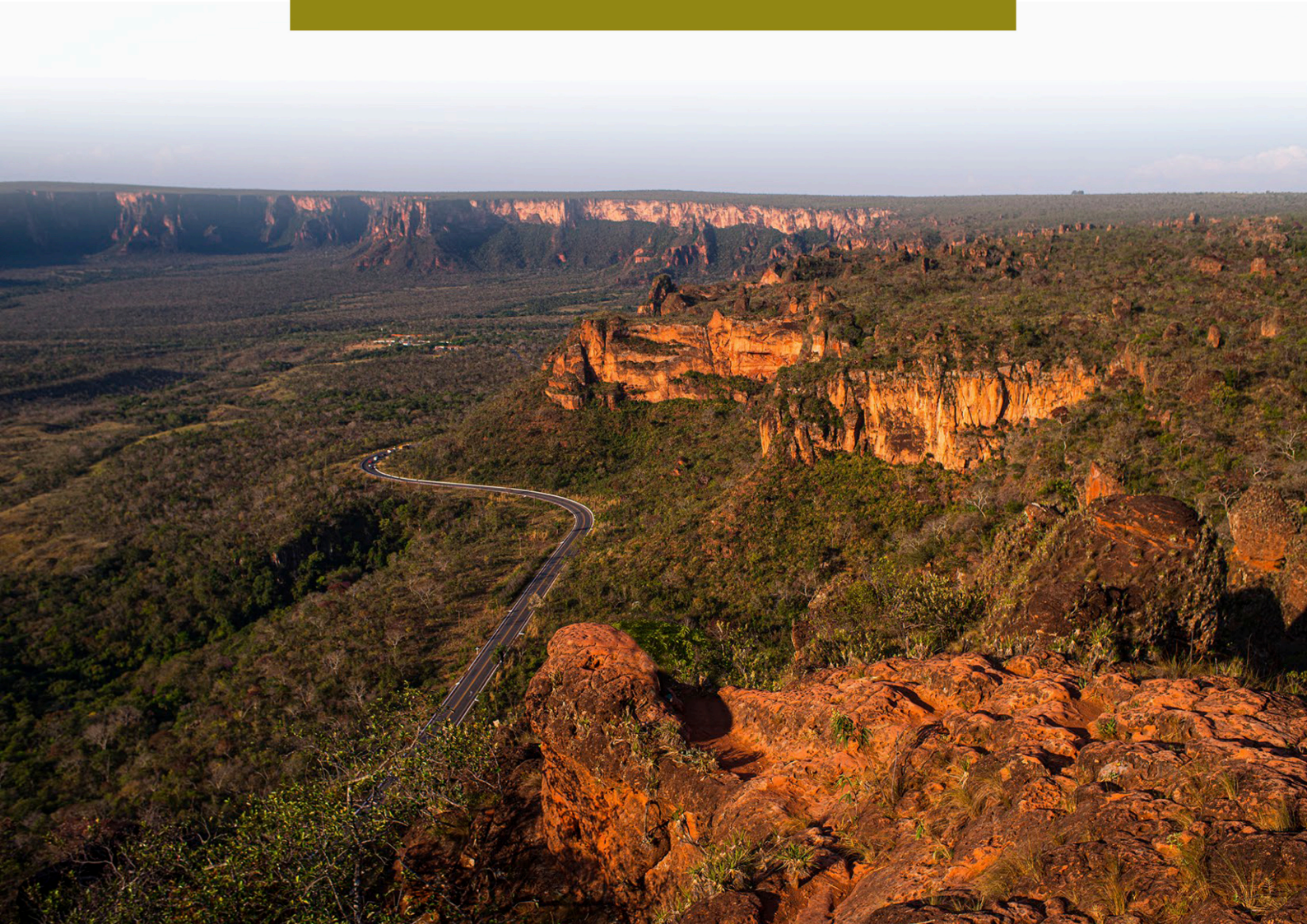


Núcleo Regional
Centro-Oeste

Geocentro

2024

ANAIS



ANAIS DO EVENTO



COMISSÃO ORGANIZADORA

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa

Presidente da Comissão Organizadora

Michéle Dal Tóe Casagrande

Presidente da Comissão Científica

Cristiano Zandoná dos Santos

Gestor Financeiro

Marta Pereira da Luz

Gestora Comercial e de Divulgação

Thiago Lopes dos Santos

Gestor Institucional

Lais Roberta Galdino de Oliveira

Gestora de Divulgação

Beatriz Sarto

Bruno Rodrigues de Oliveira

Caiubi Emanuel Souza Kuhn

Caroline Belisário Zorzal

Gabriela Branquinho Antonio

Luiz Carlos de Figueiredo

Marina Donato

Matheus Francisco da Silva

Silvana Fava Marchezini

Wilson Conciani

ANAIS DO EVENTO



COMISSÃO CIENTÍFICA

PRESIDENTE: MICHÉLE DAL TÓE CASAGRANDE

MEMBROS

ADRIANA CRISTINA GOMES - UFG
ALEONES JOSE DA CRUZ JUNIOR - UFG
ALEXANDRE GARCÉS DE ARAÚJO - UFG
ALEXIA REGINE COSTA SILVA - UNB
ANA BEATRIZ ARAÚJO NOBRE DIAS - UNB
ANDERSON GUSTAVO VILLAMIL GONZALEZ - UNB
ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE - UNB
ARLAM CARNEIRO SILVA JUNIOR - UFG
BRUNO RODRIGUES DE OLIVEIRA - UFMT
CARLOS ALBERTO LAURO VARGAS - UFG
CARLOS EDUARDO DOMINGUES DA MATA - UFMT
CAROLINE ZORZAL - UFMT
CLAUDIA MARICELA GÓMEZ MUÑETÓN - EXTERNO
DANIELA DOS SANTOS SANTANA - UFG
DEROVIŁ ANTONIO DOS SANTOS FILHO - UFG
DIEGO DE FREITAS FAGUNDES - UFG
DIEGO DIGUES DA COSTA - UFG
DIONATAS HOFFMANN ANDREGHETTO - UFMT
DOUGLAS MAGALHÃES ALBUQUERQUE BITTENCOURT - PUCGOIÁS
EDUARDO SILVA FERREIRA - UFG
ERISVALDO DE LIMA JUVÊNCIO - UFG
FLÁVIA GONÇALVES FERNANDES - IFMS
FLÁVIO RICARDO LEAL DA CUNHA - PUCGOIÁS
GABRIEL DE SOUSA MEIRA - UNB
GABRIELA BRANQUINHO ANTONIO - IFMT
GABRIELA FRANÇA AZEVEDO - EXTERNO
GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA JÚNIOR - UFG
HEITOR CARDOSO BERNARDES - UFG
ILÇO RIBEIRO JÚNIOR - IFMT
ISABELLA CHRISTINE DE PAULA SANTOS - UFG
JAQUELINE RODRIGUES FERREIRA - UFG
JOEL CARLOS MOZINHO - EXTERNO
JORDANA PORTILHO NEVES - UFG
JOSÉ OTÁVIO SERRÃO ELEUTÉRIO - UFG
JOSÉ WILSON DOS SANTOS FERREIRA - UNB
LAÍS ROBERTA GALDINO DE OLIVEIRA - UFG
LANA KAINY TORRES SOUZA - UFG

LARA BATISTA FERREIRA DE LIMA - UFG
LAYNARA XAVIER BARROSO - UFG
LILIAN RIBEIRO DE REZENDE - UFG
LUIZ CARLOS DE FIGUEIREDO - IFMT
MARCELA LEÃO DOMICIANO - UFG
MÁRCIA MARIA DOS ANJOS MASCARENHA - UFG
MARINA DONATO - UFSJ
MARIO RENE RIVERA OSORTO - UNB
MARLON SILVA SCHLIEWE - UFG
MARTA PEREIRA DA LUZ - PUCGOIÁS
MATHEUS SILVA - UFMT
MAURO ALEXANDRE PAULA DE SOUSA - UFG
MAYARA LUANA DE JESUS SANTOS - UNB
MURILO MEIRON DE PÁDUA - PUCGOIÁS
NAILTON SILVA COSTA MAFRA - UNB
NATHÁLIA FREITAS BOAVENTURA - UNB
NICOLAS RODRIGUES MOURA - UFG
NILTON DE SOUZA CAMPELO - UFG
PATRÍCIA FIGUEIREDO DE SOUSA - UNB
PEDRO VITOR OLIVEIRA NAVA - UFG
PRISCILA FERNANDA SILVA DE OLIVEIRA - UFG
RAFAELLA DE MOURA MEDEIROS - UFG
RALINY MOTA DE SOUZA FARIAS - UFG
RAUL TADEU LOBATO FERREIRA - UNB
RICARDO MOREIRA VILHENA - UFG
RODRIGO CÂNDIDO PASSOS DA SILVA - UFG
ROGÉRIO ALVES DE OLIVEIRA - UFG
ROGERIO RIBEIRO - EESC-USP
SÁVIO APARECIDO DOS SANTOS PEREIRA - UFG
SÁVIO HENRIQUE DE BARROS HOLANDA - UFG
SILVANA FAVA MARCHEZINI - IFMT
SIMONE RAQUEL C. M. SILVA - IFMT
THIAGO AUGUSTO MENDES - UFG
THIAGO LOPES DOS SANTOS - UNIP
WILSON CONCIANI - IFB
YAGO ISAIAS DA SILVA BORGES - UFG

GEOTECNIA E EDUCAÇÃO

1. EDUCAÇÃO EM SENTIDO AMPLO
2. CAPACITAÇÃO DE SONDADORES NO FORMATO EAD
3. PRODUÇÃO DE VÍDEOS DIDÁTICOS SOBRE EROSÕES E SOLOS EXPANSIVOS PARA DIVULGAÇÃO NO INSTAGRAM
4. O PAPEL DOS DRENOS NA ACELERAÇÃO DO ADENSAMENTO DE ARGILAS: UMA PERSPECTIVA BIBLIOGRÁFICA
5. APRENDIZAGEM ATIVA APLICADA EM ESTUDOS GEOTÉCNICOS NOS CURSOS DE ENGENHARIA CIVIL: ESTUDO DE CASO

GEOTECNIA E SOCIEDADE

2024

1. UMA REVISÃO SOBRE O COLAPSO DA BARRAGEM DE MALPASSET
2. USO DO PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE (DPL) NA CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS: ESTUDO DE CASO NA SUB-BACIA DO CÓRREGO BAÚ, CUIABÁ/MT

GEOTECNIA E INFRAESTRUTURA

1. INCERTEZAS NA ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGENS: UMA PERSPECTIVA GEOTÉCNICA
2. ESTUDO TEÓRICO DE DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE DRENAGEM EM SOLOS COM MATERIAL GRANULAR E GEOCOMPOSTO DRENANTE
3. CASOS DE OBRAS DE CONTENÇÕES EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS NO ESTADO DO MATO GROSSO
4. ANÁLISE DO USO DA CARTA DE SUSCETIBILIDADE, A MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA E INUNDAÇÕES ELABORADA PELA CPRM 2022, EM PROCESSOS GEODIMÂNICOS QUE OCORREM FREQUENTEMENTE EM UM TRECHO DO ENTORNO DA AV. FERNANDO CORREA DA COSTA, CUIABÁ/MT
5. ESTRONCAMENTO MODULAR: SOLUÇÃO INOVADORA PARA CONTENÇÕES METÁLICAS E DE CONCRETO
6. ESTACA PRANCHA METÁLICA: SOLUÇÃO MODERNA PARA CONTENÇÕES TEMPORÁRIAS E/OU DEFINITIVAS
7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA DISSIPAÇÃO DE CARGA EM ESTACA RAIZ UTILIZANDO PROVA DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADA
8. AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO SUBLASTRO DA VIA FÉRREA DA CIDADE DE TERESINA-PI
9. USO DE PRÉ-MOLDADOS DE AUTO ENCAIXE EM TALUDES INSTÁVEIS NO INTERIOR DE SÃO PAULO

10. AVALIAÇÃO DE TALUDES DE TRECHOS DA BR-153 NO ESTADO DE GOIÁS
11. ANÁLISE DA PREVISÃO SEMI-EMPÍRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA VIA PROVAS DE CARGA INSTRUMENTADAS NA CIDADE DE GOIÂNIA-GO
12. ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE GRAMPOS EM SOLO COLAPSÍVEL POR MEIO DE DIFERENTES TÉCNICAS EXECUTIVAS
13. CARACTERIZAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL JOVEM DO MUNICÍPIO DE GOIÂNIA – GO
14. MEDIÇÃO DA ALTURA DE QUEDA DO MARTELO DO SPT: MAIS DO QUE UM DADO, É UMA NECESSIDADE
15. ANÁLISE NUMÉRICA DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA NO CONE CPT COM USO DO MODELO AXISSIMÉTRICO E ELEMENTOS DE INTERFACE
16. O EXPANDER BODY NAS PONTAS DAS ESTACAS TIPO HÉLICE E RAÍZES
17. ANÁLISE DE COMPACTAÇÃO PARA PROJETO DE TERRAPLANAGEM EM UM LOTEAMENTO RESIDENCIAL: ESTUDO DE CASO

GEOTECNIA E GEOPROCESSAMENTO

1. CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS DA COMUNIDADE DO COXIPÓ DO OURO, CUIABÁ / MT
2. INFRAESTRUTURA DE DADOS ESPACIAIS DA FACULDADE DE GEOCIÊNCIAS □ UFMT: UTILIZAÇÃO, COMPARTILHAMENTO E DISSEMINAÇÃO DA GEOINFORMAÇÃO
3. RELATÓRIOS DE POÇOS TUBULARES COMO SUBSÍDIO PARA A REPRESENTAÇÃO DE PERFIS GEOLÓGICOS DE ESPAÇOS URBANOS
4. PROPOSTA DE IDENTIFICAÇÃO DO SOLO COLAPSÍVEL NO ESTADO DE MATO GROSSO FUNDAMENTADA NA PEDOLOGIA DO SOLO
5. GEORREFERENCIAMENTO PARA VISUALIZAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE PROPRIEDADES HIDRÁULICAS EM MICROBACIA HIDROGRÁFICA

GEOTECNIA E MEIO AMBIENTE

1. INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL APLICADA À GEOTECNIA AMBIENTAL: UMA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA
2. ESTIMATIVA DE CUSTOS DE UM ATERRO SANITÁRIO CONSORCIADO PARA MUNICÍPIOS DE PEQUENO PORTE LOCALIZADOS NA REGIÃO NOROESTE DO ESTADO DE GOIÁS

3. ANÁLISE NUMÉRICA DO PROCESSO CONSTRUTIVO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM RCD E SOLO FINO
4. USO DE ESTACAS PRANCHA DE PVC COMO SOLUÇÃO SUSTENTÁVEL PARA CONTENÇÃO
5. ESTUDO DA REPETIBILIDADE DE ENSAIOS DE ERODIBILIDADE EM CANAL HIDRÁULICO DE ONDAS
6. ENSAIOS GEOFÍSICOS E GEOTÉCNICOS: ABORDAGEM INTEGRADA NA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO EM SÃO CARLOS E BRASÍLIA
7. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO GRAU DE SATURAÇÃO NA ESTABILIDADE DE TALUDE COM PROTEÇÃO GEOSINTÉTICA
8. MAPEAMENTO SISTEMÁTICO QUANTITATIVO SOBRE EROÇÃO E SIMULADOR DE CHUVA: UMA ANÁLISE DA PRODUÇÃO CIENTÍFICA NO PORTAL DE PERIÓDICO DA CAPES
9. MODELO ANALÍTICO DOS EFEITOS MECÂNICOS E HIDROLÓGICOS DA VEGETAÇÃO NA ESTABILIDADE SUPERFICIAL DE TALUDES SOB CONDIÇÃO NÃO SATURADA
10. MODELAGEM DOS EFEITOS MECÂNICOS DA VEGETAÇÃO NA ESTABILIDADE SUPERFICIAL DE TALUDES
11. ESTABILIDADE DA MARGEM DE UM CÓRREGO COM PROCESSO EROSIVO COM O MÉTODO DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA
12. CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIO DE CISALHAMENTO E O EFEITO DA ERODIBILIDADE COM SIMULADOR DE CHUVA
13. AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE UM SOLO DA BAIXADA CUIABANA COM ADIÇÃO DE RESÍDUO DE CORTE DE AÇO COMO BASE RODOVIÁRIA
14. GERAÇÃO E COMPOSIÇÃO DOS RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL – ESTUDO DE CASO EM UMA OBRA NA CIDADE DE GOIÂNIA/GO
15. PERSPECTIVAS DOS RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL CLASSE A E SEU USO NO BRASIL
16. NOVA METODOLOGIA PARA IDENTIFICAR E SEPARAR OS DESLOCAMENTOS DE RECALQUES E FLEXAS EM VIGAS
17. TEOREMA DE BAYES, UMA ALTERNATIVA PARA REDUÇÃO DE INCERTEZAS DA ESTIMATIVA DE RECALQUES DE UM ATERRO SANITÁRIO
18. ANÁLISE GEOTÉCNICA DO SOLO PARA APLICAÇÃO EM CAMADAS DE COBERTURA EM ATERRO SANITÁRIO NO MUNICÍPIO DE CAXIAS/MA

GEOTECNIA E AGRONEGÓCIO

1. APLICAÇÃO DE SONDA GEOFÍSICAS NO ESTUDO DE RECALQUES EM ATERROS DE SOLO COMPACTADO
2. INOVAÇÃO EM FUNDAÇÕES DE SILOS: SISTEMA DE COLUNAS DE BRITA COMPACTADA

3. ESTUDO DE CASO - RECALQUE DE FUNDAÇÕES EM UM SILO DA REGIÃO CENTRAL DE MATO GROSSO
4. FUNDAÇÕES PROFUNDAS DE OBRAS INDUSTRIAIS EM SOLOS DA BACIA DO PARECIS – UM RELATO DE EXPERIÊNCIA
5. MAPEAMENTO DAS ÁREAS POTENCIAIS PARA A TÉCNICA DE ROCHAGEM NO ESTADO DE MATO GROSSO

GEOTECNIA E TRANSPORTES

1. ANÁLISE DA ERODIBILIDADE E CARACTERIZAÇÃO DOS TALUDES NO RODOANEL DE TERESINA, PI.
2. ATERROS FERROVIÁRIOS: OTIMIZAÇÃO VIA MODELAGEM NUMÉRICA - CASO EM RONDONÓPOLIS-MT
3. COMPORTAMENTO DE TUBULÕES INSTRUMENTADOS A CÉU ABERTO EM SOLO LATERÍTICO DO DISTRITO FEDERAL
4. APLICAÇÃO DE MATERIAIS EXPANSIVOS EM ATERROS FERROVIÁRIOS
5. ANÁLISE DA ESCAVABILIDADE DE ARENITOS POR CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E SÍSMICA DE REFRAÇÃO: UM ESTUDO DE CASO NA FORMAÇÃO FURNAS (BRASIL)
6. ESTIMATIVA DO TEOR DE CAL E CIMENTO PARA ESTABILIZAÇÃO DO SOLO DO CAMPUS DA UFMT EM VÁRZEA GRANDE – MT
7. INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA DO SOLO SAPROLÍTICO DO CÂMPUS DA UFMT EM VÁRZEA GRANDE-MT



Educação em Sentido Amplo

José Camapum de Carvalho
Pesquisador Colaborador na Universidade de Brasília, Brasília, Brasil,
camapumdecarvalho@gmail.com

Wilson Conciani
Conciani Engenharia, Consultoria e Assessoria Ltda. Cuiabá, Brasil, concianiw@gmail.com

RESUMO: O artigo discute a educação em sentido amplo trazendo para o centro das discussões a forma de educar e as publicações técnicas e científicas. O artigo ganha relevância ao se considerar que hoje a tendência são os órgãos de fomento e avaliação e os próprios Programas de Pós-Graduação estarem valorizando em demasia apenas as publicações em periódicos. No âmbito da educação propriamente dita a pandemia do Covid 19 e a ampliação do uso da ferramenta da Inteligência Artificial trouxeram a necessidade de mudanças urgentes na forma tradicional de ensino assim como no modo de apreciar as publicações. Parte dessas mudanças já vinham sendo praticadas por outros países desenvolvidos colocando em prática a educação ativa assim como valorizando publicações não citáveis. O artigo ora apresentado apresenta reflexões sobre os assuntos educação e publicações com aplicação aos diferentes temas propostos para o evento.

PALAVRAS-CHAVE: Educação Ativa, Formação profissional, Interacionismo.

ABSTRACT: The paper discusses education in a broad sense, bringing the way of educating and technical and scientific publications to the center of discussions. The paper gets relevance when considering that today the trends for funding and evaluation bodies and the Postgraduate Programs themselves to place too much value on journal publications only. In the context of education itself, the Covid 19 pandemic and the expansion of the use of artificial intelligence tools have brought about the need for urgent changes in the traditional way of teaching as well as in the way publications are appreciated. Part of these changes were already being practiced by other developed countries, putting active education into practice as well as valuing non-citable publications. The article presented here presents reflections on the subjects of education and publications with application to the different themes proposed for the event.

KEY WORDS: Active education, Professional education, Interacionism.

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de educação da sociedade em sentido abrangente tem se ampliado no Brasil e a forma de educar exige adaptações na forma de ensinar nas Escolas e Universidades. O papel tradicional do(a) professor(a) como transmissor(a) de conhecimentos e dos(as) alunos(as) como meros receptores é desestimulante e já não cabe nos tempos atuais.

Outro aspecto muito relevante para a educação da sociedade em sentido amplo está atrelado aos meios utilizados para a disponibilização dos conhecimentos e tecnologias. Hoje, as redes sociais conquistaram um amplo espaço para comunicação, no entanto, a falta de um contato mais direto com o público constitui-se em uma limitação desse instrumento com foco na

educação. Os eventos virtuais tendem a minimizar esta falta de contato, no entanto, sabendo de sua disponibilização posterior, poucos terminam deles participando. Portanto, os meios utilizados para a disponibilização dos conhecimentos é algo relevante e será tratado neste artigo.

Finalmente, tem grande relevância na educação da sociedade em sentido amplo a forma de educar, assumindo na atualidade grande relevância a educação ativa e a formação sobre o processo de autoeducação, a qual, diante do grande volume de informações hoje disponibilizados requerem maiores e aprofundadas reflexões.

O artigo encontra-se exposto nos seguintes itens: introdução; as disciplinas, seus conteúdos e a construção de saberes e conhecimentos; a relevância

dos eventos técnico-científicos no contexto da educação; o que, quando, onde e como publicar; interações universidade e centros de pesquisa e a sociedade; considerações finais.

Para finalizar esta introdução é apresentado a seguir o poema educação por ser a arte uma ferramenta importante no processo educativo.

Educação

Educar são sonhos se realizando,
Aprender é o desejo do educando,
O tempo passa e não se fica a esperar.
Bons ares chegam para inspirar,
Trazendo luz aos que se está a ensinar,
Enchendo de coragem e gratidão,
A sociedade em busca da educação.

2 AS DISCIPLINAS, SEUS CONTEÚDOS E A CONSTRUÇÃO DE SABERES E CONHECIMENTOS

As disciplinas e seus respectivos conteúdos devem se voltar para as necessidades da sociedade observando, dentre outros, os aspectos humanos, sociais, ambientais e econômicos. Nesse sentido os cursos de engenharia devem, dentre outros, se preocupar com a formação dos(as) alunos(as) nos âmbitos humano, social e ambiental.

O aspecto humano é importante na prática profissional de engenheiros(as) que irão lidar com clientes, com padrões, com empregados, com colegas e com a sociedade a quem em última instância vai atender com os seus serviços.

O aspecto social é relevante não só pela fração da sociedade a quem os serviços serão prestados e que se servirão diretamente dos resultados, mas também para aquela fração da sociedade que conviverá com os impactos daquela obra ou serviço. Por exemplo, os riscos de ruptura de uma barragem, vias de circulação com baixa qualidade, edificações com baixa estabilidade afetam a qualidade de vida das pessoas sendo um aspecto social a ser observado. Exemplificando, recentemente uma obra na fase geotécnica de execução gerou a necessidade de desocupação imediata de dois edifícios residenciais na cidade de Goiânia – Goiás.

No que tange ao aspecto ambiental faz-se necessário buscar preparar os(as) alunos(as) para a percepção dos impactos do empreendimento no meio ambiente com consequências imediatas ou futuras. Por

exemplo, a construção de um reservatório afeta o microclima e quais são as consequências de tal alteração? Ao inserir em uma área edificações implantadas sobre fundações profundas que ultrapassam o nível freático surgirá um certo efeito de represamento da água, mas qual será o impacto desse represamento em fundações de edificações já existentes? A infiltração compensatória das águas pluviais é algo que ambientalmente pode ser de grande relevância ajudando a evitar problemas como sobrecarga dos sistemas de drenagem, alagamentos e inundações e transbordamento de cursos d'água, no entanto, se mal planejada e concebida poderá dar origem a problemas como recalques em edificações, eluviação do maciço, erosão interna e rupturas de taludes.

Como recursos bibliográficos a serem usados na formação dos alunos sugere-se sejam utilizadas as publicações citáveis e não citáveis. O diálogo publicado por Camapum de Carvalho (2023) mostra que os países com maior índice de desenvolvimento humano (IDH) são aqueles com menores quantidades das publicações citáveis em relação às não citáveis. Isso mostra a necessidade de se valorizar a produção técnico-científica pura, mas também aquela diretamente voltada para as necessidades da sociedade.

Outro fator importante é que apesar das especificidades do conteúdo de cada disciplina ele deve ser aberto para interação com os de outras disciplinas por meio de atividades dos próprios alunos, integrando assim a educação ativa. Valezi (2023) traz essa questão de integração de saberes e componentes curriculares com a respectiva significação social. Exemplificando, ao se ministrar uma aula sobre granulometria no Curso de Graduação em Engenharia Civil, é interessante provocar os(as) alunos(as) para que tragam para debate em sala de aula exemplos contendo análises críticas sobre a sua aplicação em diferentes áreas como fundações, barragens, pavimentação, meio ambiente etc. Os(as) alunos(as) vão encontrar grande número de artigos e livros tratando desses temas sobre os quais o(a) professor(a) não ministrou aula. Vão ler, formar um entendimento e trazer para discussão em sala de aula ou em uma atividade virtual com ampla participação dos(as) alunos(as) que estão cursando a disciplina. Observa-se nesse caso que os(as) alunos(as) estão se autoeducando e desenvolvendo a capacidade de reflexão ao analisar um conjunto significativo de informações. As análises e interações docente-alunos(as) devem servir neste caso, para aguçar as capacidades reflexivas dos(as) estudantes preparando-os(as) para viver o cenário atual no qual é necessária a atualização dos

conhecimentos e tecnologias com grande frequência. Essa didática, conhecida como aprendizagem baseada em problemas é defendida por autores como Borochovcius, & Tortella, (2014), e já é aplicada desde os anos 1970 em universidades da América do Norte e Europa.

Observa-se que nesse exemplo o conteúdo básico transmitido aos(as) alunos(as) saiu do modelo tradicional alcançando o campo aplicado por meio da participação ativa dos(as) alunos(as).

Portanto, o ensino no campo das disciplinas, além da apresentação e discussões sobre os conteúdos deve trabalhar a educação ativa e a preparação dos(as) alunos(as) para a autoeducação, preparação esta que requer trabalhar o senso de observação e a capacidade de reflexão.

3 A RELEVÂNCIA DOS EVENTOS TÉCNICO-CIENTÍFICOS NO CONTEXTO DA EDUCAÇÃO

Os eventos técnicos científicos devem ser vistos sob vários prismas, como por exemplo:

- o da ocorrência do evento;
- o da possibilidade de se discutir temas técnicos e socioambientalmente relevantes;
- o da memória do evento que passa a se constituir em fonte para consulta.

O foco da ocorrência do evento constitui-se em ocasião de conagração e de exposição e discussão com a comunidade presente física ou virtualmente do que foi, vem ou será realizado nos campos científico, tecnológico, social e ambiental, dentre outros.

Alguns temas situam-se no âmbito disciplinar e outros no multidisciplinar, muito embora, infelizmente, quase sempre se busque focar apenas no âmbito disciplinar. Exemplificando, neste evento, os oito (8) temas propostos são, na visão dos autores deste artigo, de alcance multidisciplinar. Restringi-los à disciplinaridade é no mínimo ofuscar a visão. Trabalhar no campo da multidisciplinaridade requer conjugação de disciplinas e não raro, ações transdisciplinares, tornando-se indispensável romper com a visão disciplinar ortodoxa. Mantendo-a por parte dos avaliadores, muitas vezes excelentes trabalhos são recusados ou forçados a alterações desnecessárias.

Nesse campo de discussões sobre disciplinaridade torna-se indispensável ilustrar com exemplos. O tema 1 deste evento, Geotecnia e Agronegócio, apresenta espaço, dentre outros, para a atuação de Engenheiros(as) Cívicos, Agrônomos(as), Engenheiros(as) Florestais, Biólogos(as),

Químicos(as), Geógrafos(as); Geólogos (as). Ainda exemplificando, as práticas agrícolas que ocorrem no Agronegócio levam quase sempre, devido a deficiências nas técnicas de manejo e desconhecimento dos impactos dos insumos agrícolas na estabilidade textural e estrutural dos solos profundamente intemperizados como o manto de cobertura que predomina no cerrado, a ocorrência de processos erosivos que podem levar a um processo de desertificação e perda da capacidade agricultável. Para a adoção de técnicas de manejo mais apropriadas faz-se geralmente necessário o envolvimento não só de Agrônomos(as) como de Biólogos(as), Químicos(as) etc., e se a área de plantio for uma encosta, ao Engenheiro(a) Geotécnico(a) que for avaliar a sua estabilidade será necessário interagir com estas e outras disciplinas caso queira precaver-se contra insucessos. A visão puramente disciplinar e a ortodoxia em relação a ela dificultará a caminhada para as melhores soluções dos problemas.

Recentemente Pérez (2018) e Pérez (2022) desenvolveu pesquisas em que mostrou serem os insumos minerais usados na agricultura impactantes sobre a estabilidade textural do perfil de solo profundamente intemperizado por ela estudado. Buscou-se publicar um artigo em periódico fora do âmbito geotécnico e por divergências com os conceitos puramente disciplinares adotados por um(a) dos(as) avaliadores(as) com visão ortodoxa o artigo foi recusado e o seu conteúdo foi então inserido em capítulos de livro publicados com focos mais amplos (Pérez & Camapum de Carvalho, 2022; Camapum de Carvalho *et al.*, 2023).

Seguindo com os exemplos sobre a relevância da multidisciplinaridade nos temas adotados pelo evento, será dado um segundo exemplo, que abrange, dentre outros, os temas 2 - Geotecnia e Transportes e 5 - Geotecnia e Meio Ambiente. Valencia (2009) desenvolveu em seu doutorado um estudo voltado para o combate à evolução de ravinas e voçorocas por meio da estabilização dos solos fazendo uso das próprias bactérias nativas neles presentes. Esse estudo deu origem a um pedido de registro de patente e consistia na alimentação das bactérias presentes no solo que atuavam então gerando a sua cimentação. Este estudo envolveu um Biólogo, uma Médica Veterinária, um Engenheiro Civil e uma Engenheira Civil, a autora da tese. Em seguida este estudo foi ampliado por um Engenheira Civil para uso da técnica na melhoria de solos destinados a estruturas de pavimentos.

Os exemplos apresentados não só realçam a importância da percepção multidisciplinar em um evento como o presente, como faz sobressair a

importância do próprio evento, das discussões que serão geradas e da memória do evento que ficará registrada.

A publicação de um artigo em um periódico não permite a dinâmica interativa possibilitando a discussão de temas de interesse técnico e socioambiental com a comunidade.

4 O QUE, QUANDO, ONDE E COMO PUBLICAR

Atualmente quase sempre não se avalia o que, quando, onde e como publicar, simplesmente se publica buscando de modo preferencial privilegiar as publicações em periódicos quando nem sempre é o mais relevante para o país, para a sociedade e para o próprio autor. Por exemplo, uma pesquisa com potencial para gerar um registro de patente é muitas vezes publicada de modo precipitado pondo fim a essa possibilidade e que seria certamente relevante para o país, para a instituição e para o(a) autor(a). Portanto, o quando publicar torna-se o ponto de partida.

Hoje, os diferentes canais para publicação estão sendo enormemente monitorados e respondem de modo majoritário a interesses comerciais. A valorização desses diferentes canais pelos órgãos de avaliação e fomento, por sua vez, são definidos com base em critérios que na maioria das vezes beneficiam aqueles que os definem sem que se volte o olhar para o país e para a sociedade em sentido amplo e não apenas para a comunidade acadêmica ou de pesquisadores. Logo, faz-se necessário planejar o que publicar e onde publicar, respeitando acima de tudo, aos valores éticos e morais.

Definir o que publicar é importante, pois como tudo está girando entorno de interesses econômicos e é quase sempre monitorado, uma publicação poderá prejudicar outra publicação que estaria por vir e que seria mais relevante.

Considerando o onde publicar as publicações podem se dar:

- em redes sociais;
- por meio de palestras, em especial as que ficam disponibilizadas para o público;
- em eventos locais;
- em eventos regionais;
- em eventos nacionais;
- em eventos internacionais;
- em capítulos de livro;
- em livros;
- em periódicos;
- outros.

Deve-se buscar harmonizar o que publicar com o onde publicar para que se tenha o melhor resultado para o que se busca com a publicação, que é em princípio, o interesse do público, o entendimento do conteúdo, sua aceitação ou contra argumentos que levem a melhoria dos estudos e/ou entendimento do tema.

Em termos de alcance social os eventos e livros ou capítulos de livro são geralmente os meios de publicação mais apropriados pela abertura para o público em geral e normalmente com custo não muito elevado.

Definir o tipo e em qual evento se vai publicar é importante e ele deve ser condizente com o conteúdo a ser publicizado e com o público que participará do evento ou terá acesso aos anais. É verdade que muitas vezes a publicação busca priorizar a interesses econômicos ou comerciais e não há nenhum mal nisso, pois o evento será um bom momento para se discutir e ampliar os conhecimentos sobre o tema. Infelizmente, geralmente os eventos são valorizados segundo o seu nível de abrangência seguindo a ordem crescente: locais, regionais, nacionais e internacionais. Exemplificando, discutir as contaminações e assoreamentos do reservatório do Paranoá no Distrito Federal é inegavelmente um tema de interesse local, mas dependendo da ótica da abordagem e/ou do teor dos resultados apresentados ele poderá ser relevante regionalmente, nacionalmente ou mesmo internacionalmente.

Ainda dentro do mesmo exemplo, supondo que grande parte dos assoreamentos têm origem nas práticas agrícolas, e que em tal prática alguns insumos minerais usados são desagregadores e mesmo solubilizadores de certos compostos minerais como a hematita, a goethita e a gibbsita, e que tais compostos solubilizados ao passarem pelos refrigeradores das turbinas geradoras de energia poderão ser precipitados por ações bacterianas obstruindo-os. Isso amplia o interesse do tema para o âmbito nacional e mesmo internacional.

O como publicar está muito ligado ao público-alvo e ao alcance pretendido para o tema.

Adentrando no âmbito dos capítulos de livro e livros estas são publicações voltadas em especial para a consolidação do conhecimento. Os livros podem ser publicados como e-books ou de forma impressa sendo que hoje ganham importância, por questão cultural os e-books. Os livros impressos tendem a se tornarem exceção voltada para atender a interesses específicos.

As publicações em periódicos são hoje a forma mais valorizada, apesar do seu menor alcance e maior

custo. Existem nos periódicos uma estratégia bem definida para se tornarem valorizados, sendo as citações e o ineditismo do tema elementos relevantes para que se tenha êxito no publicar. Como o nível de impacto do periódico guarda relação com o número de citações geralmente eles incentivam a que artigos publicados no próprio periódico sejam citados. Com a valorização das citações, não raro, artigos chegam a apresentarem 30% a 40% do número de páginas em referências. Outra situação que tem se tornado frequente é a ampliação do número de autores por artigo chegando em algumas situações a atingir mais de 15 autores por artigo o que leva a um pseudo-aumento da produção científica.

Os periódicos geralmente seguem dois formatos o impresso que é mais tradicional e o digital que é um modelo mais recente. A publicação no formato impresso tem geralmente duas componentes de custo: o custo para publicar e o custo para quem quiser baixar o arquivo digital do artigo, ou seja, é um formato que termina sendo híbrido, mas com um custo que dificulta a difusão do conhecimento e/ou tecnologia publicados. Já o formato digital tende a ter livre acesso, mas tem um elevado custo inicial para quem o publica. As publicações em periódicos, devido ao seu custo direto ou não, dificultam em muitas situações a difusão do conhecimento e tecnologias gerados.

Portanto, existe uma série de peculiaridades que devem ser consideradas para que se tome a melhor decisão sobre onde e quando publicar. Hoje no Brasil as publicações têm se constituído em exigência para que se defenda uma dissertação de mestrado ou uma tese de doutorado e isso está atrelado ao peso que elas têm nas avaliações dos Programas de Pós-Graduação. Alguns Programas de Pós-Graduação já não admitem publicações em eventos locais ou regionais para suprirem as exigências para o mestrado. Para o doutorado geralmente eles requerem publicações em periódicos com determinado nível mínimo segundo a classificação na CAPES. Órgãos de fomento por sua vez não raro colocam em editais a recusa em considerar na produção científica do candidato artigos publicados em eventos e a publicação de livros e capítulos de livro.

Cabe destacar que o fato de não se considerar a produção científica oriunda da publicação em eventos tem gerado forte tendência de editoras estarem buscando agrupar artigos publicados nos mesmos como capítulos de livro. Não havendo qualquer alteração na publicação original, tal prática só terá relevância no entendimento dos autores deste artigo nos casos em que se possibilite a agregação de artigos que se somam consolidando determinados

entendimentos ou mesmo formas de abordagem dos temas tratados.

5 INTERAÇÕES UNIVERSIDADE E CENTROS DE PESQUISA E A SOCIEDADE

Segundo o artigo 207 as universidades (caput) e as instituições de pesquisa científica e tecnológica (§ 2º) obedecerão ao princípio de indissociabilidade entre ensino, pesquisa e extensão cabendo ainda destacar que o inciso II do artigo 206 estabelece como princípio do ensino a ser ministrado a liberdade de aprender, ensinar, pesquisar e divulgar o pensamento, a arte e o saber. Dutra *et al.* (2003) entrevistam o professor Milton Vargas que cita artigos dos anos 1990 que já alertava para essa mudança necessária nos cursos de engenharia.

Merece ainda destaque no âmbito das discussões aqui travadas o artigo 205 da Constituição Federal que dita ser a educação direito de todos e dever do Estado e da família devendo ser promovida e incentivada com a colaboração da sociedade, visando ao pleno desenvolvimento da pessoa, seu preparo para o exercício da cidadania e sua qualificação para o trabalho, ou seja, faz-se relevante as interações entre as universidades, centros de pesquisa e a sociedade e os eventos científicos constituem-se em elementos relevantes para tal interação.

Hoje, o maior e mais eficiente elo nas interações entre as universidades, os centros de pesquisa e a sociedade requer efetividade na participação e atuação das Secretarias de Educação. Ministério da Educação e dos órgãos de avaliação e fomento ao ensino e pesquisa. Exemplificando, desde o ano 2000 que o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília conjuntamente com a Universidade Federal de Goiás vem atuando conjuntamente no desenvolvimento de pesquisas voltadas para erosões, infiltração de águas pluviais e assoreamento de reservatórios. De modo a propiciar a transferência dos conhecimentos gerados para a sociedade os resultados das pesquisas foram colocados em diferentes níveis de linguagem indo do primeiro ano do ensino fundamental ao ensino universitário e profissionais atuando na área. O material didático gerado encontra-se disponibilizado em www.geotecnia.unb.br (Produção Acadêmica; Livros), no entanto, embora a Região Centro-Oeste e o país passe por graves problemas relacionados a esses temas eles não têm sido utilizados na educação da sociedade.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O processo de formação profissional e da educação como um todo requer uma mudança de paradigma para superar o que Paulo Freire chamava de educação bancária, quando o(a) estudante era visto como um arquivo de saberes a ser preenchido e recuperado em momentos distintos a critério da docência.

A atualização dos métodos e a interação entre disciplinas, colegas e a sociedade é imperiosa para formar cidadãos com autonomia intelectual e capacidade de resolver os problemas que a sociedade lhes coloca.

Os casos de sucesso estão surgindo em um número crescente. Contudo, ainda são casos, portanto é preciso sair da fase de testes e mudar o modelo de educação em uso.

A educação ativa e a preparação dos(as) alunos(as) para o autoeducar-se é hoje indispensável, pois o volume e velocidade com que estão surgindo novas tecnologias tornam muitas vezes em curto espaço de tempo de abrangência limitada o que foi estudado durante os cursos de graduação e/ou pós-graduação.

REFERÊNCIAS

- Borochovicus, E. & Tortella, J.C. Aprendizagem baseada em problemas: um método de ensino-aprendizagem e suas práticas educativas. in aval. pol. públ. Educ., Rio de Janeiro, v.22, n. 83, p. 263-294, abr./jun. 2014. disponível em: <https://www.scielo.br/pdf/ensaio/v22n83/a02v22n83.pdf>
- Camapum de Carvalho, J. (2023). Avaliação sucinta da produção em ciência: Diálogo entre uma Pesquisadora e um Cidadão. In: Camapum de Carvalho, J. (Org.). Diálogos Geotécnicos: Convite à Reflexão. 2ª ed. Capítulo 1, pp. 17-55. ISBN 978-65-00-62301-7
- Camapum de carvalho, J.; Pérez, A. C.; Cabral, R. M. (2023). Insumos minerais: diálogo entre o Ser Humano, o Solo, a Água, o Ar, os Elementos Químicos e o Bioma Cerrado. In: Camapum de Carvalho, J. (Org.). Diálogos Geotécnicos: Convite à Reflexão. 2ª ed. Capítulo 12, pp. 251-280. ISBN 978-65-00-62301-7
- Pérez, A. C. (2018). Influência de insumos agrícolas em propriedades físicas de solos tropicais. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 103 p.
- Pérez, A. C. (2022). Análise da influência de insumos minerais no comportamento de um perfil de solo tropical. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 138 p.
- Pérez, A. C.; Camapum de Carvalho, J. (2023). Influencia de insumos agrícolas en propiedades y comportamientos de los suelos tropicales no saturados. In Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Júnior, G. P. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C.; Rodrigues, R. A. (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo – SP: ABMS, cap. 16, pp. 533-558.
- Dutra, J.C.; Rezende, L.S. & Levy, S.M. Entrevista com o professor Milton Vargas. Revista Exacta (1) abril, 2003. Pg. 8-16. 2003. Disponível em [efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://www.redalyc.org/pdf/810/81000102.pdf](https://www.redalyc.org/pdf/810/81000102.pdf)
- VALENCIA, Y. G (2009). Influência da biomineralização nas propriedades físico-mecânicas de um perfil de solo tropical afetado por processos erosivos. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 183 pp.
- Valezi, S.L. O agir docente na educação profissional. Curitiba: Appris Editora. 240 p.2023.

CAPACITAÇÃO DE SONDADORES NO FORMATO EAD

Wilson Conciani

Instituto Federal de Brasília, Brasília, Brasil, concianiw@gmail.com

Joseleide Pereira da Silva Antunes

Instituto Federal de Brasília, Brasília, Brasil, joseleide.silva@ifb.edu.br

Carlos Petrônio Leite da Silva

Instituto Federal de Brasília, Brasília, Brasil, carlos.silva@ifb.edu.br

Larissa Andrade de Aguiar

Instituto Federal de Brasília, Brasília, Brasil, larissa.aguiar@ifb.edu.br

RESUMO: A sondagem SPT é o método de investigação de solos mais utilizado no Brasil. A função do sondador de solos é fundamental para um reconhecimento fidedigno e confiável do perfil de um solo. É essencial para o sondador experiência e capacidade técnica para se realizar uma identificação com segurança. Na prática estes itens são adquiridos no canteiro de obras. É de conhecimento da área técnica que a qualidade do laudo de sondagem depende do sondador e da sua experiência na identificação dos solos. Desta forma, busca-se capacitar os sondadores para uma análise mais linear em todo o Brasil. Na tentativa de atingir todos os profissionais, buscamos construir uma metodologia capaz de preencher as lacunas de conhecimento técnico e alinhar as identificações dos solos no Brasil. Criou-se uma plataforma digital utilizando as ferramentas moodle, com vídeos teóricos e demonstrativos práticos. Em contato com empresas da área, busca-se criar salas interativas em todo Brasil, realizar aulas síncronas e assíncronas, compartilhar solos e análises, e realizar testes com análises de solos em tempo real. Como resultado, buscamos atingir o maior número de sondadores e profissionais que colaboraram com a construção do laudo de sondagem dos solos, fazendo com que as análises se tornem cada vez mais confiáveis e com menos discrepâncias entre as análises feitas por sondadores diferentes. Como conclusão, alçamos atingir confiabilidade para as sondagens de simples reconhecimento e contribuir com dimensionamentos de obras geotécnicas.

PALAVRAS-CHAVE: Capacitação EAD, Sondadores, Laudo de Sondagem.

ABSTRACT: The SPT is the most used soil investigation method in Brazil. The role of the soil sounding worker is fundamental for confident and reliable recognition of a soil profile. Experience and technical capacity are essential for the sounding worker to carry out a safe identification. In practice, these items are developed at the construction site. It is known in the technical area that the quality of the survey report depends on the worker and his experience in identifying soils. In this way, the aim is to train workers for a more linear analysis throughout Brazil. In an attempt to reach all professionals, we seek to build a methodology capable of filling gaps in technical knowledge and aligning soil identifications in Brazil. A digital platform was created using Moodle tools, with theoretical videos and practical demonstrations. In contact with companies in the area, we seek to create interactive rooms throughout Brazil, hold synchronous and asynchronous classes, share soils and analyses, and carry out tests with soil analyzes in real time. As a result, we seek to reach the largest number of sounding workers and professionals who collaborated with the construction of the soil survey report, making the analyzes increasingly more reliable and with fewer discrepancies between the analyses carried out by different workers. In conclusion, we aim to achieve reliability for simple reconnaissance surveys and contribute to the design of geotechnical works.

KEY WORDS: Training; Distance learning; Sounding workers, Sounding reports.

1 INTRODUÇÃO

As investigações geotécnicas destinadas ao reconhecimento do perfil e os tipos de solos,

encontrados nos subsolos de qualquer terreno, são fundamentais para as construções atuais.

A análise de reconhecimento de perfil de solo mais

utilizada no Brasil é a sondagem SPT (*Standard Penetration test*), também conhecida como de simples reconhecimento ou sondagem a percussão.

Por ser um método simples, de fácil execução e de baixo custo de utilização, a sondagem SPT chegou ao Brasil na década de 1940 e se tornou o método de investigação mais utilizado nas obras geotécnicas.

No Brasil este procedimento de investigação é padronizado pelo NBR 6484/2020. Que estabelece não só a execução, como também o padrão dos equipamentos a serem utilizados. Desta forma, duas são as variáveis que destacam-se na padronização do método: os equipamentos e a execução. Os equipamentos precisam ser verificados, medidos e pesados com certa periodicidade, ficando a cargo da empresa proprietária do equipamento a responsabilidade por manter os mesmos no padrão da norma. Além desse método e de suas variantes ou complementos existem diversos outros processos de investigação de solos e rochas, que por vezes são solicitados.

A ABMS identificou as dificuldades e através de parcerias buscou na formação dos trabalhadores e na certificação de empresas um caminho para a superação (Carvalho, 2012)

A execução dessas sondagens é de responsabilidade do profissional desta atividade, o sondador de solos, que trabalha em equipe sendo este o responsável pela prática de cravação e da análise das amostras retiradas. As duas variáveis são fundamentais para um resultado fidedigno da investigação realizada. O laudo de sondagem é a materialização desta análise, é o documento que apresenta os resultados finais.

Os desafios desse profissional são imensos: conhecer e aplicar as normas técnicas em vigor, desenvolver esse trabalho sob condições penosas, por vezes insalubres ou perigosas, manter sempre o mesmo padrão, relatar o trabalho em planilhas de forma legível e organizada, conservar suas ferramentas e equipamentos e tão importante quanto cada um desses itens conservar sua saúde.

O objetivo deste trabalho é relatar a experiência de organizar um curso de sondador de solos com todos esses aspectos, incluindo aulas explicativas e práticas, de forma híbrida: parte presencial e parte a distância.

2 METODOLOGIA

Esse curso é desenvolvido em método híbrido, ou seja, parte em EaD e parte presencial. O curso foi organizado em uma parceria do IFB com a ABMS. O propósito dessa parceria é aprimorar a qualidade

técnica de execução de sondagens das empresas locais e formação continuada dos trabalhadores da construção civil.

2.1 Planejamento Pedagógico

O curso é planejado para cobrir todas as atividades do sondador. Assim, o trabalho deve ter uma parte explicativa que pode ser trabalhada por vídeos e pequenos textos escritos em linguagem simples. Essa parte explicativa é entremeada com práticas de campo, realizada com empresas e escolas que participam do projeto. Todo o curso toma cerca de 4 meses de trabalho, ou cerca de 200 h.

2.1.1 Elaboração do Cronograma

O cronograma de formação é planejado para que as 200 h do curso sejam desenvolvidas em aproximadamente 4 meses. Para isso, são organizadas reuniões síncronas, aulas assíncronas e aulas práticas de campo. As aulas práticas acontecem nos sábados e feriados para que todos possam participar independente da sua jornada de trabalho. O período de aulas deve, se possível, usar o período de chuvas quando há menos obras em locais sem acesso à rede mundial de computadores.

2.1.2 Conteúdo

As aulas são apresentadas em tópicos estratégicos, buscando uma melhor interação com os alunos. Inicia-se com conteúdo teórico e explicativo, e posteriormente apresenta as metodologias de campo e suas práticas.

Aula 1 – Introdução

Conta um pouco da história da sondagem e sua importância na construção civil, associando a relatos da história do mundo, conforme Figura 1.



Figura 1. Construção do Egito antigo e suas pirâmides.

Aula 2 - Tipos de Sondagens

Apresenta os tipos de investigação geotécnica e os tipos de sondagens.

Aula 3 - Origem e formação dos solos

Conta a história de formação do planeta e os tipos de rochas encontradas na superfície terrestre. Os tipos de ações geológicas e de intemperismo que atuam neste processo, conforme figura 2.

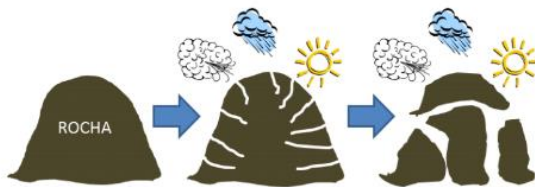


Figura 2. Intemperismo das rochas.
Fonte: Manual do sondador (2013).

Aula 4 - Tipos de Solos

Apresenta os solos encontrados e os tipos de classificações que podem definir um solo.

Aula 5 – Coleta de amostras

Apresenta metodologias de coleta e as normas que as orientam, demonstrando o passo a passo, conforme figura 3.



Figura 3. Armazenagem e identificação das amostras de solo.
Fonte: Manual do sondador (2013).

Aula 6 - Marcação de furos de sondagem em terrenos urbanos

Orientação quanto ao posicionamento dos furos e identificação dos mesmos, conforme figura 4.

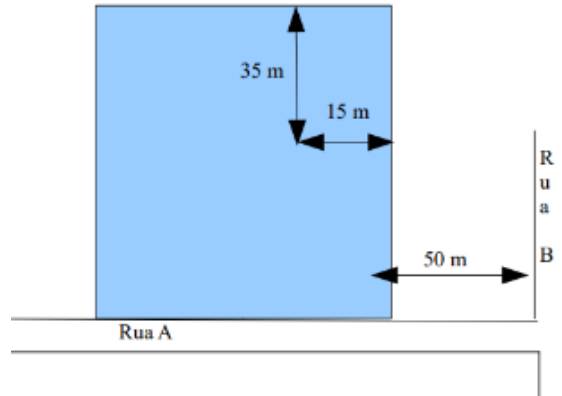


Figura 4. Layout de localização de furos de sondagem.

Aula 7 – Localizando um terreno fora da cidade

Orientação básica para o uso de GPS e identificação de coordenadas geográficas.

Aula 8 - Sondagem à trado

Apresenta os tipos de trados e a metodologia de retirada de amostra.

Aula 9 – Ensaio em cava

Apresenta a metodologia de ensaio de permeabilidade em cava, conforme figura 5.

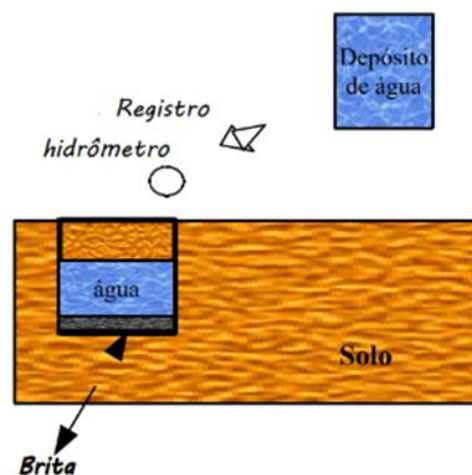


Figura 5. Ensaio de permeabilidade em cava.

Aula 10- Ensaio em furo de sondagem

Apresenta a metodologia de ensaio de permeabilidade em furos de sondagem, conforme figura 6.



Figura 6. Ensaio de permeabilidade em furo de sondagem.

Aula 11 – Ensaio de perda de água em furos de sondagem

Apresenta a metodologia de ensaio de perda de água em furos de sondagem.

Aula 12 – Amostras indeformadas

Apresenta metodologias de coleta e as normas que as orientam, demonstrando o passo a passo da retirada de blocos.

Aula 13 - Sondagens rotativas

Apresenta o equipamento conforme orientação de norma e o procedimento da sondagem. Extração de testemunhos e leitura do RQD (*Rock Quality Designation*) como classificador de qualidade da rocha para fins de construção civil. A Figura 7 mostra a disposição, identificação e arquivo de um testemunho retirado de uma sondagem rotativa.



Figura 7. Sondagem SPT.

Aula 14 – Sondagem SPT (Sondagem a percussão)

Apresenta o equipamento conforme orienta a norma, medidas e pesos; e o procedimento da sondagem, conforme Figura 8.



Figura 8. Sondagem SPT.

Fonte: Manual do sondador (2013).

Durante o curso os alunos têm a oportunidade de medir e conferir partes do equipamento, como por exemplo a medida das hastes, condições das hastes (empenada ou não), peso do martelo, medida da guia do martelo, conferir o material e qualidade do coxim, condições da corda de sisal, bico do amostrador, cabeça de bater, entre outros e comparar com as medidas e exigências das normas técnicas vigentes no país.

Aula 15 – Como preencher o boletim de campo
Orienta como realizar o preenchimento do boletim de campo, e o que deve ser apresentado em cada espaço.

Aula 16 - Dinâmicas do dia a dia

Orienta como deve ser a dinâmica de preparação para o procedimento, apresenta situações imprevistas e como deve-se proceder. Orienta a organização do local de trabalho.

Aula 17 – O que influi no valor do N_{spt}

Apresenta situações que influenciam diretamente no número de batidas do N_{spt} , tanto relacionadas ao equipamento quanto ao procedimento.

Aula 18 – O sondador e a saúde

Orientações sobre higiene e segurança do trabalho, o uso de EPIs e cuidados para se evitar acidentes graves.

2.2 Material Didático

O curso foi preparado com apostilas em pdf disponíveis para todos os estudantes. Além das apostilas há vídeos que demonstram os procedimentos a serem desenvolvidos. As amostras de solos a serem usadas em aulas práticas são de

vários locais e texturas. Essas amostras são padronizadas para não haver divergência em resultados.

2.3 Ambiente Virtual de Aprendizagem (AVA)

O IFB disponibiliza duas plataformas de estudo para ensino à distância, o Moodle como plataforma oficial e como segunda opção a Sala de Aula Virtual do Google (*Google Class*). Ambas as plataformas tem suas vantagens e desvantagens, o mais importante é oferecer opções para os alunos e esperar que eles sinalizem qual plataforma é mais amigável para o aprendizado dos mesmos. A Figura 9 mostra o ambiente virtual do *Google Class*.



Figura 9. Sala de aula virtual (*Google Class*) do curso de sondador de solos.

As videoaulas são constituídas de vídeos disponíveis em plataformas públicas na rede mundial de computadores e organizadas no AVA, para facilitar o acesso dos alunos.. Esses vídeos têm tempo de até 5 minutos e tem foco na demonstração de procedimentos. A Figura 10 demonstra uma atividade que envolve assistir uma vídeo aula e posteriormente responder um teste de conhecimento referente a atividade.

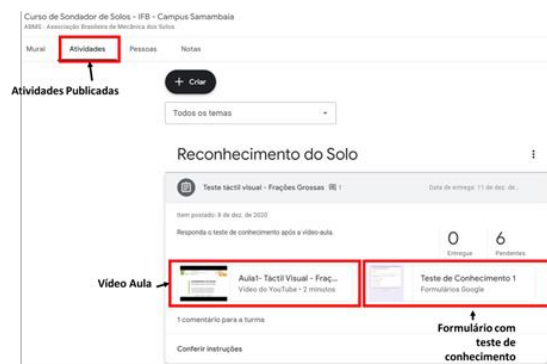


Figura 10. Organização de uma atividade dentro do AVA (*Google Class*) do curso de sondador de solos.

2.4 Atividades Práticas

As atividades práticas são desenvolvidas em

laboratórios de escolas técnicas, universidades e empresas parceiras. Os parceiros disponibilizam sua infraestrutura e apoio para que se realizem as aulas práticas.

Essas práticas são a materialização dos conhecimentos. As práticas não são simples execução de procedimentos mas o desenvolvimento de tarefas que somadas formam as competências necessárias ao sondador (Borochovicus & Tortella, 2014).

As aulas práticas devem reunir as técnicas de execução das sondagens, a interpretação dos textos técnicos, os cuidados com a saúde e o meio ambiente, a redação clara e legível dos boletins de sondagens e o uso correto dos conhecimentos matemáticos.

Esses conhecimentos se encontram quando um problema concreto é apresentado e deve ser resolvido pelo cursista.

2.5 Aulas Síncronas

As aulas síncronas são o centro do curso. Essas aulas podem ser participadas por computadores, telefones celulares e *tablets*. As aulas síncronas são reuniões que acontecem 2 ou 3 vezes por semana. As aulas síncronas são um importante espaço de interação conforme descrito por Valezi (2023).

3 DESAFIOS ENCONTRADOS

Esse curso encontra três desafios que podem comprometer o seu sucesso. O desafio maior é a disponibilidade de tempo dos trabalhadores para que possam frequentar o curso. Os sondadores e outros candidatos atuam em obras que muitas vezes são longe das cidades e do acesso à rede mundial de computadores. Nesse sentido, mesmo as aulas práticas de fins de semana encontram dificuldades, uma vez que os cursistas devem viajar para chegarem aos locais onde as aulas práticas acontecem.

O segundo desafio é a construção de parcerias para que o curso aconteça em diferentes polos com aulas práticas, monitores alinhados tecnicamente e com o curso. As parcerias são essenciais, pois delas dependem: os espaços físicos, equipamentos, liberar o horário das aulas para os trabalhadores realizarem o curso, e logística para as aulas práticas. O papel da ABMS tem sido essencial para superar esses entraves.

Finalmente, o desafio de uso e acesso às tecnologias e duração do curso têm gerado algumas dificuldades. Para alguns parceiros o curso deveria ter foco apenas no SPT para ser rápido. Esse caráter expedito impede a plena formação do sondador, com conhecimentos científicos, técnicos e culturais que melhoram a compreensão do serviço e da qualidade de vida no

trabalho. Além disso, ao conhecer os diversos métodos de ensaios e as técnicas de coleta de amostra os profissionais conseguem desenvolver a qualidade que a ABMS propõe.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos ao Instituto Federal de Brasília – Campus Samambaia e a ABMS / NRCO pelo apoio ao trabalho.

REFERÊNCIAS

- Borochovcicus, E. & Tortella, J.C. Aprendizagem baseada em problemas: um método de ensino-aprendizagem e suas práticas educativas. in aval. pol. públ. Educ., Rio de Janeiro, v.22, n. 83, p. 263-294, abr./jun. 2014. disponível em: <https://www.scielo.br/pdf/ensaio/v22n83/a02v22n83.pdf>.
- Carvalho, I.S. Proposta para certificação das empresas de sondagem à percussão - tipo SPT. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Ambiental) - Universidade Federal de Mato Grosso. 2012.
- Manual do sondador/ Wilson Conciani (coord.) Carlos Petrônio Leite da Silva ... [et al.]. Brasília : Editora do IFB, 2013. 118 p. : il. ; 23 cm.
- Valezi, S.L. O agir docente na educação profissional. Curitiba: Appris Editora. 240 p.2023.

Produção de Vídeos Didáticos Sobre Erosões e Solos Expansivos para Divulgação no Instagram

Cleyciana Freire de Aguiar Cosmo

Instituto de Ciências Biológicas, Goiânia, Brasil, cleycianafreire@discente.ufg.br

Marcia Maria dos Anjos Mascarenha

Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Goiânia, Brasil, marciamascarenha@ufg.br

Andreliisa Santos de Jesus

Instituto de Estudos Sócio Ambientais, Goiânia, Brasil, andreisajesus@ufg.br

Mauricio Martines Sales

Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Goiânia, Brasil, mmartines@ufg.br

Marta Pereira da Luz

Eletrobras Furnas e Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil, martaluz@eletrobras.com

RESUMO: Atualmente tem sido reconhecida a importância da disseminação do conhecimento científico, buscando apresentar os resultados obtidos em pesquisas científicas em linguagens mais acessíveis para a sociedade. Sendo assim, este trabalho tem como objetivo desenvolver vídeos didáticos sobre erosões e solos expansivos, com linguagem acessível, voltados para educação em solos e difundidos em rede social, contribuindo para aumentar o alcance e a popularização do conhecimento em solos. Para o desenvolvimento dos vídeos, foi seguida uma metodologia que envolveu a produção de roteiro, edição, divulgação e avaliação. Foram desenvolvidos um vídeo didático sobre erosão do solo e foi editado e diagramado um vídeo sobre solos expansivos. A divulgação do material ocorreu através de postagem no Instagram @saberessobresolos, apresentação para o Grupo de Pesquisa em Erosões do PPGGECON/UFG e em disciplinas ministradas no IESA e EECA. Para avaliar a satisfação do público, foi elaborada uma enquete e os espectadores foram convidados a respondê-la. Após a publicação na rede social, o vídeo “Erosão do solo - Tipos e conceitos” teve um alcance de 1198 contas, 454 visualizações e 97 interações com o conteúdo em um período de quatro meses. Já o vídeo “Solos expansivos” alcançou 1892 contas, 2254 visualizações e 236 interações em seis meses. Essas métricas indicam que o Instagram é uma ferramenta promissora para difusão do conhecimento em solos e pode ser utilizada para ampliar o alcance e facilitar o acesso à esse conhecimento. Os vídeos foram bem avaliados em todas as questões das enquetes, porém algumas características receberam notas intermediárias, como a adequação didática, o conteúdo técnico, a estética/diagramação e a acessibilidade, enquanto o tempo de duração do vídeo recebeu uma nota baixa. O projeto cumpre assim sua missão de produzir e popularizar o conhecimento em solos, ampliando a divulgação científica, tornando-a mais acessível e contribuindo para o reconhecimento da importância da preservação deste recurso.

PALAVRAS-CHAVE: Recurso Didático, Ensino, Erosão dos Solos, Solos Tropicais.

ABSTRACT: Currently, the importance of disseminating scientific knowledge has been recognized, seeking to present the results obtained in scientific research in languages that are more accessible to society. Therefore, the aim of this work is to develop educational videos on erosion and expansive soil, using accessible language, aimed at soil education and disseminated on social networks, helping to increase the reach and popularization of soil science. To develop the videos, a methodology was followed that involved script production, editing, dissemination and evaluation. A teaching video on soil erosion was developed and a video on expansive soils was edited and diagrammed. The material was disseminated by posting it on Instagram @saberessobresolos, presenting it to the PPGGECON/UFG Erosion Research Group and in courses taught at IESA and EECA. In order to assess public satisfaction, a survey was drawn up and viewers were invited to answer it. After being published on the social network, the video "Soil erosion - Types and concepts" had a reach of 1198 accounts, 454 views and 97 interactions with the content over a period of four months. The video "Expansive soils" reached 1892 accounts, 2254 views and 236 interactions in six months. These metrics indicate that Instagram is a promising tool for teaching soils and can be used to expand reach and facilitate access to information. The videos were

well evaluated in all the questions in the polls, but some characteristics received intermediate scores, such as didactic suitability, technical content, aesthetics/diagramming and accessibility, while the video's running time received a low score. The project thus fulfills its mission of producing and popularizing knowledge about soils, broadening scientific dissemination, making it more accessible and contributing to the recognition of the importance of preserving this resource.

KEY WORDS: Didactic Resource, Teaching, Soil Erosion, Tropical Soils.

1 INTRODUÇÃO

Os diversos comportamentos geotécnicos do solo são processos naturais, mas que podem ser desencadeados por atividades humanas, causando danos ao meio ambiente e à própria sociedade. Em caso de erosões, estas podem gerar riscos de queda de moradias e pessoas, além de promover o assoreamento de cursos d'água e reservatórios, acarretando em alagamentos e em inundações (Carvalho et al., 2006). A expansão dos solos, por sua vez, fenômeno bastante comum na região nordeste do país, quando não prevista na implantação de obras de engenharia, pode gerar muitos prejuízos geotécnicos.

A Educação em Solos desempenha um papel crucial ao sensibilizar as pessoas para a conservação desse recurso ambiental tão importante. Por meio dela, os estudantes podem se tornar agentes transformadores, ativamente envolvidos na redução de impactos, na preservação e no uso sustentável do solo. Ou seja, a Educação em Solos ajuda as pessoas a compreenderem a importância do solo e a adotarem práticas que contribuam para sua preservação (Muggler et al., 2006). Existem várias abordagens pedagógicas utilizadas para construir e transmitir o conhecimento em solos, entre elas a criação de materiais didáticos como vídeos, livros, cartilhas e jogos educativos (Muggler et al., 2006; 2020).

Ciente da importância de popularizar o conhecimento em solo e ampliar a divulgação científica sobre esse tema, buscando obedecer ao “princípio de indissociabilidade entre ensino, pesquisa e extensão” (BRASIL, 1988, EC nº 11/96), o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil (PPGGCON) da Universidade Federal de Goiás (UFG) tem buscado apresentar os resultados obtidos em pesquisas científicas em linguagens apropriadas ao ensino fundamental, ensino médio e ensino superior, com abertura para uso na educação formal e informal. Algumas experiências dessas ações podem ser verificadas em Mascarenha et al. (2018) e Mascarenha et al. (2021). Estes trabalhos têm sido executados em parceria com o projeto de extensão Multiplicando Saberes Sobre Solos, desenvolvido no Instituto de Estudos Socioambientais (IESA) da UFG, que possui um perfil no Instagram destinado à divulgação científica. Estes projetos promovem a educação e popularização

do conhecimento em solos através de materiais acessíveis, voltados para a prevenção de processos de degradação dos solos.

O uso de ferramentas audiovisuais no ensino traz diversos benefícios, pois une a educação ao entretenimento e possibilita a adaptação para todos os tipos de linguagem, tornando o diálogo com o público mais assertivo e motivando o aprendizado (Arroio & Giordan, 2006; Gomes, 2008). Segundo Gomes (2008), os vídeos didáticos são definidos como instrumentos de comunicação audiovisual produzidos especificamente para fins pedagógicos e por profissionais especializados na área do tema, que precisam prender a atenção do usuário, o que exige também dinamismo e criatividade. Atualmente existe uma enorme gama de vídeos educativos disponíveis na internet, sendo eles das mais diversas áreas de estudo, desde informática, programação e economia, até ciências biológicas (Gomes, 2008). Já no ensino de solos, o uso de vídeos didáticos se mostrou uma ferramenta eficaz para facilitar a aprendizagem do tema com alunos do nível fundamental, contribuindo para a assimilação do conteúdo educativo (Jesus et al., 2013).

Vem crescendo cada vez mais o uso de ferramentas modernas na educação, como mídias digitais, redes sociais e recursos disponíveis na internet, ampliando o alcance para o público que está além do nicho acadêmico e que normalmente não possui acesso ou incentivo a acessar este tipo de conteúdo. Nesse contexto, as redes sociais abrem espaço para uso na produção e veiculação de conteúdos educativos, existindo vários perfis no Instagram destinados à educação em solos, que possuem milhares de seguidores (Gomes, 2021).

A partir desse contexto, este trabalho teve como objetivo desenvolver vídeos didáticos sobre erosão e expansão do solo, com linguagem acessível, voltados para educação em solos e difundidos em rede social, contribuindo para aumentar o alcance e a popularização da ciência do solo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Uma sequência de etapas metodológicas foi seguida durante a produção dos vídeos, envolvendo a

elaboração de roteiro, edição, divulgação e avaliação do material produzido.

Para o desenvolvimento do vídeo didático sobre erosão foram estabelecidos alguns assuntos pertinentes para serem abordados, com foco nos tipos de erosões do solo e nos conceitos necessários para compreensão do tema. Conforme apontado por Jesus et al. (2013), é essencial que, antes da criação do vídeo didático, ocorra a fase de roteirização, permitindo um planejamento minucioso dos elementos pedagógicos.

O roteiro foi produzido com base no levantamento da bibliografia referente aos temas abordados (Carvalho et al., 2006; Carvalho et al., 2009; Fabri, 2023; Vilar e Ferreira, 2015) para construção de um roteiro com fundamentação científica, porém atentando-se para a adaptação da linguagem técnico-científica, tornando-a mais acessível ao público geral. Além disso, optou-se por abordar o assunto de forma mais sucinta e resumida, de forma que tornasse o tempo de duração do vídeo o mais curto possível. A escolha por vídeos mais curtos tem se mostrado uma tática eficaz para capturar a atenção e o interesse do espectador. Essa abordagem visa evitar a dispersão e a fadiga cognitiva que podem ocorrer em vídeos longos (Gomes, 2008; Jesus et al., 2013). O roteiro passou por sucessivas revisões e correções antes do material ser aprovado e seguir para a etapa de edição do vídeo.

Em seguida, seguiu-se para a etapa de edição do vídeo, que abrange a captação e sequenciamento de imagens, elaboração de diagramas, legendagem e tradução em Libras. As imagens utilizadas foram adquiridas de bancos de imagens livres (Canva, Pixnio, Pixabay, Wikimedia e Pxhere), das referências bibliográficas e fornecidas do acervo pessoal das autoras, sendo garantidos todos os créditos das fontes quando necessário. Destaca-se a ferramenta utilizada para edição de imagem e vídeo “Canva for Education”, que disponibiliza uma licença gratuita para estudantes de Universidades Federais, além de possuir um robusto banco de imagens, vídeos e áudios. Algumas imagens e vídeos de sobrevoos em voçorocas captadas por drone foram utilizadas. Graças ao Programa de Veículos Aéreos Não Tripulados (PROVANT) do Laboratório de Processamento de Imagens e Geoprocessamento (LAPIG), que cedeu um de seus veículos aéreos não tripulados (VANTS), foram feitas imagens aéreas da voçoroca do bairro São João, no município de Anápolis (GO), para compor a abertura do vídeo.

Para a narração em off do vídeo foi utilizado o

serviço de galeria de voz da Microsoft, que também possui licença livre para estudantes. Para melhorar a acessibilidade do conteúdo educativo ao público, todos os vídeos foram traduzidos por um intérprete de libras e legendados em português. A legendagem e a tradução em Libras permitem que pessoas com surdez ou baixa audição tenham acesso ao conteúdo. Essas práticas estão em conformidade com a Lei Brasileira de Inclusão da Pessoa com Deficiência, que visa garantir o direito à Educação para todos os públicos (Brasil, 2015).

Para interagir com a disciplina de Solos Tropicais, ministrada no PPGGECON, também foi editado e divulgado um vídeo sobre o tema “solos expansivos”, desenvolvido por discentes dessa disciplina (Souza et al., 2023).

A divulgação dos vídeos didáticos ocorreu em dois ambientes, em sala de aula e na rede social (Instagram). Os vídeos ficaram disponíveis para exibição em disciplinas ministradas na Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA), para o Grupo de Pesquisa em Erosões do PPGGECON e para os projetos de educação em solos do IESA e da EECA. Os materiais didáticos também ficaram disponibilizados para acesso externo, em ações junto a escolas e outros segmentos da sociedade e, também, em eventos organizados pela UFG ou fora dela. Ambos os vídeos foram divulgados também para o Grupo de Pesquisa em Erosões do PPGGECON. Para ampliar a divulgação para outros públicos, todo o material foi publicado no Instagram do Projeto Multiplicando Saberes Sobre Solos (@saberessobresolos), com cerca de 1200 seguidores.

Para avaliação dos vídeos didáticos produzidos foi necessária a definição de alguns critérios de análise. Deste modo, foi utilizado um questionário para avaliação por parte dos espectadores dos vídeos, com questões envolvendo sua percepção sobre o conteúdo técnico, a estética e a linguagem acessível (Gomes, 2008). Os participantes (discentes e docentes) foram orientados a avaliar os vídeos e dar uma nota em uma escala de 0 a 5, onde 0 equivale a muito ruim e 5 a muito bom, de acordo com a sua percepção sobre: [1] o conteúdo técnico apresentado; [2] a adequação didática do conteúdo apresentado; [3] a acessibilidade do conteúdo para públicos com necessidade especiais; [4] a estética e diagramação geral do vídeo; e [5] o tempo de duração do vídeo. Considerou-se que as notas de zero a um eram baixas, de dois a três como intermediárias e de quatro a cinco como notas altas. Também foram utilizadas as métricas alcançadas pelas publicações no Instagram,

como o número de visualizações, interações e de contas alcançadas, como forma de avaliar o sucesso da divulgação dos vídeos na rede social.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados consistem na produção do vídeo didático “Erosão do solo - Tipos e conceitos” (seção 3.1) e na edição do vídeo “Solos expansivos”, em parceria com o projeto da disciplina de Solos Tropicais, do PPGGECON (seção 3.2; Souza et al., 2023). Os resultados referentes à divulgação do conteúdo educativo e à avaliação da qualidade dos vídeos são apresentados a seguir.

3.1 Erosão do Solo - Tipos e Conceitos

O primeiro vídeo intitulado “Erosão do Solo – Tipos e Conceitos” (Figura 1), possui por volta de cinco minutos de duração e seu conteúdo introduz sobre a formação do solo e aborda o conceito de erosão e seus principais tipos de ocorrência. Sendo assim, destaca-se a erosão eólica, glacial e hídrica, assim como suas feições, laminar ou linear do tipo sulco, ravina e voçoroca (Carvalho et al., 2006; Carvalho et al., 2009).



Figura 1. Imagem de capa do vídeo “Erosão do Solo – Tipos e Conceitos”.

Durante a divulgação do vídeo “Erosão do Solo – Tipos e Conceitos” foi feita a publicação prévia no Instagram que, entre os dias 29 de abril de 2022 e 22 de agosto de 2022, obteve um alcance de 1198 contas, 454 visualizações e 97 interações com o conteúdo. Supondo que o número de contas alcançadas equivale ao número de pessoas que tiveram contato com o vídeo, este resultado equivale a 40 turmas com 30 alunos em média. Deste modo, o Instagram se mostrou uma ferramenta eficaz na divulgação científica, visto que esse alcance dificilmente seria

possível apenas com a divulgação em sala de aula. As mídias sociais podem ser um meio eficaz para difundir a educação em solos, pois facilita a comunicação e a interação entre pessoas de todo o mundo (Gomes, 2021). No fim deste estudo a publicação precisou ser apagada para aguardar aprovação de FURNAS, que figurou como parceiro do projeto, para então ser publicado novamente em abril de 2023.

Em 03 de junho de 2022, o vídeo também foi apresentado em uma ação educativa na cidade de Guapó - GO, promovido pela Prefeitura de Guapó junto à Secretaria Municipal do Meio Ambiente (SEMMA), de forma presencial. O evento ocorreu em comemoração ao dia internacional do meio ambiente e contou com stands e palestras. O vídeo foi exibido durante a palestra sobre erosão dos solos, como uma ação do projeto Multiplicando Saberes Sobre Solos. A palestra também contou com a demonstração de um ensaio laboratorial de erodibilidade do solo, com um modelo de simulação de escoamento superficial.

O vídeo foi exibido durante a apresentação do projeto ao Grupo de Pesquisa em Erosões do PPGGECON e disponibilizado aos alunos da disciplina de Ciência do Solo, do curso de Ciências Ambientais da UFG. A Tabela 1 apresenta o resultado da enquete sobre o vídeo “Erosão do solo - Tipos e Conceitos”, avaliado pelos participantes do Grupo de Pesquisa em Erosões.

Tabela 1. Resultado da enquete do vídeo “Erosão do solo - Tipos e Conceitos” com a quantidade de notas dadas para suas características, onde 0 equivale a muito ruim e 5 muito bom, pelos participantes do Grupo de Pesquisa em Erosões.

| Característica | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|------------------------|---|---|---|---|---|---|
| Conteúdo técnico | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 |
| Adequação didática | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 |
| Acessibilidade | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 |
| Estética e diagramação | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 2 |
| Tempo de duração | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 2 |

A maioria das notas atribuídas foram altas, sendo a nota 3 a menor observada. Deste modo, considerou-se que a qualidade do vídeo foi bem avaliada. O conteúdo técnico foi o mais bem avaliado, recebendo

apenas notas máximas (5), enquanto que a adequação didática e a acessibilidade receberam notas intermediárias (3). A adequação didática muitas vezes pode ser um desafio, no sentido de converter o conhecimento de uma linguagem técnico-científica para uma linguagem mais acessível ao público geral. Gomes (2008) argumenta que a maioria dos vídeos educativos possuem linguagens mais próximas a de um livro ou revista, o que resulta em falta de interesse dos alunos. Além disso, o autor também explica que quanto mais o conteúdo se aproximar da realidade vivida pelos alunos, mais o vídeo didático irá prender sua atenção. Em relação a acessibilidade do vídeo, o material didático foi aprimorado com a inclusão da legendagem em português e da janela de tradução em Libras, atendendo ao público com surdez ou baixa auditiva (ABNT, 2005). Os motivos para essas notas intermediárias podem estar relacionados a vários fatores, como o tamanho da legenda e da janela de tradução, que não garantem boa visibilidade, ou mesmo a qualidade da tradução e interpretação em Língua Brasileira de Sinais (Libras).

Na Tabela 2 é possível observar que, no mesmo vídeo, dessa vez avaliado pelos discentes da turma de Ciência do Solo, a maioria das notas também foram altas, destacando-se novamente o conteúdo técnico apresentado, que obteve a nota máxima (5) de 100% dos participantes. Porém, novamente a acessibilidade aparece com notas intermediárias e o tempo de duração (cinco minutos) recebeu uma nota baixa (2).

Tabela 2. Resultado da enquete do vídeo “Erosão do solo - Tipos e Conceitos” com a quantidade de notas dadas para suas características, onde 0 equivale a muito ruim e 5 muito bom, pelos participantes da turma de Ciência do Solo.

| Característica | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|------------------------|---|---|---|---|---|----|
| Conteúdo técnico | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 20 |
| Adequação didática | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | 15 |
| Acessibilidade de | 0 | 0 | 0 | 3 | 1 | 16 |
| Estética e diagramação | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 17 |
| Tempo de duração | 0 | 0 | 1 | 0 | 5 | 15 |

O feedback negativo em relação ao tempo do vídeo provavelmente se deu pois a tecnologia digital tem impulsionado a velocidade da comunicação e disseminação de informações, resultando em uma sociedade cada vez mais imediatista. Atualmente, as redes sociais, como o TikTok, Facebook, YouTube e Instagram, também exercem influência sobre as novas gerações, fomentando uma cultura que

valoriza conteúdos rápidos e instantâneos. Essa tendência reflete a busca por gratificação imediata e a preferência por informações condensadas, adaptando-se ao ritmo acelerado da era digital (Gomes, 2021).

3.2 Solos Expansivos

Em parceria com a disciplina de Solos Tropicais do PPGGECON, foi editado o vídeo didático intitulado “Solos expansivos”, com cerca de três minutos e meio (Figura 2). O vídeo aborda o conceito de solo, sua constituição (fase líquida, fase gasosa e fase sólida) e os minerais que o compõem, com ênfase nos argilominerais com propriedades expansivas (Souza et al., 2023).



Figura 2. Imagem de capa do vídeo “Solos Expansivos”.

A publicação do vídeo na rede social ocorreu no dia 22 de outubro de 2022 e até o dia 19 de abril de 2023 alcançou 1892 contas, 2254 visualizações e 236 interações com o conteúdo (Souza et al., 2023). Novamente o número de contas alcançadas reflete o sucesso do Instagram em disseminar o conhecimento científico para um maior número de pessoas. O vídeo também obteve muitas interações, que incluem curtidas, compartilhamentos, comentários e salvamentos, indicando um bom engajamento.

O vídeo “Solos expansivos” foi avaliado pelo Grupo de Pesquisa em Erosões, cujos resultados da enquete são apresentados na Tabela 3. É possível observar que o vídeo obteve a maioria das notas altas. Porém, foram obtidas algumas notas intermediárias para conteúdo técnico, para o tempo de duração, para a estética e para a diagramação do vídeo. Ressalvo que a maior parte do processo, nesse caso, foi elaborado por discentes da disciplina de Solos Tropicais, como roteirização, narração e captação de imagens, sendo a parceria responsável apenas pela edição, diagramação e divulgação do vídeo (Souza et al., 2023).

Tabela 3. Resultado da enquete do vídeo “Solos expansivos – Parte 1” com a quantidade de notas dadas para suas características, onde 0 equivale a muito ruim e 5 muito bom, pelos participantes do Grupo de Pesquisa em Erosões.

| Característica | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|------------------------|---|---|---|---|---|---|
| Conteúdo técnico | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 4 |
| Adequação didática | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 3 |
| Acessibilidade | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 4 |
| Estética e diagramação | 0 | 0 | 0 | 1 | 3 | 2 |
| Tempo de duração | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 4 |

3 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos estão de acordo com as expectativas do estudo, com a produção de materiais audiovisuais didáticos em linguagem acessível ao público e sucesso em sua divulgação. Ao todo foram produzidos dois vídeos voltados para educação em solos, sendo eles “Erosão do solo - Tipos e conceitos”, com cinco minutos de duração e “Solos Expansivos”, com três minutos e meio. Os vídeos foram divulgados em sala de aula e também no Instagram @saberessobresolos ([Link](#)), onde encontram-se atualmente disponíveis com livre acesso.

A divulgação do vídeo “Erosão do solo - Tipos e conceitos” na rede social rendeu um bom engajamento (97 interações) e um grande alcance do público (1198 contas) em um período de quatro meses. Já a divulgação do vídeo “Solos Expansivos” também alcançou grande número de interações (236) e de contas alcançadas (1892) em um período de seis meses. Essas métricas indicam que o Instagram é uma ferramenta promissora para o ensino de solos e pode ser utilizada para ampliar o alcance e facilitar o acesso à informação.

Os aspectos avaliados nas enquetes, de modo geral, alcançaram resultados positivos para ambos os vídeos. No vídeo sobre erosão do solo, destacou-se o conteúdo técnico apresentado, porém algumas características receberam notas intermediárias, como a adequação didática e a acessibilidade, enquanto o tempo de duração do vídeo recebeu uma nota baixa. Já o vídeo sobre solos expansivos obteve notas

intermediárias para o conteúdo técnico, a estética/diagramação e o tempo de duração. Deste modo, para uma melhor adequação didática a linguagem apresentada nos vídeos didáticos deve ser mais acessível ao público alvo. Também deve-se atentar para a boa visibilidade das legendas e da janela de tradução, garantindo o direito da acessibilidade ao conteúdo educativo. Além disso, deve ser dada prioridade aos vídeos mais curtos, para se adequar ao ritmo acelerado das novas gerações. Esses resultados são importantes para que haja o constante melhoramento do material didático e para auxiliar a elaboração de estudos semelhantes.

Por fim, acredita-se que este tipo de trabalho cumpre sua missão, que consiste em produzir e popularizar o conhecimento em solos, ampliando a divulgação científica, tornando-a mais acessível e contribuindo para o reconhecimento de sua importância para preservação deste recurso.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Eletrobras Furnas e à Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) pela coordenação técnica e financiamento no âmbito do Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) intitulado "Modelagem em Várias Escalas da Geração de Sedimentos em Erosões e sua Contribuição aos Reservatórios de Usinas Hidrelétricas", projeto P&D Sedimentos ANEEL, código ANEEL PD.0394-1705/2017. Os autores agradecem os recursos fornecidos pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e pelo financiamento da bolsa de pesquisa de graduação, processos 302985/2021-2 e 309841/2021-6. Por fim, os autores agradecem ao Programa de Veículos Aéreos Não Tripulados (PROVANT) do Laboratório de Processamento de Imagens e Geoprocessamento (LAPIG) da UFG pela cessão de um de seus VANTs para a captação de imagens aéreas utilizadas nos vídeos educativos produzidos, bem como ao Centro de Estudos em Hidrologia e Geotecnia Ambiental (CEHIGE) e ao Laboratório de Geotecnia (LABGEO) da Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA) da UFG pela cessão de imagens de ensaios laboratoriais.

REFERÊNCIAS

ABNT (2005). NBR 15290: *Acessibilidade em comunicação na televisão*. Associação Brasileira de

- Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ARROIO, A.; GIORDAN, M. (2006). *O vídeo educativo: aspectos da organização do ensino*. Química Nova na Escola, v. 24, n. 1, p. 8-11.
- BRASIL. (1988). *Constituição da República Federativa do Brasil. Emenda Constitucional nº 11, de 1996. Altera o Artigo 207 da Constituição Federal*. Diário Oficial da União, Brasília, DF.
- BRASIL, C dos D. (2015). Lei nº 13.146, de 6 de julho de 2015: Estatuto da Pessoa com Deficiência. Diário Oficial da União; v. 43
- CARVALHO, I.R.; JESUS, A.S.; LIMA, F.P.; MUGGLER, C.C. (2009). *Conhecendo os solos de Silvânia (GO)*. Goiânia: 2020. CARVALHO, J.C.; NETO, M.C.; AGUIAR, L.A.D. *Livro comemorativo dos vinte anos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília*. Editorial FT, Brasília, DF.
- CARVALHO, J.C.; SALES, M.M.; SOUZA, N.M.; MELO, M.T.D.S. (2006). (Eds.). *Processos erosivos no centro-oeste brasileiro*. Finatec, p. 464.
- FABBRI, G. T. P.. Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno.1994. Tese (Doutorado em Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Transportes, Universidade Federal de São Paulo, São Carlos, 1994. Disponível em:<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18137/tde-06112012-104943/pt-br.php>. Acesso em: 18 de fev. 2023.
- GOMES, L. (2008). *Vídeos didáticos: uma proposta de critérios para análise*. Revista Brasileira de Estudos Pedagógicos, v. 89, n. 223.
- GOMES W.O.J. (2021). *O Instagram como ferramenta de divulgação científica, popularização e educação em solo*. Instituto de Estudos Socioambientais: Universidade Federal de Goiás; Goiânia, GO. [Monografia]
- JESUS, O. S. F. D.; MENDONÇA, T.; ARAÚJO, I. C. L.; CANTELLI, K. B.; LIMA, M. R. D. (2013). *O vídeo didático "Conhecendo o Solo" e a contribuição desse recurso audiovisual no processo de aprendizagem no ensino fundamental*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 37, p. 548-553.
- JESUS, A.S.D.; CARVALHO, J.C. (2017). *Processos erosivos em área urbana e as implicações na qualidade de vida*. Boletim Goiano de Geografia, v. 37, n. 1, p. 1-17.
- LOPES, B.F.; JESUS, A.S. (2017). *Erosão dos solos em Goiânia-GO sob o enfoque do jornal diário da manhã*. Os Desafios da Geografia Física na Fronteira do Conhecimento. v. 1, p. 4196-4201.
- MASCARENHA, M.M.A.; JESUS, A.S.; GUIMARÃES, M.A.; KOPP, K.; OLIVEIRA, A.P.; SALES, M.M.; ANGELIN, R.R.; CARVALHO, J.C. (2018). *Popularização do conhecimento em solos: experiência de ação de extensão universitária junto à sociedade e comunidade escolar*. XIX COBRAMSEG. Salvador: ABMS.
- MASCARENHA, M.M.A.; REZENDE, L.R.; JESUS, A. S.; CARVALHO, J.C.; SALES, M.M. (2021). *Solos: Educação em sentido amplo*. In *A voz dos invisíveis na sociedade e na academia*. X Simpósio Brasileiro de Educação em Solos (Resumo expandido).
- MENDES, T.A.; PEREIRA, S.A.D.S.; REBOLLEDO, J.F.R.; GITIRANA, G.F.N.; MELO, M.T.S.; LUZ, M.P. (2021). *Development of a rainfall na drun off simulator for performing hydrologicaland geotechnical tests*. Sustainability, MPDI, Basel, Switzerland, v.13, n.6. DOI: 10.3390/su13063060
- MUGGLER, C.C.; PINTO SOBRINHO, F. de A.; MACHADO, V.A. (2006). *Educação em solos: princípios, teoria e métodos*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 30, n. 5, p. 733-740. DOI: 10.1590/s0100-06832006000400014.
- MUGGLER, C.C.; VEZZANI, F.M.; LIMA, M.R. de; SILVA, V. (2020). *Iniciativas de Educação em Solos no Brasil*. Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, Viçosa, MG.
- OLIVEIRA, V.N.; GITIRANA, G.F.N.J.; MASCARENHA, M.M.A.; SALES, M.M.; VARRONE, L.F.R.; LUZ, M.P. (2021). *An Enhanced Flume Testing Procedure for the Study of Rill Erosion*. Water, v.13, n. 2956. <https://doi.org/10.3390/w13212956>
- PENNOCK, D. (2019). *Soil erosion: The greatest challenge for sustainable soil management*. FAO: Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome, Italy, p. 104.
- SCHLIEWE, M.S. (2021). *Experimental study of erosion by waves on the lakeshore of lateritic soils*. Journal of Hydrology, v. 603, n. 127004.
- SOUZA, L.K.T.; OLIVEIRA, M.R.; MIRANDA, P.P.; JESUS, A. S.; REZENDE, L.R.; MASCARENHA, M.M.A. (2023). *Abordagem didática sobre solos expansivos. Didactic approach about expansive soils*. Anais do 51º Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia, Rio de Janeiro, ABENGE, p. 1-9 (in Portuguese).

VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. de M. In: Solos colapsíveis e expansivos. Solos não saturados no contexto geotécnico. 1ª Ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015, p. 415-436.

O papel dos Drenos na Aceleração do Adensamento de Argilas: uma Perspectiva Bibliográfica

Thales Maziero
Mega Reforça, São Paulo, thales@reforca.com.br

Tiago de Jesus Souza
Universidade Federal de São Carlos (UFSCAR), São Carlos (SP), Brasil, tiagosouza@ufscar.br

André Querelli
Solotechnique Consultoria e Engenharia Geotécnica, Jundiaí, Brasil,
andre.querelli@solotechnique.com.br

Luiz de Quadros Fernandes
CJC Engenharia, São Paulo, Brasil, lulafernandes@gmail.com

Mateus Porto Fleury
Solotechnique Consultoria e Engenharia Geotécnica, Jundiaí, Brasil,
mateus.fleury@solotechnique.com.br

RESUMO: Quando o assunto trata-se de adensamento de argilas moles, a literatura internacional traz referências consagradas, porém pouco conhecidas no meio prático. Com o intuito de resgatar conceitos e métodos teóricos da mecânica dos solos que são menos comuns à prática rotineira, o presente artigo busca clarificar tais métodos à luz de uma abordagem bibliográfica sobre o adensamento no âmbito vertical e horizontal – com destaque ao uso de drenos na aceleração de recalques. Neste trabalho, o modelo de Lee et al. (1987) foi apresentado e validado a fim de reiterar a importância do sistema de drenos na aceleração da consolidação das argilas. Os resultados mostraram que o modelo analisado traduz com maior precisão o fenômeno de adensamento em campo em virtude de considerar um maior número de expressões. Neste sentido, conclui-se que é de suma importância adotar modelos que representam as soluções de aceleração de adensamento, já que este fenômeno pode interferir na segurança da obra durante sua vida útil.

PALAVRAS-CHAVE: Adensamento, Argilas, Drenos Verticais, Drenos Horizontais..

ABSTRACT: When it comes to the consolidation of soft clays, the international literature presents well-established references, yet they are not widely known in practical applications. In order to revive concepts and theoretical methods in soil mechanics that are less common in routine practice, this article aims to elucidate such methods through a literature review on consolidation in both vertical and horizontal aspects – with emphasis on the use of drains to accelerate settlements. In this study, the Lee et al. (1987) model was presented and validated to confirm the importance of the drainage system in accelerating clay consolidation. The results showed that the model analyzed provided a more accurate prediction of the consolidation phenomenon, since it takes into account a greater number of expressions. In this way, it is concluded that it is of the utmost importance to adopt models that represent the solutions for accelerating the consolidation phenomenon, since it can affect the safety of the work during its lifetime.

KEY WORDS: Consolidation, Clays, Vertical Drains, Horizontal Drains.

1 INTRODUÇÃO

O período contemporâneo da história geotécnica

começa necessariamente com Karl Terzaghi, considerado o pai da Mecânica dos Solos, sendo que no período compreendido entre 1918 e 1925,

Terzaghi começou no American Robert College, em Istambul, sua pesquisa sobre o comportamento do adensamento das argilas, o que de fato se sabe atualmente ser uma linha de pesquisa bastante importante e desafiadora.

As argilas moles saturadas possuem comportamento de alta compressibilidade quando submetidas a acréscimos de tensão. Desse modo, o estudo e previsão de seu comportamento é de suma importância para possibilitar construções sobre tais substratos, os quais se tornam bastantes recorrentes em diversas regiões brasileiras que possuem uma formação geológica recente (como os depósitos quaternários).

Devido a tal instabilidade e alta compressibilidade das argilas moles, é de grande interesse promover sua estabilização naquilo que se refere aos seus recalques, sendo possível atuar de forma direta na sua parcela de adensamento primário (resultante da dissipação de pressões neutras).

De modo a acelerar o adensamento de solos moles, a fim de possibilitar o atingimento de seus recalques finais antecipadamente, pode-se considerar vários sistemas que facilitem a dissipação das pressões neutras das camadas inferiores resultantes de sobrecargas. Dentre estas, pode-se citar a utilização de sistemas de drenos verticais e horizontais.

Os drenos verticais são cilindros preenchidos de areias (ou de material geocomposto) que, por sua maior permeabilidade, facilitam o fluxo de água em suas adjacências, promovendo maior velocidade na dissipação das pressões neutras. Os drenos horizontais são camadas de areia (ou também elementos geocompostos) que recebem o fluxo d'água vertical. A representação do sistema é feita através do método de matrizes de transferência, a fim de propor um sistema ótimo de drenos verticais e horizontais.

Sendo assim, o presente artigo tem como foco principal promover o entendimento e aplicação do método de aceleração de adensamento de argilas com um sistema de drenos verticais e horizontais aplicados na camada mole.

1.1 Aceleração do adensamento com drenos verticais e horizontais

A fim de acelerar o processo de adensamento para a construção de uma estrutura, uma técnica bastante usada e eficaz é a construção de drenos de areia. Drenos verticais são construídos através de aberturas cilíndricas na camada de solo mole, os quais são preenchidos com areia, formando, em planta, uma malha de drenagem. A drenagem horizontal é

induzida por drenos de areia, ou geotêxtil, os quais são um número de camadas permeáveis horizontais.

Quando uma sobrecarga é aplicada na superfície do solo, a pressão da água intersticial na argila aumenta, e há drenagem facilitada nas direções vertical e horizontal através dos drenos. Assim, o processo de dissipação da pressão neutra dos poros criados pelo carregamento e, portanto, o adensamento, são acelerados. A Figura 1 ilustra tal processo de adensamento devido à dissipação da poro-pressão através dos drenos.

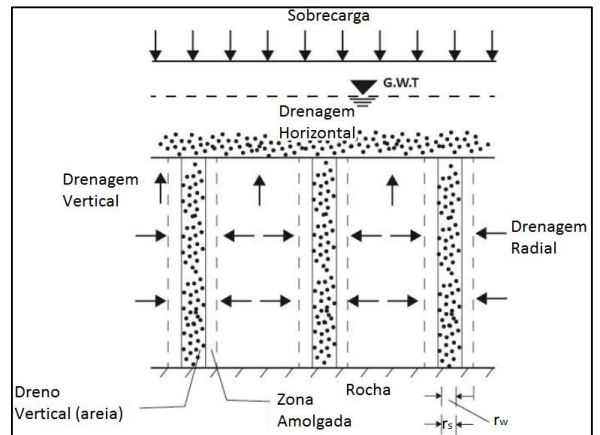


Figura 1: Representação dos drenos verticais e dreno horizontal. (Fonte: Autores, 2024)

Sabendo que os drenos horizontais requerem meios para levar a água coletada para fora da argila, tem-se, portanto, a combinação dos drenos verticais e horizontais como uma vantagem em seu funcionamento, de tal modo a promover com uma maior eficiência à aceleração dos recalques do que os resultados obtidos com a utilização de apenas uma das alternativas em separado.

A Figura 2 serve como ilustração para demonstrar a evolução dos recalques (dissipação de pressões neutras) com e sem utilização de drenos. Nela pode-se observar o menor tempo para obtenção de maiores recalques no solo com o uso de drenos (combinação de drenos verticais e horizontais no presente caso).

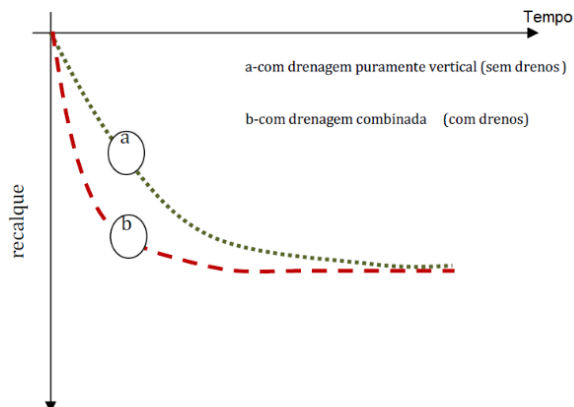


Figura 2: Ilustração da aceleração dos recalques com a utilização de drenos verticais e horizontais (Fonte: Futai, 2010).

Nos últimos anos, vários estudos foram realizados para avaliar diferentes sistemas para acelerar o processo de consolidação de solos moles. Cordeiro e Polido (2005) utilizou drenos verticais para rebaixar o lençol freático e reportaram um aumento no fator de segurança de 27%. Nascimento et al. (2006) utilizou drenos verticais com sistema de condutores elétrico e observou que o gradiente elétrico aplicado torna-se maior que o gradiente hidráulico, provocando a consolidação do solo mais rapidamente.

Leiros et al. (2018) realizou um estudo comparativo do método analítico, experimental e simulação numérica e comprovou a similaridade entre as técnicas e a eficácia de drenos verticais. Santos et al. (2018) apresentaram uma interface de dimensionamento de drenos verticais para auxiliar no dimensionamento desse sistema. Menegaz (2019) comprovaram a eficácia de geodrenos como elemento vertical para acelerar a compressibilidade de argila mole para execução de obras viárias. Correia (2016) comprovaram a eficácia da aplicação de vácuo em geodrenos e Alves (2014) reportou a eficácia de drenos verticais pré-fabricados. Santos et al. (2019) realizaram o dimensionamento de geodrenos verticais por meio de parâmetros obtidos de ensaios oedométricos e piezocone.

2 FORMULAÇÕES

O sistema de argila e drenos é dividido em um número i de camadas horizontais, na qual a argila é considerada homogênea em cada camada, e uma fina camada de areia (ou geotêxtil) é utilizada apenas como a interface entre camadas. As coordenadas dos drenos verticais são definidas como o centro do topo

do cilindro do dreno em cada uma das camadas, com o eixo z crescendo para baixo. As equações que governam o excesso de poro-pressão em cada camada de argila e na fina camada de areia são determinadas conforme a seguir com um sistema cilíndrico de coordenadas.

Uma largura infinitesimal, dr e rd , é considerada em uma fina camada para formar um elemento infinitesimal. Sendo o excesso de poro-pressão uniforme no elemento, a mudança volumétrica do mesmo é dada por:

$$\Delta V = \varepsilon_s \cdot r_s \cdot dr \cdot d\theta \quad (1)$$

Onde: ΔV - Mudança de volume do elemento; ε - Deformação volumétrica; e h_s - Espessura da camada de areia.

De acordo com o fluxo de água dentro do elemento e a equação (1), a equação da continuidade é dada por:

$$\frac{\partial \varepsilon(r,t)}{\partial t} = -\frac{q_r(r,t)}{r} - \frac{\partial q_r(r,t)}{\partial r} - \frac{dr}{r} \cdot \frac{\partial q_r(r,t)}{\partial r} + \frac{\Delta q(r,t)}{h_s} \quad (2)$$

Onde: $q_r(r,t)$ - Escoamento lateral na camada de areia; e $\Delta q(r,t)$ - Perda de fluxo devido à drenagem lateral na camada de areia enquanto a água dos poros flui verticalmente a partir de uma camada de argila para outro.

Assim, introduzindo-se, na equação (2), a lei de Darcy, o princípio das tensões efetivas e a tensão total igual àquela aplicada na superfície, pode-se escrever as equações abaixo:

$$\frac{\partial u(r,z,t)}{\partial t} = c_z \cdot \frac{\partial^2 u(r,z,t)}{\partial z^2} + c_r \cdot \left(\frac{\partial^2 u(r,z,t)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u(r,z,t)}{\partial r} \right) + \frac{d\sigma(r,t)}{dt} \quad (3)$$

$$\frac{\partial u_s(r,t)}{\partial t} = c_s \cdot \left(\frac{\partial^2 u(r,z,t)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_s(r,z,t)}{\partial r} \right) + \frac{\gamma_w \cdot c_s}{k_s \cdot h_s} \cdot \Delta q(r,t) + \frac{d\sigma_s(r,t)}{dt} \quad (4)$$

Onde: t - Tempo; r e z - coordenadas na direção radial e vertical no sistema de coordenadas cilíndricas, respectivamente; u e σ - Excesso de poro-pressão e tensão total na argila, respectivamente; c_z e c_r - Coeficientes de consolidação da argila nas direções vertical e horizontal respectivamente; u_s e σ_s - Excesso de poro-pressão e tensão total na areia, respectivamente; Δq - Quantidade de escoamento por unidade de área, descarregado para camada permeável; h_s - espessura da camada permeável; c_s

e k_s - Coeficiente de consolidação e permeabilidade da areia, respectivamente.

Os coeficientes de consolidação acima explicitados, c_z , c_r e c_s , podem ser escritos como:

$$c_z = \frac{k_z}{m_c \cdot \gamma_w} \quad (5)$$

$$c_r = \frac{k_r}{m_c \cdot \gamma_w} \quad (6)$$

$$c_s = \frac{k_s}{m_s \cdot \gamma_w} \quad (7)$$

Onde: m_c e m_s - Volumes de compressibilidade de argila e areia, respectivamente; k_z e k_r - Coeficientes de permeabilidade da argila nas direções vertical e radial, respectivamente; k_s - Coeficiente de permeabilidade da areia.

As equações (3) e (4) tem o intuito de mostrar a variação da poro-pressão em decorrência do fluxo na direção vertical e radial, bem como o descrever o escoamento de água nas camadas permeáveis de areia. Assim, é demonstrado o adensamento em cada uma das camadas de argila compressível.

Para as camadas de argila, podem-se separar as parcelas de variação de poro-pressão (nas direções vertical e radial), bem como o tempo de dissipação conforme solução expressa por (Gibson and Schefford 1968), onde se obtiveram três equações ordinárias conforme explicitado abaixo:

$$u(r) = A_3 \cdot J_0(sr) + B_3 \cdot Y_0(sr) \quad (8)$$

$$\emptyset(z) = A_2 \cdot \cos \cos \beta_z + B_2 \cdot \sin \sin \beta_z \quad (9)$$

$$T(t) = A_1 \cdot e^{-\alpha^2 \cdot t} + \int_0^1 \frac{d\sigma(\tau)}{d(\tau)} \cdot e^{-\alpha^2 \cdot (t-\tau)} \cdot dt \quad (10)$$

Sendo as constantes A_1 , A_2 e A_3 desconhecidas, e ainda J_0 e Y_0 a primeira e a segunda classe de funções de Bessel de ordem zero e s um parâmetro definido através de condições de contorno para direção radial. Ainda, por fim, a^2 pode ser definido como:

$$u(r) = A_3 \cdot J_0(sr) + B_3 \cdot Y_0(sr) \quad (11)$$

Com relação às camadas de areia, a solução da equação (4) é semelhante à da equação (3), no entanto com o parâmetro β tendo um valor nulo, já que, devido à espessura fina das camadas de areia, o fluxo vertical é desprezível. Assim, o fluxo nessas camadas pode ser expresso conforme indicado abaixo:

$$\Delta Q = \frac{k_s \cdot h_s}{\gamma_w} \cdot \left(s^2 - \frac{\alpha^2}{c_s} \right) \cdot \emptyset_s \quad (12)$$

Sendo \emptyset_s uma constante definida através de condições de contorno.

Assim, ficam definidas a priori as equações que definem a dissipação de poro-pressão, em cada uma das direções das camadas de argila, bem como o tempo dessa dissipação, e por fim é possível se descrever o fluxo dentro das finas camadas de areia que compõem a drenagem.

Através de condições de contorno posteriormente definidas é possível se determinar os parâmetros e constantes das equações (8) a (12) e se obter uma solução analítica para a representação de tal fenômeno de adensamento das camadas de argila com a utilização de drenos verticais e horizontais.

A seguir são descritas tais condições e mostrada a solução final.

As condições de contorno para uma dada camada de argila podem ser abaixo mencionadas, sendo que as mesmas implicam em manipulações algébricas bem descritas em (Nogami and Li 2002), possibilitando então o desenvolvimento do método da matriz de transferência, que por sua vez possibilita a descrição da transferência de quantidade de pressão neutra do topo para a base de cada camada e também de camada para camada. Sendo r_0 o raio do dreno vertical, r_1 a distância radial de sua zona de influência e h a espessura da camada de argila, as condições de contorno para uma dada camada i de argila são dadas como:

- Em $r = r_0$ e r_1 :

$$u(r_0, z, t)_i = 0 \quad (13)$$

$$\frac{u(r, z, t)_i}{\partial r} = 0 \quad (14)$$

- Na interface entre duas camadas (i e $i + 1$)

$$u(r, h, t)_i = u(r, 0, t)_{i+1} = u_s(r, t)_{i, i+1} \quad (15)$$

$$\frac{k_y}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u(r, z, t)_i}{\partial z} \Big|_{z=h_i} = \frac{(k_y)_{i+1}}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u(r, z, t)_{i+1}}{\partial z} \Big|_{z=h_{i+1}} - \Delta q(r, t)_{i, i+1} \quad (16)$$

- No topo da superfície da primeira camada de argila ($i = 1$)

$$u(r, h, t)_1 = 0 \quad (17)$$

$$\frac{\partial u(r, h, t)_1}{\partial r} \Big|_{z=0} = 0 \quad (18)$$

- Na base da camada de argila inferior ($i = 1$)

$$u(r, h, t)_1 = 0 \quad (19)$$

$$\frac{\partial u(r,h,t)_1}{\partial r} \Big|_{z=h_i} = 0 \quad (20)$$

- Bem como distribuição uniforme da sobrecarga aplicada na superfície (Barron, 1948).

Assim, através das condições de contorno acima explicitadas e substituições algébricas na formulação demonstrada nas equações (8), (9), (10), (11) e (12), obtém-se as matrizes de transferência que descrevem a dissipação de poro-pressão entre as camadas e permitem determinar a evolução do adensamento. Portanto, as matrizes de transferência são dadas como:

$$\begin{Bmatrix} \phi^b & \phi^b \end{Bmatrix}_i = \begin{bmatrix} \cos \cos(\beta \cdot h)_i & \frac{\sin \sin(\beta \cdot h)_i}{\beta_i} - \\ \beta_i \cdot \sin \sin(\beta \cdot h)_i & \\ \cos \cos(\beta \cdot h)_i & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi^a & \phi^a \end{Bmatrix}_i \quad (20)$$

$$\begin{Bmatrix} \phi^a & \phi^a \end{Bmatrix}_{i+1} = \begin{bmatrix} \frac{(h_x \cdot k_x)_{i+1}}{k_z} \cdot s^2 - \\ \frac{\alpha^2}{(c_x)_{i+1}} \cdot \frac{(k_z)_i}{(k_z)_{i+1}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi^b & \phi^b \end{Bmatrix}_i \quad (21)$$

Onde tem valor nulo para camadas impermeáveis.

Assim, com as matrizes de transferência, pode-se fazer a modelagem de sucessivas camadas de argila com camadas permeáveis intermediárias (drenos horizontais), e eixos cilíndricos que também promovem o adensamento (drenos verticais), discretizando as varias camadas, considerando cada uma em sua individualidade como sendo homogêneas e isotrópicas, de modo a, por fim, analiticamente realizar a modelagem da dissipação das pressões neutra entre cada camada e, conseqüentemente, reproduzir a evolução do adensamento da camada mole de argila em um determinado tempo.

A Figura 3 é apenas uma ilustração das camadas discretizadas, cada uma com suas propriedades.

Tendo determinada a parte analítica da problemática proposta no presente artigo, pode-se então realizar algumas aplicações do método de modo a se fazer sua validação.

3 APLICAÇÃO

Para validação do modelo, foi apresentado por Lee et al. (1987) um teste numa lagoa em um formato

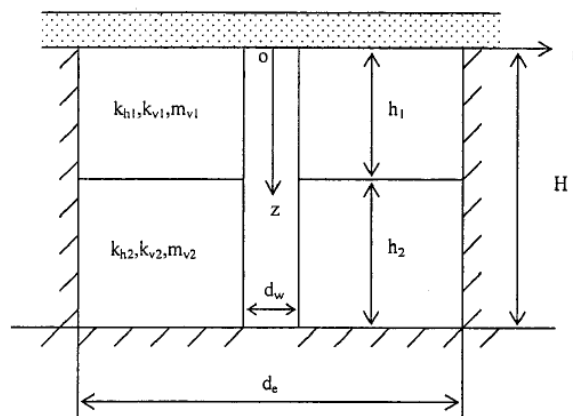


Figura 3. Representação das camadas de argila mole com lentes de areia intermediárias para modelagem do adensamento. (Fonte: Autores, 2024)

retangular com uma grande proporção entre suas dimensões.

A mesma foi escavada no solo existente da região e então foi preenchida com argila e areia de tal modo a formar condições de teste com a própria argila, sendo tal teste realizado nas seguintes condições:

- Profundidade da escavação: 1,35 m
- Espessura da camada de areia (estando a mesma localizada no meio da escavação): 0,55 m
- Menor largura da escavação retangular: 28 m
- O coeficiente de consolidação da argila varia de acordo com a tensão efetiva aplicada sob a mesma, no entanto, segundo análise laboratorial, coeficientes de consolidação representativos para a argila em questão são:
 - $c_c(c_r = c_z) = 2,0m^2/ano$ para um grau de consolidação de 50%;
 - $c_c(c_r = c_z) = 1,0m^2/ano$ para um grau de consolidação de 90%.
- Os coeficientes de permeabilidade para a argila e a areia tiveram a seguinte variação:
 - De $4.10^{-9}m/s$ a $4.10^{-8}m/s$ para a argila;
 - De $5.10^{-4}m/s$ a $1.10^{-3}m/s$ para a areia.

Portanto adotou-se uma relação de permeabilidade, num intervalo de $1,1 * 10^4$ a $5,6 * 10^4$. De tal modo a considerar a argila isotrópica assim como indicado.

$$\frac{k_s}{k_c} (k_r = k_z = k_c) \quad (22)$$

Assim, aplicando-se a abordagem descrita no presente trabalho ao sistema de argila com finas camadas de areia, pode-se fazer a análise a seguir explicitada dos resultados. Usando as informações obtidas de campo acima mostradas e formulações modificadas, podem-se observar os valores obtidos para os tempos correspondentes a 50% e 90% da consolidação (t_{50} e t_{90} , respectivamente), os quais foram então calculados como se apresenta na tabela 1.

Os valores médios ao longo daqueles calculados para várias proporções de permeabilidade (dentro dos intervalos acima estabelecidos) são $t_{50} = 3,1$ dias e $t_{90} = 26,3$ dias, enquanto aquelas calculadas sem uma

Tabela 1. Resumo dos valores de tempo para atingimento de 50% e 90% do adensamento utilizando-se várias relações entre k_s e k_c .

| k_s / k_c | t_{50} (dias) | t_{90} (dias) |
|------------------|-----------------|-----------------|
| $1,1 \cdot 10^4$ | 3,5 | 29,4 |
| $2,8 \cdot 10^4$ | 3,0 | 25,6 |
| $5,6 \cdot 10^4$ | 2,7 | 24,1 |
| Média | 3,1 | 26,3 |

camada de areia são $t_{50} = 9,84$ dias e $t_{90} = 90,59$ dias. Os valores estimados usando o método hiperbólico a partir do registro de adensamento medidos em campo são $t_{50} = 3,0$ dias e $t_{90} = 26$ dias (Lee et al. 1987).

A Figura 4 (Lee et al.,1987) mostra a curva de adensamento para a determinada carga aplicada, estando na mesma os valores observados em campo e também os valores calculados, sendo que estes foram representados em uma das curvas onde se considera um coeficiente de adensamento c_c no valor de $1,0 \text{ m}^2/\text{ano}$ e outra com um coeficiente de consolidação de $2,0 \text{ m}^2 / \text{ano}$. Ainda as curvas de adensamento são calculadas em duas situações: para a condição sem a camada de areia e também com a camada de areia.

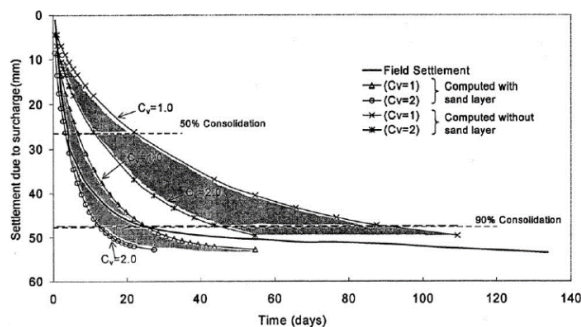


Figura 4. Curvas de adensamento calculadas pelo método apresentado e curva de adensamento observada em campo. (Fonte: Lee et al., 1987)

Através da análise da figura 4, pode-se observar boa concordância entre os valores calculados computacionalmente e os valores observados em campo, sendo visto isso nas curvas que consideram a camada de areia na análise (representando a situação real em campo), de tal modo que a curva observada (linha cheia) passa entre as duas curvas calculadas com o método proposto (o qual foi realizado com dois valores de coeficiente de adensamento), ou seja, para um coeficiente de adensamento médio próximo do real, os valores calculados com o método se ajustam cada vez melhor aos valores observados, de tal modo a validar o método de cálculo. Ainda observou-se também aceleração no adensamento quando a camada de areia é levada em conta na análise, de tal modo que se percebe que o modelo leva perfeitamente em consideração a aceleração do recalque advindo da aplicação dos drenos verticais e horizontais.

4 CONCLUSÕES

Este artigo teve por objetivo realizar um estudo da arte relativo ao adensamento de solos argilos e seu aprimoramento com drenos verticais. Com o presente artigo, pode-se perceber que a utilização de drenos verticais e horizontais fornece um sistema eficiente de aceleração de adensamento, tendo em vista sua complementação física, onde o fluxo coletado pelos drenos horizontais se utiliza como caminho dos drenos verticais para expulsão da água do interior do solo mole. Ainda, com relação ao modelo aqui estudado, é importante evidenciar que o mesmo leva em consideração cinco termos na direção r , e cinco a dez termos na direção z , dependendo do comportamento da expressão em série, enquanto a solução de representação de adensamento de Terzaghi, apenas um ou dois termos na expansão na direção z são suficientes para representar o comportamento de consolidação. Assim, pode-se notar que o modelo aqui proposto traduz com uma precisão bastante maior o fenômeno de adensamento em campo, podendo-se observar isto através da simples análise da Figura 4 do item anterior, a qual mostra claramente um bom ajuste entre as curva de adensamento calculadas e a curva de adensamento observada. Como já dito, ela fica intermediária aos valores das duas curvas calculadas considerando diferentes valores no coeficiente de consolidação. Por fim, considera-se de suma importância modelos bem representativos a soluções de aceleração de adensamento, já que o solo tem uma interação global

com a estrutura, interferindo principalmente na sua qualidade, funcionalidade e principalmente segurança durante sua vida útil.

REFERÊNCIAS

- Alves, N. S. O. (2014). Estudo do comportamento de aterros reforçados sobre solos moles com utilização de drenos verticais pré-fabricados. Tese de Livre Docência Poli-USP, 2014.
- Barron, R. A. (1948). "Consolidation of fine grained soils by drain wells." *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 113, 718.
- Cordeiro, D. D. e Polido, U. F. (2005). Estabilização de um aterro através de drenos verticais conjugados a drenos horizontais profundos. In: IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostras – COBRAE, Salvador-BA, 2005.
- Correia, M. R. B., Brandt, J. R. T. Andrade, G. G., e Yanez, D. G. (2016). Uso da técnica de melhoramento de solos moles com drenos verticais com vácuo em uma obra de infraestrutura rodoviária na América do Sul. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Belo Horizonte-MG, 2016.
- Futai, M. M. (2010). "Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles." Tese de livre docência, 39.
- Gibson, R. E., e Shefford, G. C. (1968). "The efficiency of horizontal drainage layers for accelerating consolidation of clay embankments." *Geotechnique*, 18, 327–335.
- Lee, S. L., Karunaratne, G. P., Young, K. Y., e Ganeshan, V. (1987). "Layered clay–sand scheme of land reclamation." *J. Geotech. Eng.*, 113 (9), 984–995.
- Leiro, L. H. M., Neto, O. F., e Santos Junior, O. F. (2018). Estimativa de recalques em aterro sobre solo mole. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Salvador-BA, 2008.
- Menegaz, T. Reginatto, G. M. P., Massocco, N. S., Grando, A., Higashi, R. A. R., Chibiaqui, T. V., Souza, J. V., e Silva, C. E. C. (2019). Análise da Aceleração do Recalque de um Aterro Sobre Solo Mole em um Trecho da Duplicação da BR-470. In: XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul – GEOSUL, Joinville, SC, 2019.
- Nascimento, A. J. P., Neto, M. S., e Palmeira, E. M. (2006). Consolidação Eletro-Osmótica com Drenos Verticais. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - XIII COBRAMSEG, 2006, Curitiba. Anais. São Paulo: ABMS, 2006. v. 3. p. 1927-1932
- Nogami, T., e Li, M. 2002. "Consolidation of system of clay and thin sand layers." *Soils Foundations, Jpn. Geotech. Soc.*, in press.
- Santos, M. M. A., Bello, M. I. M. C., e Santos, Y. R. P. (2019). Dimensionamento de Geodrenos Para Um Aterro Sobre Solo Mole, a Partir de Coeficientes de Adensamento Obtidos em Ensaio Oedométricos e de Piezocone. In: IX Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental - REGEO, São Carlos-SP, 2019.
- Santos, U. H. C., Silva, C. H. C., Souza, L. M., e Souza, U. A. S.. (2018). Desenvolvimento de software para análise e dimensionamento de drenos verticais 2D. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Salvador-BA, 2008.

Aprendizagem ativa aplicada em estudos geotécnicos nos cursos de engenharia civil: estudo de caso

Mikhael Ferreira da Silva Santos 1
UFPE, Recife-PE, Brasil, contato@engmikhaelferreira.com.br

Cláudio Vidrih Ferreira 2
UNESP, Bauru-SP, Brasil, vidrih@vidrih.com.br

RESUMO: Este artigo investigou a aplicação e os efeitos de metodologias ativas no ensino de Geotecnia, com o objetivo de enriquecer a formação prática de futuros engenheiros geotécnicos. A metodologia ativa escolhida, centrada em resolução de problemas práticos, foi implementada em disciplinas de Mecânica dos Solos, buscando estreitar a lacuna entre a teoria acadêmica e as demandas práticas do campo geotécnico. Os resultados mostraram-se extremamente positivo na relação ensino-aprendizagem.

PALAVRAS-CHAVE: Metodologias ativas, ensino na geotecnia, aprendizagem ativa.

ABSTRACT: This article investigated the application and effects of active methodologies in Geotechnical teaching, with the aim of enriching the practical training of future geotechnical engineers. The chosen active methodology, centered on solving practical problems, was innovative in Soil Mechanics disciplines, seeking to narrow the gap between academic theory and the practical demands of the geotechnical field. The results were extremely positive in the teaching-learning relationship.

KEY WORDS: Active methodologies, teaching in geotechnics, active learning.

1 INTRODUÇÃO

A aprendizagem ativa está presente desde o nascimento do ser humano. Ao longo da vida o homem enfrenta desafios complexos, trilhas flexíveis e semiestruturadas nas áreas pessoais, profissionais e sociais.

Conforme Bacich & Moran (2018), a vida é um processo de aprendizagem ativa, onde os problemas ficam cada vez mais complexos.

Inúmeros estudos mostram que embora a aprendizagem por transmissão (passiva) seja importante, a aprendizagem por questionamento e experimentação é mais relevante para uma compreensão mais ampla e profunda.

É uma forma de inverter a ordem tradicional da sala de aula através da indução e dedução com apoio docente, isto é, experimentar e posteriormente entender a teoria (Freire, 1996).

O ensino da geotecnia tem sido debatido em diversos importantes eventos nacionais e internacionais

(SFGE 2012, SFGE 2016, GEE 2020, entre outros). Steenfelt (200) sugere que, no ensino de graduação em Engenharia, o uso de modelos físicos mostra-se intuitivo e auxiliar na fundamentação teórica da engenharia geotécnica.

É possível verificar inúmeros trabalhos com modelos físicos, tais como Cardoso (2009), Jaksa *et al.* (2016) e Santana & Lamas (2009). Em todos estes, a metodologia ativa se tornou crucial na relação ensino-aprendizagem e mostrou-se extremamente positiva.

O presente artigo apresenta o objetivo de mapear o efeito da metodologia ativa na relação ensino-aprendizagem na disciplina de mecânica dos solos do Centro Universitário de Ciências e Tecnologia do Maranhão – UNIFACEMA, visando aprimoramento do aprendizado, engajamento dos estudantes e aplicações prática dos conhecimentos adquiridos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para investigar o uso das metodologias ativas, o presente autor realizou inúmeras aplicações ativas, como Sala de Aula Invertida, Aprendizagem Baseada em Problemas (ABP), visitas técnicas, laboratórios experimentais, entre outros. Dentre as aplicações, foi selecionadas os melhores produtos produzidos pelos alunos e verificado a eficiência do ensino-aprendizagem. A figura 01 sintetiza a metodologia utilizada para alcançar o objetivo principal.



Figura 1. Síntese da metodologia aplicada.

Com base em registros fotográficos e aplicação de questionários, foi possível analisar a percepção dos alunos frente ao uso de metodologias ativas aplicadas nos estudos de geotecnia.

O objetivo principal foi promover uma abordagem de ensino mais participativa, integrando teoria e prática de maneira eficaz, enquanto se observava o comportamento dos alunos diante dessa metodologia inovadora.

A utilização de modelos físicos geotécnicos contribuiu para a compreensão do fenômeno estudado, uma vez que é possível identificar o comportamento teórico.

3 RESULTADOS

A metodologia de ensino da disciplina foi híbrida, mesclando momentos presenciais e virtuais, com vistas à construção de conhecimentos a partir da integração teoria e prática alinhadas a recursos tecnológicos e Metodologias Ativas que desenvolvem a autonomia, análise crítica do conhecimento, com uso de objetos de aprendizagem diversificados onde teremos a ação do Professor, Tutor e do Aluno.

As atividades virtuais priorizaram a teoria, previamente planejada pelo Professor e efetivada com a mediação do Tutor. As atividades presenciais, por sua vez, abordaram a prática realizadas em sala de aula, campo e laboratório com a mediação do Professor. A figura 02 ilustram aulas em campo abordando projeto de engenharia de fundações.



Figura 2. Aula prática em campo com ensino do projeto de fundações.

A incorporação de aulas de campo na disciplina revela-se como um elemento crucial na aplicação efetiva de metodologias ativas de ensino. Este enfoque pedagógico transcende os limites tradicionais da sala de aula, proporcionando aos alunos uma experiência prática que não apenas consolida os conhecimentos teóricos, mas também fomenta o desenvolvimento de habilidades práticas essenciais na engenharia geotécnica.

As figuras 02 e 03 ilustra aplicação de conceitos de estabilidade de taludes em área de risco do município, englobando a participação ativa dos alunos no levantamento de dados e informações.



Figura 2. Aula prática em campo com ensino do projeto de fundações.



Figura 2. Aula prática em campo com ensino do projeto de fundações.

O produto final do trabalho foi a criação de uma mapa de risco de áreas no centro do município, disponibilizado também para defesa civil.

A realização do levantamento de áreas de risco ao deslizamento durante a atividade de campo representa um marco significativo no processo de ensino de Mecânica dos Solos, incorporando uma aplicação prática valiosa que transcende os limites da sala de aula. Essa atividade não apenas reforça os conceitos teóricos abordados em sala, mas também proporciona uma compreensão tangível e contextualizada dos desafios geotécnicos enfrentados no mundo real. A figura 3 ilustra o produto final.

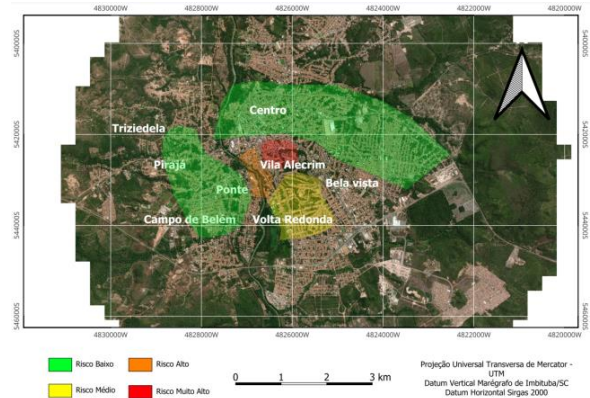


Figura 3. Mapa de risco produzidos pelos os alunos.

A figura 04 ilustra a produção de um simulador de Vane Test criado pelo grupo de alunos durante à disciplina.



Figura 4. Simulador do ensaio de campo Vane Test.

As figuras 5 e 6 ilustram, na devida ordem, ensaio de campo para controle de compactação (frasco de areia e cilindro cortante) e aulas com uso de Aprendizagem Baseada em Projetos (ABP).



Figura 5. Ensaio de controle de compactação.



Figura 6. Aplicação de ABP para ensino de geotecnia.

A ideia principal da ABP é envolver os estudantes em um projeto, que pode durar semanas ou meses, partindo de um problema ou uma necessidade concreta para que eles construam soluções, resultando em um produto final.

4 DISCUSSÃO

Foi aplicado um questionário de satisfação individualmente aos alunos. A figura 07 ilustra a avaliação didática dos alunos.

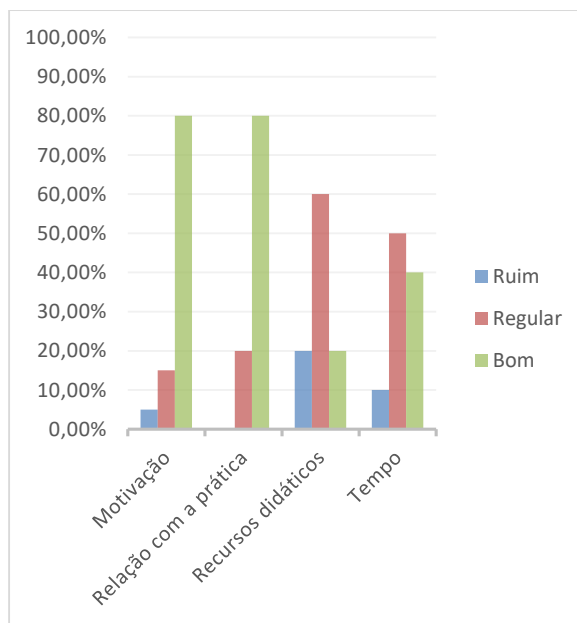


Figura 7. Percepção dos alunos com o avanço da disciplina.

Analisando a percepção quanto à motivação dos alunos nota-se que 80% dos participantes ficaram totalmente satisfeitos com os meios adotados. A motivação, dentre outras características, encontra-se quase sempre adequada ou satisfeita, conforme pode ser verificado em Romeral (2019).

Semelhantemente, a relação com a prática também alcançou a marca de 80% de satisfação por parte dos alunos. Isso realça as diversas atividades práticas realizadas em sala de aula, campo e laboratório, garantindo um aprendizagem ativa, onde os alunos resolveram diversos problemas em campo.

A percepção dos alunos em relação ao tempo foi regular e bom (90%). Muitos alunos gostariam de um tempo de aprendizagem maior, cerca de 50% colocou como regular devido requerer um tempo maior de aprendizagem.

Os recursos didáticos tiveram 20% ótimo, 60% regular e 20% ruim. No geral, os recursos também cumpriram seus objetivos, garantindo uma eficácia no ensino baseado em metodologias ativas. Houve uma taxa de 20% ruim, alguns alunos tiveram a percepção de faltar alguns recursos durante às aulas.

Romeral (2019) afirma que modelos de aula ativa possuem notória diferença com relação aos métodos atualmente adotados, alterando os papéis desenvolvidos por todos. Desta forma, é preciso estimular uma nova cultura de estudos, de forma que o aluno reconheça a relevância de tudo isto para o seu aprendizado. É preciso compreender que este método traz novas perspectivas também para o professor, que não está “deixando de dar aula”, mas sim readequando o tempo disponível para trazer em sala exercícios e discussões que aumentem a atratividade dos discentes e que os aproxime da realidade que exercerão em suas profissões.

Um estudo envolvendo a aplicação de ABP em uma universidade mostrou que o uso de estudo de caso para a construção de conhecimentos foi avaliado positiva para os estudantes, que alegaram que “estudos de caso são uma boa alternativa para analisar situações reais”. Para outro aluno, a atividade estimulou “interatividade com a sala/grupo, dando ideias novas e mais abrangentes” (Ponciano *et al.*, 2017).

O ABP estimulou a aplicação prática dos conhecimentos teóricos em contextos do mundo real. Ao enfrentar problemas desafiadores, os alunos podem conectar a teoria à prática, facilitando uma compreensão mais profunda e significativa.

A metodologia do ABP promove o desenvolvimento de habilidades críticas, como resolução de problemas, pensamento analítico, tomada de decisões e trabalho em equipe. Os alunos são desafiados a abordar questões complexas, o que contribui para a formação de profissionais com competências além do mero acúmulo de informações (Prain & Waldrip, 2006).

Em síntese, a importância do ABP para o ensino reside na sua capacidade de criar uma experiência educacional envolvente, promovendo habilidades essenciais, motivando o aprendizado autodirigido e preparando os alunos para os desafios práticos e complexos que enfrentarão em suas trajetórias acadêmicas e profissionais.

No cenário dinâmico da geotecnia, onde a aplicação prática dos conhecimentos é fundamental, as metodologias ativas emergem como catalisadoras essenciais no processo de ensino-aprendizagem.

Ao invés de uma abordagem passiva centrada na transmissão de informações, as metodologias ativas envolvem os estudantes de maneira proativa, proporcionando uma série de vantagens cruciais para a formação de profissionais na área. Isso pode ser percebido através das percepções realizadas pelos estudantes durante a disciplina.

5 CONCLUSÃO

Torna-se evidente que essa abordagem revelou-se não apenas interessante, mas também essencial para uma formação robusta e contextualizada dos futuros engenheiros geotécnicos. A percepção positiva manifestada pelos alunos, tanto em relação à motivação quanto à aplicação prática dos conhecimentos adquiridos, destaca o impacto significativo dessas metodologias na experiência educacional.

A abordagem ativa, centrada na resolução de problemas práticos, demonstrou ser um catalisador poderoso para a motivação dos alunos. A interação direta com desafios geotécnicos reais não apenas estimulou a curiosidade, mas também promoveu um engajamento intrínseco, tornando o processo de aprendizagem mais dinâmico e significativo. A percepção positiva dos alunos quanto à relevância imediata dos conceitos teóricos na prática da Geotecnia destaca a eficácia dessa abordagem em conectar a teoria à aplicação concreta.

Mais além, a constatação de que a Geotecnia só pode ser verdadeiramente ensinada por meio de metodologias ativas ressalta a natureza prática e complexa dessa disciplina. Ao enfrentarem situações reais, os alunos não apenas absorvem os fundamentos teóricos, mas também desenvolvem habilidades críticas, analíticas e práticas essenciais para enfrentar os desafios geotécnicos do mundo real.

A positiva resposta dos alunos a essa abordagem ativa sugere que a Geotecnia, uma disciplina intrinsecamente prática, pode encontrar seu ambiente de ensino ideal em metodologias que transcendem a sala de aula tradicional. O comprometimento dos estudantes, sua capacidade de aplicar conhecimentos em contextos reais e a motivação resultante indicam que as metodologias ativas são uma ponte essencial entre a teoria acadêmica e as demandas práticas do campo da Geotecnia.

Em resumo, este estudo reforça a importância crucial de adotar abordagens ativas no ensino de Geotecnia. A resposta positiva dos alunos e os resultados tangíveis observados apontam para uma transformação significativa na forma como a Geotecnia pode ser efetivamente ensinada e aprendida. Ao incorporar metodologias ativas, estamos moldando engenheiros geotécnicos mais capacitados, motivados e prontos para enfrentar os desafios complexos e dinâmicos de suas futuras carreiras. Este é um passo fundamental rumo a uma formação mais eficaz e impactante na engenharia geotécnica.

REFERÊNCIAS

- BACICH, L.; MORAN, J. Metodologias Ativas para uma educação invocadora: uma abordagem teórico-prática. Porto Alegre: Penso, 2018.
- CARDOSO, R.; GOMES, R. C.; SANTOS, J.; SENA COSTA, V.; CAETANO, J. P. Novos equipamentos didáticos no ensino da mecânica dos solos. In: 10º Congresso Nacional De Geotecnia, Portugal, 8p. 2009.
- FREIRE, P. Pedagogia da autonomia: saberes necessários à prática educativa. São Paulo: Paz e Terra, 2005.
- JASKA, M. B.; KUO, Y. L.; SHAHIN M. A.; YUEN, S.; AIREY, D.; KODIKARA, J. K. Engaging and Effective Laboratory Classes in Geotechnical Engineering. In.: SFGE 2016 - Shaping the Future of Geotechnical Education International Conference on Geo-Engineering Education, Belo Horizonte, MG, Brazil. 2016.
- PONCIANO, T. M.; GOMES, F. C. V.; MORAIS, C. Metodologia ativa na engenharia: verificação da ABP em uma disciplina de engenharia de produção e um modelo passo a passo. Revista Principia, Vol. 34, João Pessoa, 2017.
- PRAIN, V. & WALDRIP, B. An Exploratory Study Of Teachers' And Students' Use Of MultiModal Representations Of Concepts In Primary Science. International Journal Of Science Education, London, n. 28, p. 1843-1866, 2006.
- ROMERAL, P. A. A. F. Análise da aplicação de metodologias ativas de ensino no curso de engenharia de produção da UTFPR - Campus Londrina. Universidade Tecnológica Federal do Paraná (Trabalho de Conclusão de Curso - TCC), 2019. 86f.
- SANTANA, T.; LAMAS, P. Modelos físicos simples de apoio ao ensino da Geotecnia. In: 10º Congresso Nacional De Geotecnia, Portugal. 2009.

Uma Revisão Sobre o Colapso da Barragem de Malpasset

Eduardo da Gloria Barbosa Terceiro

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, terceiroedu@outlook.com

RESUMO: A história e progresso da humanidade tem uma importante contribuição da construção das barragens e suas diversas finalidades. Estas são definidas como obstáculos artificiais capazes de atuar como barreira física com o propósito de armazenamento ou controle de água, rejeitos e qualquer outro componente líquido. Por se tratar de estruturas que podem chegar a dimensões colossais, o rompimento de uma barragem sempre gera muita preocupação devido ao seu grande potencial destrutivo. O colapso de uma grande construção, como em uma barragem, quando de forma repentina, cria uma imensa onda que devasta tudo que está no seu caminho, com danos sociais, culturais, grande impacto financeiro e com perdas de vidas. Quando se fala em rompimento de barragem, um dos acontecimentos de maior destaque é o rompimento da barragem de Malpasset. Dada a relevância deste colapso para a história da construção de barragens, para a Mecânica das Rochas e para a Geotecnia, diversos estudos técnicos foram realizados. Foram encontrados artigos que abordam os aspectos construtivos, geológicos, geotécnicos e sociais do reservatório de Malpasset. Uma série de deficiências no maciço rochoso da fundação da barragem e a falta de esforços dedicados ao estudo de geologia local foram determinantes para que o conjunto de fatores resultasse no colapso: o aumento da subpressão, que excedeu os limites toleráveis fazendo que a fundação rochosa deslizasse e a estrutura viesse a colapso; o padrão de foliação da rocha gnáissica ao longo da fundação na ombreira esquerda, a permeabilidade e a sensibilidade da relação entre as tensões geradas.

PALAVRAS-CHAVE: Geotecnia, Barragem, Mecânica das Rochas, Barragem de Malpasset, Colapso de Barragem.

ABSTRACT: The history and progress of humanity has an important contribution to the construction of dams and their various purposes. These are defined as artificial obstacles capable of acting as physical barrier for the purpose of storing or controlling water, waste and any other liquid component. As these are structures that can reach colossal dimensions, the rupture of a dam always generates a lot of concern due to its great destructive potential. The collapse of a large construction, like a dam, suddenly creates an immense wave that devastates everything in its path, with social and cultural damage, great financial impact and losses of lives. When talking about dam failure, one of the most prominent events is the failure of the Malpasset dam. Given the relevance of this collapse to the history of construction of dams, Rock Mechanics and Geotechnics, several technical studies were carried out. Articles were found that address the constructive, geological, geotechnical and social aspects of the Malpasset reservoir. A series of deficiencies in the rock mass of the dam foundation and the lack of efforts dedicated to the study of local geology were decisive for the set of factors resulted in collapse: the increase in underpressure, which exceeded tolerable limits, causing the rock foundation to slide and the structure to collapse; the foliation pattern of the gneissic rock along the foundation on the left abutment, the permeability and the sensitivity of the relationship between the tensions generated.

KEY WORDS: Geotechnics, Dam, Rock Mechanics, Malpasset Dam, Dam Collapse.

INTRODUÇÃO

A história e progresso da humanidade tem uma importante contribuição da construção das barragens e suas diversas finalidades. O Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 2017) define que estas são obstáculos artificiais capazes de atuar como uma barreira física com o propósito de armazenamento ou controle de água, rejeitos e qualquer outro componente líquido. De acordo com a região, o objetivo e tipo de material a ser contido, as barragens podem variar em diferentes tamanhos, desde enormes

estruturas de concreto, como em usinas hidrelétricas e grandes represas, até modestos maciços de terra, utilizados em fazendas.

O modo de vida moderno não seria o mesmo sem a influência das barragens e sua capacidade em armazenamento, geração de energia com a hidroeletricidade, potencialização da irrigação e o abastecimento de água, além de evitar inundações, com a regularização das vazões e o controle de cheias, ou seja, são inúmeras as contribuições para a humanidade. Nos dias de hoje é possível encontrar barragens que tenham finalidades múltiplas em uma

só estrutura, mas a maioria delas ainda são das que tem apenas um único uso definido (CBDB, 2017).

O Registro Mundial de Barragens (World Register of Dams - WRD), diz que a captação da água para a irrigação é a finalidade de maior relevância das barragens, sendo 50% dessas. Outras utilizações importantes são para as hidrelétricas com 18%, o abastecimento de água com 12% e o controle de cheias com 10%, além de outras maneiras (ibid.).

Por se tratar de estruturas que podem chegar a dimensões colossais, o rompimento de uma barragem sempre gera muita preocupação devido ao seu grande potencial destrutivo. O colapso de uma grande construção, como em uma barragem, quando de forma repentina, cria uma imensa onda que devasta tudo que está no seu caminho, com danos sociais, culturais, grande impacto financeiro e com perdas de vidas.

Quando se fala em rompimento de barragem, um dos acontecimentos de maior destaque é o rompimento da barragem de Malpasset. O importante reservatório em arco de concreto, localizado nos arredores de Fréjus, na França, começou a ser construído no ano de 1952, com o primeiro enchimento no início de 1954. Após um período intenso de chuvas e fortes ventos, além do aumento do nível de água da bacia hidrográfica, a estrutura entrou em colapso e rompeu no dia 2 de dezembro de 1959, gerando uma enorme onda de destruição que assolou a região e deixou 421 mortes. A catástrofe repentina e as vias de acesso completamente inundadas frustraram as tentativas de resgate (GOODMAN, 2013).

Dada a relevância deste colapso de Malpasset para a história da construção de barragens e para a Mecânica das Rochas, diversos estudos técnicos foram realizados. Foram encontrados artigos que abordam os aspectos construtivos, geológicos, geotécnicos e sociais do reservatório de Malpasset (DUFFAUT, 2013; GOODMAN, 2013; SERAFIM, 1987; BRUEL, 2002) bem como outros aspectos gerais do colapso de barragens (SARKARIA, 1997; JENSEN, 1983).

Materiais e Métodos

O tipo de pesquisa realizado neste estudo foi uma revisão bibliográfica, restrita à análise bibliográfica. Foram consultados livros, dissertações e artigos científicos selecionados por meio de buscas em diversas bases de dados, principalmente Scielo e Google Acadêmico. O presente trabalho tem como objetivo descrever e analisar o episódio de ruptura da Barragem de Malpasset, sob a luz de estudos técnicos

do ocorrido e literatura especializada na área de Mecânica das Rochas. Para tanto, foi feito um apanhado histórico e, em seguida, a descrição das propriedades geológicas e geotécnicas que resultaram no colapso da barragem.

Resultados e Discussão

A BARRAGEM DE MALPASSET

A cidade de Fréjus fica localizada no sul da França e próximo dali, em um distrito de Cannes, se encontrava a barragem de Malpasset. O reservatório que cortava o rio Le Reyas e tinha a sua estrutura em arco de concreto, à época de sua conclusão, em 1954, era a barragem mais fina até a sua altura e seu vertedouro era entalhado no centro da crista. Esta possuía uma espessura máxima em torno de 6,7 metros e 66,5 metros em seu ponto mais elevado, além de um raio com 105 metros e, entre dois blocos rochosos, um ângulo de 121 graus e tinha capacidade normal para vinte e dois milhões de metros cúbicos (JENSEN, 1983; SERAFIM, 1987).

A barragem foi projetada por André Coyne, engenheiro civil francês da École Polytechnique. Coyne foi responsável pela construção de importantes barragens ao longo da história, como a barragem de Marèges na década de 1930, consolidando a técnica de barragem em arco na França. Inventor de técnicas de ancoragem e procedimentos para monitoramento acústico, especialista indiscutível com reconhecimento internacional, foi nomeado chefe do Departamento de Engenharia de Grandes Barragens em 1935 e Presidente da Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD).

Após o período da II Guerra Mundial, o governo francês fundou a Electricité de France - EDF, a fim monopolizar a rede pública de energia elétrica. Então o país iniciou um intenso período de grandes construções com reservatórios colossais, alguns deles recebendo a consultoria da ACJB, empresa de Coyne (PLANÈTE TP, 2008). Nesse cenário, o prestigiado engenheiro francês foi o responsável por dimensionar a obra de Malpasset.

A barragem foi concebida em uma estrutura de arco duplo, ou do tipo abóbada, possuindo curvatura

horizontal e vertical. As barragens em arco têm como característica marcante a sua solidez excepcional, visto que a pressão da água reforça a resistência da estrutura (BRUEL, 2002). Esse tipo de reservatório pode ter espessuras variadas da parede de concreto e são apropriadas para vales profundos e estreitos, como era o caso de Malpasset. Segundo Londe (1986), esse era um método construtivo muito comum da década de 1950; de acordo com Faria (1988) esse tipo de barramento se trata de uma fina casca ligada, em sua fundação, a um maciço rochoso.

As barragens em arco transmitem grande parte das tensões hidrostáticas para as ombreiras no leito do rio, tendo então sua segurança e estabilidade controladas pelas tensões do próprio arco e pelas tensões verticais (SANTOS, 2018), pois a estrutura aumenta sua espessura conforme se aproxima da base.

Em resumo, as forças provenientes da massa de água esbarram e se equilibram com a boa resistência à compressão do concreto, que são potencializadas pela curvatura da estrutura. Barragens com esse modelo construtivo, ainda apresentam vantagens no sentido econômico, já que possuem basicamente esforços de compressão, no entanto, exigem um complexo cálculo estrutural (MOLITERNO, 1995).

O ROMPIMENTO

O reservatório de Malpasset começou a ser construído em 1952, a 15 quilômetros de Fréjus, nas proximidades da Côte d'Azur, costa banhada pelo Mar Mediterrâneo. Seu enchimento teve início dois anos depois, em 1954 e seu principal objetivo era fornecer água para irrigação e uso pessoal (Figura 1). O rompimento da barragem se deu no final de 1959, em meio a condições climáticas adversas, com fortes chuvas; e o aumento da subpressão, pressão exercida pela água, de baixo para cima, que se infiltra pela porosidade da rocha sob a barragem.

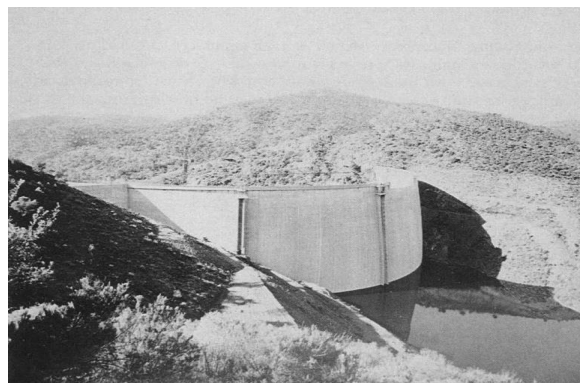


Figura 1 - A barragem de Malpasset antes do enchimento complete. Fonte: Post e Bonazzi (1987).

O colapso da barragem de Malpasset teve um grande impacto na comunidade mundial de barragens por diversos motivos, mas principalmente pela estrutura ter sido projetada por um dos mais importantes engenheiros daquele período, André Coyne, como abordado no tópico anterior deste artigo. Pouco antes, ele havia participado de um simpósio sobre barragens em arco como presidente da ICOLD. Coyne faleceu após ter sido profundamente afetado pelo colapso do reservatório.

Outro importante motivo é que a França, naquele período, caracterizava-se como um país referência na construção de barragens em arco, onde nenhum outro reservatório desse tipo havia ruído de tal maneira. Este acontecimento em Malpasset mostrou que até os mais seguros dos métodos construtivos podem falhar. Além disso, o elevado número de vítimas em uma região mediterrânica muito rica também foi um aspecto marcante (SERAFIM, 1987; DUFFAUT, 2013). A ruptura da barragem de Malpasset foi o maior desastre sofrido pela França nesse âmbito (BRUEL, 2002).

Segundo Jensen (1983), um pouco antes do rompimento foi descoberto uma infiltração a cerca de 20 metros da jusante, na ombreira direita. No entanto, esse episódio não tem uma clara justificativa para o rompimento, pois essa foi a região que permaneceu inalterada após o colapso (LONDE, 1986).

Com a ruptura uma onda imensa se formou e devastou Fréjus, lavando todo o caminho até chegar na costa, como descreve Bruel (2002) “uma onda gigantesca de 40 metros de altura quebra no estreito vale à velocidade de 70 km/h”. Da barragem, restou apenas o lado da ombreira direita e a base do centro (Figura 2).



Figura 2 - Vista da ombreira direita após o desabamento. Fonte: Post e Bonazzi (1987).

A parte esquerda (Figura 3) à jusante havia sido carregada com todo o volume de água que estava contido no reservatório, assim como um grande bloco de rocha a qual se apoiava a ombreira, deixando visível a face cheia de fraturas (Figura 4) do frágil maciço (JENSEN, 1983).

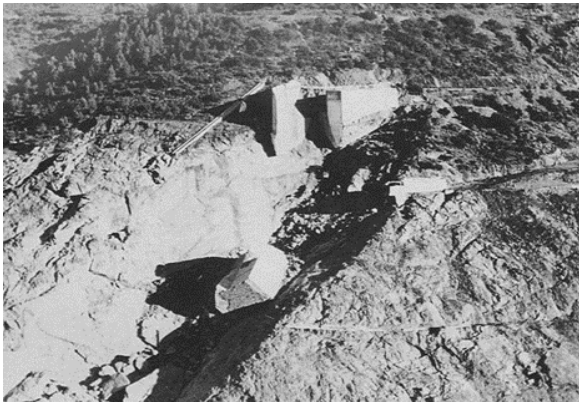


Figura 3 - Vista da ombreira esquerda após o desabamento. Fonte: Post e Bonazzi (1987).



Figura 4 - Fraturas da face esquerda. Fonte: Post e Bonazzi (1987).

Após a ruptura, foram realizadas investigações e perícias para avaliar as possíveis causas e apontar responsáveis pelo desastre. Apesar de frequente

atividade sísmica, a hipótese de abalo por terremoto foi descartada. Todavia, a localização da barragem começou a ser questionada (BRUEL, 2002). Estudos geológicos detalhados indicaram uma falha tectônica que mergulhava para a montante, como descreve Londe (1986).

Ademais, a barragem havia sido construída em cima de uma rocha gnáissica com uma estrutura de foliação, que apresentava vários planos de cisalhamento. Tal falha era desconhecida e não foi levada em consideração no projeto e construção. Além do gnaisse facoidal, rico em filito, e quantidades de xisto de origem sedimentar, mais visível na margem esquerda e na parte inferior da margem direita (GOODMAN, 2013).

Análises criteriosas revelaram que o problema não se tratava da estrutura e da ligação entre o concreto e a rocha, como descreve Jensen (1983, em livre tradução):

As tensões calculadas pelos projetistas estavam dentro dos limites aceitáveis. Os investigadores consideraram que a ancoragem da própria ombreira de concreto era adequada. A ruptura não ocorreu no contato entre o concreto e a rocha, mas dentro da fundação, portanto, foram realizados testes no local e no laboratório.

A Figura 5 mostra que devido à existência de grande porosidade e discontinuidades, além de grandes tensões na base da montante, a água penetrou ao longo da falha (1); a força de elevação imediatamente permitiu que o bloco rochoso deslizasse sob a superfície (2). Com a estrutura levantada e deslizada (3), a parede do arco de concreto se movimentou, ocasionando uma tensão de flexão na estrutura permitindo que a barragem rompesse (4). Restos de outros blocos na parte inferior estavam dobrados horizontalmente (5); e os blocos da margem direita flexionados verticalmente (6).

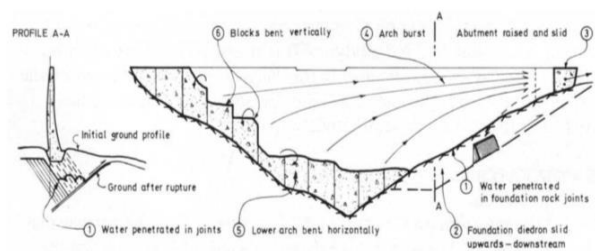


Figura 5 - Sucessão de eventos que causaram a falha. Fonte: Serafim (1987).

PERMEABILIDADE DA ROCHA DE MALPASSET

A permeabilidade é uma das *propriedades índice* das rochas; oferece a informação sobre a capacidade de transmissão de fluidos nos espaços existentes em uma rocha. De acordo com Goodman (1989), um maciço rochoso é composto por descontinuidades e comumente apresenta físsuras e poros, que podem transmitir e armazenar fluidos por esses vazios. Entende-se, então, que “o comportamento da rede de físsuras é tão importante ou até mais vital no que diz respeito às propriedades da rocha do que a própria composição mineralógica” (GOODMAN, 1989, p. 13).

Assim, a configuração do gnaiss presente em Malpasset demonstra este comportamento das rochas: não é isotrópico, nem contínuo, nem homogêneo. Sua rocha apresentava físsuras de vários tamanhos, com espaçamentos que variaram desde 5mm até acentuados 100m. O autor afirma que estas características de descontinuidade foram um dos motivos centrais da falha que levou ao desastre em Malpasset (ibid.).

Existe uma importante diferença entre uma rocha porosa ou com microfíssuras lamelares. Quando carregadas, as rochas que apresentam microfíssuras têm um potencial de maior variabilidade em suas propriedades, quando comparadas a um maciço poroso (Figura 6).

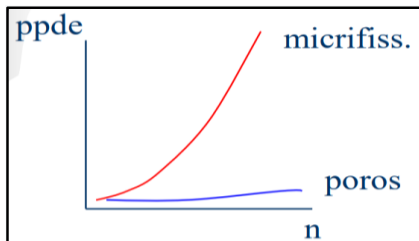


Figura 6 - Relação microfíssura vs. poros. Fonte: Celestino (2023).

Em um maciço fissurado é relevante considerar as forças hidrostáticas e as tensões aplicadas na rocha, pois o comportamento deste pode ser influenciado pela pressão do fluido, aumentando ou diminuindo o espaçamento das físsuras e consequentemente interferindo na sua resistência (LINS, BORTOLUCCI, CELESTINO, 2006).

Relacionando esses poros ou físsuras com a sua capacidade de percolação tem-se a condutividade

hidráulica de uma rocha, descrito por Reichardt (1996) como as variáveis que condicionam o fluxo de água, sendo o grau de facilidade com que a rocha transmite o fluido. Esta propriedade nas descontinuidades pode variar de acordo com sua abertura.

A condutividade hidráulica pode ser definida pelo coeficiente de proporcionalidade da lei de Darcy, em 1856, o qual pode ser escrito conforme apresentado abaixo:

$$q = k.i.A = k \cdot \frac{\Delta H}{L} \cdot A \quad (1)$$

De acordo com a lei de Darcy, ainda é possível correlacionar os gradientes hidráulicos com as velocidades de percolação do meio poroso:

$$v = k.i \quad (2)$$

q = taxa de fluxo (m³/s)

k = condutividade hidráulica (m/s)

i = gradiente hidráulico (adimensional = H/L)

H = perda de carga (m) através da amostra de comprimento L (m)

A = área da seção transversal perpendicular ao fluxo (m²)

v = velocidade de fluxo (m/s).

Após o rompimento da Barragem de Malpasset foram feitos ensaios de percolação radial com uma grande quantidade de amostras do material rochoso da fundação (Figura 7). Estes ensaios tiveram a finalidade de analisar possíveis causas para o colapso, considerando que existe uma relação entre o fluxo no maciço e as tensões aplicadas, o que poderia indicar um aumento significativo da permeabilidade (LINS, BORTOLUCCI, CELESTINO, 2006).

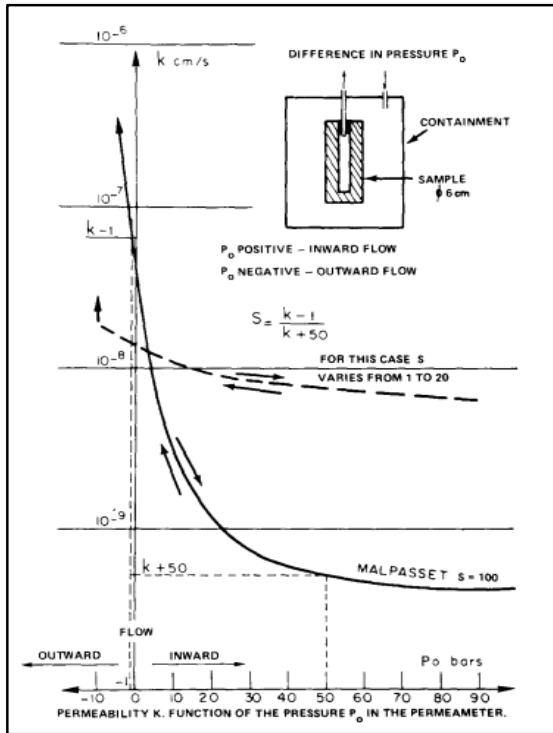


Figura 7 - Verificação do gradiente hidráulico radial. Fonte: Londe (1986).

O ensaio de verificação do gradiente hidráulico radial age de maneira em que cria tensões na amostra cilíndrica e vazada, podendo o fluxo de dentro para fora resultar em abertura das discontinuidades, ou de fora para dentro fechando essas discontinuidades (Figura 8). São chamadas de divergentes e convergentes respectivamente (LONDE, 1986).

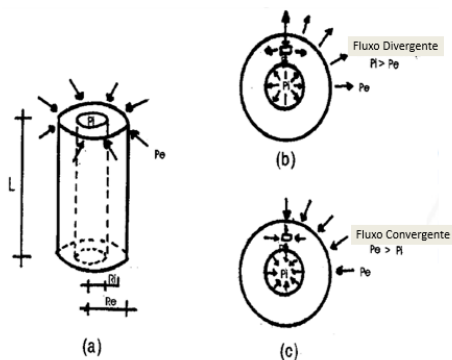


Figura 8 - Verificação do gradiente hidráulico radial. Fonte: Filho (2021).

O ensaio realizado nas rochas de Malpasset constatou que a permeabilidade do material era extremamente sensível ao estresse, dependendo do grau e da natureza das juntas. De acordo com Londe (1986) a análise de outras rochas quando comparadas às rochas de Malpasset era muito divergentes:

Para caracterizar esta sensibilidade, um parâmetro S foi definido pela razão entre as permeabilidades k_1 sob uma pressão hidráulica divergente de 1 kg/cm^2 ($0,1 \text{ MPa}$) e k_0 sob uma pressão hidráulica convergente de 50 kg/cm^2 (5 MPa). Das cerca de 30 rochas estudadas, S estava entre 1 e 10 e raramente era mais alto superior a 20, enquanto para Malpasset o valor médio foi 100 e algumas amostras deram até 10.000 (LONDE, 1986, p.).

Com essas análises geológicas e petrográficas, se concluiu que a intensidade e a natureza da fissuração das juntas ocorreram em várias escalas, além dos frágeis de xistosidade mergulhando à jusante, o que pode explicar de maneira aceitável a ruptura da barragem.

Do lado direito da barragem foi possível observar que a estrutura da rocha permitiu que o empuxo do arco da barragem fosse espalhado lateralmente, como de fato deve acontecer. Já para a margem esquerda, as foliações da rocha ficam quase que paralelas ao empuxo da rocha, fazendo com que as pressões atinjam as profundas discontinuidades à jusante. Esse problema da margem esquerda trouxe à tona a instabilidade do bloco de rocha, que ficou submetido a pressões do arco da barragem e ao impacto direto da subpressão (Figura 9).

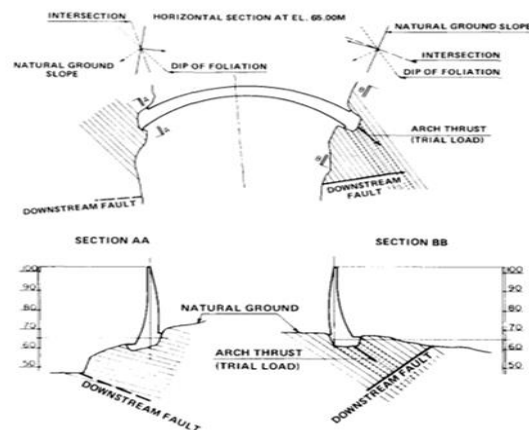


Figura 9 - Relação entre o arco e a estrutura geológica. Fonte: Londe (1986).

Os eventos que antecederam a ruptura da barragem são divididos como sucessivos, mas é importante frisar que eles aconteceram de forma quase simultânea. A carga no arco da barragem e as pressões constantes nas fissuras ocasionaram um movimento acentuado da estrutura (Figura 10). Dessa

forma, criou-se uma abertura, a água ganhou fácil acesso ao plano de fratura e uma espécie de macaco hidráulico, fez com que o poder da água fosse liberado, numa chamada fase explosiva (LONDE, 1986).

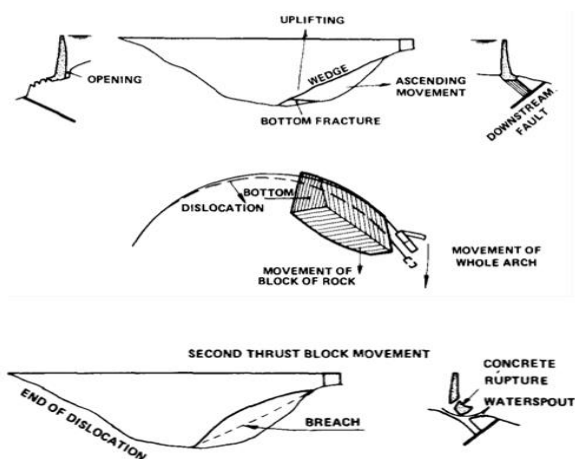


Figura 10 - Esquema da fase explosiva. Fonte: Londe (1986).

Conclusão

Com este presente trabalho é possível identificar que existe uma concordância nas análises técnicas que estudam as causas da ruptura da barragem de Malpasset. É comum a esses estudos o reconhecimento de que não houve falha no projeto ou construção do reservatório. No entanto, uma série de deficiências no maciço rochoso da fundação e a falta de esforços dedicados ao estudo de geologia local foram determinantes para que o conjunto de fatores resultasse no colapso.

Os fatores identificados foram: o aumento da subpressão, que excedeu os limites toleráveis fazendo que a fundação rochosa deslizesse e a estrutura viesse a colapso; o padrão de foliação da rocha gnáissica ao longo da fundação na ombreira esquerda e a sensibilidade da relação entre as tensões geradas e a permeabilidade. E, após quase uma década de investigação, o Tribunal de Cassação concluiu em 1967, que não foi cometida nenhuma falha construtiva na barragem, em nenhuma fase da obra, sendo a catástrofe colocada como uma fatalidade (BRUEL, 2002).

A catástrofe ocorrida em Malpasset foi de grande importância para que as análises geológicas e geotécnicas fossem amplamente disseminadas. Posteriormente ao ocorrido, verificações mais detalhadas foram feitas em barragens já existentes e antecederam a construção de novas estruturas, além

do surgimento de organizações e cursos voltados ao estudo de Mecânica das Rochas, por exemplo, a fundação da ISRM - International Society of Rock Mechanics, em 1962; o curso de Mecânica das Rochas do mundo, na Universidade Técnica de Munique, em 1964; e o primeiro Congresso Internacional de Mecânica das Rochas, em 1966 (CELESTINO, 2023).

Referências

- BRUEL, F. La catastrophe de malpasset en 1959. 2002. Disponível em: http://ecolo.org/documents/documents_in_french/malpasset/malpasset, Acesso em: 09 de agosto de 2023
- CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens. Apresentação das Barragens: 2017. Disponível em: <http://www.cbdb.org.br/5-38/Apresenta%C3%A7%C3%A3o%20das%20Barragens>. Acesso em: 04 de agosto de 2023
- CELESTINO, T.B. Deformabilidade de maciços rochosos. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2023. Acesso em: 08 de agosto de 2023
- DUFFAUT, P. The Traps Behind the Failure of Malpasset Arch Dam, France, in 1959. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 335-341, 2013.
- FARIA, R. M. C. M. de. Análise numérica de barragens abóbada sujeitas à acção sísmica. 1988. 216 f. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Cidade do Porto, 1988.
- FILHO, F.C.S. Mecânica das Rochas. Rochas Intactas. INBEC - Instituto Brasileiro de Educação Continuada, 2021. Acesso em: 06 de setembro de 2023.
- GOODMAN, R. E. Introduction to rock mechanics. 2. ed. [S.l.]: John Wiley e Sons, 1989.
- GOODMAN, R. E. On the Failure of Malpasset Dam. AEG Shlemon Specialty Conference: Dam Failures and Incidents. Denver: Association of Environmental and Engineering Geologists, 2013.
- JENSEN, R. B., “Dams and Public Safety”, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1983, pp. 214-220.
- LINS, P. G.C.; BORTOLUCCI, A. A.; CELESTINO, T. B. Mecânica das Rochas, versão 3. Salvador; São Carlos, 2006.

- LONDE, P. The Malpasset Dam Failure. In: Engineering Geology. Amsterdam: Elsevier. Science Publishers B. V., 1987. e.24. p. 295-329.
- MOLITERNO, A. Caderno de estruturas em alvenaria e concreto simples, São Paulo: Edgard Blücher, 1995.
- POST, G.; BONAZZI, D. "Latest Thinking on the Malpasset Accident," Engineering Geology, Vol. 24, 1987, pp. 339-353.
- SANTOS, A. B. Um estudo dinâmico de uma barragem arco gravidade considerando as juntas de contração. 2018. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2018.
- SARKARIA, G.S. "Lessons from Serious Incidents at Seven Arch Dams" Proceedings of the 1997 Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials. Lugar: Publisher, 1997.
- SERAFIM, J. L. Malpasset Dam Discussion; Remembrances of Failures of Dams; Dam Failures: Engineering Geology, Vol. 24, No. 1-4, pp. 355-366, 1987.

Uso do Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) na Caracterização de Solos: Estudo de Caso na Sub-bacia do Córrego Baú, Cuiabá/MT

Vinicius Pavão Canezin

Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, vinicanezin@gmail.com

Gilzemar Candido Pinto

Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, gilzemarandido@hotmail.com

Bruno Rodrigues de Oliveira

Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, bruno.oliveira6@ufmt.br

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

RESUMO: As mudanças associadas à conformação dos terrenos para a ocupação inadequada nas Áreas de Preservação Permanente acarretam impactos ambientais e expõem os habitantes a riscos, principalmente nas áreas sujeitas a fenômenos da dinâmica superficial como inundações. Diante de constantes mudanças no território, métodos rápidos de investigação fornecem informações pertinentes para identificação dessas mudanças. Este trabalho se propõe na utilização do Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para avaliar os diferentes perfis de resistência de solo, objetivando identificar a transição de solos residuais e transportados. Com base nos resultados foi possível identificar padrões de resistência diferentes em aterros e solos residuais, nos aterros a resistência em pouca profundidade era elevada devido à presença de detritos da construção civil, enquanto nos solos residuais a resistência aumenta conforme aprofundava a investigação. Mesmo com as informações obtidas, o DPL deve ser usado em conjunto com outros métodos de ensaio e avaliação geotécnica para obter uma compreensão completa das propriedades do solo.

PALAVRAS-CHAVE: Penetrômetro Dinâmico Leve; Depósitos antropogênicos; Resistência a Penetração.

ABSTRACT: The changes associated with the shaping of land for inappropriate occupation in Permanent Preservation Areas have environmental impacts and expose inhabitants to risks, especially in areas subject to surface dynamic phenomena such as flooding. Faced with constant changes in the territory, rapid investigation methods provide pertinent information for identifying these changes. This work aims to use the Dynamic Penetrometer Light (DPL) to evaluate different soil resistance profiles in order to identify the transition between residual and transported soils. From the results it was possible to identify different resistance patterns in embankments and residual soils: in embankments the resistance at shallow depths was high due to the presence of construction debris, while in residual soils the resistance increased as the investigation deepened. Even with the information obtained, DPL should be used in conjunction with other testing methods and geotechnical assessment to obtain a complete understanding of soil properties.

KEY WORDS: Dynamic Penetrometer Light; Anthropogenic deposits; Penetration Resistance.

1. INTRODUÇÃO

A região do Córrego do Baú, localizada na zona nordeste de Cuiabá, no estado de Mato Grosso, enfrenta uma problemática grave devido às ocupações irregulares por comunidades carentes nas Áreas de Preservação Permanente (APP). Essas ocupações não apenas ameaçam e expõem a vida dos habitantes locais, devido à exposição a riscos naturais, como inundações, mas também causam

danos ambientais e impactos significativos no meio ambiente.

A Lei n.º 12.608, de 10 de abril de 2012 (BRASIL, 2012) institui a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil (PNPDEC) e estabelece diretrizes e procedimentos para a prevenção e a mitigação de desastres naturais no Brasil. Entre as medidas previstas na PNPDEC, destaca-se a necessidade de elaboração de planos de contingência, elaboração de

Cartas Geotécnicas de Suscetibilidade à ocorrência de deslizamentos de grande impacto, inundações bruscas, ou processos geológicos, ou hidrológicos correlatos, elaboração de Cartas Geotécnicas de Aptidão a Urbanização e do mapeamento de áreas de risco em todo o território nacional. A partir desses produtos cartográficos, é possível planejar ações de prevenção e mitigação de desastres naturais, bem como orientar o uso e ocupação do solo de forma mais segura e sustentável.

Dessa forma, diante da importância das cartas geotécnicas, a Lei n.º 12.608/2012 (BRASIL, 2012) traz a obrigatoriedade da produção de cartas geotécnicas para o planejamento urbano no Brasil como forma de garantir a segurança e o bem-estar da população, além de promover o desenvolvimento sustentável do país.

A indisponibilidade de levantamentos topográficos, dados temáticos em escala adequada e dados geotécnicos georreferenciados pode dificultar e até inviabilizar a elaboração dos produtos cartográficos requisitados por lei. Nesse contexto, esse trabalho objetiva integrar informações disponíveis na literatura com dados de investigações de campo utilizando o Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para produzir dados derivados que podem subsidiar a posterior elaboração de cartas geotécnicas.

2. ÁREA DE ESTUDO

A microbacia do Córrego Baú foi escolhida para este estudo de caso, por entender a sua importância dentro os 22 (vinte e dois) Córregos inseridos na Bacia do Rio Cuiabá, tendo em vista a fixação de dois grandes bairros às suas margens, o Bairro Jardim Vitória e Bairro Jardim Florianópolis.

Em termos pedológicos, a área de estudo possui a classe do Plintossolo Pétrico Concrecionário Distrófico típico ou léptico (FFcd6) possui textura média muito cascalhenta, relevo suave ondulado e ondulado associado com Cambissolo Háptico Tb Eutrófico típico ou léptico, de textura média, cascalhenta, relevo ondulado e suave ondulado. Na mesma unidade, ocorre também Plintossolo Pétrico Epiconcrecionário Distrófico, com textura média/argilosa e relevo suave ondulado e ondulado, e o Latossolo Vermelho-Amarelo Distrófico típico, textura média, relevo suave ondulado (THOMÉ FILHO et al., 2006), como ilustrado na Figura 1.

A geologia da área de estudo, em um mapeamento de escala 1:100.000 é definido como, Subunidade do

Grupo Cuiabá 5 (NPcu5), as rochas predominantes são filitos e filitos sericíticos ocorrendo subordinadamente intercalações de metarcóseos, metarenitos, quartzitos e mais raramente metamicroconglomerados (THOMÉ FILHO et al., 2006), como mostra na Figura 1.

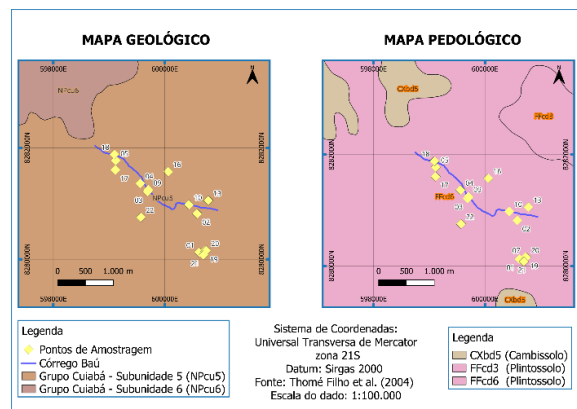


Figura 1: Ocorrência pedológica e geológica da área de estudo na escala de 1:100.000. Fonte: Modificado Thomé Filho et al. (2004).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção são apresentados os materiais e métodos utilizados no presente trabalho.

3.1. Localização dos pontos

Na etapa de campo, foram visitados 22 pontos (Figura 2), nos quais foram utilizados o Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL).



Figura 2: Mapa de localização dos pontos investigados. Fonte: Autores.

A informações sobre as investigações realizadas estão descritas na Tabela 1

Tabela 1 Pontos selecionados para a investigação. Fonte: Autores.

| Ponto | X (m) | Y (m) | Profundidade (cm) |
|-------|-----------|------------|-------------------|
| P01 | 600618,60 | 8280122,55 | 20 |
| P02 | 600582,05 | 8280818,16 | 0 |
| P03 | 599691,85 | 8281212,85 | 50 |
| P04 | 599563,41 | 8281363,14 | 10 |
| P05 | 599118,55 | 8281774,29 | 20 |
| P07 | 600723,33 | 8280151,00 | 60 |
| P09 | 599706,52 | 8281244,48 | 40 |
| P10 | 600437,35 | 8280978,92 | 40 |
| P13 | 600782,79 | 8281056,37 | 0 |
| P16 | 600062,55 | 8281574,43 | 40 |
| P17 | 599114,81 | 8281606,32 | 0 |
| P18 | 599095,62 | 8281884,06 | 60 |
| P19 | 600724,45 | 8280151,92 | 120 |
| P20 | 600743,89 | 8280154,68 | 70 |
| P21 | 600700,21 | 8280077,71 | 100 |
| P22 | 599572,59 | 8280753,90 | 60 |

3.2. Ensaios de campo utilizando Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL)

O Penetrômetro Dinâmico Leve ou *Dynamic Penetrometer Light* (DPL) é um equipamento utilizado na área da engenharia geotécnica para realizar ensaios, sondagens em solos.

O DPL é composto por um cone metálico e um conjunto de hastes. O cone é cravado ao solo por meio de um martelo de aço de 10 kg, que cai de uma altura de 50 cm em queda livre e atinge a cabeça de bater acoplada às hastes.

Esse equipamento é projetado para determinar a resistência do solo à penetração, o que pode fornecer informações sobre a compactação, a estratigrafia e a caracterização dos solos em campo. O DPL mede a resistência à penetração do solo, representada na forma do parâmetro N10. Marca-se o número de golpes para penetração a cada 10 centímetros. A faixa normal de golpes para DPL varia entre 3 e 50 golpes (Figura 3).



Figura 3: Equipamento Penetrômetro Dinâmico Leve utilizado nesta pesquisa. Fonte: Autores.

Alves Filho (2010) sugere que o DPL caracteriza o perfil de solos compressíveis, assim como possibilita a quantificação das condições de resistência e deformabilidade dos solos moles de fundação. Entretanto, Ávila e Conciani (2005) compartilharam as primeiras vivências com DPL em Mato Grosso, mostrando que os resultados deste ensaio no Estado indicam haver possibilidade de correlacionar o DPL com os parâmetros de projeto usuais.

Os autores pontuam o problema sobre o déficit habitacional no estado, reforçando a necessidade de diminuir os custos para produção ou elaboração destas moradias, mas aliado ao planejamento urbano e dinamizar técnicas, tais como o DPL pode ser umas das técnicas utilizadas para auxiliar nesse objetivo.

Ávila e Conciani (2005) afirmam que o DPL tenha sua aplicação mais adequada em solos com menores índices de resistência à penetração, considerando que em algumas correlações realizadas com o NSPT poderiam ser aplicadas na faixa de dados que corresponde a solos menos rígidos.

4. RESULTADOS

Nos 22 pontos visitados, foram observadas espessuras de até 120 cm. O avanço do DPL foi feito

conforme as recomendações da (Swedish Geotechnical Society, 1989). Os critérios de paralisação foram a identificação de horizontes petroplínticos, fragmentos de quartzo comuns nos perfis de solo, elementos antrópicos em aterros onde não era possível continuar a penetração com o equipamento.

Os resultados dos ensaios foram separados em função da ocorrência de aterro na superfície do terreno. As Figuras 4 e 5 ilustram as áreas de aterro e de solos residuais respectivamente.



Figura 4: Locais de aterros próximos na margem esquerda do Córrego Baú. Fonte: Autores.



Figura 5: Corte de perfil de solo residual na margem direita do Córrego Baú. Fonte: Autores.

A Figura 6 apresenta os resultados dos ensaios nas áreas de aterro e a 7 exhibe os resultados dos ensaios nos solos residuais. A segmentação foi confirmada por meio de observações, cortes em perfis e/ou sondagens a trado.

Observa-se na Figura 6 um pequeno aumento de resistência nos primeiros centímetros com uma redução gradual de resistência, facilmente observada

nos pontos 18 e 19. Nos demais pontos da figura observa-se uma redução dos valores de resistência que pode estar relacionado com diferenças de compactação sendo o solo superficial mais compactado, diferenças de compactação de vários aterros lançados ou ocorrência de um solo aluvionário saturado da antiga planície de inundação do Córrego Baú. As sondagens DPL na maioria dos pontos não consegue ultrapassar 50 cm de profundidade.

Na Figura 7, correspondente aos pontos sondados estão localizados numa região de solos residuais e/ou de alteração, os perfis de resistência aumentam com a profundidade.

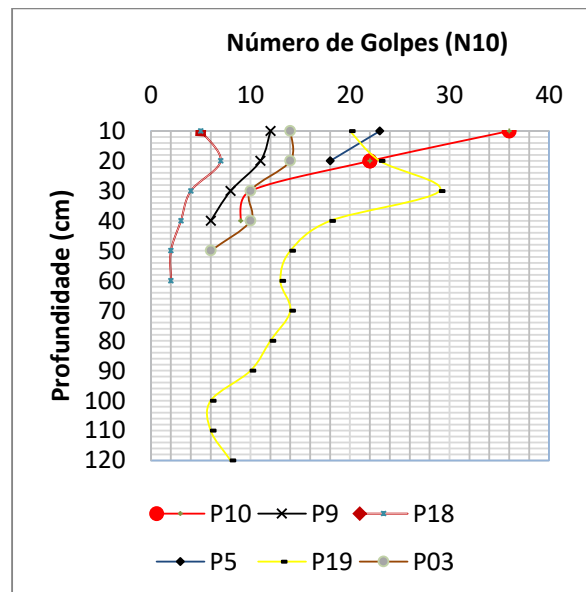


Figura 6: Perfis de resistência em locais com aterro. Fonte: Autores.

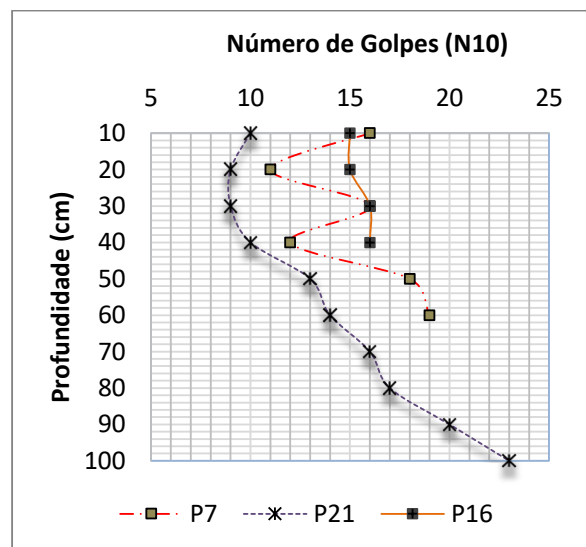


Figura 7: Perfis de resistência em locais com solo residual. Fonte: Autores.

5. DISCUSSÃO

A partir da observação e comparação dos padrões de resistência exibidos nas Figuras 6 e 7, pode-se sugerir a presença de materiais com propriedades mecânicas distintas. Em solos naturais, os padrões de resistência esperados são crescentes conforme aumenta a profundidade da investigação, como os pontos 7 e 21 da Figura 7. Enquanto em aterros e depósitos antropogênicos, áreas preenchidas com resíduos de atividades humanas tendem a apresentar valores mais altos de resistência já nos primeiros centímetros.

Segundo Ford et al. (2014), os aterros antropogênicos costumam ser compostos por uma variedade de materiais, incluindo solo, rochas britadas, resíduos de construção, entre outros. Por isso apresentam valores de resistência à penetração distintos dos esperados em solos residuais e de alteração, podendo ser impenetráveis. A variabilidade dos valores de resistência em aterros pode ser explicada pelo fato dos aterros serem lançados sem compactação (Figura 8).



Figura 8: Exemplo de ruptura em aterro antropogênico impenetrável ao DPL. Fonte: Autores.

A capacidade do DPL de identificar diferentes camadas de solo a partir da variação do número de golpes num pequeno intervalo, 10 cm, torna-o adequado para avaliar a presença e a extensão de aterros de depósitos antropogênicos.

Por exemplo, a resistência à penetração pode mudar significativamente quando o penetrômetro passa de um solo natural para um aterro de resíduos de construção (VAZ et al, 2002). Isso pode ser observado no Ponto 19 da Figura 6, na qual observa-se a transição de um aterro não compacto até 30 cm de profundidade para um solo natural de baixa resistência até a profundidade final sondada de 120

cm.

No entanto, é importante notar que a eficácia do DPL na identificação de aterros de depósitos antropogênicos pode ser influenciada pelas características específicas do solo e dos resíduos presentes. Portanto, os resultados do DPL devem ser interpretados com cuidado e, idealmente, em conjunto com outros métodos de investigação geológica geotécnica. (COSTA & NISHIYAMA, 2007).

Dalla Rosa Barbosa (2023) recomendou, ao analisar solos lateríticos no Estado de Mato Grosso, a análise conjunta dos resultados obtidos por meio das sondagens DPL e o SPT (*Standard Penetration Test*), sempre que possível. O DPL oferece uma avaliação da resistência a cada intervalo de 10 cm, proporcionando maior sensibilidade e precisão. Por outro lado, as sondagens SPT fornecem resultados em intervalos de um metro, mas têm a vantagem de coletar amostras representativas do solo.

Além disso, a combinação do DPL com outros métodos de ensaio, como a eletrorresistividade, pode fornecer informações adicionais sobre as características dos aterros de depósitos antropogênicos. A eletrorresistividade, por exemplo, pode ajudar a identificar a presença de água e até mesmo correlacionada com o estado de compactação dos aterros (KEAREY et al, 2002; MILSOM & ERIKSEN, 2011).

O Penetrômetro Dinâmico Leve é uma ferramenta útil na geotecnia, mas possui algumas limitações. O equipamento pode ter dificuldade em fornecer uma avaliação precisa em solos com características pedológicas complexas ou variáveis, como a presença de petroplintitas, fragmentos de rocha ou minerais resistentes ao intemperismo (Figura 9).

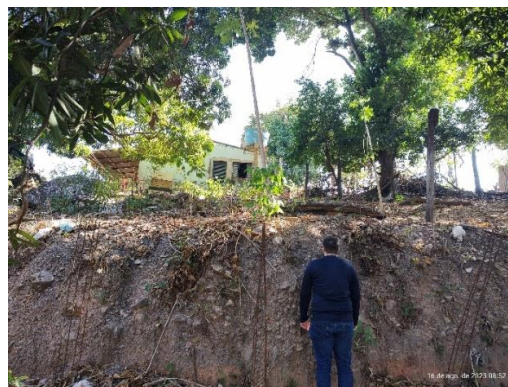


Figura 9: Perfil de solo que dificulta a utilização do DPL.

O DPL é mais eficaz para inspecionar as camadas superiores do solo. Para camadas mais profundas, outros métodos de ensaio geotécnico podem ser necessários, enquanto se o solo for muito resistente, a penetração pode não ser possível sem danificar o equipamento. (SANGLERAT,1972).

Por isso, é importante observar que o DPL fornece dados semi-qualitativos, e a interpretação dos resultados deve ser feita em conjunto com outros testes de laboratório e de campo.

6. CONCLUSÃO

O Penetrômetro Dinâmico Leve pode ser uma ferramenta útil na identificação de aterros de depósitos antropogênicos.

A partir dos resultados, foi possível identificar padrões de resistência diferentes em aterros e solos residuais. Nos aterros, a resistência em pouca profundidade era elevada devido à presença de detritos da construção civil, enquanto nos solos residuais a resistência aumenta conforme aprofundava a investigação.

Mesmo com as informações obtidas e as limitações do equipamento, ele deve ser usado em conjunto com outros métodos de ensaio e avaliação geotécnica para obter uma compreensão completa das propriedades do solo.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-graduação em Geociências da Faculdade de Geociências pelo empréstimo do Penetrômetro Dinâmico Leve para o desenvolvimento da pesquisa.

Ao meu orientador, Dr. Bruno Rodrigues de Oliveira, e ao meu colega, Lucas Pereira Sampaio, que me ajudou na facção deste artigo.

Aos meus pais, Waldir Canezin Jr e Everediana Pavão Canezin que sempre me incentivaram e me apoiaram.

REFERÊNCIAS

ALVES FILHO, 2010: *Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos de argilas compressíveis com utilização do penetrômetro dinâmico leve*, <https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/3231> acessado em 13/11/2023.

ÁVILA S. P e CONCIANI W. 2005, *Primeiras experiências com cone dinâmico em mato grosso*,

<https://revista.uninga.br/uningareviews/article/download/2232/1710/6533>, acessado em 13/11/2023.

COSTA, F. P. M.; NISHIYAMA, L. *Utilização do permeâmetro guelph e penetrômetro de impacto em estudos de uso e ocupação dos solos em bacias hidrográficas 1*. Caminhos de Geografia, v. 8, n. 24, p. 131–143, 2007.

DALLA ROSA BARBOSA, F. M. (2023). *Estudo da viabilidade técnica do método DMM (Deep Mixing Method) em solos lateríticos*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-188/2023, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 175 p.

FORD, J. R. et al. *An assessment of lithostratigraphy for anthropogenic deposits*. Geological Society, London, Special Publications, v. 395, p. 55–89, 2014.

KEAREY, P. BROOKS, M. HILL, I. Electrical surveying. In: *An Introduction to Geophysical Exploration*. THIRD EDIT. Blackwell study, 2002, p. 183-207.

MILSON, J.; ERIKSEN, A. *Resistivity Methods*. In: *Field Geophysics*. 4th ed, John Wiley & Sons, Ltd. 2011. p. 109-133.

SANGLERAT, G. (1972). *The Penetrometer and Soil Exploration*. Amsterdam: Elsevier company

SWEDISH GEOTECHNICAL SOCIETY. (1989). *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures CPT - SPT - DP - WST*.

THOMÉ FILHO, J. J., Scislewski, G., Shinzato, E. S., Rocha, G. A. R., Dantas, M., Castro Jr., P. R., Araújo, E. S., Melo, D. C. R., Armesto, R. C. G., & Araújo, L. M. N. de. (2006). *Sistema de Informação Geoambiental de Cuiabá, Várzea Grande e Entorno – SIG CUIABÁ*.

VAZ, C. M P; PRIMAVESI, O; PATRIZZI, V. C; IOSSI, M. F. *Influência da Umidade na Resistência do Solo Medida com Penetrômetro de Impacto*. São Carlos. EMBRAPA instrumentação agropecuária, 2002. 5 p. Comunicado Técnico nº 51.



7º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Centro-Oeste
GEOCENTRO 2024 - 4, 5 e 6 de abril de 2024 - Cuiabá-MT, Brasil

Incertezas na Estabilidade de Taludes em Barragens: Uma Perspectiva Geotécnica

Patricia Rodrigues Falcão

Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, falcao.rodrigues.patricia@gmail.com

Tiago de Jesus Souza

Universidade de São Carlos, São Carlos, Brasil, tiagosouza@ufscar.br

André Querelli

Solotechnique Consultoria e Engenharia Geotécnica, Jundiaí, Brasil,
andre.querelli@solotechnique.com.br

Alexandre Pelegrineli

DF+ Engenharia, Belo Horizonte, Brasil, apelegrineli@dfmais.eng.br

Magnos Baroni

Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, magnos.baroni@gmail.com

RESUMO: Nos últimos anos, observa-se um aumento significativo nas aplicações de métodos probabilísticos na engenharia. Embora projetos impressionantes tenham sido construídos, a capacidade do meio técnico de lidar analiticamente com a magnitude dos problemas geotécnicos tornou-se limitada. Essa limitação decorre das inúmeras incertezas enfrentadas pelos projetos de estabilidade, onde um único fator de segurança, muitas vezes, não representa adequadamente o contexto do projeto. O presente artigo tem como objetivo avaliar a estabilidade do talude de uma barragem de terra localizada em Minas Gerais, utilizando abordagens tanto determinísticas quanto probabilísticas. A análise dos métodos de equilíbrio limite revelou uma dispersão entre o método de Janbu e os métodos de Bishop Simplificado, Spencer e Morgenstern e Price. No que diz respeito aos métodos probabilísticos, o método de Primeira Ordem Segundo Momento apresentou índices de confiabilidade inferiores em comparação com os métodos Monte Carlo e Hipercubo Latino. Destaca-se, ainda, a importância da avaliação das distribuições probabilísticas nos cálculos, pois a distribuição exponencial demonstrou índices de confiabilidade mais baixos em comparação com as distribuições normais e log-normais, geralmente adotadas em cálculos probabilísticos. Conclui-se que a consideração cuidadosa das incertezas e a escolha apropriada dos métodos probabilísticos são fundamentais para uma avaliação precisa da estabilidade de taludes em projetos geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade, Probabilidade, Incertezas, Barragens.

ABSTRACT: In recent years, a significant increase in the application of probabilistic methods in engineering has been observed. Despite the construction of impressive projects, the analytical capacity of the technical community to address geotechnical issues has become limited. This limitation stems from the numerous uncertainties faced by stability projects, where a single safety factor often inadequately represents the project's context. This article aims to assess the stability of the slope of an earth dam located in Minas Gerais, employing both deterministic and probabilistic approaches. The analysis of limit equilibrium methods revealed a dispersion between the Janbu method and the Simplified Bishop, Spencer, and Morgenstern and Price methods. Concerning probabilistic methods, the First Order Second-Moment method yielded lower reliability indices compared to Monte Carlo and Latin Hypercube methods. Additionally, the importance of evaluating probabilistic distributions in calculations is emphasized, as the exponential distribution demonstrated lower reliability indices compared to normal and log-normal distributions, commonly adopted in probabilistic calculations. In conclusion, it is emphasized that the careful consideration of uncertainties and the appropriate selection of probabilistic methods are crucial for an accurate assessment of slope stability in geotechnical projects.

KEY WORDS: Stability, Probability, Uncertainties, Dams.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional global tem impulsionado a necessidade de novas obras de infraestrutura. Como resultado, a construção de taludes artificiais tornou-se uma prática comum, abrangendo exemplos como barragens de terra, minas a céu aberto, aterros sobre solos moles, entre outros. Estes taludes, construídos de maneira artificial, ocasionalmente enfrentam rupturas, eventos atribuíveis à variabilidade intrínseca dos solos, à falta de expertise na determinação dos parâmetros de projeto, ao conhecimento insuficiente do verdadeiro comportamento do solo, a métodos de projeto e construção inadequados, entre outros fatores (Mendoza & Lozada, 2023). Este cenário resultou em um aumento significativo nos estudos probabilísticos no contexto das análises de estabilidade (Cho, 2009, 2013; Chowdhury & Xu, 1994; Ghadrani et al., 2021; D. Q. Li et al., 2015; X. Y. Li et al., 2017; Y. J. Li et al., 2015; Zeng et al., 2015).

Um modelo matemático amplamente reconhecido na comunidade técnica para o cálculo de estabilidade de taludes é o Método do Equilíbrio Limite. Este método concentra-se no cálculo do fator de segurança (FS), utilizando teorias de resistência dos materiais (Riselo et al., 2022). Em geral, nessa abordagem, emprega-se a metodologia que envolve a divisão do solo acima da superfície de ruptura em fatias, calculando o equilíbrio em cada uma delas. Dentre as metodologias que utilizam esse enfoque, destacam-se exemplos como Janbu, Bishop Simplificado, Morgenstern-Price e Spencer, amplamente empregados no cálculo do FS (Liu et al., 2019).

Fazendo uso da teoria do Método do Equilíbrio Limite, os cálculos podem ser realizados utilizando a abordagem determinística ou probabilística. Em geral, uma das diferenças entre essas abordagens consiste em que, na abordagem determinística, os valores dos parâmetros de entrada são assumidos como constantes, enquanto na abordagem probabilística alguns parâmetros de entrada são considerados variáveis. Além disso, Assis (2020) indica que, na abordagem determinística, o resultado é um valor único ou uma faixa de valores para análises paramétricas ou de sensibilidade; em contrapartida, na abordagem probabilística, o resultado é uma função probabilística ou um valor médio e seu desvio padrão.

Duncan (2000) destaca que, embora haja uma lógica na base dos valores de FS derivados da experiência, não é racional aplicar o mesmo valor de FS a condições que apresentam diferentes graus de incerteza. Adicionalmente, o autor ressalta que os

cálculos de confiabilidade oferecem uma abordagem para avaliar os efeitos conjuntos de incertezas e diferenciar entre condições em que essas são especialmente elevadas ou reduzidas.

Sob a perspectiva apresentada, a pesquisa aborda a análise da influência da variação dos parâmetros geotécnicos no comportamento do FS em um talude de barragem no estado de Minas Gerais. O objetivo é compreender as possíveis razões para a ocorrência de falhas em determinados taludes, enquanto outros permanecem estáveis. A análise de estabilidade será conduzida tanto pelo viés determinístico quanto probabilístico utilizando o Método do Equilíbrio Limite para a obtenção dos resultados, com a aplicação de métodos específicos, tais como Janbu, Bishop Simplificado, Morgenstern e Price, e Spencer.

Na abordagem probabilística, serão empregados métodos como Monte Carlo (MMC), First Order Second Moment (FOSM) e Método do Hipercubo Latino. Ao final do estudo, será realizada uma comparação detalhada entre esses métodos, com o intuito de inferir sobre suas peculiaridades e identificar suas potenciais contribuições para a compreensão do comportamento de taludes em barragens.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O cálculo do FS ocorre pela comparação entre as tensões cisalhantes mobilizadas e a resistência ao cisalhamento do solo. O Método do Equilíbrio Limite é amplamente empregado no cálculo de estabilidade de taludes, sendo uma escolha frequente devido à sua não imposição de restrições à homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (Gerscovich, 2016). Nesse estudo, os conceitos do Método do Equilíbrio Limite serão utilizados tanto para a abordagem determinística quanto a probabilística.

Na abordagem determinística, o FS é calculado utilizando valores constantes dos parâmetros geotécnicos, geralmente a média (Assis, 2020). Por outro lado, a abordagem probabilística pode ser considerada como uma alternativa à determinística, onde as incertezas e variabilidades dos parâmetros de entrada são incorporadas na avaliação da formulação de engenharia do indicador de desempenho, utilizando métodos probabilísticos (Assis, 2020).

Além do valor médio, a teoria da confiabilidade comumente incorpora à análise parâmetros como a média e o coeficiente de variação (COV). Estudos diversos, como Baecher (2003), Duncan (2000) e Phoon et al. (2006), abordam a faixa de variabilidade

do COV em relação às propriedades do solo. Duncan (2000) observa que, em geral, o peso específico varia na faixa de 3 a 7%, o ângulo de atrito entre 2 e 13%. Enquanto a coesão possui uma faixa de variação entre 20 e 80%. (Baecher, 2003; Sandroni & Sayão, 1993).

2.1 Métodos Probabilísticos

Devido às numerosas incertezas presentes nos projetos geotécnicos, é comum a aplicação de métodos baseados na Teoria da Confiabilidade. Isso permite a avaliação dos resultados em termos de índice de confiabilidade (β), o qual está relacionado com a probabilidade de falha (PF). O β pode ser caracterizado como um parâmetro que indica quantos desvios padrão separam o FS médio (μ_{FS}) do FS crítico (FS=1,0), sendo σ_{FS} o desvio padrão (Equação 1). Salienta-se que tal metodologia deve ser utilizada no caso da aplicação da distribuição probabilística normal.

$$\beta = \frac{\mu_{FS}-1}{\sigma_{FS}} \quad (1)$$

A associação de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, 1997) apresenta uma relação entre medidas relativas de β (condição atual) com uma estimativa qualitativa do desempenho esperado, conforme indicado na Tabela 1. Em suma, quanto maior o β , melhor será o desempenho do aterro avaliado. Quando o β é baixo (ex.: $\beta < 1,00$), o aterro pode ser classificado como de risco.

Tabela 1. Avaliação do desempenho esperado para os aterros (Fonte: Adaptado de U.S. Army Corps of Engineers, 1997).

| Desempenho Esperado | β | Probabilidade de Falha |
|---------------------|---------|------------------------|
| Alta | 5,00 | 0,0000003 |
| Boa | 4,00 | 0,00003 |
| Acima de média | 3,00 | 0,001 |
| Abaixo da média | 2,50 | 0,006 |
| Pobre | 2,00 | 0,023 |
| Insatisfatória | 1,50 | 0,07 |
| Perigoso | 1,00 | 0,16 |

O MMC é uma abordagem probabilística que pode ser considerada exata na obtenção da função de distribuição probabilística da variável dependente (Assis, 2020). Essa metodologia envolve a geração aleatória de um conjunto de N valores para os n

parâmetros de incerteza incorporados ao modelo. Os requisitos para realizar essa análise incluem a obtenção da média, desvio padrão, bem como os valores mínimos e máximos associados a cada variável. As iterações necessárias podem ser calculadas por intermédio da Equação 2 (Harr, 1987). Essa proposta matemática depende do nível de confiança (α) admitido para as análises. Além disso, o NMC corresponde ao número de simulações a serem realizadas, Z é o valor da distribuição para o α e n é o número de variáveis estatísticas do sistema.

$$NMC = \left(\frac{Z_{\alpha/2}^2}{4\alpha^2} \right)^N \quad (2)$$

Destaca-se que o número de simulações necessários pode ser verificado em forma gráfica, por intermédio da plotagem do FS ou da PF em relação ao número de iterações. Busca-se, nesse caso, uma constância dos valores analisados.

O FOSM é um método que considera a aproximação de primeira ordem da expansão da Série de Taylor aplicada à equação do segundo momento estatístico (variância). Seus valores de entrada consistem na média e no desvio padrão dos parâmetros geotécnicos. A Equação 3 apresenta a metodologia do método em questão. Em suma, é imposto uma pequena variação em um parâmetro, enquanto os demais são mantidos fixos. O número de simulações necessárias pelo método corresponde ao número de valores independentes acrescidos de 1. Conseqüentemente uma das avaliações é realizada para os valores médios e as demais para definir as derivadas ($\delta FS_i / \delta X_i$) de cada uma das variáveis.

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta FS_i}{\delta X_i} \right)^2 V[X_i] \quad (3)$$

Onde $V[FS]$ equivalente à variância do FS, δFS_i corresponde à variância do FS quando as variáveis do estudo são variadas em δX_i e $V[X_i]$ significa a variância de cada uma das variáveis (X_i). Foi utilizada a distribuição normal nos cálculos pelo método FOSM.

O método Hipercubo Latino proporciona uma amostragem da distribuição de probabilidade suavizada. Os resultados dessa metodologia são comparáveis com os valores resultantes da utilização do método de Monte Carlo, entretanto, com uma quantidade reduzida de simulações.

A Tabela 2 apresenta as vantagens e desvantagens da utilização dos métodos probabilísticos MMC e FOSM.

Tabela 2. Vantagens e desvantagens dos métodos MMC e FOSM (Fonte: Adaptado de Assis, 2020).

| Método | Vantagens | Desvantagens |
|--------|--|--|
| MMC | Resultados finais podem ser exatos. | Exige funções probabilísticas completas de todas as variáveis de entrada. |
| | Obtém todas as estatísticas e a função probabilística da variável dependente. | Pode implicar esforço computacional considerável. |
| FOSM | Cálculos muito rápidos. | A variância final é limitada à influência das variâncias das variáveis de entrada em torno do valor médio (não altera o mecanismo de falha para cada conjunto de parâmetros de entrada). |
| | Exige a suposição de uma função probabilística para a variável dependente para avaliar sua probabilidade de falha. | Obtém a influência de cada variável de entrada na variância final da variável dependente. |
| | Requer apenas os valores médios e de desvio padrão das variáveis de entrada. | |

2.2 Descrição do sistema em análise

A avaliação abordará a estabilidade de um talude em uma barragem situada no estado de Minas Gerais. Este talude possui uma inclinação de 34° e altura de 200 metros. O nível da água está a 80 metros a partir da crista do talude. O aterro é composto por um material com um ângulo de atrito de 38°, coesão de 25 kPa e peso específico saturado de 29 kN/m³. Em contrapartida, o solo de fundação possui um ângulo de atrito de 41°, coesão de 30 kPa e peso específico saturado de 29 kN/m³. Esses dados podem ser visualizados na Figura 1.

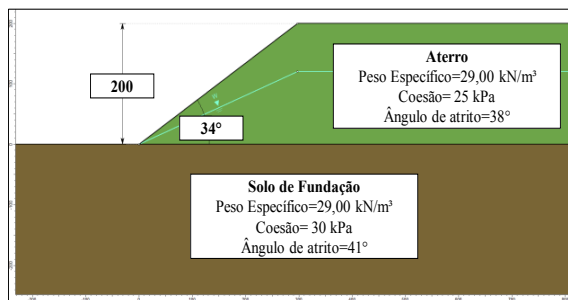


Figura 1. Características da barragem avaliada.

3 RESULTADOS

Este estudo adota uma perspectiva probabilística como complemento ao tradicional fator de segurança determinístico na análise de estabilidade geotécnica. A introdução dos conceitos de confiabilidade, representados pelo β e pela PF, amplia a compreensão do comportamento do talude em estudo. Utilizando metodologias avançadas, como MMC, FOSM e Hipercubo Latino, foi explorado as nuances da variabilidade dos parâmetros geotécnicos, aprimorando a precisão das análises.

O programa Slide 2, software da empresa Rocscience, foi empregado para conduzir as análises de estabilidade, abordando tanto a perspectiva determinística quanto a probabilística. Para ambas as abordagens, os métodos de Equilíbrio Limite empregados foram o Bishop Simplificado, Janbu, Spencer e Morgenstern & Price. O escopo do estudo concentrou-se exclusivamente no aterro da barragem, proporcionando uma avaliação específica e aprofundada das condições geotécnicas em questão.

Antes de aplicar a abordagem probabilística, foi conduzido uma análise determinística para estabelecer um ponto de referência. Os resultados revelaram um FS inferior a 1,27, abaixo do limite estipulado pela norma NBR 11682 (ABNT, 2009) que visa garantir um elevado nível de segurança frente a potenciais riscos para vidas humanas e o meio ambiente (FS=1,50). A Figura 2 apresenta de forma visual esses resultados, destacando a importância de uma análise mais abrangente.

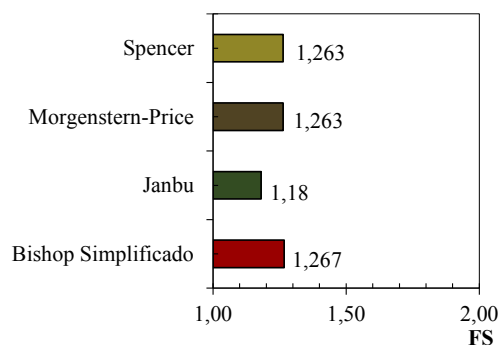


Figura 2. FS determinístico por diferentes métodos.

Ao comparar os métodos de Spencer, Morgenstern e Price, foi observado resultados análogos, refletindo sua natureza rigorosa ao considerar todas as equações de equilíbrio em suas metodologias. Por outro lado, o método de Janbu demonstrou resultados de FS aproximadamente 7% inferiores aos demais, atribuídos à sua formulação matemática distinta e condições de contorno singulares, incorporando

hipóteses simplificadoras. Essas restrições conferem ao método de Janbu uma abordagem mais conservadora. Contudo, o método de Bishop Simplificado, apesar de suas simplificações metodológicas, expressou valores de FS comparáveis aos métodos mais rigorosos, indicando sua eficácia em determinadas condições geotécnicas.

Esta análise dos resultados obtidos por meio da aplicação do método determinístico ressalta a necessidade premente de uma abordagem probabilística mais abrangente, proporcionando uma compreensão mais profunda e realista da estabilidade do talude na barragem em questão. Optou-se pelo Método de Morgenstern e Price para as demais análises, uma vez que este é reconhecido por cumprir todas as equações de equilíbrio em sua formulação matemática.

Nas análises determinísticas pelo método FOSM, foi estabelecido um incremento adicional de 10% nos parâmetros envolvidos no cálculo da variância do fator de segurança, seguindo a recomendação de Sandroni & Sayão (1993). A Tabela 3 apresenta os valores utilizados como dados de entrada em cada método analisado

Tabela 3. Parâmetros de entrada utilizados nos cálculos.

| Parâmetro | Média | Desvio Padrão | FOSM Média+ 10% |
|------------------|-------|---------------|-----------------|
| Peso específico | 29,00 | 0,87 | 31,90 |
| Coesão | 25,00 | 10,00 | 41,80 |
| Ângulo de atrito | 38,00 | 3,80 | 27,50 |

O cálculo do número de interações é uma etapa importante para assegurar a eficiência e precisão das análises realizadas. Sua influência acarreta diretamente no tempo de análise e, por vezes, na demanda por recursos computacionais substanciais ressaltando a importância de determinar um equilíbrio adequado. Para o método de Monte Carlo, foi aplicada a Equação 2, sendo importante destacar que o número de interações aumenta de maneira geométrica com o nível de confiança e o número de variáveis em análise. No presente estudo, essa consideração levou em conta as três variáveis do corpo do aterro: peso específico, coesão e ângulo de atrito. Nesse contexto, os cálculos foram executados para um intervalo de confiança α de 85% considerando as recomendações de Harr (1987). Para o método do Hipercubo Latino, uma abordagem mais eficiente foi adotada, empregando apenas 1/3 das interações necessárias no método de Monte Carlo. Essa estratégia, embora envolva uma redução no número de simulações, mantém a integridade dos resultados de maneira comparável ao método mais

extensivo. No método FOSM, o número de simulações necessário corresponde ao número de valores independentes acrescidos de 1. Os detalhes do número de simulações para cada método utilizado são apresentados na Tabela 4, fornecendo uma visão clara da complexidade computacional envolvida.

Tabela 4. Número de Iterações.

| Métodos | Equação | Número de interações |
|------------------|---------------|----------------------|
| Determinístico | - | 1 |
| FOSM | n+1 | 4 |
| Monte Carlo | Equação 2 | 12230* |
| Hipercubo Latino | 1/3×Equação 2 | 4076 |

O método FOSM desempenha um papel importante na definição da relevância dos parâmetros geotécnicos no cálculo, apresentando como vantagem a necessidade de um baixo número de simulações. Os cálculos realizados no estudo de estabilidade pelo método FOSM, utilizando o método de Morgenstern & Price, estão detalhadamente apresentados na Figura 3. Ao avaliar os resultados, observa-se que o ângulo de atrito emerge como o parâmetro que influencia diretamente no fator de segurança, enquanto as demais variáveis não exercem impacto significativo nesse cálculo. Esse fenômeno pode ser justificado pela altura da barragem (200 m), onde quanto maior a altura do talude, maior é a influência do ângulo de atrito. Por outro lado, quando o talude possui uma altura relativamente menor, a coesão passa a ter uma relevância maior nos cálculos, conforme observado por Prior et al. (2022).

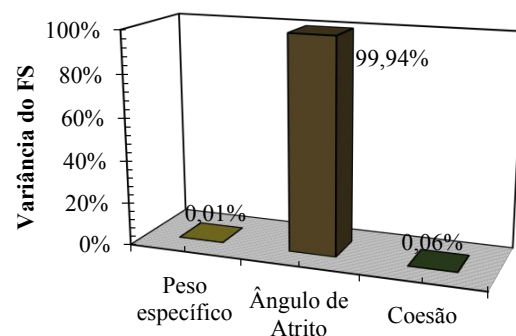


Figura 3. Avaliação gráfica da relevância dos parâmetros geotécnicos no cálculo do FS.

Nos cálculos pela Teoria da Confiabilidade há a necessidade da adoção de uma distribuição probabilística. Na Figura 4, pode-se observar a distribuição cumulativa em relação ao FS. Nesse caso, a função da distribuição cumulativa forneceu a probabilidade de avaliar os resultados menores ou iguais a 1 em relação ao FS. Foram utilizados os

resultados do método de MMC, considerando as distribuições normal, log-normal, triangular e gama. Os resultados obtidos são estatisticamente significativos a partir do FS de 1,20, uma vez que apresentam baixa dispersão entre as distribuições. Entretanto, ao avaliar a faixa de FS inferior a 1,20 observa-se uma discrepância entre as curvas. Tal fato pode condicionar valores variáveis de índice de confiabilidade.

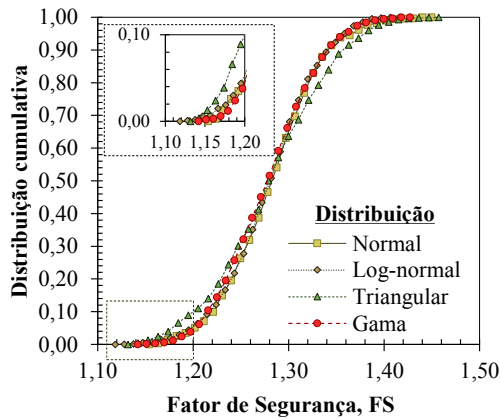


Figura 4. Distribuição cumulativa.

Na Figura 5, é possível observar a relação entre o β e a distribuição probabilística adotada nos cálculos. Quando considerado os métodos (MMC e HCL), observa-se uma similaridade nos valores de β , com exceção da distribuição lognormal. De maneira geral, as distribuições normal e lognormal apresentaram valores superiores de β em comparação com as demais. Ao relacionar esses valores com a classificação da Tabela 1, indica-se um desempenho esperado alto para as distribuições normal e lognormal. No entanto, ao comparar essa classificação com a distribuição triangular, o desempenho torna-se bom, e com a distribuição exponencial, o desempenho é considerado acima da média. Em outras palavras, a escolha da distribuição impacta diretamente no cálculo do β , destacando a importância de uma avaliação criteriosa para determinar qual distribuição probabilística melhor representa as variáveis em estudo.

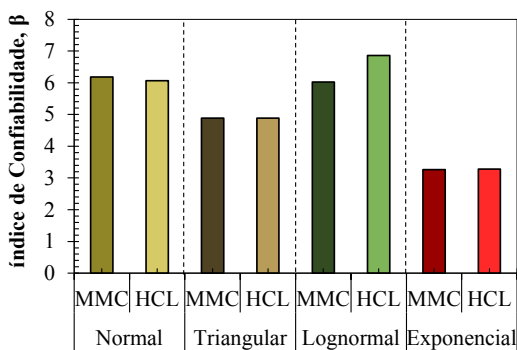


Figura 5. Índice de confiabilidade.

Uma comparação entre FS e o β foi realizada, conforme apresentado na Figura 6. Nota-se que, mesmo com valores de FS=1,27, o desempenho é classificado como acima da média, conforme classificação da U.S. Army Corps of Engineers (1997), para as diferentes distribuições probabilísticas adotadas e métodos (MMC e HCL). Isso evidencia que um FS abaixo de 1,50 não necessariamente está associado a um baixo β . No entanto, para o método FOSM, o $\beta=1,83$ indica um comportamento insatisfatório, o que é congruente com o FS de 1,31. Essa análise reforça a importância de considerar tanto o FS quanto o β para uma avaliação abrangente e precisa da estabilidade do talude na barragem. Além disso, estima-se que a diferença entre os métodos pode ser associada à sua formulação matemática.

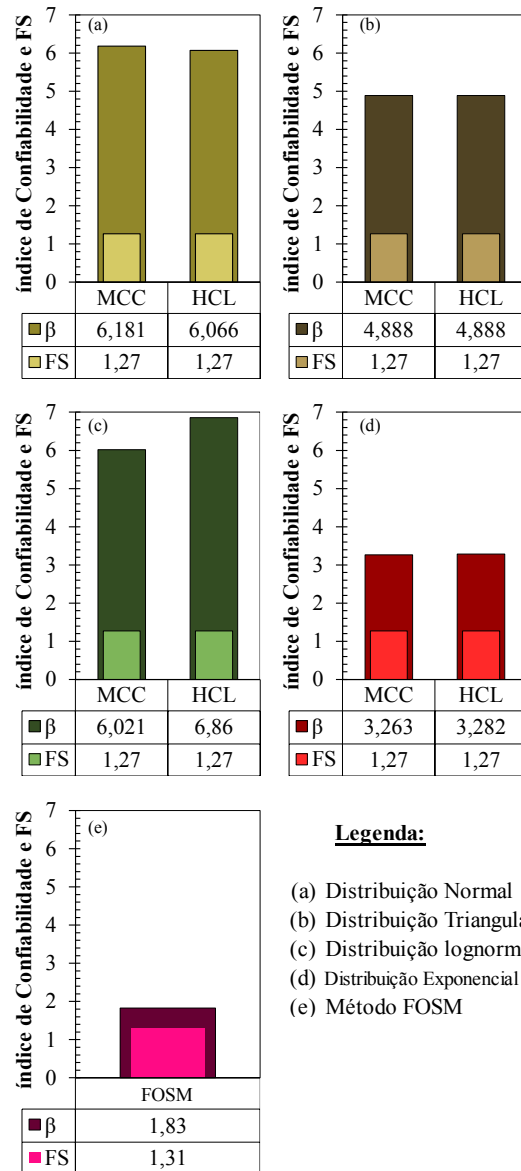


Figura 6. Índice de confiabilidade e fator de segurança.

4 CONCLUSÕES

A presente investigação centrou-se na análise da estabilidade de taludes em barragens, integrando abordagens determinísticas e probabilísticas. Os resultados destacaram a relevância de considerar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos na avaliação da estabilidade, especialmente em contextos de incerteza. A comparação entre os métodos de Spencer, Morgenstern e Price revelou resultados consistentes, enquanto o método de Janbu demonstrou um fator de segurança aproximadamente 7% inferior aos demais.

A aplicação da abordagem probabilística, utilizando técnicas como Monte Carlo, First Order Second Moment e Hipercubo Latino, permitiu uma análise mais abrangente da influência dos parâmetros geotécnicos no fator de segurança. Destacou-se a importância do ângulo de atrito, evidenciando sua contribuição direta para a estabilidade do talude. A análise da relação entre o parâmetro β e a distribuição probabilística adotada nos cálculos revelou uma consistência nos valores de β entre os métodos de Monte Carlo e Hipercubo Latino, exceto para a distribuição lognormal.

De forma geral, as distribuições normal e lognormal demonstraram valores mais elevados de β em comparação com outras distribuições. Observou-se um desempenho esperado alto para as distribuições normal e lognormal. No entanto, ao comparar com a distribuição triangular, o desempenho foi considerado bom, e com a distribuição exponencial, acima da média. Em suma, a escolha da distribuição probabilística exerce um impacto significativo no cálculo do parâmetro β , destacando a importância de uma seleção criteriosa para determinar qual distribuição melhor representa as variáveis em estudo. Na presente análise, não se aborda a questão da contratilidade do material em questão. Trata-se de uma barragem de rejeitos, característica comum em atividades de mineração, e não de água. Nesse contexto, poderia haver margem para discussões sobre o potencial de liquefação das barragens, um aspecto que não está sendo explorado neste estudo. É importante ressaltar que a omissão desse tema específico não invalida a relevância da investigação realizada, mas sim reflete uma delimitação consciente do escopo do trabalho, focado primariamente na análise da estabilidade dos taludes em barragens.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos do primeiro autor.

REFERÊNCIAS

- ABNT. (2009). *NBR 11682- Estabilidade de encostas*.
- Assis, A. P. (2020). Risk management for geotechnical structures: consolidating theory into practice. *Soils and Rocks*, 43(3 special issue), 311–336. <https://doi.org/10.28927/SR.433311>
- Baecher, G. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. <https://www.researchgate.net/publication/247385445>
- Cho, S. E. (2009). Probabilistic stability analyses of slopes using the ANN-based response surface. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 787–797. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.01.003>
- Cho, S. E. (2013). First-order reliability analysis of slope considering multiple failure modes. *Engineering Geology*, 154, 98–105. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.12.014>
- Chowdhury, R. N., & Xu, D. W. (1994). *Geotechnical system reliability of slopes*.
- Denise M. S. Gerscovich. (2016). *Estabilidade de Taludes* (2º ed, Vol. 1). Oficina de Textos.
- Prior, A. D. R., Falcão, P. R., Souza, T. de J., Querelli, A., & Baroni, M. (2022). ESTUDO DA ESTABILIDADE DE UM RESERVATÓRIO ENTERRADO SOB A LUZ DOS CONCEITOS DA CONFIABILIDADE. *XI SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL*. <https://proceedings.science/p/157809?lang=pt-br>
- Duncan, J. M. (2000). FACTORS OF SAFETY AND RELIABILITY IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, 307.
- Ghadrdan, M., Dyson, A. P., Shaghghi, T., & Tolooiyan, A. (2021). Slope stability analysis using deterministic and probabilistic approaches for poorly defined stratigraphies. *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources*, 7(1). <https://doi.org/10.1007/s40948-020-00189-3>
- Harr, M. E. (1987). *Reliability-Based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill.
- Li, D. Q., Jiang, S. H., Cao, Z. J., Zhou, W., Zhou, C. B., & Zhang, L. M. (2015). A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties. *Engineering Geology*, 187, 60–72. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.12.003>
- Li, X. Y., Zhang, L. M., Gao, L., & Zhu, H. (2017). Simplified slope reliability analysis considering spatial soil variability. *Engineering Geology*, 216, 90–97. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.11.013>
- Li, Y. J., Hicks, M. A., & Nuttall, J. D. (2015). Comparative analyses of slope reliability in 3D. *Engineering Geology*, 196, 12–23. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.06.012>
- Liu, X., Wang, Y., & Li, D. Q. (2019). Investigation of slope failure mode evolution during large

- deformation in spatially variable soils by random limit equilibrium and material point methods. *Computers and Geotechnics*, 111, 301–312. <https://doi.org/10.1016/J.COMPGEO.2019.03.022>
- Mendoza, C., & Lozada, C. (2023). Influence of intrinsic variability in anthropic slopes. *Soils and Rocks*, 46(3). <https://doi.org/10.28927/SR.2023.001123>
- Phoon, K., Nadim, F., Uzielli, M., & Lacasse, S. (2006). Soil variability analysis for geotechnical practice. Em *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*. Taylor & Francis. <https://doi.org/10.1201/noe0415426916.ch3>
- Riselo, B. C. D. T., Passini, L. de B., & Kormann, A. C. M. (2022). Stability analysis of a slope and runout analysis movement of the mobilized-mass volume. *Soils and Rocks*, 45(4). <https://doi.org/10.28927/SR.2022.003822>
- Sandroni, S. S., & Sayão, A. S. F. . (1993). The Use of Relative Probability of Failure in the Design of Open Pit Mine Slopes. *Innovative Mine Design for the 21st Century*, 21–24.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1997). *Engineering and Design INTRODUCTION TO PROBABILITY AND RELIABILITY METHODS FOR USE IN GEOTECHNICAL ENGINEERING Distribution Restriction Statement*.
- Zeng, P., Jimenez, R., & Jurado-Piña, R. (2015). System reliability analysis of layered soil slopes using fully specified slip surfaces and genetic algorithms. *Engineering Geology*, 193, 106–117. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.04.026>

ESTUDO TEÓRICO DE DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE DRENAGEM EM SOLOS COM MATERIAL GRANULAR E GEOCOMPOSTO DRENANTE

Daniella Ferreira de Castro

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, daniella.castro@discente.ufg.br

Karolayne Peres de Melo

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, karolaynepm@ufg.br

Laís Roberta Galdino de Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, laisroberta@ufg.br

RESUMO: A eficácia dos sistemas de drenagem é crucial para o adequado gerenciamento de águas em diversos tipos de obras. Neste contexto, a comparação entre o tradicional sistema de drenagem com brita e o mais recente, com o uso de geocomposto drenante, emerge como um ponto de interesse para avaliar a eficiência e sustentabilidade dessas soluções. Assim, o estudo foi realizado a partir da seleção de sete artigos que abordam o tema drenagem com geocomposto. Após a seleção dos artigos, foi realizada uma leitura minuciosa para compreender os principais conceitos teóricos relacionados ao uso de geocompostos drenantes, bem como uma consulta à literatura teórica comumente utilizada no dimensionamento de sistemas de drenagem. Em seguida, foi realizado um levantamento e detalhamento das metodologias empregadas nos estudos selecionados e os respectivos resultados alcançados. A comparação entre os métodos convencionais de drenagem, utilizando materiais granulares, e o uso de geocompostos drenantes foi um dos principais aspectos analisados, com a apresentação de vantagens e desvantagens. Desta forma, os resultados evidenciaram que o sistema convencional com material granular e filtro sintético de geotêxtil não-tecido é mais acessível, por ser amplamente conhecido no mercado, porém apresenta uma eficiência de drenagem menor e maior risco de obstrução. Por outro lado, o sistema com geocomposto drenante apresenta uma maior eficiência de drenagem, menor risco de obstrução e maior durabilidade, contudo requer um investimento inicial mais alto. Assim, é fundamental o conhecimento de fontes de pesquisa com informações sobre sistemas de drenagem com geocomposto e suas diferenças em relação aos métodos convencionais de drenagem.

PALAVRAS-CHAVE: Dreno Horizontal, Geossintéticos, Drenagem Subsuperficial.

ABSTRACT: The effectiveness of drainage systems is crucial for adequate water management in different types of works. In this context, the comparison between the traditional drainage system with gravel and the more recent one, with the use of drainage geocomposite, emerges as a point of interest to evaluate the efficiency and sustainability of these solutions. Thus, the study was carried out based on the selection of seven articles that address the topic of drainage with geocomposite. After selecting the articles, a thorough reading was carried out to understand the main theoretical concepts related to the use of drainage geocomposites, as well as a consultation of the theoretical literature commonly used in the design of drainage systems. Next, a survey and detailing of the methodologies used in the selected studies and the respective results achieved were carried out. The comparison between conventional drainage methods, using granular materials, and the use of drainage geocomposites was one of the main aspects analyzed, with the presentation of advantages and disadvantages. Thus, the results showed that the conventional system with granular material and synthetic non-woven geotextile filter is more accessible, as it is widely known in the market, but presents a lower drainage efficiency and greater risk of obstruction. On the other hand, the drainage geocomposite system has greater drainage efficiency, lower risk of obstruction and greater durability, however it requires a higher initial investment. Therefore, it is essential to know research sources with information about geocomposite drainage systems and their differences in relation to conventional drainage methods.

KEY WORDS: Horizontal Drain, Geosynthetics, Subsurface Drainage.

1 INTRODUÇÃO

Em alguns projetos civis, o solo encontra-se na condição saturada, com o lençol freático elevado ou em condição quase aflorante. Portanto, torna-se necessária a previsão de um projeto de drenagem para gerenciamento desse fluxo de água, conduzindo-o adequadamente.

A percolação da água pode influenciar em uma série de problemas práticos como, por exemplo, recalques que estão relacionados com a diminuição do índice de vazios que ocorrem durante a percolação de água, e também os estudos de estabilidade, visto que a resistência do solo depende da pressão neutra que, por sua vez, depende das tensões provocadas pela percolação de água (PINTO, 2006).

De acordo com Alonso (2007) esse sistema de drenagem se constitui a partir do dimensionamento de trincheiras com dimensões, profundidade e espaçamentos pré-definidos, de modo que se atinja o objetivo de remoção de água do solo. Tais sistemas drenantes podem ser dimensionados com a especificação de geossintéticos ou com utilização de agregados naturais.

Os geossintéticos são materiais que surgiram com o intuito de melhoria da qualidade dos solos para alcance de determinados objetivos, como, por exemplo, reforço e aumento da resistência de solos. São materiais produzidos industrialmente através da utilização de matéria-prima polimérica, sintética ou natural, e são desenvolvidos para terem contato com solos, rochas, fluidos, e outros materiais geotécnicos (MÜLLER E SAATHOFF, 2015). De acordo com Vertematti (2015), a prática de utilização iniciou com o uso de materiais naturais desde 3000 a.C. e evoluiu para a utilização de materiais sintéticos a partir do século XX com o desenvolvimento dos polímeros policloreto de vinil (1913), poliamida (1930), poliéster (1930), polietileno (1949) e polipropileno (1954).

Alguns fatores possibilitaram o aumento da utilização dos geossintéticos, como a facilidade e agilidade na instalação e execução das atividades, facilidade no transporte dos materiais, redução ou eliminação da utilização de materiais de construção naturais e repetibilidade e uniformidade das propriedades técnicas, o que possibilita padronização

dos projetos e redução do impacto ambiental de soluções com geossintéticos em relação às soluções convencionais (PALMEIRA, GARDONI e ARAÚJO, 2021).

Com a evolução dos anos, várias outras funções e aplicações surgiram para o uso de geossintéticos, sendo utilizado para drenagem, filtração, proteção, reforço, separação, controle de erosão superficial e barreira, conforme descrito na NBR 10318 (ABNT, 2021).

Em um sistema drenante, Vertematti (2015) salienta que se pode ter vários tipos de geossintéticos: georredes, geoespaçadores, geomantas, trincheiras drenantes com a utilização de brita e geotêxtil, geocompostos drenantes, e tubos drenantes geossintéticos (GDPs).

Assim, o presente artigo apresenta, discute e compara os sistemas de drenagem subsuperficiais dimensionados com a utilização do geocomposto drenante e com a utilização de material granular e filtro sintético de geotêxtil não-tecido.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia utilizada neste estudo foi baseada em uma análise metódica de sete artigos encontrados na busca por assunto do Periódicos Capes, utilizando as palavras-chave "geocomposto drenante", "draining geocomposite", "sistemas drenantes" "drainage systems". Essa busca permitiu a seleção de seis artigos disponíveis para acesso e que abordam o tema da drenagem com geocomposto, a saber: Farias, Silva e Paranhos (2022), Silva et al. (2016), Li et al. (2017), Cholewa e Plesiński (2021), Saride, Huchegowda e Vyas (2022), Santos e Sieira (2018) e Birle, Melsbach e Heyer (2022). A limitação na quantidade de artigos utilizados na pesquisa se justifica pela escassez de pesquisas que envolvam os geocompostos drenantes, e que comparem os dois sistemas.

Após a seleção dos artigos, foi realizada uma leitura minuciosa para compreender os principais conceitos teóricos relacionados ao uso de geocompostos drenantes e uma consulta à literatura teórica comumente utilizada no dimensionamento de sistemas de drenagem. Em seguida, foi realizado um levantamento e detalhamento das metodologias

empregadas nos estudos selecionados, bem como dos resultados alcançados.

A comparação entre os métodos convencionais de drenagem, utilizando materiais granulares, e o uso de geocompostos drenantes foi um dos principais aspectos analisados. Dessa forma, o método adotado permitiu uma compreensão aprofundada das diferentes abordagens e resultados obtidos nos estudos sobre sistemas de drenagem com geocomposto, contribuindo para a discussão e comparação dessas técnicas.

3 RESULTADOS

3.1 Análises e levantamentos realizados

3.1.1 Permeabilidade e o dimensionamento de sistemas de drenagem

Para o dimensionamento de um sistema de drenagem horizontal com a utilização de geocomposto drenante e do sistema de drenagem com a utilização de material granular e filtro sintético de geotêxtil não-tecido, é necessário ter conhecimento das propriedades de permeabilidade do solo. De acordo com Caputo (1996), a permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento da água através dele, sendo o seu grau de permeabilidade expresso através do coeficiente de permeabilidade.

Esse coeficiente pode ser obtido de várias formas, tanto em campo como em laboratório, e tem valores típicos para cada tipo de solo, conforme visto na Tabela 1. Em campo, é comum o uso de Matsuo, Permeâmetro de Guelph, Infiltrômetro, Permeâmetro de campo tipo Philip-Dunne, Slug Test e Poço de Infiltração (RODRIGUEZ et al., 2015). De acordo com Pinto (2006), em laboratório é indicada a execução do ensaio com o Permeâmetro de Carga Variável para solos de baixo coeficiente de permeabilidade e o Permeâmetro de Carga Constante para coeficientes de alta permeabilidade.

Os métodos de ensaios de permeabilidade são subsidiados pela Lei Empírica de Darcy publicada no ano de 1856 que afirma que a taxa de fluxo em qualquer ponto em um sistema de fluxo é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico (McClelland, 1943).

Tabela 1. Alguns valores típicos de coeficiente de permeabilidade (PINTO, 2006)

| Solo | Coefficiente de permeabilidade típico |
|------------------|---------------------------------------|
| Argilas | $<10^{-9}$ m/s |
| Siltos | 10^{-6} a 10^{-9} m/s |
| Areias argilosas | 10^{-7} m/s |
| Areias finas | 10^{-5} m/s |
| Areias médias | 10^{-4} m/s |
| Areias grossas | 10^{-3} m/s |

Após definidos os parâmetros de permeabilidade do solo podem ser obtidos outros dados como gradiente hidráulico atuante sobre o dreno, dados pluviométricos, entre outros, que subsidiarão o dimensionamento do sistema de drenagem através do cálculo da vazão unitária de contribuição. Segundo Vertematti (2015) a vazão de contribuição unitária pode ser definida através da equação 01.

$$q_d = FS \cdot q_{calc} \quad (01)$$

Onde:

$q_d \left(\frac{m^3}{s}\right)$ = vazão unitária de contribuição de projeto;

FS = fator de segurança que leva em consideração as imperfeições de cálculo;

$q_{calc} \left(\frac{m^3}{s}\right)$ = vazão unitária de acordo com o método teórico adotado;

Tanto o sistema de drenagem com utilização de material granular quanto o geocomposto drenante contemplam filtro sintético, e segundo Souza (2022), a permeabilidade inicial do filtro deve ser maior ou igual a do solo para evitar qualquer perda de carga significativa, a fim impedir o desenvolvimento de pressão de água na interface solo-filtro e proporcionar em uma capacidade de fluxo adequada. De acordo com Palmeira (2018), os critérios de permeabilidade e de permissividade do filtro devem analisar as condições críticas e de severidade, da seguinte maneira:

- Para condições não críticas e menos severas, $k_{GT} > k_S$;
- Para condições críticas e severas, $k_{GT} > 10k_S$;
- Para possibilidade de colmatação biológica, $k_{GT} > 100k_S$;

Onde k_{GT} é o coeficiente de permeabilidade do geotêxtil e k_S é o coeficiente de permeabilidade do solo.

O Comitê Francês de Geotêxteis e Geomembranas (1986) também especifica critérios para

dimensionamento de geotêxtil com função de filtro, um dos mais eficientes para os cálculos é o método do que se aplica com eficiência para os geotêxteis não tecidos. Este método define dois critérios principais para utilização de geotêxtil como filtro, o critério de permeabilidade que garante que a abertura do geotêxtil permita a passagem de água sem causar subpressões e o critério de retenção que garante que o geotêxtil seja suficientemente fechado para reter as partículas do solo base.

a) Critério de permeabilidade

$$kn \geq A * ks \quad (02)$$

Onde:

ks = coeficiente de permeabilidade do solo base;

A = constante do método utilizado;

kn = coeficiente de permeabilidade do geotêxtil;

A Tabela 2 apresenta as equações para o cálculo do coeficiente A em função da espessura nominal do geotêxtil, em metro (tg).

Tabela 2. Equação para determinação do coeficiente A de acordo com o critério de permeabilidade (CFGG, 1986)

| Aplicação | Coeficiente A* (adimensional) numericamente igual a: |
|---|--|
| Situações com baixos gradientes hidráulicos e solos limpos, tipicamente arenosos | $tg \cdot 10^3$ |
| Situações com baixos gradientes hidráulicos, mas solo de baixa permeabilidade, silto-argiloso | $tg \cdot 10^4$ |
| Situações com gradientes elevados em obras de grande responsabilidade | $tg \cdot 10^5$ |

b) Critério de retenção

$$O \leq C * d_{85} \quad (03)$$

Onde:

d85 = diâmetro das partículas de solo base tal que 85%, em peso, sejam inferiores a este diâmetro;

C = constante do método utilizado;

O = abertura de filtração do Geotêxtil;

Tabela 3. Equação para determinação do Coeficiente C de acordo com o critério de retenção (CFGG, 1986)

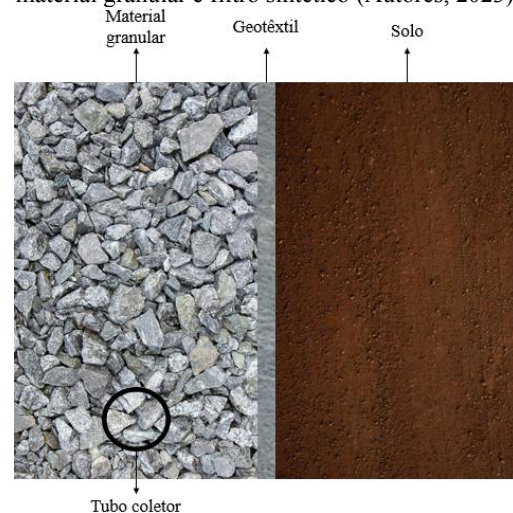
| Fatores do coeficiente C (adimensional) | Fator | Aplicação |
|---|-------|--|
| C1 - Fator Granulométrico | 1,00 | Solos bem graduados e contínuos |
| | 0,80 | Solos uniformes e contínuos |
| C2 - Fator de Adensamento | 1,25 | Solos densos e confinados |
| | 0,80 | Solos fofos e não confinados |
| | 1,00 | Gradiente menor que 5 |
| C3 - Fator Hidráulico | 0,80 | Gradiente entre 5 e 20 |
| | 0,60 | Gradiente entre 21 e 40 ou fluxo reverso |
| C4 - Fator de Função | 1,00 | Apenas função de filtro |
| | 0,30 | Função de filtro e dreno |

3.1.2 Sistema de drenagem com a utilização de material granular e filtro sintético de geotêxtil não-tecido

Segundo recomendação da IGS (2018), as trincheiras drenantes são concebidas para coletar e conduzir a água subterrânea, através da utilização de um elemento de dreno, que geralmente é um material granular aberto (brita), sem a presença de partículas finas de solo, um tubo corrugado perfurado de PEAD e um elemento filtrante sintético determinado como geotêxtil não-tecido, demonstrado na Figura 1.

Alonso (2007) define drenos como perfurações preenchidas com material drenante que pode ser brita ou areia, envolta em geossintéticos, com ou sem o tubo perfurado.

Figura 1. Sistema de drenagem com a utilização de material granular e filtro sintético (Autores, 2023).



No dimensionamento para áreas com volume de drenagem relativamente pequeno, como solos de edifícios, pátios, aeroportos, quadras esportivas, Alonso (2007) menciona que em casos com utilização do tubo perfurado, a vazão está condicionada ao diâmetro do tubo, porém o projeto não deve ser dimensionado para a vazão máxima e sim, para a seção de maior eficiência que corresponde a 50% do diâmetro.

Para o cálculo da vazão máxima, usa-se:

$$Q_{m\acute{a}x} \cong 20,7 D^{2,67} i^{0,5} \quad (04)$$

Em que:

D: diâmetro do tubo, em m;

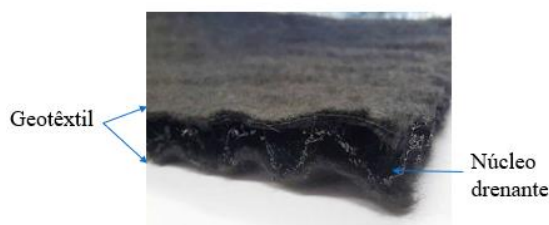
I: inclinação do tubo

3.1.3 Sistema de drenagem com utilização de geocomposto drenante

Segundo Palmeira (2018), os geocompostos são materiais formados a partir da combinação de um ou mais materiais. De acordo com Santos e Sieira (2018), os geocompostos drenantes são materiais desenvolvidos a partir da combinação de um ou dois geotêxteis com um núcleo composto por filamentos poliméricos. O núcleo atua como um meio de transmissão do fluido enquanto o geotêxtil, dependendo das condições de contorno, normalmente atua como filtro.

Esses materiais têm sido amplamente utilizados em sistemas de drenagem atuando na drenagem de fluidos e em casos específicos, gases. Assim como as trincheiras drenantes, podem atuar na captação de águas subsuperficiais contudo sem a necessidade de utilização de material granular com função de meio drenante.

Figura 2. Geocomposto drenante (Maccaferri, 2017)



Para dimensionar um sistema de drenagem com a utilização de geocompostos drenantes, é importante avaliar a sua capacidade de escoamento no plano do geossintético, ou seja, sua vazão planar, que normalmente é obtida por ensaio de transmissividade em laboratório, que segundo Vertematti (2015),

define a capacidade do geossintético transportar volumes de líquidos.

A norma ASTM D7931 (2021) fornece uma diretriz para dimensionamento de sistemas de drenagem com a utilização de geocompostos a partir da determinação da vazão admissível do geossintético determinada pela equação 05 que relaciona a capacidade de vazão planar do geocomposto com fatores de redução, sendo:

$$q_{adm} = \frac{q_{p,i}}{FRP_{IN} \cdot FRP_{FL} \cdot FRP_{CQ} \cdot FRP_{CB}} \quad (05)$$

Onde:

q_{adm} : vazão planar admissível do geossintético;

FRP_{IN} : fator de redução devido à intrusão do geotêxtil filtrante no núcleo drenante;

FRP_{FL} : fator de redução devido a deformação por fluência do núcleo drenante ou do geotêxtil filtrante;

FRP_{CQ} : fator de redução devido à colmatação química e/ou precipitação química no núcleo drenante;

FRP_{CB} : fator de redução devido à colmatação biológica do núcleo drenante;

3.1.3 Principais vantagens e desvantagens de cada sistema

Ambos os sistemas são utilizados para drenagem subsuperficial, contudo apresentam diferenças significativas em termos de materiais, metodologia e desempenho. Souza (2022) menciona que o filtro sintético de geotêxtil não-tecido pode ser utilizado com a função de filtro, evitando a obstrução do material drenante por partículas finas do solo, desde que seja feito o correto dimensionamento. O sistema de drenagem com a utilização de material granular e filtro sintético de geotêxtil não-tecido é considerado um método convencional que utiliza camadas de brita ou cascalho como material drenante. Uma das principais vantagens desse sistema é o fato de ser relativamente fácil de instalar por sua metodologia executiva ser amplamente conhecida e não exigir mão de obra especializada. No entanto, o sistema apresenta algumas desvantagens, como a possibilidade de obstrução do material drenante por partículas finas do solo, o que pode reduzir a eficiência do sistema somado ao fato de que o material granular pode se deslocar com o tempo, o que pode levar a problemas de estabilidade no solo.

O sistema de drenagem com a utilização de

geocomposto drenante é um método mais recente que utiliza um material composto por uma camada de geotêxtil não-tecido e uma camada de núcleo drenante. O geocomposto drenante é projetado para permitir a passagem de água, enquanto retém as partículas finas do solo. Uma das principais vantagens desse sistema é a alta eficiência de drenagem. Além disso, o geocomposto drenante é mais resistente à obstrução do que o material granular. Outra vantagem é a facilidade de instalação, pois o geocomposto é leve em comparação com os agregados naturais, somado ao fato de que é fornecido em bobinas, o que facilita o transporte, armazenamento e a aplicação no local desejado, e ainda pode eliminar a necessidade de uma área de “bota-fora” por permitir o reaterro das trincheiras com o próprio solo da escavação. Além disso, o sistema de drenagem com geocomposto drenante possui uma vida útil de referência considerável, pois o material possui resistência à degradação química e biológica.

No entanto, o sistema de drenagem com geocomposto drenante também apresenta algumas desvantagens. O custo inicial do material é geralmente mais alto do que o do sistema convencional, o que pode ser um fator limitante em alguns projetos. Além disso, a instalação requer cuidados especiais para garantir a correta conexão das camadas do geocomposto e evitar possíveis falhas no sistema.

Diversos estudos foram realizados para comparar esses dois sistemas de drenagem. Farias, Silva e Paranhos (2022) realizaram uma análise comparativa em um projeto de drenagem de uma rodovia e concluíram que o sistema de drenagem com geocomposto drenante apresentou uma maior eficiência de drenagem em comparação com o sistema convencional. Silva et al. (2016) também realizaram um estudo comparativo e observaram que o sistema com geocomposto drenante apresentou uma maior capacidade de drenagem e menor risco de obstrução em solos com alto teor de finos. Li et al. (2017) destacaram a facilidade de instalação e a maior durabilidade do sistema com geocomposto drenante em seu estudo comparativo. Cholewa e Plesiński (2021) realizaram uma análise de custo-benefício e concluíram que, apesar do maior custo inicial, o sistema com geocomposto drenante pode

ser mais vantajoso em longo prazo devido à sua maior eficiência e vida útil. Saride, Huchegowda e Vyas (2022) também realizaram um estudo comparativo e observaram que o sistema com geocomposto drenante apresentou uma maior eficiência de drenagem e menor risco de obstrução em solos com alta permeabilidade. Por fim, Birle, Melsbach e Heyer (2022) destacaram a importância de realizar estudos de dimensionamento específicos para cada projeto, levando em consideração as características do solo e as condições de drenagem desejadas.

4 CONCLUSÃO

Ambos os sistemas de drenagem apresentam vantagens e desvantagens, e a escolha do sistema mais adequado deve levar em consideração as características do solo, as condições de drenagem desejadas e o custo-benefício do projeto. O sistema convencional com material granular e filtro sintético de geotêxtil não-tecido é mais acessível mas apresenta uma eficiência de drenagem menor e maior risco de obstrução. Já o sistema com geocomposto drenante apresenta uma maior eficiência de drenagem, menor risco de obstrução e maior durabilidade, mas requer um investimento inicial mais alto.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. Rebaixamento temporário de aquíferos. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. 152p.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 10318: Geossintéticos - Parte 1: Termos e definições. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2021. 9 p.
- ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Specifying Drainage Geocomposites. ASTM D7931. 2021
- BIRLE, E; MELSBACK, M; HEYER, D. Evaluation of the performance of a drainage geocomposite in a simple cover system based on 10 year measurements. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, v. 1260, n. 1, p. 012018, 2022.
- CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e suas Aplicações 6.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1996. 234 p.
- CHOLEWA, M.; PLESIŃSKI, K. Performance Comparison of Geodrain Drainage and Gravel Drainage Layers Embedded in a Horizontal Plane. Materials, v. 14, n. 21, p. 6321, 2021. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/1996-1944/14/21/6321>>. Acesso em: 21 jun. 2023.
- COMITÊ FRANCÊS DE GEOTÊXTEIS E GEOMEMBRANAS. Recommendations for the use of

- geotextiles in drainage and filtration systems. Boulogne-Billancourt: Institute Textile de France, 1986.
- FARIAS, R.; SILVA, H.; PARANHOS, H. Estudo de caso do projeto e execução do sistema de drenagem do gramado de futebol do Estádio Bezerrão. In: Anais do XX COBRAMSEG, 2022, Campinas. Anais eletrônicos... Campinas, Galoá, 2022.
- IGS - Associação Brasileira de Geossintéticos. Recomendação IGSBrasil 005 - Aplicação de Geotêxteis em Rodovias e Outras Áreas Trafegáveis. 2018. Disponível em: https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2022/08/Recomendacao-IGSBrasil-005-2018-Aplicacao-de-Geotexteis-em-Rodovias-e-Outras-Areas-Trafegaveis_cor.pdf. Acesso em: 21 de junho de 2023.
- LI, C.; ASHLOCK, J.; WHITE, D. Permeability and Stiffness Assessment of Paved and Unpaved Roads with Geocomposite Drainage Layers. Applied Sciences, v. 7, n. 7, p. 718, 2017.
- MCCLELLAND, B. Large Scale Model Studies of Highway Subdrainage, Proceedings Highway Research Board, p. 23, 1943.
- MÜLLER, W. W; SAATHOFF, F. Geosynthetics in geoenvironmental engineering. Science and Technology of Advanced Materials, v. 16, n. 3, p. 20, 2015.
- PALMEIRA, E.; GARDONI, M. D. G.; ARAÚJO, G. L. Geossintéticos em Engenharia Geotécnica e Geoambiental: avanços e perspectivas. Geotecnia, n. 152, p. 337–368, 12 ago. 2021.
- PALMEIRA, E. M. Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. 294 p.
- PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.
- RODRIGUEZ, T. T.; WEISS, L. A.; TEIXEIRA, R. S. Permeabilidade de Solo Laterítico por Diferentes Métodos. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, v. 36, n. 2, p. 17, 2015.
- SANTOS, F.; SIEIRA, A. Fatores de redução para fluência em geocomposto drenante. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, v. 144, p.51-64, 2018.
- SARIDE, S.; HUCHEGOWDA, B. K.; VYAS, S. Evaluation of drainage coefficients for 2D and 3D-geocomposite embedded subbase layers. Geotextiles and Geomembranes, v. 50, n. 6, p. 1110-1119, 2022.
- SILVA, J. L.; ROCHA, P. E. O.; MASIERO, I. M.; SILVA, J. M. Nova Drenagem com Geocompostos na casa do Furacão Arena da Baixada, Curitiba-PR. Maccaferri do Brasil; Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos. Curitiba. 2016.
- SOUZA, M.V. Elaboração de um Banco de Dados sobre Desempenhos de Filtros Geotêxteis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2022. 134 p.
- VERTEMATTI, J. C. Manual Brasileiro de Geossintéticos. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015. 570 p.

Casos de obras de Contenções em Solo Reforçado com Geogrelhas no Estado do Mato Grosso

Cristina F. Schmidt

Huesker Ltda., São José dos Campos, Brasil, cristina@huesker.com.br

Ilço Ribeiro Junior

Instituto Federal de Mato Grosso – Campus Cuiabá, Cuiabá, Brasil, ilco.ribeiro@ifmt.edu.br

Mateus Cleto

Huesker Ltda., São José dos Campos, Brasil, mateus.cleto@huesker.com.br

Paulo José Brugger

Brugger Engenharia Ltda., São José dos Campos, Brasil, paulo@brugger.eng.br

RESUMO: A partir da década de 1990, o uso de geogrelhas para reforço de solo em obras geotécnicas começou a se popularizar no Brasil. Uma das obras pioneiras na Região Centro-Oeste com a utilização desse tipo de material foi o aterro reforçado com geogrelhas na base apoiado sobre capitéis estacados da ponte ferroviária sobre o Rio Lajes, em Chapadão do Sul, MS, sob gestão da empresa Ferronorte. Desde então, o uso de geogrelhas se popularizou no país. O presente artigo apresenta as principais características desse tipo de solução e destaca pontos importantes da recente norma ABNT NBR 16920-1: Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: Solos reforçados em aterros. Na sequência, apresenta quatro casos de obra de contenções em solo reforçado executadas entre 2021 e 2023 no Estado do Mato Grosso, escolhidas devido à sua relevância ou especificidade.

PALAVRAS-CHAVE: Geogrelha, Solo Reforçado, Blocos Segmentais, Geossintético, Contenção.

ABSTRACT: From the 1990s onwards, the use of geogrids for soil reinforcement in geotechnical works began to become popular in Brazil. One of the pioneering projects in the Centre-West Region using this type of material was the geogrid-reinforced piled embankment of the railway bridge over the Lajes River in Chapadão do Sul, MS, managed by the Ferronorte company. Since then, the use of geogrids has become popular in Brazil. This article presents the main characteristics of this type of solution and highlights important points of the recent standard ABNT NBR 16920-1: Walls and slopes in reinforced soils - Part 1: Reinforced soils in fills. It then presents four cases of reinforced soil retaining walls carried out between 2021 and 2023 in the state of Mato Grosso, chosen for their relevance or specificity.

KEY WORDS: Geogrid, Reinforced Soil, Segmental Blocks, Geosynthetics, GRW.

1 INTRODUÇÃO

O uso de estruturas de contenção em solo reforçado com geogrelhas vem se tornando cada vez mais comum no Brasil e o estado do Mato Grosso tem acompanhado essa tendência. Esses sistemas construtivos se destacam pela versatilidade de formatos e acabamentos, velocidade de execução, possibilidade de uso de solos do local da obra para o aterro compactado e aspectos favoráveis à sustentabilidade.

2 OBRA PIONEIRA DE REFORÇO DE SOLO COM GEOGRELHAS NO CENTRO-OESTE

Em 1989, deu-se início à construção de uma ferrovia com o objetivo de se tornar o principal corredor de exportação agrícola do Brasil, ligando as regiões produtoras do Norte e Centro-Oeste aos portos do Sul e Sudeste do país. Parte do projeto de implantação da ferrovia, sob gestão da Ferronorte, previa para o trecho que cruza o Rio Laje, no município de Chapadão do Sul, estado do Mato Grosso do Sul, a execução de um aterro de com altura de até 9 metros

e canalização do rio. Região alagada, com solo de fundação do aterro bastante mole (solo saturado) e baixíssima capacidade de suporte, com profundidade atingindo até 12 metros, o projeto apresentava um desafio.

A solução de engenharia adotada foi um aterro sobre estacas tipo alluvial anker com capitéis e geogrelhas com resistência à tração característica de 400 kN/m. A obra no trecho do Rio Laje foi iniciada em 1998 e finalizada em maio de 1999, sendo o tráfego da ferrovia liberado logo em seguida. Essa aplicação foi uma das obras pioneiras com geogrelhas para reforço de solo na Região Centro-Oeste e até mesmo no Brasil, há cerca de 25 anos.

Desde então, diversas outras obras geotécnicas foram executadas com geogrelhas. Mais recentemente, contenções em aterros reforçados ganharam destaque no estado do Mato Grosso.



Figura 1. Vista aérea do aterro estaqueado da ferrovia na ponte sobre o Rio Laje em Chapadão do Sul, MS.

3 CONTENÇÕES EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS

3.1 Conceituação

Segundo ABNT (2021), desde que adequadamente compactados, os solos apresentam boa resistência à compressão e ao cisalhamento. No entanto, sua resistência à tração é baixa. A introdução no maciço de elementos que possuam elevada resistência à tração restringe as deformações que se desenvolvem no maciço devido ao peso próprio do solo, associado ou não à aplicação de carregamento externo. Nas estruturas de solo reforçado, o processo de transferência de esforços para os elementos resistentes à tração ocorre pela interação entre o solo e as inclusões de reforço. O sistema é formado por três elementos: solo, elementos de reforço (inclusões) e elementos de face (paramento). A inclusão dos reforços no maciço confere aos muros e taludes em

solo reforçado as condições de resistência interna e estabilidade geral necessárias, limitando os deslocamentos. Os reforços são elementos passivos, cuja resistência é mobilizada somente pela tendência de movimento relativo entre o reforço e o solo. A maior parcela dessa mobilização ocorre durante o período construtivo. Deformações e deslocamentos são mitigados pela escolha adequada do sistema de solo compactado-reforço-paramento, bem como pelo processo executivo e controle tecnológico adequados, e dimensionamento apropriado.

3.2 Aterro Compactado

O tipo de solo a ser utilizado e seu processo de compactação terão importância fundamental no desempenho do sistema de contenção. A norma ABNT NBR 16920-1 indica os ensaios mínimos para caracterização do material a ser utilizado no aterro. Seu Anexo A apresenta as recomendações gerais para escolhas dos materiais a serem utilizados para aterro, em função da aplicação da contenção, do tipo de reforço e do tipo de paramento. Segundo ABNT (2021), devem ser observados os seguintes critérios de compactação:

Tabela 1. Critérios de compactação de aterros

| Característica | Solos laterizados e outros | Solos arenosos |
|---|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Grau de compactação (Proctor Normal) | ≥ 98% | ≥ 95% |
| Teor de umidade em relação à ótima (w_{ot}) | $0,9 w_{ot} \leq w \leq 1,05 w_{ot}$ | $0,8 w_{ot} \leq w \leq 1,1 w_{ot}$ |
| Espessura máxima da camada acabada | ≤ 20 cm | ≤ 25 cm |

É interessante observar que o desvio de umidade está indicado como uma porcentagem da umidade ótima e não mais em valores absolutos. Essa é uma tendência moderna de especificação de desvio de umidade. Outro ponto a se destacar é que o desvio de umidade permitido no ramo úmido da curva de compactação, ou seja, acima da umidade ótima é menor do que o desvio no ramo seco, ou seja, abaixo da umidade ótima. A principal justificativa dessa indicação está relacionada com as deformações do aterro compactado, uma vez que os solos compactados no ramo seco da curva de compactação tendem a apresentar menores deformações do que quando compactados no ramo úmido.

3.3 Geogrelhas para Reforço do Solo

Segundo Ehrlich & Becker (2009), pode-se utilizar diversos tipos de reforço para estruturas de contenção em solo reforçado como reforços metálicos,

geogrelhas ou geotêxteis. As geogrelhas são especialmente produzidas para reforço de solo. São plásticos de estrutura plana, muito aberta, em formato de grelha. Nesse tipo de aplicação, em geral as geogrelhas são unidirecionais, ou seja, apresentam elevada resistência à tração em apenas uma direção, no sentido longitudinal do rolo ou bobina em que são fornecidas. Quanto aos polímeros, usualmente no Brasil são utilizadas geogrelhas de poliéster ou de polivinil álcool (PVA). O tipo de polímero que compõe a geogrelha irá definir sua curva de mobilização da resistência à tração em função da deformação. Geogrelhas de poliéster em geral atingem sua resistência à tração característica com deformação em torno de 10% e geogrelhas de PVA apresentam deformação de cerca de 5% na resistência à tração característica.

A Figura 2 apresenta as curvas de mobilização da tração em função da deformação típicas para geogrelhas de poliéster e de PVA. As geogrelhas de PVA, por serem mais rígidas, mobilizam maior parcela de resistência à tração quando comparadas com as geogrelhas de poliéster. Por exemplo, para uma deformação de 4%, as geogrelhas de PVA mobilizam cerca de 75% de sua máxima resistência à tração. Já as geogrelhas de poliéster mobilizam apenas cerca de 40% da máxima resistência à tração para a mesma deformação de 4%.

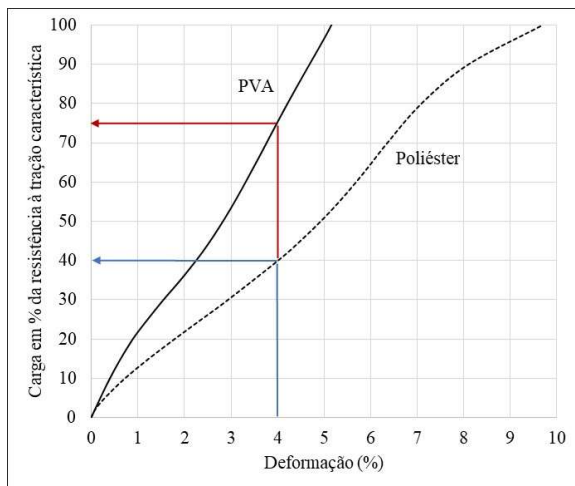


Figura 2. Curvas típicas de mobilização da resistência à tração para geogrelhas de poliéster e de PVA.

Segundo Gerscovich et al. (2016), o projetista deve não somente estar atento à tração máxima que será imposta ao reforço durante o período construtivo e pós-construtivo, mas também garantir que as deformações impostas ao reforço sejam compatíveis, durante toda a vida útil da estrutura, com a funcionalidade e a estética do muro de contenção. Daí a importância da escolha de reforços com rigidez adequada à sua aplicação.

No dimensionamento das estruturas de solo reforçado, deve ser considerada a resistência à tração disponível (T_D) do reforço, definida como a resistência à tração característica (T_{char}) ou nominal dividida pelos fatores de redução (RF) e pelo fator de segurança de incertezas (f_s), que considera a variação estatística dos fatores de redução:

$$T_D = \frac{T_{cha}}{RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_{CH} \times f_s} \quad (1)$$

Onde:

- RF_{CR} é o fator de redução devido à fluência.
- RF_{ID} é o fator de redução devido aos danos de instalação.
- RF_{CH} é o fator de redução devido à degradação química e biológica.

Dos fatores de redução citados, o que traz maior impacto na resistência disponível é sem dúvida o fator de redução por fluência. A suscetibilidade à fluência está diretamente relacionada ao polímero que compõe o reforço. Nesse aspecto, o PVA também apresenta vantagens em relação ao poliéster, devido ao menor fator de redução por fluência, resultando em maior resistência disponível, quando comparado ao poliéster.

O fornecedor deve apresentar a curva de carga por unidade de largura versus deformação obtida em ensaios de tração de curto prazo, a curva de carga por unidade de largura versus deformação obtida em ensaios de tração de longo prazo (curvas isócronas), os fatores de redução e o fator de segurança de incertezas. É importante ressaltar que essas informações são específicas para cada fabricante e para cada produto de um mesmo fabricante.

3.3 Tipos de Paramento

Segundo ABNT (2021), os paramentos utilizados nos diversos tipos de muros de solo reforçado são parte do sistema construtivo e fornecem proteção contra erosão do aterro compactado, tendo ou não função estrutural na estabilidade do conjunto. Podem ser constituídos por painéis de concreto segmentados, blocos segmentados de concreto, tela metálica soldada, elementos modulares em malha metálica, face envelopada ou outros elementos que atendam à mesma função.

Para as contenções que apresentam elementos especiais de face (por exemplo, tela metálica, bloco segmental, placa de concreto ou gabião) cada fornecedor oferece seus próprios sistemas construtivos, que incluem os reforços e os elementos de face. Esses elementos são testados em conjunto quando do desenvolvimento do sistema construtivo e

em princípio não devem ser fornecidos separadamente.

3.4 Dimensionamento

Existem diversas metodologias que podem ser usadas para dimensionamento de contenções em solo reforçado. A NBR 16920-1 indica que cabe ao projetista definir o método de análise que melhor se adapte às condições de contorno impostas e aos esforços solicitantes ao muro em solo reforçado, como, por exemplo, métodos de homogeneização, métodos de equilíbrio limite, métodos sob condição de trabalho, modelagem explícita do maciço reforçado, entre outros.

As condições de estabilidade podem ser verificadas através de metodologias utilizando fator de segurança global ou fatores de segurança parciais.

A análise de estabilidade geral pelo método de equilíbrio limite, com determinação do fator de segurança global, é uma das verificações normalmente presente na grande maioria dos memoriais de cálculo de projetos desse tipo de estrutura. Muitos softwares comerciais disponíveis no mercado já trazem uma biblioteca com as propriedades de reforços geossintéticos de diversos fabricantes, facilitando a modelagem.

A Figura 3 apresenta uma análise de estabilidade geral por equilíbrio limite desenvolvida com o software Slide, da RocScience:

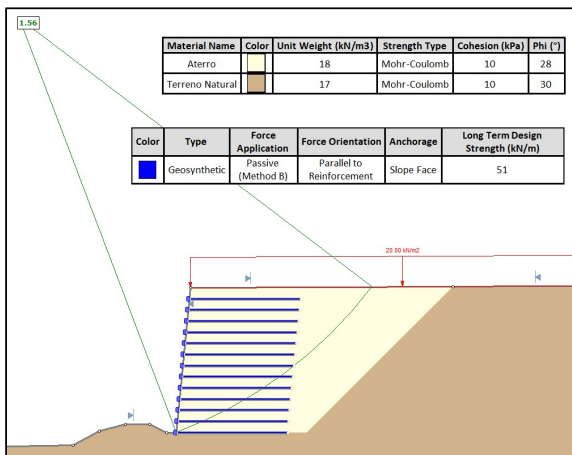


Figura 3. Exemplo de análise de estabilidade geral pelo método de equilíbrio limite.

4 OBRAS RECENTES DE CONTENÇÕES EM SOLO REFORÇADO NO MATO GROSSO

4.1 Sistemas Construtivos

A seguir são apresentados quatro casos de obras recentes no estado do Mato Grosso, executadas entre

2021 e 2023. Duas contenções foram construídas no sistema de solo reforçado com geogrelhas e face em tela metálica rotulada e galvanizada e duas contenções utilizaram sistema construtivo de solo reforçado com geogrelhas e face em blocos segmentais de concreto.

4.2 Sistema com Face em Tela Metálica Rotulada e Galvanizada

Nas obras específicas em questão, como elemento de face foram utilizados painéis de com 250 cm de largura por 60 cm de altura livre, preenchidas com pedras. O espaçamento entre geogrelhas também é modulado em 60 cm pela altura dos painéis. A montagem dos painéis é feita simultaneamente à compactação das camadas de aterro e colocação das geogrelhas, sendo os painéis a própria forma de compactação. Na execução do sistema, não há necessidade de concretagens, cortes ou dobras das telas, que são apenas montadas no local definitivo e travadas através de ganchos de aço. Não é preciso nenhum tipo de forma ou escoramento. Para facilitar o transporte e o manuseio das telas metálicas, o sistema conta com uma rótula exclusiva que permite que as telas sejam carregadas dobradas e instaladas na obra na posição final através de montagem manual. Uma vantagem executiva desse sistema é a possibilidade de preenchimento da face com pedras de forma mecanizada, conforme Figura 5.



Figura 4. Módulo metálico fechado e aberto estabilizado com as mãos francesas.



Figura 5. Montagem dos módulos de face e preenchimento com rachãozinho na face.

A estrutura das telas consta de barras de 8 mm de diâmetro com espaçamento de 10 cm nas duas direções no painel vertical frontal da contenção e de barras de 6 mm de diâmetro com espaçamento de 10 cm nas duas direções na parte horizontal do painel que fica enterrada entre camadas de reforço e solo compactado. A barra com diâmetro de 8 mm da tela frontal apresenta menor risco de danos por vandalismo.

4.2.1 Muro de Britador – Barra do Bugres

Em uma empresa de mineração de calcário dolomítico, calcítico e magnesiano situada em Barra do Bugres, foi construído um novo britador. Para que os caminhões de grande capacidade de carga tivessem acesso à parte superior do equipamento, foi preciso construir duas rampas laterais em aterro com desnível em relação ao terreno original de cerca de 13 m. Para fazer a contenção da parte frontal das rampas, houve necessidade de construção de dois muros de arrimo. Inicialmente, construíram-se muros de concreto armado convencionais, que não resistiram aos esforços solicitantes e precisaram ser demolidos. A nova implantação dessas contenções foi feita com estruturas de solo reforçado com geogrelhas e face em tela metálica rotulada e galvanizada, sistema descrito no item 4.2.



Figura 7. Situação antes da execução dos muros em solo reforçado.

Constam de dois muros simétricos, com altura de 13,8 m e área de face total de 474 m². O reforço do aterro deu-se com a utilização de geogrelhas de PVA com resistência à tração característica (T_{char}) de 55 kN/m a 150 kN/m e deformação máxima de 5%, espaçadas verticalmente a cada 60 cm. Na seção de maior altura (13,8 m), o comprimento adotado para as geogrelhas foi de 10 m.

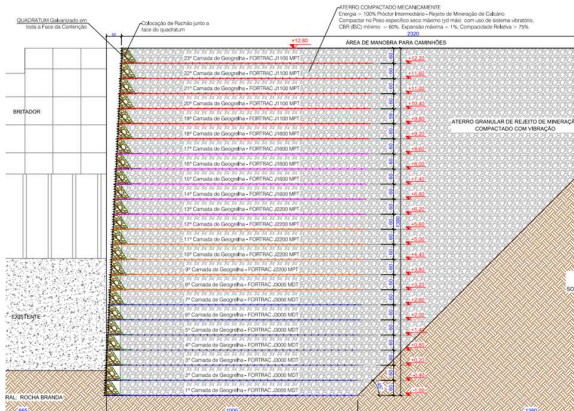


Figura 8. Seção transversal no ponto de maior altura.

A escolha de geogrelhas de PVA deu-se com o objetivo de limitar a deformação da face da contenção, devido ao seu alto módulo de rigidez, e de permitir a utilização do próprio rejeito da mineração de calcário para execução do aterro, devido à grande resistência química dessas geogrelhas. A especificação de projeto definiu CBR mínimo de 60% para o rejeito de mineração compactado.



Figura 9. Muros de acesso ao britador concluídos.

4.2.2 Condomínio de Casas – Bairro Santa Cruz, Cuiabá

Para implantação de um condomínio de alto padrão com 84 unidades e ampla área de lazer no bairro Santa Cruz em Cuiabá, foi necessária a execução de uma contenção em aterro nos fundos e na lateral esquerda do empreendimento. O principal objetivo foi aumentar a área para implantação dos lotes, respeitando a distância obrigatória da APP nos fundos do terreno.



Figura 10. Vista aérea da contenção aos fundos do empreendimento, voltada para APP.

A solução adotada foi o sistema de solo reforçado com geogrelhas e face em tela metálica rotulada e galvanizada descrito no item 4.2. A contenção apresenta extensão de cerca de 180 m e área de face de 735 m², com altura máxima de 7,80 m. Foram utilizadas geogrelhas de poliéster com resistência à tração característica (T_{char}) de 35 kN/m, 55 kN/m e 80 kN/m e deformação máxima de 10%, com comprimentos variando de 3 m a 7 m a partir da face do muro, dependendo da altura da seção transversal. O espaçamento vertical entre camadas de geogrelhas foi de 60 cm. No total, foram utilizados cerca de 10.500 m² de geogrelhas para reforço, 3.000 m² de geotêxtil tecido separador e 520 módulos metálicos para a face. A Figura 11 apresenta o detalhe de colocação das pedras na face do muro.



Figura 11. Colocação das pedras na face

A Figura 12 apresenta a seção transversal de máxima altura. Destacam-se a implantação do dreno inclinado de tardoz e a fixação de um pequeno muro em “L” em concreto armado no topo da contenção como base para um gradil metálico de divisa.

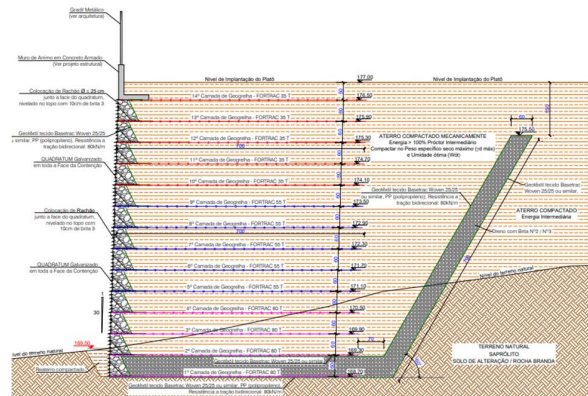


Figura 12. Seção transversal de maior altura (7,8 m).

4.3 Sistema com Face em Blocos Segmentais

Os sistemas construtivos em solo reforçado com geogrelhas e face em blocos segmentais seguem a mesma tecnologia de muros em solo reforçado em geral, mas com a face sendo composta por blocos de concreto estrutural montados e encaixados sem o uso de argamassa. Os blocos têm dimensões típicas de 40x40x20cm (largura, profundidade e altura) e formato específico para permitir a construção de muros em cantos e curvas. O peso dos blocos varia entre 25 e 30 kg permitindo o transporte em pallets e a montagem manual da face dos muros. Sua resistência à compressão varia de 6 a 18 MPa em função da altura final dos muros. Para estes sistemas são utilizadas geogrelhas flexíveis em poliéster ou PVA que apresentam resistência à tração e rigidez elevadas. Esta tecnologia tem sido utilizada com sucesso no mundo e no Brasil nas mais diversas aplicações, principalmente obras rodoviárias, ferroviárias, galpões industriais e logísticos, encontros de pontes e viadutos e também obras hidráulicas.



Figura 13. Tipo de bloco segmental para contenções em solo reforçado com geogrelhas.

4.3.1 Viaduto de Acesso ao Novo Parque Mato Grosso sobre a Rodovia MT-251

O Parque Novo Mato Grosso será um espaço multiuso que está sendo construído desde novembro de 2021. A entrada do Parque está localizada na MT-

251, estrada que liga Cuiabá à Chapada dos Guimarães. A Secretaria de Estado de Infraestrutura e Logística SINFRA incluiu essa obra em um programa cujo objetivo é aumentar a quantidade de rodovias estaduais pavimentadas, construindo novos trechos e melhorando as condições das rodovias, a fim de garantir melhor eficiência do sistema viário.

Para implantação desse acesso, foi preciso executar um viaduto passando sobre a rodovia MT-251. Devido a limitações geométricas da obra, os aterros de encontro do viaduto precisaram ser verticalizados, surgindo a necessidade de execução de contenções semi-verticais nos aterros de aproximação. Essas contenções foram executadas no sistema de solo reforçado com geogrelhas e face em blocos segmentais. As Figuras 14 e 15 apresentam a vista geral da obra e detalhe do encaixe na estrutura do viaduto durante a execução desses encontros.



Figura 14. Vista geral da obra.



Figura 15. Vista da contenção do encontro do viaduto.

As contenções dos dois encontros somam uma área de face de aproximadamente 2.900 m², sendo sua altura máxima de 10,2 m. O reforço do aterro deu-se com a utilização de geogrelhas de PVA com resistência à tração característica (T_{char}) de 55 kN/m a 110 kN/m e deformação máxima de 5%, espaçadas verticalmente a cada 60 cm, em um total de 16.750 m² de geogrelhas. A Figura 16 mostra uma seção transversal das contenções da obra. Devido à pequena

largura da seção transversal, o projeto definiu que cada camada de geogrelhas estaria ancorada nas duas paredes laterais do aterro em blocos segmentais. As barreiras rígidas de concreto foram fixadas através de uma mureta em “L” de concreto armado, no topo do solo reforçado.

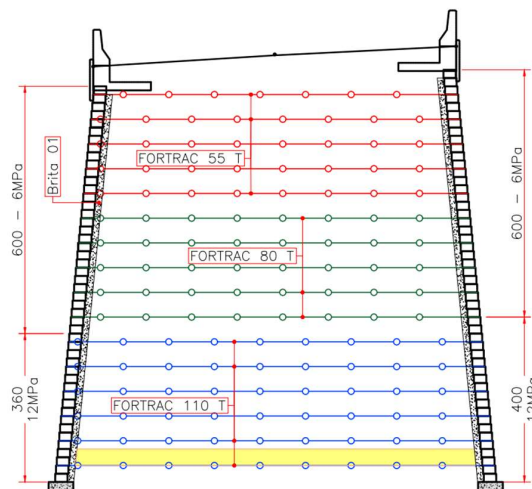


Figura 16. Exemplo de seção transversal no Encontro E2.



Figura 17. Detalhe dos blocos segmentais e da conexão da geogrelha na face.

4.3.2 Orla de Santo Antônio de Leverger

O projeto de revitalização e urbanização da orla do Município de Santo Antônio de Leverger, no estado do Mato Grosso faz parte do Mais MT, o maior programa de investimentos da história de Mato Grosso, no eixo de Infraestrutura de Turismo, em uma parceria entre Sinfra-MT e a Secretaria de Estado de Desenvolvimento Econômico (Sedec). O projeto prevê a construção da orla na Avenida Beira Rio, no centro do município, em um comprimento de aproximadamente 400 m e uma área total de 12,8 mil m². A Figura 18 apresenta uma visão geral do projeto arquitetônico do alargamento e urbanização da margem do Rio Cuiabá.

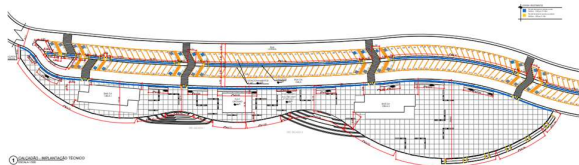


Figura 18. Projeto arquitetônico da orla do Rio Cuiabá.

Para permitir a expansão da área da orla e a proteção da margem do Rio Cuiabá foi previsto um muro de contenção ao longo de toda a borda da área urbanizada. Foi utilizada a técnica de solo reforçado com geogrelhas de PVA com resistência à tração característica (T_{char}) de 55 kN/m e face em blocos segmentais de concreto com paramento 10V:1H, com face ondulada que permitem a execução das curvas previstas no projeto arquitetônico e apresentam uma estética em acordo com o projeto de embelezamento da orla. Em alguns pontos são previstas construções de arqui bancadas e ancoradouros junto ao muro.

O muro tem altura média de 6 m e será submetido a grandes variações de nível d'água do rio. Na cheia máxima histórica, o rio chega próximo à cota do topo do muro e, na vazante máxima, surge uma praia no pé do muro. Para garantia da estabilidade com a variação do nível do rio, foi previsto um robusto sistema de drenagem interna da massa de solo e uma boa proteção do pé do muro. A base fica enterrada pelo menos 1,4 m em relação ao perfil da praia e na parte frontal do muro foi prevista uma proteção através de um colchão em geossintético preenchido com concreto, mas flexível, para se acomodar às flutuações do nível do rio e eventuais processos erosivos da praia. A Figura 19 apresenta a seção transversal típica do muro.

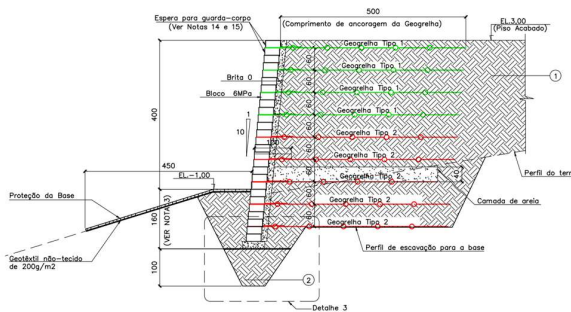


Figura 19. Seção transversal detalhada do muro.



Figura 20. Vista aérea da execução do aterro compactado.



Figura 21. Vista geral da obra em andamento.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As contenções em solo reforçado com geogrelhas têm se tornado cada vez mais comuns no Brasil. A publicação da norma NBR 16920-1: *Muros e taludes em solos reforçados Parte 1: Solos reforçados em aterros* em 2021 trouxe uma base normativa que fortaleceu ainda mais essa tendência. As obras recentes com a aplicação dessa tecnologia realizadas entre 2021 e 2023 no estado do Mato Grosso demonstram suas principais vantagens como variedade de tipos de acabamento de face, versatilidade de formas da face (em curvas, por exemplo), facilidade e menor tempo de execução, diminuindo o cronograma da obra, flexibilidade quanto ao tipo de solo a ser usado no aterro compactado, além de custos bastante competitivos.

Muros em solo reforçado são uma solução muito versátil para diferentes aplicações de infraestrutura, rodovias, ferrovias e mesmo obras hidráulicas ou em presença de água. As obras apresentam grande resistência e rigidez compatível com pavimentos rígidos ou flexíveis executados no topo das contenções. Já os diferentes tipos de sistemas construtivos e acabamentos de face das obras permitem adequações funcionais e estéticas para quaisquer necessidades das obras. A possibilidade de utilização de geogrelhas mais rígidas, com deformação de 5%, traz um recurso adicional no desempenho de estruturas em condições sensíveis.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos especiais às empresas, órgãos e profissionais envolvidos no projeto e execução das obras, que possibilitaram a concretização de estruturas tão modernas e impactantes.

REFERÊNCIAS

ABNT (2021). NBR 16920-1: *Muros e taludes em solos reforçados Parte 1: Solos reforçados em aterros*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

Ehrlich, M., Becker, L. (2009) *Muros e taludes de solo reforçado*. Oficina de textos, São Paulo.

Gerscovich, D., Danzinger, B. R., Saramago, R. (2016) *Contenções: teoria e aplicações em obras*. Oficina de textos, São Paulo.

Lotufo Engenharia, <https://lotufoengenharia.com.br/mt-251>, acessado em 10/01/2023.

Estroncamento Modular: Solução Inovadora para Contenções Metálicas e de Concreto

Júnio Rafael Oliveira Pinto
VPA Infra, Belo Horizonte, Brasil, junio@vpainfra.com

RESUMO: Os estroncamentos modulares são estruturas metálicas compostas por vigas e longarinas, podendo ser fixas ou ajustáveis. Sua principal finalidade é proporcionar maior resistência e segurança em obras de engenharia que demandam escoramento ou contenção. Vale destacar que um diferencial significativo dessa solução é sua versatilidade, podendo ser empregada tanto em contenções metálicas quanto em estruturas de concreto armado. Este artigo tem como objetivo apresentar a aplicação desse sistema em diversos cenários, ressaltando suas vantagens e diferenciais em relação a soluções convencionais. O sistema de estroncamento modular pode ser entendido como uma complementação eficaz para contenções metálicas. Ao analisar projetos de escoramento com estacas prancha metálicas como elemento de contenção, o estroncamento atua diretamente no dimensionamento, reduzindo o comprimento necessário do escoramento e absorvendo cargas adicionais que, de outra forma, seriam distribuídas para a contenção. Em termos de instalação e montagem, essa solução apresenta inúmeras vantagens e características distintivas. O estroncamento possui peças facilmente encaixáveis por meio de pinos e contrapinos, além de um sistema hidráulico de barras roscadas ajustáveis para qualquer seção de escavação, tanto no sentido transversal quanto no longitudinal. Ademais, pode ser aplicado em dois, três ou quatro lados da escavação, adaptando-se a diferentes níveis de altura. Essa flexibilidade contribui significativamente para a eficiência e versatilidade do processo de instalação.

PALAVRAS-CHAVE: Estroncamento modular, contenção, escoramento, estroncamento regulável, estaca prancha

ABSTRACT: Modular studdings are metallic structures composed by beams and stringers, which can be fixed or adjustable. Its main purpose is to provide greater resistance and safety in engineering works that require shoring or containment. It is worth highlighting that a significant difference of this solution is its versatility, which can be used in both metallic containments and reinforced concrete structures. This article aims to present the application of this system in different settings, highlighting its advantages and differences in relation to conventional solutions. The modular restraint system can be understood as an effective complement to metal containments. When analyzing shoring projects with metal sheet piles as a containment element, the bracing acts directly on the design, reducing the necessary length of the shoring and absorbing additional loads that would otherwise be distributed to the containment. In terms of installation and mounting, this solution has numerous advantages and distinctive features. The strutting has parts that can be easily fitted together using pins and cotter pins, as well as a hydraulic system of adjustable threaded bars for any excavation section, both in the transverse and longitudinal directions. Furthermore, it can be applied to two, three or four sides of the excavation, adapting to different height levels. This flexibility contributes significantly to the efficiency and versatility of the installation process.

KEYWORDS: Modular framing, containment, shoring, adjustable framing, sheet piling

1 INTRODUÇÃO

Contenções são estruturas cujo projeto é condicionado por cargas que dependem de deslocamentos. São feitas através da introdução de uma armadura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterá.

O carregamento da estrutura pelo terreno gera deslocamentos que por sua vez alteram o carregamento, num processo iterativo. Alguns

autores preferem afirmar que o processo é mais corretamente descrito como sendo de deslocamentos impostos.

Enquanto a escavação visa a retirada de solo de um dado terreno a fim de se atingir a profundidade ou a cota necessária à execução de uma determinada construção.

O uso de estacas metálicas como elemento de fundação apresenta-se como uma alternativa interessante para diversas situações, podendo ser utilizada para variadas etapas de uma obra.

As características mais importantes destes elementos são:

- A facilidade de cravação em praticamente todo tipo de terreno, podendo atingir elevada capacidade de carga;
- Apresentam facilidade na execução de corte ou emenda; podem ser submetidas a elevados empuxos laterais;
- Podem ser utilizadas para serviços provisórios, permitindo diversos reaproveitamentos;
- Resistem ao transporte e manipulação em condições adversas;
- Reduzem consideravelmente a vibração e o amolgamento do solo, durante a cravação, em virtude de sua seção transversal reduzida possuir características favoráveis ao corte do solo.

Sua utilização é mais interessante quando se dispõe de terreno muito resistente, em face da elevada tensão admissível à compressão do aço.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6122 (ABNT; 2010), estaca é definida como elemento de fundação profunda utilizado somente por equipamentos ou ferramentas, sem a necessidade de descida de pessoas em qualquer momento da execução.

Em situações que requerem escoramento e contenção de solos para prevenir desmoronamentos, as Estacas Prancha Metálicas são a solução ideal. Sua robustez e facilidade de instalação as tornam uma escolha popular para obras com contenção de taludes e encostas.

As Estacas Prancha Metálicas são indispensáveis em projetos de infraestrutura urbana. Em construções como metrô, trens, túneis, viadutos e galerias, elas garantem a segurança e a eficiência, assegurando uma contenção de solos efetiva.

Na construção de redes de saneamento, as Estacas Prancha Metálicas são ideais para manter a estabilidade do terreno, especialmente em escavações profundas, garantindo um trabalho seguro e eficaz.

A ABNT NBR 15.696:2009 – define que escoramentos são estruturas provisórias com capacidade de resistir e transmitir às suas bases de apoio todas as ações provenientes das cargas permanentes e variáveis resultantes do lançamento do concreto fresco sobre as formas horizontais e verticais, até que o concreto se torne autoperante.

Trata-se de um sistema modular projetado e desenvolvido para manter a integridade da escavação, permite flexibilidade no local e

economiza tempo e dinheiro. Mais importante ainda, proporciona um ambiente de trabalho seguro.

Os Estroncamentos Modulares são uma clara evolução em relação aos perfis e vigas metálicas. Eles eliminam a necessidade de cortar e soldar perfis e vigas metálicas in loco, reduzindo o tempo e o custo da obra, sendo que, as vigas metálicas devem ser adquiridas após serem remodeladas para a finalidade. Sua principal finalidade é proporcionar maior resistência e segurança em obras de engenharia que demandam escoramento ou contenção.

O sistema de estroncamento modular pode ser entendido como uma complementação eficaz para contenções metálicas. Projetos de escoramento com estacas prancha metálicas como elemento de contenção, o estroncamento, atua diretamente no dimensionamento, reduzindo o comprimento necessário do escoramento e absorvendo cargas adicionais que, de outra forma, seriam distribuídas para a contenção.

Em termos de instalação e montagem, essa solução apresenta inúmeras vantagens e características distintas. O estroncamento possui peças facilmente encaixáveis por meio de pinos e contrapinos, além de um sistema

Ele pode ser aplicado em dois, três ou quatro lados da escavação, adaptando-se a diferentes níveis de altura. Essa flexibilidade contribui significativamente para a eficiência e versatilidade do processo de instalação.

Elas podem ser usadas com cargas pesadas, folhas de trincheira de aço resistente ou estacas pranchas para apoiar escavações de vários tamanhos e profundidades. Normalmente é montado e instalado dentro da escavação usando escavadeiras ou guindastes.

Este artigo teve como principal objetivo apresentar as vantagens do uso dos estroncamentos modulares como solução inovadora para Contenções Metálicas e de Concreto.

2 MATERIAS E MÉTODOS

Trata-se de um estudo de revisão, com coleta de dados realizada a partir de fontes secundárias, por meio de levantamento bibliográfico e baseado na experiência vivenciada pelo autor.

Para o levantamento dos artigos na literatura, realizou-se uma busca nas seguintes bases de dados: google acadêmico, portal CAPES, Scielo, Scopus, BDTD.

Foram utilizados, para busca dos artigos, os seguintes descritores e suas combinações nas línguas portuguesa e inglesa: “Estacas Pranchas”, “Contenções” e “Estroncamento Modular”.

Os critérios de inclusão definidos para a seleção dos artigos foram: artigos publicados em português e inglês.

3 RESULTADOS

A amostra final desta revisão foi constituída por artigos científicos, sites e publicações selecionados pelos critérios de inclusão previamente estabelecidos.

Resume-se que os Estroncamentos Modulares possuem características distintas que oferecem uma série de vantagens sobre os métodos convencionais:

- Adaptabilidade: Eles se ajustam a diferentes larguras de valas, eliminando a necessidade de contratar estroncas de diversos tamanhos. O ajuste é feito na própria obra, facilitando ainda mais o processo;
- Leveza E Manuseio Simples: Diferentemente das soluções convencionais, os estroncamentos modulares são leves e fáceis de manusear. Isso melhora a eficiência operacional e reduz o esforço físico dos trabalhadores;
- Economia: Os Estroncamentos Modulares poupam os custos de aquisição de perfis e vigas metálicas que normalmente são cortadas e soldadas in loco. Isso, aliado à maior vida útil do produto, resulta em economia significativa;
- Os estroncamentos modulares podem ser montados mecanicamente com pinos e contrapinos ou com hidráulicos de fácil acionamento. Tenha todas as peças à mão antes de começar a instalação;
- A instalação dos estroncamentos modulares é simples e pode ser feita com a própria equipe da obra. Assim que a parede de estacas pranchas estiverem prontas, basta encaixar o estroncamento e ajustá-lo conforme largura da vala;
- A fixação das longarinas dos contraventamentos é presa à própria estrutura de contenção através de correntes de içamento. Isso facilita o uso e oferece maior estabilidade ao conjunto;
- O estroncamento modular pode ser utilizado em contenções lineares (dois lados) ou com

três e quatro lados. São fornecidas as estroncas e longarinas do contraventamento com todos os acessórios. As longarinas são presas à própria estrutura de contenção através de correntes de içamento, facilitando ainda mais seu uso.

Eles são uma clara evolução em relação aos perfis e vigas metálicas. Além de oferecerem todas as vantagens já citadas, eles eliminam a necessidade de cortar e soldar perfis e vigas metálicas in loco, reduzindo o tempo e o custo da obra, pois as vigas metálicas devem ser adquiridas após serem remodeladas para a finalidade.

Já os estroncamentos não possuem custo de aquisição. A vida útil estendida dos estroncamentos modulares, aumenta ainda mais a produtividade do escoramento.



Figura 1. Estroncamento modular ajustável aplicado com estaca prancha em uma obra de infraestrutura localizada em Guarujá-SP.



Figura 2. Estroncamento modular aplicado com estaca prancha.



Figura 4. Estroncamento modular ajustável aplicado com estaca prancha em uma obra de infraestrutura localizada em Guarujá-SP.



Figura 3. Estroncamento modular aplicado com estaca prancha.



Figura 5. Estroncamento modular fixo em uma obra industrial com Cubatão-SP.



Figura 6. Estroncamento modular fixo em uma obra industrial com Cubatão-SP.



Figura 9. Estaca prancha metálica em uma obra de contenção para execução de blocos de fundação em Camaçari-BA.

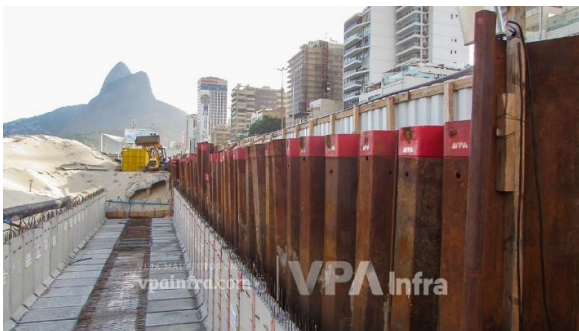


Figura 7. Estaca prancha metálica aplicada justaposta em uma obra de contenção de ciclovia na praia de Ipanema-RJ.

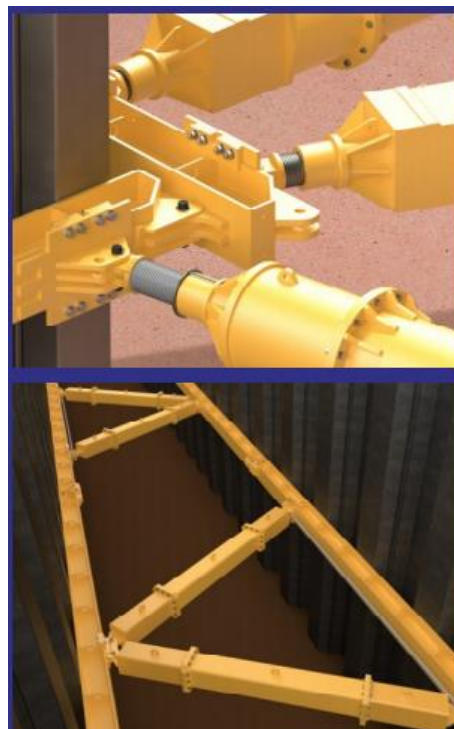


Figura 10. Estroncamento modular.



Figura 8. Estaca prancha metálica aplicada encaixada em uma obra de canalização de córrego em Praia Grande-SP.

4 DISCUSSÃO

Uma estaca prancha é uma estrutura de contenção composta por perfis cravados e justapostos, que podem ser metálicos, de madeira ou de concreto, conforme as condições de uso e o ambiente que são feitas para permitir uma escavação segura e estável.

O sistema de estroncamento modular pode ser entendido como uma complementação para estas contenções metálicas. Projetos de escoramento com estacas prancha metálicas como elemento de

contenção, o estroncamento, atua diretamente no dimensionamento, reduzindo o comprimento necessário do escoramento e absorvendo cargas adicionais que, de outra forma, seriam distribuídas para a contenção.

Logo, a hipótese desta revisão é que estroncamentos modulares podem ser uma excelente indicação para obras de construção civil (saneamento básico, infraestrutura e industriais).

Apesar das vantagens apresentadas neste artigo, pesquisas sobre estroncamentos modulares ainda são escassas.

5 CONCLUSÃO

O estroncamento modular é uma solução inovadora que pode proporcionar maior resistência e segurança em obras de engenharia que demandam escoramento ou contenção.

O diferencial significativo dessa solução é sua versatilidade, podendo ser empregada tanto em contenções metálicas quanto em estruturas de concreto armado.

Trata-se de um sistema projetado e desenvolvido para manter a integridade da escavação, permitindo flexibilidade no local, fornecendo um ambiente de trabalho extremamente seguro.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de dedicar este momento para expressar minha profunda gratidão pelo auxílio e apoio na elaboração deste artigo.

Esse foi um desafio significativo por envolver muitas áreas e pessoas, e, a assistência destas pessoas, foi inestimável durante todo o processo. O comprometimento, expertise e dedicação se destacaram de forma clara. Cada esforço que foi empregado, cada solução criativa que foi sugerida e cada hora extra dedicada, fez uma diferença tremenda no sucesso deste trabalho.

Agradeço minha família, minha mãe, pai e irmãs. Minha esposa, Cátia. E, em especial, agradeço toda equipe VPA Infra. Agradeço sinceramente à empresa por reconhecer e valorizar meu trabalho em equipe. É gratificante fazer parte de uma organização que valoriza seus colaboradores.

Por tudo isso, quero dizer um sincero "obrigado". Este projeto teria sido muito mais difícil, senão impossível, sem a ajuda de toda minha equipe de trabalho. Estou ansioso para continuar trabalhando com vocês em futuros projetos e espero ter a chance de retribuir pelo apoio e ajuda neste momento tão especial.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489 : prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 : projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 33p.

HACHICH, Waldemar et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1996 RODRIGUEZ ALONSO, Urbano. Exercícios de fundações. São Paulo: E. Blücher, 1983.

<https://vpaequipamentos.com.br/>

Estaca Prancha Metálica: Solução Moderna para Contenções Temporárias e/ou Definitivas

Pedro Ferreira de Oliveira Chaves

Engenheiro Civil, VPA Infra, Belo Horizonte - Brasil, pedro.ferreira@vpainfra.com

RESUMO: As estacas pranchas metálicas representam elementos de contenção, podendo ser empregadas tanto de forma temporária quanto definitiva. Essas estruturas são cravadas no solo de maneira justaposta, formando cortinas ou barreiras que desempenham um papel crucial em diversas aplicações construtivas. Disponíveis em uma ampla variedade de perfis de alta resistência, apresentam diferentes larguras, alturas e capacidades, possibilitando atender às demandas específicas de uma variedade de projetos.

Este artigo visa destacar as diversas aplicações das estacas pranchas, além de abordar sua metodologia executiva e características distintivas em comparação com outras soluções disponíveis no mercado.

A utilização das estacas pranchas é notável em diversas situações, como valas para redes de água, esgoto e galerias, muros de contenção, proteção de túneis e barragens, portos e cais, diques e fundações profundas, entre outras. Essas peças estão disponíveis em uma ampla gama de tamanhos e perfis, proporcionando a viabilidade de escoramentos em profundidades que variam de baixas a grandes, com a opção de vãos livres sem a necessidade de contraventamento. No entanto, caso o projeto demande contraventamento, pode-se empregar o estroncamento modular, que é utilizado para esse fim, oferecendo suporte adicional para cargas.

A execução desse tipo de contenção destaca-se por sua rapidez, economia, segurança e versatilidade. Quando aplicadas para contenção provisória, as estacas pranchas são reutilizáveis, reduzindo os custos de escoramento. Em cenários de contenção definitiva, essas estruturas exibem alta durabilidade e eficácia, permitindo inclusive a criação de barreiras impermeáveis.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Prancha Metálica, Contenção Temporária, Contenção Definitiva, Escoramento, Versatilidade, Segurança.

Análise do Comportamento da Dissipação de Carga em Estaca Raiz Utilizando Prova de Carga Estática Instrumentada

Aleones José da Cruz Junior

Professor, Instituto Federal Goiano Campus Trindade, Trindade, Brasil,
aleones.junior@ifgoiano.edu.br

Maurício Martines Sales

Professor, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, mmartines@ufg.br

Juan Felix Rodríguez Rebolledo

Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, jrodriguezr72@unb.br

Daniel Magalhães da Cruz

Mestrando, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, daniel.cruz@ufrgs.br

Heitor Cardoso Bernardes

Professor, Instituto Federal Goiano Campus Rio Verde, Rio Verde, Brasil,
heitor.bernardes@ifgoiano.edu.br

RESUMO: Estacas tipo raiz representam uma alternativa eficaz para a dissipação de cargas em construções que enfrentam desafios geotécnicos específicos, tais como a profundidade do maciço rochoso e o nível d'água. Uma das principais vantagens dessas estacas é a sua capacidade de apoio e embutimento em rocha. No entanto, há ainda poucos estudos que abordam o comportamento de dissipação de cargas em fundações assentadas em maciços de rochas metamórficas, típicas da região Centro-Oeste do Brasil. Assim, este artigo tem como objetivo analisar o mecanismo de dissipação de cargas em estacas raiz embutidas em rocha, por meio de um estudo de caso envolvendo uma Prova de Carga Estática Instrumentada (PCEI) instalada no solo residual tropical e no maciço rochoso de rochas metamórficas de Goiânia. A instrumentação foi realizada com sensores na forma de transdutores de força posicionados ao longo da estaca e monitorados durante a aplicação de cargas na prova de carga. A análise dos resultados da PCEI revelou que, no caso estudado, a carga na ponta da estaca foi mínima, indicando uma dissipação predominante por atrito lateral, especialmente no trecho engastado em rocha. Esses resultados destacam a influência significativa do comprimento de embutimento em rocha na dissipação de cargas, sugerindo a possibilidade de economia de custos ao evitar perfurações desnecessárias em rocha.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de carga estática instrumentada, atrito lateral, estacas raiz.

ABSTRACT: Root piles emerge as an effective alternative for load dissipation in constructions facing specific geotechnical challenges, such as substantial depths of rock formations and varying water levels. One of their primary advantages lies in their ability to anchor and embed in rock. However, there remains a scarcity of studies illustrating the load dissipation behavior in foundations resting on typical rock formations in our region. This article aims to analyze the load dissipation mechanism in rock-embedded root piles through a case study involving Instrumented Static Load Tests (ISLT) in the tropical residual soil of Goiânia. The instrumentation involved sensors in the form of force transducers strategically placed along the pile, continuously monitored during load applications. The ISLT results unveiled minimal load transfer to the pile's tip in the studied case, indicating a predominant dissipation through lateral friction. These findings underscore the significant influence of rock-embedding depth on load dissipation, hinting at potential cost savings by avoiding unnecessary rock penetrations.

KEY WORDS: Instrumented Static Load Test, lateral friction, root piles.

1 INTRODUÇÃO

Para determinadas construções sujeitas a uma magnitude específica de cargas, combinadas com condições geotécnicas, como nível d'água e profundidade do topo rochoso elevada para uma solução direta, mas pequena para a execução da maioria das estacas, as estacas tipo raiz surgem como uma alternativa de fundação tecnicamente viável para dissipar as cargas aplicadas pela estrutura ao solo. Esse tipo de estaca foi desenvolvido na década de 50, inicialmente chamada de "Pali Radici" (Lizzi, 1982), e foi utilizada na restauração de monumentos históricos, formando uma configuração reticulada para fortalecer o terreno e aprimorar sua estabilidade.

Por um longo período, as estacas tipo raiz foram conhecidas como "estacas injetadas de pequeno diâmetro". No entanto, à medida que suas seções transversais foram aumentadas, permitindo diâmetros de 41 cm ou mesmo superiores, tornaram-se viáveis para uma ampla variedade de obras e passaram a ser categorizadas simplesmente como "estacas injetadas". O termo "injetada" refere-se à injeção de ar comprimido utilizada em sua execução (Amann & Massad, 2000).

A NBR 6122 (ABNT, 2022) define estaca raiz como uma estaca armada em toda extensão e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco*, executada através de perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente no trecho em solo por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis. O método executivo possibilita a obtenção de grandes comprimentos, atravessando solos de elevada resistência, rocha alterada e rocha sã, desde que ajustadas as ferramentas de perfuração. Deve-se considerar uma menor resistência do elemento estrutural combinada com maior resistência geotécnica oferecida pelo maciço (Falconi et al., 2000).

Vários estudos, como os de Cabral (1996), Nogueira (2004) e Lima (2014), destacaram as principais aplicações da estaca raiz, sendo elas:

- Fundações em locais de difícil acesso;
- Reforço ou ampliações de fundações existentes;
- Fundações em locais próximos à construções em estado precário com restrições de vibrações ou barulho;
- Estabilização de encostas;
- Capacidade de perfuração em rocha sã e alterada, e abaixo do nível de água.

Como desvantagens desse tipo de estaca, pode-se citar a baixa produtividade, necessidade de

equipamentos acessórios como compressores e custos mais elevados que outras soluções (Silva, 2021).

Normalmente, muitos estudos (Poulos & Davis, 1980; Vigiante, Mandolini & Russo, 2014; Rebollo, Auvinet & Carvajal, 2015) classificam o comportamento das estacas em flutuantes e de ponta. As estacas são consideradas flutuantes quando inseridas em um meio com módulo de elasticidade com pouca variabilidade, muitas vezes considerado um meio semi-infinito nas soluções de cálculo, e de ponta quando estão assentadas em terrenos com módulo de elasticidade muito maior que o solo que envolve a estaca. Assim, as estacas raiz, dependendo do comprimento do trecho em solo e embutido em rocha, podem ser consideradas estacas de comportamento de ponta.

Entretanto, quando o comprimento do embutimento em rocha é elevado, a dissipação de carga pode ocorrer predominantemente por atrito nos primeiros metros de rocha, e assim, o comprimento excedente pode não mobilizar sua capacidade resistente de atrito tanto quanto a resistência de ponta da estaca. Esse comportamento ainda não é totalmente elucidado, e os principais métodos expeditos de cálculo para resistência de estacas raiz embutidas em rocha, como Rowe & Armitage (1987) e Antunes & Cabral (2000), apesar de considerarem uma parcela significativa de dissipação por atrito, não consideram uma parcela nula para resistência de ponta ou definem um comprimento limite para a atuação da ponta, resultando em imprecisões.

Este artigo tem o objetivo de analisar e discutir o mecanismo de dissipação de cargas em estacas raiz em rocha, a partir de um estudo de caso de uma Prova de Carga Estática Instrumentada (PCEI) em estaca raiz, instalada no solo residual tropical de Goiânia, com um longo trecho embutido em rocha decomposta tipo micaxisto. O comportamento de dissipação das cargas será analisado utilizando os resultados das instrumentações em termos de atrito lateral mobilizado e resistência de ponta da estaca.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A obra definida como estudo de caso do presente trabalho localiza-se no bairro Jardim Goiás em Goiânia, Goiás, no Centro Oeste do Brasil, nas coordenadas 16°42'08"S e 49°14'25"O, conforme mostra a Figura 1 (polígono vermelho). No terreno será construída uma torre de 47 pavimentos, com 3 subsolos e altura aproximada de 150 metros.

Para o desenvolvimento do projeto de fundações, foram realizadas três campanhas de sondagens à percussão (*Standard Penetration Test – SPT*), totalizando 9 furos, e duas sondagens rotativas. Inicialmente, foram definidas estacas hélice contínua com diâmetro de 70 cm e comprimentos variáveis entre 10 a 16 metros. Posteriormente, houve uma alteração de algumas estacas onde o equipamento de Hélice não seria capaz de escavar para estacas raiz de 50/41 cm (solo/rocha) com comprimentos variáveis.



Para as análises deste trabalho, foi considerada uma Prova de Carga Estática Instrumentada (PCEI) que antecedeu o projeto executivo, auxiliando na definição e alteração do projeto, bem como na determinação dos comprimentos das estacas raiz. A PCEI foi realizada em fevereiro de 2022, em uma estaca de 17 metros, com 4 metros em solo e 13 metros em rocha decomposta, executada a partir do nível do terreno escavado no 3º subsolo (-9,5 metros), seguindo as recomendações da NBR 16903 (ABNT, 2020). O carregamento foi realizado lentamente, em onze estágios com incrementos regulares de carga, atingindo a carga máxima de 4508 kN.

A instrumentação utilizada para determinação das forças em profundidades consistiu em sensores miniaturizados conforme a metodologia desenvolvida por Cruz Junior (2016). Foram empregados extensômetros de resistência elétrica de 120 Ohms, montados na forma de ponte completa de *Wheatstone*, seguindo todas as orientações do autor em relação à fabricação, proteção, calibração e instalação dos sensores. A Figura 2 mostra o sensor utilizado antes da sua instalação em obra.

A experiência acumulada dos autores em relação à fabricação, calibração, instalação e monitoramento de estruturas, fundações e provas de carga estática utilizando sensores miniaturizados como deste trabalho produziu diversos trabalhos nos últimos anos. Podemos citar os estudos de Bernardes et al.

(2024), Cruz Junior et al. (2023), Cruz Junior & Sales (2023) e Bernardes et al. (2022), onde nestas pesquisas, são apresentados diversos dados experimentais obtidos com a instrumentação, demonstrando a robustez e a qualidade dos instrumentos e da metodologia de análise aplicada.



Figura 2. Sensor miniaturizado utilizados na PCEI.

Os sensores foram instalados em uma armadura auxiliar, como destacado no quadro vermelho na Figura 3 (a) para o sensor na ponta. Foi utilizado um sistema de aquisição de dados de 8 canais, que possibilitou o registro das deformações nos sensores ao longo de todo o ensaio, com uma taxa selecionada de 2 Hz, conforme mostrado na Figura 3 (b).

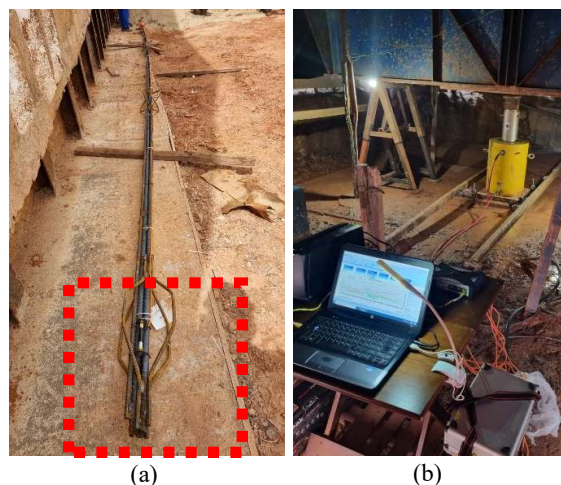


Figura 3. PCEI: (a) feixe auxiliar com sensores; (b) execução do ensaio com aquisição dos sinais.

Os instrumentos foram posicionados em diferentes níveis, a saber: dois sensores no nível de referência, situado a 0,50m de profundidade a partir do fundo do bloco; um na região da ponta da estaca (16,5m), na extremidade da armadura acessória; e os

demais ao longo da estaca, nas profundidades de 6,5m, 10,0m e 13,5m. A Figura 4 detalha o posicionamento dos sensores e também exibe o perfil geotécnico determinado pela sondagem mista mais próxima à PCEI.

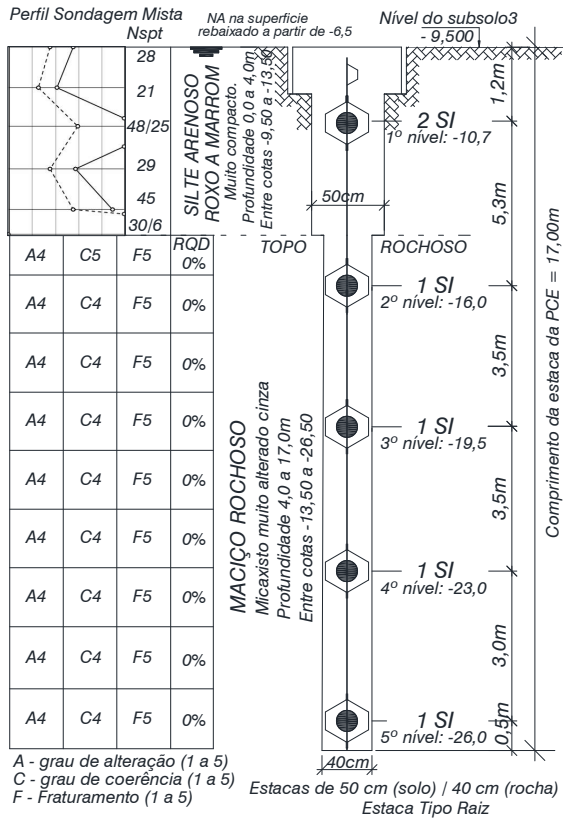


Figura 4. Posições dos sensores e perfil geotécnico.

A combinação do processo executivo da estaca raiz com a ausência de guincho para içar a armadura completa, juntamente com os sensores instalados, tornou a instalação dos sensores mais trabalhosa. Isso se deve à necessidade de acompanhamento constante durante a instalação dos sensores, devido à emenda com solda da armadura durante a descida. Apesar das dificuldades executivas relatadas, nenhum dos sensores apresentou ruídos ou instabilidade durante o monitoramento, indicando que todos os sinais dos sensores foram viáveis durante a execução dos carregamentos.

Os valores de deformação medidos nos sensores de referência, combinados com as cargas conhecidas aplicadas no topo, foram utilizados para determinar o módulo de elasticidade secante da estaca, conforme as recomendações de Lam & Jefferis (2011) e Fellenius (2012), a fim de considerar o nível de deformação medido no módulo calculado. Para o estudo de caso, a Equação 1 foi encontrada na análise

da PCEI, onde E representa o módulo de elasticidade secante da estaca em GPa, e "ε" representa as deformações medidas em microstrain, sendo negativas para cargas de compressão.

$$E(GPa) = 0,0057 \cdot \varepsilon (\mu m/m) + 26,682 \quad (1)$$

Os valores obtidos para o módulo de elasticidade secante foram condizentes com a natureza do material, que, por ser argamassa, apresenta ordem inferior aos valores típicos obtidos para concreto.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Ao aplicar a teoria da elasticidade, utilizando o valor do módulo secante às deformações medidas nos outros níveis instrumentados, com área da seção transversal constante, foi possível determinar, em cada sensor, a carga atuante. Isso possibilitou a obtenção da curva de transferência de carga ao longo da estaca, conforme ilustrado na Figura 5.

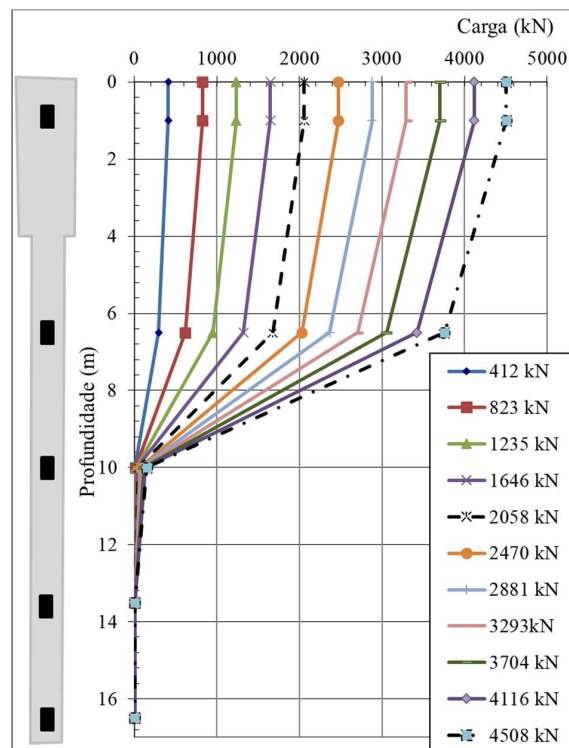


Figura 5. Curvas de transferência de carga.

Os resultados mostrados na Figura 5 evidenciaram a predominância de dissipação de carga entre 6,5 a 10m, sendo esta dissipação crescente para cada incremento de carga aplicada, como pode ser notada pelo aumento da inclinação entre as linhas

tracejas para carga de trabalho e linha traço ponto para carga máxima aplicada. A partir dos resultados apresentados na Figura 5, isolou-se o valor medido de carga na ponta da estaca e a carga dissipada por atrito lateral ao longo da estaca. Esses valores foram expressos em conjunto com a curva carga versus recalque medido no topo, conforme demonstrado na Figura 6.

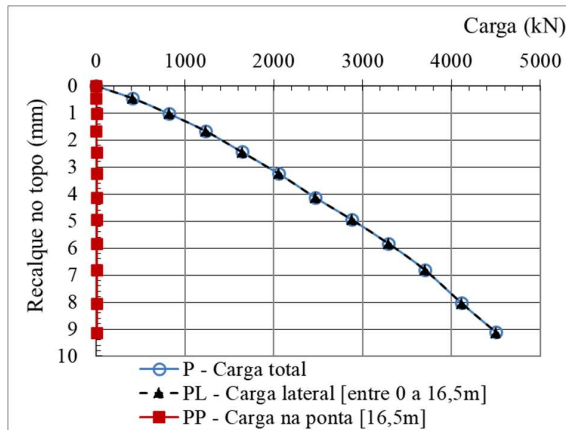


Figura 6. Parcelas de carga na ponta e devida ao atrito lateral versus recalque medido no topo.

Os resultados das Figuras 5 e 6 evidenciam que, durante a PCEI, os percentuais de carga na ponta foram quase nulos (inferiores a 0,5%) ao longo de todo o ensaio.

Além disso, é possível demonstrar a tensão cisalhante unitária (adesão) calculada entre dois níveis instrumentados, utilizando os valores de carga medidos em cada sensor (Figura 5) e a área lateral do trecho da estaca, como mostrado na Figura 7.

A análise dos resultados da Figura 7 revela uma convergência das tensões cisalhantes unitárias em torno de 70 kPa para a primeira camada instrumentada, que abrange de 0 a 6,5m. Na segunda camada (6,5 a 10m), é evidente que o embutimento em rocha mesmo que bastante alterada propicia a dissipação de grande parte da carga aplicada no topo, resultando em tensões cisalhantes crescentes e elevadas, alcançando 820 kPa para a carga máxima de 4508 kN aplicada no topo. Entre 10 a 13,5m (terceira camada), as tensões unitárias foram baixas na terceira camada, e nulas na quarta camada, que ocorre porque grande parte da carga já foi dissipada na camada anterior.

Dessa forma, pode-se constatar que o trecho de estaca entre 10 a 17m tem pouca mobilização por atrito lateral, e, conseqüentemente, a carga na ponta apresenta-se praticamente nula, indicando que a estaca está superdimensionada, com comprimento

bem maior do que o necessário para o nível de carga aplicada no ensaio.

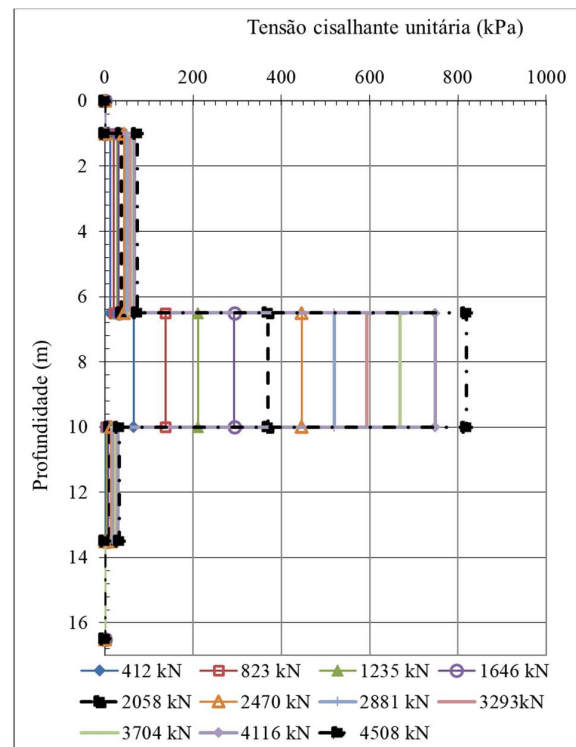


Figura 7. Diagrama de tensão cisalhante unitária entre níveis instrumentados.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo discutir o comportamento de dissipação de cargas por atrito em estacas raiz embutidas em rocha, por meio de um estudo de uma prova de carga estática instrumentada realizada para a fundação de um edifício em um maciço de solo residual e rocha alterada de micaxisto. No entanto, é importante ressaltar que as análises e conclusões baseiam-se nos resultados obtidos pela instrumentação e que para diferentes perfis de solo e rocha são e/ou decomposta podem alterar a magnitude dos resultados, sendo necessário provas de carga em cada situação estudada sendo possível destacar as seguintes conclusões:

- A execução de provas de carga estática instrumentadas em estacas raiz, apesar de demandar um maior apoio para instalação dos sensores, garante um melhor posicionamento e integridade do sensor, uma vez que a armadura auxiliar desce livre no furo revestido;
- Os resultados da instrumentação evidenciam que predominantemente a carga aplicada no topo é dissipada por atrito lateral no trecho de estaca em

rocha, mesmo que bastante alterada;

- A instrumentação pode ser uma ferramenta precisa para determinar um comprimento de embutimento necessário para dissipar as cargas das estacas, e assim evitar comprimentos de perfuração em rocha desnecessários, trazendo economia de custos.

De forma geral, os resultados da instrumentação instalada mostraram que, dependendo do comprimento de embutimento em rocha e das condições do maciço, a consideração da carga na ponta adotada na maioria dos métodos expeditos pode ser considerada equivocada, uma vez que a carga pode estar sendo dissipada totalmente por atrito lateral.

AGRADECIMENTOS

Ao IF Goiano Campus Trindade, e ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia (PPG) da UnB por incentivar e subsidiar o desenvolvimento desta pesquisa. Ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil (PPGGECON) da UFG pelo equipamento de aquisição de dados. A Cooperativa Habitacional Parque Flamboyant por subsidiar parte dos custos da pesquisa e permissão na publicação dos dados.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2020). NBR 16903: *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 11.
- ABNT (2022). NBR 6122: *Projeto e execuções de fundações*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 126.
- AMANN, K. A. P., & MASSAD, F. (2000). *Estacas Raiz: Avaliação Crítica e Proposta de Melhoria dos Métodos semi-empíricos de estimativa da Carga de Ruptura*. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS-SEFE IV, Anais... São Paulo, SP, Vol.1, pg. 279-273.
- ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. (2000). *Sugestão para a Determinação da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Embutidas em Rocha*. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE IV. Anais... São Paulo, SP, Vol.1, pg. 169-173
- BERNARDES, H. C.; CUNHA, R. P.; CRUZ JUNIOR, A. J.; SALES, M. M.; REBOLLEDO, J. F. R. (2024) *Analysis of the geotechnical behavior of a piled raft in tropical lateritic soil based on long-term monitoring of columns, piles, and raft-soil interface*. Canadian Geotechnical Journal. 1-22, <https://doi.org/10.1139/cgj-2022-0675>
- BERNARDES, H. C.; CRUZ JUNIOR, A. J.; DIAS, D. C.; CUNHA, R. P.; REBOLLEDO, J. F. R. (2022). *Comparison between load tests performed in a root micropile executed six years apart*. International Journal of Geotechnical Engineering. 16(10), 1268-1275, DOI: 10.1080/19386362.2022.2117350
- CABRAL, D. A. (1986) *O uso da estaca raiz como fundação de obras normais*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. p. 71-82.
- CRUZ JUNIOR, A. J. da. (2016). *Instrumentação de fundações estacadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação D0139G16, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 208 p.
- CRUZ JÚNIOR, A. J.; SALES M. M. (2023) *Banco de dados de provas de carga estáticas instrumentadas*. UFG, IFGoiano, Relatório técnico. Repositório PPGECON, disponível em: https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/142/o/Relat%C3%B3rio_-_Banco_de_Provas_de_Carga_Estatica_Instrumentadas_-_UFG-IFGoiano_-_REV01.pdf, Acesso em: 15 de março de 2024
- CRUZ JUNIOR, A. J.; REBOLLEDO, J. F. R.; BERNARDES, H. C.; CUNHA, R. P.; SALES, M. M. (2023). *Avaliação da Compensação em Fundação de Radier Estaqueado em Solos Residuais: Estudo de Caso de Edifício 54 Pavimentos em Goiânia*. In: 10º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE 10. Anais... São Paulo, SP
- FALCONI, F. F. et al. *Estacas raiz: projeto, execução e controle*. São Paulo: ABNS/Núcleo Regional de São Paulo, 2000. 43p. (Publicação Técnica ABMS)
- FELLENIUS, B. H. (2012). *Discussion of "critical assessment of pile modulus determination methods"* 1 appears in the Canadian geotechnical journal, 48 (10): 1433–1448. Canadian Geotechnical Journal, 49(5): 614–621. <https://doi.org/10.1139/T2012-027>
- LAM, C. & JEFFERIS, S. A. (2011). *Critical assessment of pile modulus determination methods*. Canadian Geotechnical Journal, 48(10): 1433–1448. <https://doi.org/10.1139/t11-050>
- LIMA, D. R. (2014) *Contribuição ao estudo do desempenho de estacas do tipo raiz*. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- LIZZI, F. (1982) *The "pali radice" (root piles) - A state-of-the-art report*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES, 1982, Bangkok, Thailand. Proceedings... Bangkok: ASIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY, 1982, v. 1, p. 417-432;
- MATOS, R. D. de M., LEITE, J. dos S., & TAPAJÓS, L.

- S. (2023). *Execução inadequada de estaca raiz em Itaituba - PA: estudo de caso*. *Contribuciones A Las Ciencias Sociales*, 16(10), 22587–22601. <https://doi.org/10.55905/revconv.16n.10-229>
- NOGUEIRA, R.C.R. (2004) *Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio*. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, São Paulo.
- POULOS, H. G., & DAVIS, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design* (Vol. 397). New York: Wiley.
- REBOLLEDO, J. F. R., AUVINET, G. Y. G., & CARVAJAL, H. E. M. (2015). *Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils*. *Dyna*, 82(192), 211-220. <http://doi.org/10.15446/dyna.v82n192.47752>
- ROWE, R. K.; ARMITAGE, H. H. (1987). *A design method for drilled piers in soft rock*. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1), 126–142. <http://doi.org/10.1139/t87-011>
- SCHPUN, B.; QUERELLI, A. (2019) *Estaca Raiz Φ 500 mm: Procedimentos Executivos, Detalhamento e Prova de Carga Estática até 5050 kN*. In: 9º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA. Anais... São Paulo, SP, Vol.1.
- SILVA, J. K. (2021). *Análise comparativa de fundações profundas: estaca hélice contínua e estaca raiz*. *Revista Interdisciplinar Pensamento Científico*, 6(3). <https://doi.org/10.20951/2446-6778/v6n3a49>
- VIGGIANI, C., MANDOLINI, A., & RUSSO, G. (2014). *Piles and pile foundations*. CRC Press.

AValiação DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO SUBLASTRO DA VIA FÉRREA DA CIDADE DE TERESINA-PI

Wanderson da Costa Ferreira

Centro Universitário Uninovafapi, Teresina, Brasil, wandersoncosta.wc@gmail.com

Claudeny Simone Alves Santana

Tribunal de Contas do Estados do Mato Grosso do Sul, Campo Grande, Brasil,
claudenysantana@tce.ms.gov.br

RESUMO: Os pavimentos ferroviários, de forma geral, são construídos de maneira a conceder suporte compatível as cargas aplicadas pelo trânsito de veículos. O estudo das camadas da via permanente é fundamental para compreender o as características físicas e o comportamento mecânico frente as cargas impostas, para definir as tensões e deformações dos diversos elementos da superestrutura. Portanto, esse trabalho destina-se em analisar as características geotécnicas do sublastro da via férrea da cidade de Teresina-PI, por meio de ensaios em laboratório e execução do ensaios de Cone de Penetração Dinâmica (DCP). Foram realizados ensaios “in situ” pelo método do DCP, além de ensaios de caracterização, classificação, compactação no proctor normal e *California Bearing Ratio* (CBR). Através dos resultados de caracterização, os solos estudados apresentaram percentagem maior de areia em sua composição e baixo suporte. No ensaio de CBR, notou-se baixa expansividade e baixa resistência a penetração, diferente dos resultados de DCP, que os pontos apresentaram uma boa resistência, provavelmente devido ao tempo de construção. Por fim, os coeficientes de correlação (R^2) encontrados nesse trabalho, foram considerados aceitáveis.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimento Ferroviário, DCP, CBR.

ABSTRACT: Railway pavements, in general, are constructed in such a way as to provide compatible support for the loads applied by vehicle traffic. The study of the layers of the permanent road is essential to understand the physical characteristics and mechanical behavior in relation to the imposed loads, to define the tensions and deformations of the different elements of the superstructure. Therefore, this work aims to analyze the geotechnical characteristics of the subballast of the railway in the city of Teresina-PI, through laboratory tests and execution of Dynamic Penetration Cone (DCP) tests. “In situ” tests were carried out using the DCP method, in addition to characterization, classification, compaction tests on the normal proctor and California Bearing Ratio (CBR). Through the characterization results, the soils studied had a higher percentage of sand in their composition and low support. In the CBR test, low expansiveness and low resistance to penetration were noted, unlike the DCP results, in which the points showed good resistance, probably due to the construction time. Finally, the correlation coefficients (R^2) found in this work were considered acceptable.

KEY WORDS: Railway Pavement, DCP, CBR.

1 INTRODUÇÃO

A infraestrutura de transporte é indispensável para o crescimento e desenvolvimento econômico e social no processo de urbanização das cidades. A necessidade da promoção da integração regional através do transporte de mercadorias e passageiros exige condições seguras e eficazes dos meios utilizados. Nesse sentido o sistema ferroviário/metroviário destaca-se pelo grande número de pessoas transportadas, baixo custo de transporte e manutenção, elevada eficiência, além de

possuir maior segurança em relação a outros meios, o que contribui para a melhoria da mobilidade urbana (CNT, 2016).

No Brasil, dados da CNT (2016) apontam que a extensão do modal responsável pelo transporte de passageiros é de 1.062,0 km, onde 666,8 km são usados por trens metropolitanos, 309,5 km por metrô e 85,7 km é usado por VLTs. Em algumas situações foram construídos novos traçados, em outros, foram aproveitadas antigas linhas de cargas para o transporte urbano de passageiros.

Ferrovia é um sistema de transporte terrestre composto por veículos autoguiados que se deslocam sobre vigas metálicas contínuas longitudinais, construídas sobre uma superestrutura de diferentes camadas responsáveis por absorver e transmitir ao solo as cargas oriundas do tráfego, onde serão distribuídas para a terraplanagem (NABAIS, 2014).

Os pavimentos ferroviários, de forma geral, são construídos de maneira a conceder suporte compatível as cargas aplicadas pelo trânsito de veículos. Portanto, devem ser perfeitamente projetados e construídos, fornecendo uma via firme e consistente perante todas as situações climáticas ou condições de degradação. As qualidades da via permanente estão diretamente associadas às propriedades dos materiais utilizados, ação de intempéries, taxa de solicitações aplicadas, dentre outros, que aceleram a degradação e diminuem a vida útil dos elementos da via (COSTA, 2016).

O aumento no volume de tráfego de cargas e passageiros e uma maior velocidade impactam em crescentes números de solicitações em toda a superestrutura, provocando elevados níveis de tensões verticais, transversais e longitudinais. O sublastro é um dos componentes da superestrutura mais susceptível ao surgimento de patologias. Situada entre o lastro e o subleito, essa parte da via permanente é responsável por ampliar a capacidade de suporte da plataforma, evitar a passagem de fino das camadas inferiores para camada de lastro, aumentar a durabilidade do lastro e aumentar a resistência à penetração da água, possibilitando uma melhor drenagem da via (NABAIS, 2014).

O estudo das camadas da via permanente é fundamental para compreender as características físicas e comportamento mecânico frente as cargas impostas, para definir as tensões e deformações dos diversos elementos da superestrutura. Portanto, esse trabalho de pesquisa destina-se no estudo do sublastro da via férrea da cidade de Teresina, com intuito de gerar informações obtidas mediante a ensaios in situ e laboratoriais sobre as condições de suporte de cargas da camada estudada e, dessa forma, avaliar se as condições físicas e mecânicas do sublastro têm suporte adequado para as cargas que a via recebe diariamente e contribuir para a melhoria dos serviços prestados através dos resultados obtidos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de estudo e coleta de materiais

Em Teresina-PI, o transporte público sobre trilhos

conta hoje com 11 estações, distribuídas em 13,5 km de extensão. O traçado liga o centro a zona sudeste da cidade e é compartilhado, em grande parte, com o transporte de carga já existente e a circulação é feita em superfície, trincheiras e elevados, e em alguns pontos a cruzamentos com o tráfego de veículos e pedestres (CNT, 2016).

Para fins de referência, utilizou-se o programa Google Earth que está no Datum WGS84 para a plotagem da malha metroviária de Teresina (v. Figura 1).



Figura 1. Malha metroviária de Teresina.

2.1 Programa Experimental

Na via foram realizados ensaios “in situ” pelo método do DCP, logo após foram feitas as coletas das amostras para ensaios laboratoriais e, posteriormente, no laboratório de Solos do Centro Universitário Uninovafapi, foram realizados os ensaios.

Para uma melhor compreensão e organização deste trabalho, os procedimentos foram divididos de acordo com o fluxograma, conforme ilustra Figura 2.

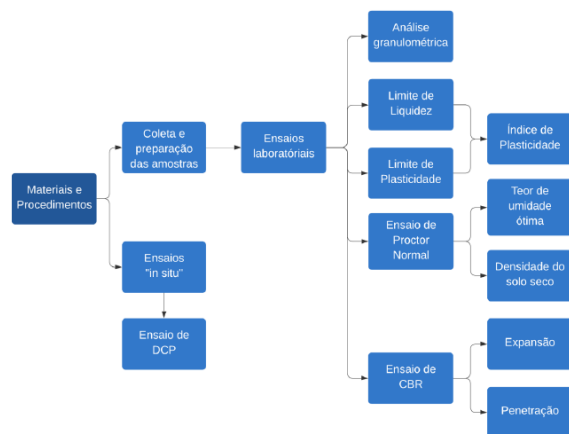


Figura 2. Fluxograma dos procedimentos.

Foram coletados 75 kg de material de 4 pontos diferentes da linha férrea, totalizando 300 kg. A

determinação dos pontos de coletas ocorreu in loco, no momento da retirada, onde foram evitados materiais com existência de matéria orgânica, pedras ou outros materiais que atrapalhem a execução dos ensaios.

Em laboratório, cada amostra recolhida em campo foi seca ao ar, até a redução da umidade higroscópica, seguida do destorroamento dos grãos, homogeneização do material, segundo a norma DNER-ME 041/94. A Figura 3, abaixo, apresenta as amostras preparadas para execução dos ensaios.

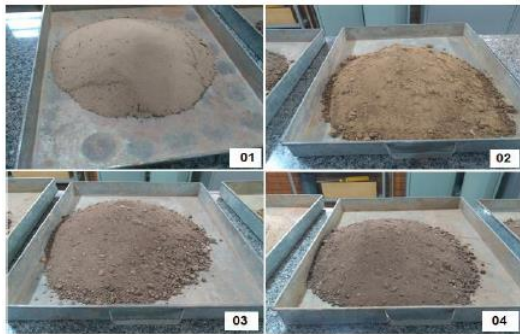


Figura 3. Aspecto das amostras após preparação.

Os procedimentos normativos utilizados em laboratório foram: ensaios de granulometria (NBR/NM248 de 06/2022 Agregados - Determinação da composição granulométrica), limites de Atteberg (NBR 6459 de 04/2016 Solo - Determinação do limite de liquidez e NBR7180 de 03/2016 Solo - Determinação do limite de plasticidade), compactação proctor normal (NBR7182 de 09/2016 Solo - Ensaio de compactação) e California Bearing Ratio (NBR9895 DE 10/2016 Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio).

Em campo, após reconhecimento dos trechos e definidos os pontos de execução das investigações, o ensaio foi realizado de acordo com a norma ASTM D6951-09. A Figura 4.A mostra uma pequena abertura feita com auxílio de uma pá e uma picareta na camada de lastro para o posicionamento do equipamento sobre a camada de sublastro. A Figura 4.B apresenta o posicionamento do equipamento no ponto definido onde foi aplicado as forças necessárias para penetração da lança através da ponta diamantada.



Figura 4. Posicionamento do equipamento para ensaio de DCP.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios de Caracterização Física

As curvas de distribuição granulométrica das amostras estudadas, apresentam-se conforme mostra o gráfico da Figura 5.

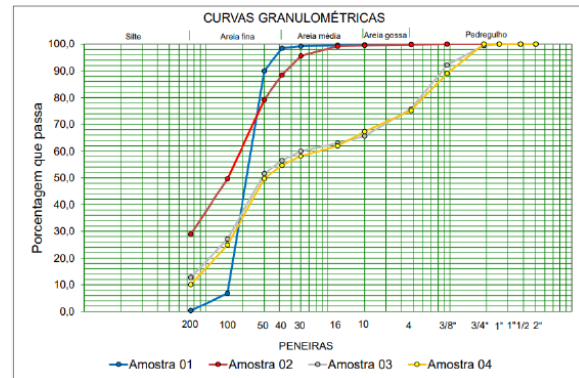


Figura 5. Gráfico de curvas granulométricas.

Por meio das curvas granulométricas, é possível apresentar as amostras de acordo com a composição dos grãos. Segundo Schlogel (2015), os solos podem ser divididos em graduação grossa, onde pelo menos 50% do material fica retido na peneira de 0,075 mm e graduação fina, sendo 50% do material passante na mesma abertura.

Observando o gráfico, nota-se que a amostra 01 possui cerca de 99,58% de areia em sua composição. A amostra 02 apresenta uma variação maior em relação à anterior, onde 28,90% do material passa na peneira nº 200, 70,87% é areia e só 0,23% é considerada pedregulho. A curva da amostra 03 indica que 12,76% do solo passa na peneira nº 200, cerca de 63,05% do solo é composto por areia e 24,19% é pedregulho, mostrando assim uma boa distribuição das partículas. Para completar, a amostra 04 também apresenta boa variação em sua composição, cerca de 10,10% do material passa na

peneira nº 200, 65,16% é composta de areia e 24,74% é pedregulho.

Para complementar as condições físicas dos solos, também foi executado os ensaios de Limite de Atterberg, as amostras 01 e 03 não apresentaram coesão entre as partículas, ou seja, na execução do ensaio os solos esfarelaram ao serem moldados. As amostras 02 e 04 mostraram uma leve consistência, entretanto as duas partes das amostras juntaram-se no primeiro golpe do ensaio de limite de liquidez. No ensaio de plasticidade, não foi possível a moldagem das amostras e, conseqüentemente, não foram determinados os índices de plasticidade dos 4 tipos de solos, podendo assim afirmar que os solos apresentam plasticidade nula, ou seja, IP = NP (não plástico).

Segundo Almeida (2005), a ausência de coesão e plasticidade do solo está relacionado a fração predominantemente de areia composta por minerais e partículas de rochas com diâmetros entre 0,06 e 2 mm.

Por meio dos dados resultantes dos ensaios de análise granulométrica e dos limites de consistência, foi possível classificar os solos de acordo com o sistema *Transportation Research Board* (TRB). Para a amostra 01 a classificação que melhor se adequa é a do grupo A-3, ou seja, o solo é constituído de areia fina. Analisando os dados das amostras 02, 03 e 04 viu-se que as mesmas pertencem ao grupo A-2-4, onde apresentam em suas composições areia e areia siltosa ou argilosa.

Considerando os grupos das 4 amostras, o sistema de classificação TRB determina que as mesmas apresentam comportamentos de excelente a bom como materiais empregados para camada de subleito.

3.2 Ensaios de Caracterização Mecânica

Com os dados obtidos por meio da execução de compactação com energia normal foi possível gerar a curva de compactação das amostras como está demonstrado na Figura 6, onde nas ordenadas estão os valores de densidade de solo seco (g/cm^3) e nas abscissas, os teores de umidade (%) equivalentes.

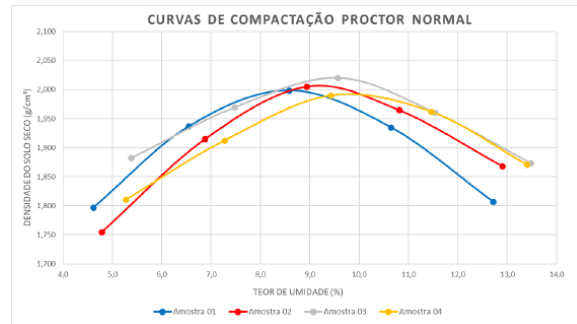


Figura 6. Curvas de Compactação.

Como pode-se observar no gráfico acima, a amostra 01 é a que apresenta o menor teor de umidade ótima (8,5%) e uma densidade de solo seco de 1,999 g/cm^3 . Observa-se que a amostra 02 obteve o segundo menor teor de umidade ótima (9,2%), no entanto, obteve a segunda maior densidade do solo seco (2,006 g/cm^3). Analisando a curva de compactação da amostra 03, nota-se o maior valor de densidade do solo seco (2,021 g/cm^3) entre as outras amostras e apresenta o segundo maior teor de umidade ótima (9,4%). Quanto a amostra 04, a curva indica o maior teor de umidade ótima (9,9%) em comparação com as outras amostras, no entanto apresentou também a menor densidade do solo seco (1,993 g/cm^3).

A partir dos resultados acima, verifica-se que todas as amostras apresentaram um teor de umidade ótima baixo. Isto é reflexo das características físicas dos materiais que são compostos em quase sua totalidade de areia, ou seja, absorvem pouca água. Nota-se também que quanto maior é a fração de areia em sua composição, menor é o teor de umidade ótima da amostra. Por fim, percebe-se que as amostras apresentam características mecânicas similares, demonstrando que o material do sublastro, mesmo com o passar do tempo apresenta-se homogêneo.

A Figura 7, abaixo, apresenta as expansões obtidas após as 96 horas (4 dias) das amostras imersas, onde observou-se que a amostra 01 apresentou a menor expansão em relação as demais (0,13%), exatamente por ser predominantemente arenoso. Para a amostra 02 (0,17%) observa-se um pequeno crescimento da curva nas primeiras 24 horas e leves variações nas leituras seguintes. Para a amostra 03 (0,40%), nota-se que teve uma expansão elevada nas primeiras 24 horas e uma expansão quase que constante nos dias seguintes. A amostra 04 foi a que apresentou a maior expansão (0,55%) comparada as outras amostras, onde nota-se que ocorreu uma variação elevada nas primeiras 24 horas e variações de expansão crescentes nos dias seguintes.

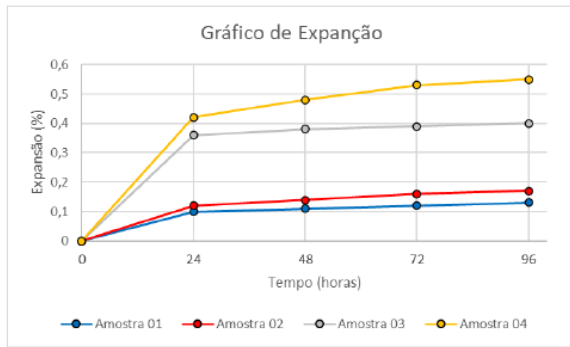


Figura 7. Gráfico de expansão das amostras.

Para determinação do CBR são usadas as pressões corrigidas equivalentes as penetrações de 2,54 e 5,08 mm, onde é considerado o valor maior entre as duas pressões para obtenção do CBR. A amostras 01 apresentou um valor de 12,7%, sendo o menor valor entre as 4 amostras. Para a amostra 02, obteve-se 14,7% e para a amostra 03 16,9%, onde foi o maior CBR entre as amostras. Por fim a amostra 04 apresentou um valor de CBR de 14,3%.

De acordo com Bertol (2018 apud TORRES, 2017), os solos arenosos apresentam valores de CBR entre 8% e 20%. Desta forma, os valores encontrados das 4 amostras estudadas mostraram-se satisfatórios.

3.3 Ensaios DCP

Foram geradas as curvas que define a relação entre o número de golpes e a profundidade da penetração (em mm/golpe) que podem ser vistas na Figura 8, cada gráfico corresponde a um ponto de realização do ensaio ao longo da via.

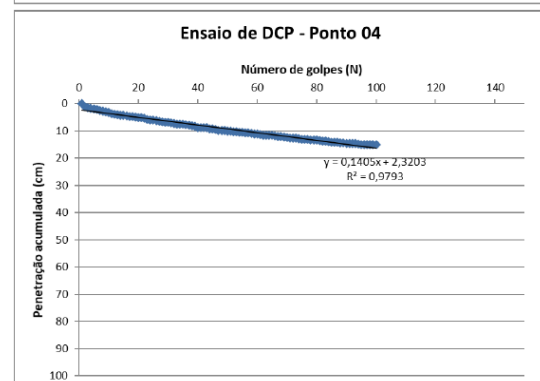
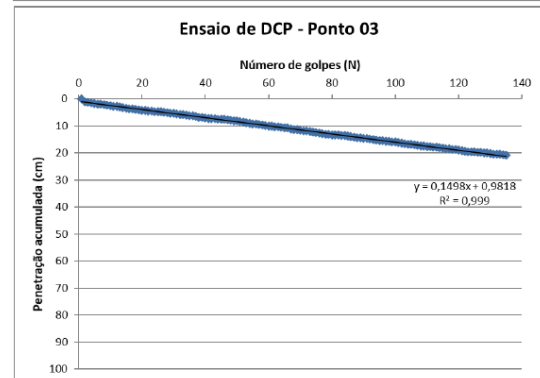
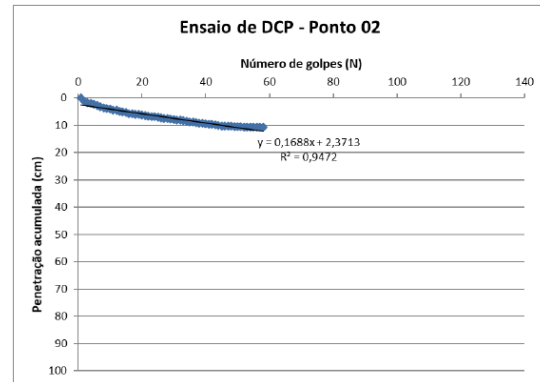
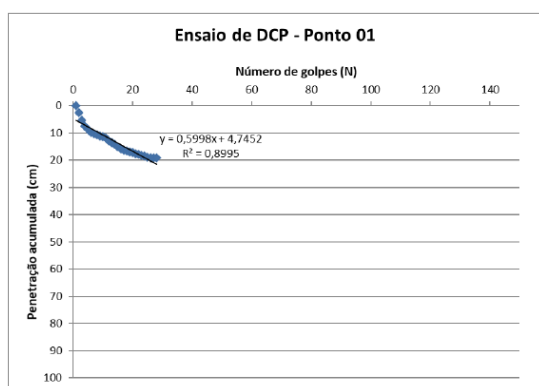


Figura 8. Curvas DCP (relação penetração vs nº de golpes).

As profundidades de sondagem dos ensaios variaram de 10 a 20 cm. Após a obtenção dos dados e as curvas geradas, são apresentados na Tabela 1 os valores de DN.

Tabela 1. Resultado do ensaio DCP

| Amostra | DN | Golpes | R ² |
|---------|-------|--------|----------------|
| 1 | 5,998 | 31 | 0,89 |
| 2 | 1,688 | 58 | 0,94 |
| 3 | 1,498 | 135 | 0,99 |
| 4 | 1,405 | 98 | 0,97 |

Os valores determinados apontam que a amostra 01, apresentou o pior resultado entre os pontos de aplicação do ensaio de DCP. Onde ocorreu baixa resistência à penetração da lança, bem como apenas 31 golpes foram necessários para atingir a

profundidade inicial do sublastro de 20 cm.

Desempenho bem diferente das amostras subsequentes, que apresentaram valores de DN aproximados mesmo que a variação dos golpes tenha sido em torno de 43%.

Isto significa que em termos de resistência à penetração, a região da amostra 3 apresenta melhor estado de resistência, seguidas pelas amostras de 4 e 2. O local da amostra 1 passa a ser um ponto de atenção para equipes de manutenção que verificam o estado da via.

Estes indicativos observados podem ser corroborados com os valores de CBR que foram ensaiados em laboratório, indicativo da correlação existentes entre os dados de CBR e resultados de DCP.

4 CONCLUSÃO

O objetivo principal deste trabalho foi a obtenção de dados para avaliar condições físicas e mecânica da camada de sublastro da via férrea de Teresina-PI, por meio do ensaio *in situ* (DCP) e laboratoriais (granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, compactação de proctor e CBR), bem como a análise dos parâmetros de classificação e comportamento quanto a capacidade de suporte da via.

Conforme os dados observados pode-se concluir que:

- as amostras são constituídas principalmente de areia, característica observada pela baixa coesão entre as partículas, textura granulosa e baixa umidade;
- todas as amostras apresentaram baixa capacidade de absorção de água e baixa coesão entre as partículas, dessa forma todas as 4 amostras foram classificadas como sendo não plásticas.
- a classificação dos solos de acordo com o método T.R.B, apontou que a amostra 01 é composta por areia fina, enquanto as amostras 02, 03 e 04 são compostas por areia e areia siltosa ou argilosa. Segundo a classificação todos os solos em questão apresentaram comportamento de excelente a bom para camada de subleito;
- nos ensaios de CBR, notou-se que os resultados de penetração e expansão das amostras não apresentaram grandes variações entre si, o que indica que os solos estudados apresentam propriedades similares

mesmo sendo de pontos diferentes da via;

- levando em consideração o ensaio de DCP e os resultados obtidos nesta pesquisa, conclui-se ser um equipamento simples, de fácil manuseio, baixo custo, os ensaios são rápidos, não causam danos ao solo e os resultados apresentam pouca dispersão. Quanto ao Índice de Penetração, verificou-se que apenas o ponto 01 apresentou grande variação em relação aos outros pontos;
- partindo da análise dos resultados de resistência a penetração encontrados pelo DCP, pode-se afirmar que os trechos estudados da via férrea da cidade Teresina, apresentam capacidade de suporte suficiente para o tráfego. No entanto devido aos baixos valores de CBR encontrados em laboratório, há uma necessidade de uma avaliação do ensaio com energias de compactações maiores.

Por fim, este estudo apresenta resultados que podem auxiliar em pesquisas futuras relacionadas ao sistema metroferroviário da cidade e em caso de possíveis manutenção e/ou ampliação do sistema, ajudando em soluções caso seja necessário o aumento de solicitações sem que haja necessidade de intervenção na superestrutura da ferrovia. Como sugestão de trabalhos futuros, pode ser feita a comparação dos dados da correlação do DCP com valores de energia de compactação intermediário ou modificado.

REFERÊNCIAS

- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES. *Transporte & Desenvolvimento: Transporte Metroferroviário de Passageiros*. Brasília: 2016. 146 p. Disponível em <[http://cms.cnt.org.br/imagens%20cnt/pdfs%20cnt/2016%20cnt%20pesquisa%20metroferrovi%20c3%a1ria%20\(web\).pdf](http://cms.cnt.org.br/imagens%20cnt/pdfs%20cnt/2016%20cnt%20pesquisa%20metroferrovi%20c3%a1ria%20(web).pdf)>. Acessado em 11 de maio de 2020.
- NABAIS, R. J. da S.. *Manual Básico de Engenharia Ferroviária*. Associação Brasileira de Pavimentação – ABPV. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- COSTA, R. C. da. *Proposição de dispositivo de medidas “in situ” para avaliação do comportamento mecânico de lastro ferroviário: Estudo de caso na Estrada de Ferro Carajás*. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transporte) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016. 176p.
- ABNT. NBR 7250: *Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos*. [S.l.], p. 3. 1982.

____NBR/NM248: Agregados - Determinação da composição granulométrica. 2022.

____NBR 6459: *Determinação do limite de liquidez*. [s.l.], p. 6. 2016.

____NBR 7180: *Determinação do limite de plasticidade*. [s.l.], p. 3. 2016.

____NBR 7182: *Ensaio de compactação*. [s.l.], p. 10. 2016.

____NBR 9895 – *Solo: Índice de Suporte Califórnia*. [S.l.], p. 14. 2016.

____NBR 7211- *Agregados para concreto - Especificação*. [S.l.], p. 15. 2005.

____NBR 9604: *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas*. [s.l.], p. 9. 1986.

ASTM, D6951-09. *Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*. 7p, ASTM, 2009.

SCHLOGEL, C. V. *Uso do dcp para avaliação do grau de compactação de um solo na região oeste de Curitiba- pr*. 2015. 81 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenheiro de Produção Civil) - UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ, [S. l.], 2015.

ALMEIDA, G. C. P. *Caracterização física e classificação dos solos*. 2005. 145p. Universidade Federal de Juiz de Fora. Faculdade de Engenharia. Departamento de Transportes. Apostila de Curso. 2005.

BERTOL, Bárbara Luiza. *Estudo comparativo entre cone de penetração dinâmico e Índice de Suporte Califórnia*. 2018. 74 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenheiro Civil) - Faculdade IMED, Passo Fundo. Rio Grande do Sul, 2018.

Uso de Pré-Moldados de Auto Encaixe em Taludes Instáveis no Interior de São Paulo

Tiago de Jesus Souza

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

Andre Querelli

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

Mauro Sérgio Igarashi,

EcoUnion, São Paulo, Brasil, mauro.igarashi@ecounion.com.br

RESUMO: O presente artigo aborda a avaliação do fator de segurança em estruturas de contenção utilizando a técnica inovadora de pré-moldados de autoencaixe. O estudo se concentrou especificamente em Franco da Rocha, interior de São Paulo, onde essa abordagem foi empregada com êxito para estabilizar um talude em condição instável. A avaliação do fator de segurança foi realizada empregando o método de equilíbrio limite com o uso do software Slide e o método dos elementos finitos utilizando o software Plaxis. A técnica de pré-moldados de autoencaixe revelou-se uma solução eficiente, econômica e durável para projetos de contenção na construção civil e engenharia. Suas vantagens incluem a eliminação da necessidade de argamassa ou materiais de ligação, resultando em construções mais estáveis, versáteis e de baixa necessidade de manutenção. Este estudo destaca a aplicabilidade prática bem-sucedida dessa abordagem inovadora na região interiorana de São Paulo, evidenciando seu potencial como uma solução viável para uma variedade de desafios em projetos de contenção.

PALAVRAS-CHAVE: Estrutura de contenção, *logblock*, análise de estabilidade, simulação numérica, fator de segurança.

ABSTRACT: This article deals with the evaluation of the safety factor of retaining structures using the innovative technique of self-installing precast elements. The study focused specifically on Franco da Rocha, in São Paulo, where this approach was successfully used to stabilise a slope in an unstable condition. The safety factor was assessed using the limit equilibrium method using Slide software and the finite element method using Plaxis software. The self-installing prefabricated technique proved to be an efficient, economical and durable solution for containment projects in civil and structural engineering. Its advantages include the elimination of the need for mortar or bonding materials, resulting in more stable, versatile and low maintenance structures. This study demonstrates the successful practical application of this innovative approach and highlights its potential as a viable solution to a variety of containment project challenges.

KEY WORDS: Retaining structure, *logblock*, stability analysis, numerical simulation, safety factor.

1 INTRODUÇÃO

A engenharia civil desempenha um papel fundamental na criação e manutenção de estruturas que garantem a estabilidade e segurança de obras geotécnicas, destacando-se as estruturas de contenção. Essenciais para controlar deslocamentos de solo, essas estruturas podem ser categorizadas em duas principais tipologias: contenção de corte e contenção de aterro. Ambas estruturas são projetadas para resistir às forças laterais geradas pelo solo, denominado empuxo. Ademais, elas desempenham um papel crucial em diversas obras, desde muros de

arrimo em projetos residenciais até grandes obras de infraestrutura.

Atualmente, os avanços na tecnologia e métodos construtivos têm proporcionado uma compreensão mais aprofundada sobre como alcançar a estabilidade dessas estruturas. A utilização de materiais modernos, técnicas de análise geotécnica avançadas e o desenvolvimento de sistemas de drenagem eficientes contribuem significativamente para garantir a durabilidade e a segurança dessas obras.

Dentro desta temática, as contenções em *logblock* vem ganhando espaço na engenharia geotécnica

brasileira nos últimos anos. Este é um sistema para construção de muros de contenção de corte e/ou aterro, tem como princípio de funcionamento como muro de gravidade. É composto por blocos de concreto vibro-prensado, com formato inspirado no favo de mel, cuja geometria permite a instalação por simples encaixe das peças, dispensando a utilização de argamassas de assentamento ou estruturas adicionais de reforço. Por conseguinte, seu dimensionamento é simples, utilizando metodologias de cálculo normalizadas e consolidadas no mercado técnico (NBR 11682 (ABNT, 2009); NBR 8044 (ABNT, 2018)).

O logblock é um bloco de concreto com 25cm de diâmetro (Figura 1), 20cm de altura e com peso de 12 kg e a maneira como ele é posicionado favorece a disseminação da força lateral entre suas extremidades de conexão, reforçando a durabilidade, simultaneamente, na mesma medida em que se incrementam o número de blocos no sistema.

Como sua montagem se faz através do encaixe das peças, a produtividade de execução é o diferencial mais relevante para a escolha dessa solução de alta versatilidade, que pode ser utilizada em praticamente qualquer situação onde a construção de um muro de



Figura 1. Detalhamento do encaixe do *logblock*.
[Fonte: ECOUNION, 2024].

contenção se faz necessária, seja por exigência estrutural, por motivo paisagístico ou principalmente nos casos emergenciais. O sistema *logblock* tem ampla aplicações na construção (exemplo apresentado na Figura 2), sendo utilizados em muros de arrimo ou contenções, jardineiras e paisagismo, obras hidráulicas (escadas hidráulicas ou proteção de margem fluvial e marítima) e obras emergenciais.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2. Contenção de encosta com o *logblock*.
[Fonte: ECOUNION, 2024].

2 ESTUDO DE CASO

A obra em questão é situada na cidade de Franco da Rocha, no interior do estado de São Paulo. Conforme ilustrado na Figura 3, a obra está localizada entre edifícios residenciais e necessita de imediata intervenção geotécnica para conter os taludes que se encontram instáveis. Face à peculiaridade dessa obra, o sistema de contenção adotado deve ser de fácil execução, permitindo assim mitigar os riscos a segurança da comunidade devido novas movimentações de terra. Neste cenário o sistema de contenção em *logblock* se mostrou bastante atrativo, requisitando assim análises de estabilidade para concepção do projeto.



Figura 3. Contenção de encosta com o *logblock*.

Foram realizadas seis sondagens de simples reconhecimento (SPT) que identificaram uma camada (até 3m) de aterro compactado de baixa resistência ($N_{SPT} < 5$ golpes) seguida de 5 a 7m de solo residual com aumento significativo da resistência a penetração ao longo da profundidade. O nível d'água encontra-se, aproximadamente, a 3,5m de profundidade. Portanto, um desafio adicional para a obra em epígrafe está relacionada a baixa capacidade do solo superficial, requerendo análises mais minuciosas de possíveis soluções de engenharia. Em acréscimo, destaca-se a que os taludes da região encontram-se com inclinação bastante acentuada, reiterando a necessidade de intervenção imediata.

Neste sentido, este artigo objetiva apresentar a concepção do projeto de contenção da obra, envolvendo a utilização de contenção em *logblock*, a partir de análises de estabilidade dos taludes e da estrutura de contenção propriamente dita.

3 METODOLOGIA

3.1 Parâmetros geotécnicos

Tendo em vista que somente os ensaios de simples penetração (SPT) foram realizados na área em estudo, os parâmetros geotécnicos do solo foram estimados por meio de correlações empíricas e baseadas na experiência dos engenheiros geotécnicos responsáveis pela concepção do projeto. Deste modo, a Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados para as distintas camadas de solo presentes na seção transversal do muro. Adotou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para estes materiais. Os métodos de análise empregados utilizam do critério de Mohr-Coulomb, a partir dos valores de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), módulo de deformabilidade (E), peso específico (γ) e coeficiente de Poisson (ν). Para determinação dos valores do peso específico (γ) e coeficiente de Poisson (ν) e módulo de deformabilidade (E) utilizou-se dos dados apresentados (Teixeira e Godoy, 1996). Em acréscimo, ressalta-se que o sistema de contenção em *logblock* foi considerado como bloco rígido, com peso específico igual a 24kN/m³ e resistência infinita.

3.2 Fatores de segurança

Os fatores de segurança contra deslizamento, tombamento e capacidade de carga de fundação foram adotados conforme a prática da engenharia geotécnica: 1,5. Já para a estabilidade global, avaliou-se as tabelas de nível de segurança estabele-

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos dos materiais constituintes da análise.

| Material | γ (kN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (°) |
|----------|----------------------------------|---------------|----------------|
| Aterro | 18 | 10 | 20 |
| Camada 1 | 16 | 9 | 21 |
| Camada 2 | 16 | 20 | 28 |
| Reaterro | 18 | 1 | 20 |
| Rachão | 24 | 10 | 35 |

cidas pela NBR 11682 (ABNT, 2009). Considerando um alto nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas, danos materiais e ambientais, contata-se que o fator de segurança contra a ruptura global a ser adotado é de 1,5.

3.3 Seções críticas

As seções críticas da contenção em questão estão apresentadas na Figura 4. Nota-se a proximidade da estrutura de contenção com a vizinhança, requerendo peculiaridade adicional na concepção do projeto. Ademais, para lidar com o solo de baixa resistência

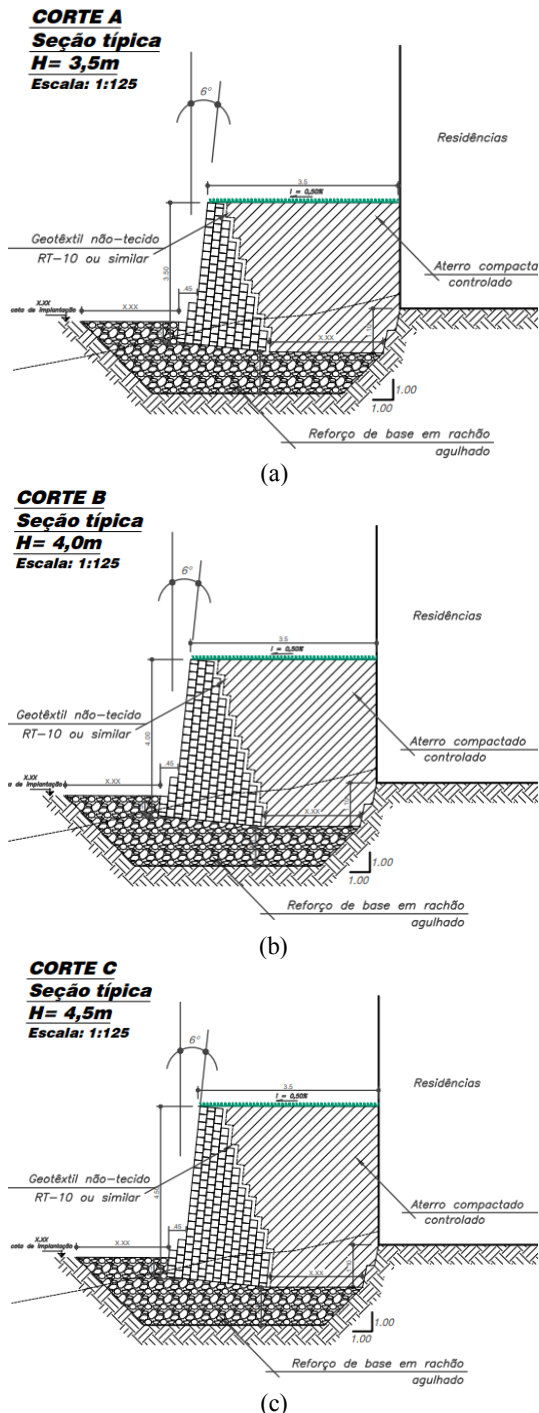


Figura 4. Seções críticas analisadas (a) Seção 1, (b) Seção 2 e (c) Seção 3.

de fundação, o mesmo foi substituído por rachão agulhado ao longo de todo o comprimento do muro.

3.4 Análise de estabilidade

Devido ao porte da obra em epígrafe, a estabilidade de muro foi analisada por meio dos métodos do

equilíbrio limite e dos elementos finitos.

3.4.1 Método do equilíbrio limite

A análise de equilíbrio limite foi escolhida para a confirmação dos parâmetros condicionantes destes movimentos. Os Métodos de Equilíbrio Limite expressam a estabilidade de um talude (ou de uma encosta) por um Coeficiente, ou Fator de Segurança. Há mais de um método de Equilíbrio Limite, e a escolha de qual será utilizado varia conforme as características dos maciços (de rocha ou de solo), a geometria e o tipo do movimento de massa ocorrido ou passível de ocorrer. Assim, as análises foram conduzidas mediante a utilização da ferramenta computacional Slide 6.0 (Rocscience).

Neste os esforços de empuxo são informados e realizou-se o cálculo dos fatores de segurança contra o deslizamento, tombamento e capacidade de carga de fundação de maneira analítica. Já no cálculo do fator de segurança contra a ruptura global, utilizou-se dos métodos de Spencer, no qual subdivide possíveis cunhas de ruptura circulares em fatias para análise da estabilidade.

Devido à proximidade das estruturas vizinhas, adotou-se carga verticalmente distribuída na região contida igual a 50kN/m^2 .

3.4.2 Método dos elementos finitos

A modelagem numérica pelo Método dos Elementos Finitos é uma abordagem amplamente utilizada para simular o comportamento de estruturas e sistemas complexos. Neste caso, utilizou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, este é um dos modelos mais utilizados na geotecnia para descrever o comportamento dos solos. Este artigo realizou esta análise por meio do Software Plaxis. Usualmente, adota-se Mohr-Coulomb como modelo elastoplástico de comportamento do solo – critério de ruptura este mais convencional e difundido. Já para os elementos estruturais em concreto ou aço, utilizam-se materiais de comportamento elástico-linear em elementos de viga, barra ou placa. Ressalta-se que o modelo constitutivo a ser adotado precisa ser avaliado conforme indicado por Whittle (2006), bem como por Souza e Querelli (2022) em um caso de obra.

No geral, foram avaliadas 40 fases, visando abranger distintas condições construtivas. Nesse viés, ressalta-se a Figura 3, da área de construção da estrutura de contenção. As escavações, previstas em projeto, são íngremes e o corte é reto, com a modelagem numérica verificou-se que este é instável com FS em torno de 0,80, sendo este extremamente inferior ao

preconizado em norma ($FS = 1,50$).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 2 apresenta os esforços atuantes e resistentes para quantificação dos fatores de segurança segundo o método dos elementos finitos. Como pode ser observado, todas as seções críticas atendem aos fatores de segurança para estas análises.

Tabela 2. Esforços atuantes, resistentes e fatores de segurança contra deslizamento, tombamento e capacidade de carga de fundação para as três seções crítica analisadas.

| Material | Seção crítica | | |
|--|---------------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 |
| Deslizamento | | | |
| | | | kN/m |
| Empuxo atuante | 97,16 | 114,05 | 132,56 |
| Atrito resistente | 151,59 | 181,72 | 202,65 |
| FS | 1,56 | 1,59 | 1,53 |
| Tombamento | | | |
| | | | kN.m/m |
| Momento atuante | 179,56 | 224,03 | 286,09 |
| Momento resistente | 347,36 | 493,65 | 601,89 |
| FS | 1,93 | 2,20 | 2,10 |
| Capacidade de carga de fundação | | | |
| | | | kPa |
| Solicitação | 172,16 | 153,61 | 191,58 |
| Resistência | 300,00 | 300,00 | 300,00 |
| FS | 1,74 | 1,95 | 1,57 |

Quanto a estabilidade global, nota-se que todas as seções críticas também atendem ao Fator de segurança estabelecido (1,50) para a condição da obra em epígrafe (Figura 5).

Quanto a análise de estabilidade realizada com o método dos elementos finitos (software Plaxis) notou-se a necessidade de abrandar os taludes para inclinação de 1,5(H):1,0(V) ou mais brando. Deste modo, a Figura 6 apresenta os deslocamentos sofridos pelo talude antes e após a execução da estrutura de contenção com sistema *logblock*. Após escavação, o software indica a ocorrência de deslocamento horizontal máximo de 7,4cm e um Fator de Segurança de 1,50. Já após execução da contenção, a modelagem indicou maior fator de segurança (1,89).

5 CONCLUSÃO

Frente a necessidade pujante de estabilização de taludes em uma região residencial no interior do estado de São Paulo, viu-se a necessidade de adotar um novo sistema de contenção que fornecesse rápida

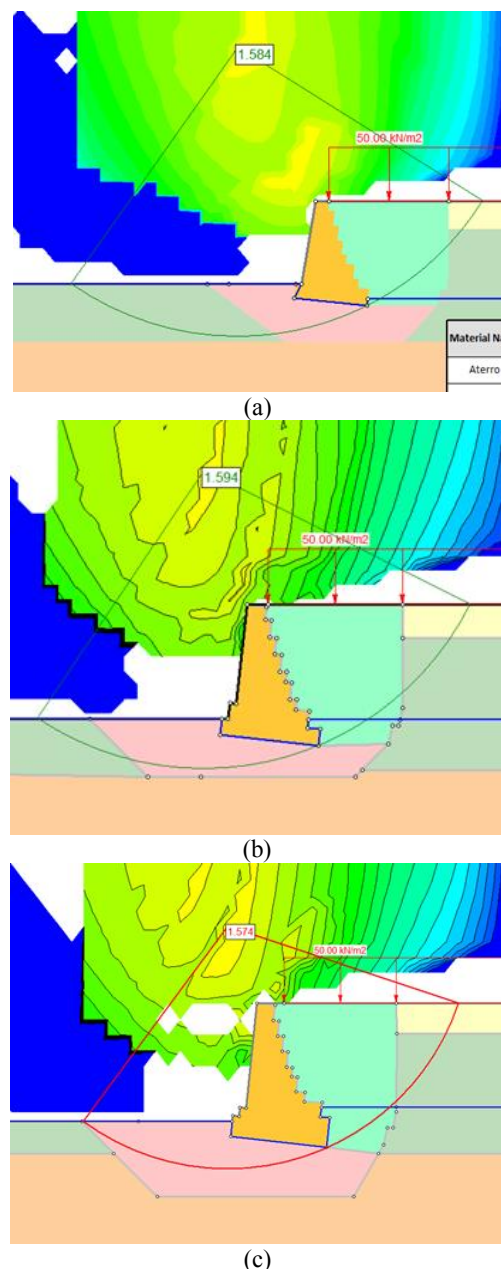
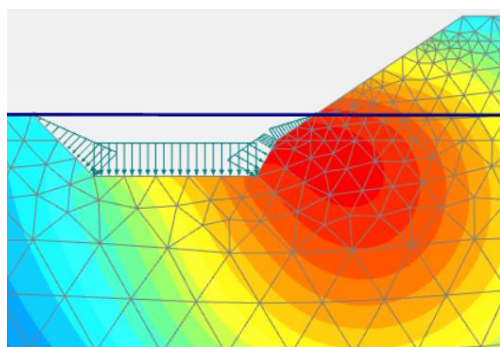
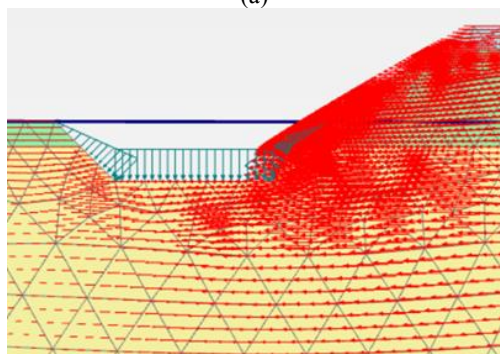


Figura 5. Resultado da análise de estabilidade global utilizando o software Slide 6.0 (a) Seção 1 ($FS = 1,58$), (b) Seção 2 ($FS = 1,59$) e (c) Seção 3 ($FS = 1,57$).

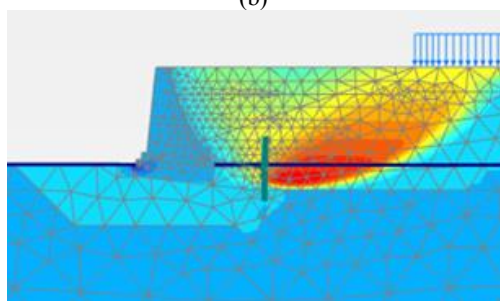
execução e segurança: contenção em *logblock*. Para tanto, a condição da obra requereu a substituição do solo de fundação do muro por rachão e o abrandamento dos taludes para permitir a execução da contenção com segurança. As análises de estabilidade utilizando os métodos do equilíbrio limite e elementos finitos mostraram que a estrutura se mostra estável quanto ao deslizamento ($FS > 1,53$), tombamento ($FS > 1,93$), capacidade de carga de fundação ($FS > 1,57$) e ruptura global ($FS > 1,57$), atendendo assim aos fatores de segurança da obra.



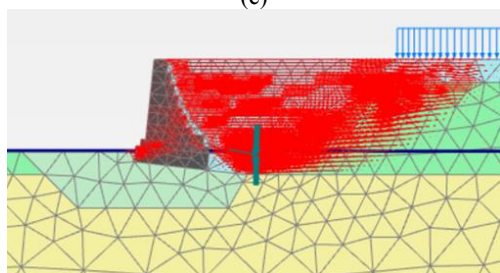
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6. Mapa de deslocamento do maciço (a e b) após a escavação e (c e d) após execução da contenção.

A escavação para execução da solução proposta se mostrou estável ($FS = 1,50$) e com pequeno deslocamento horizontal. Após execução da undação, viu-se um incremento na segurança, traduzida em fator de segurança 25% ($FS = 1,87$) superior à condição inicial.

Deste modo, este estudo destacou a aplicabilidade prática bem-sucedida do sistema de contenção em *logblock* dessa abordagem inovadora na região.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8044: projeto geotécnico - procedimento. Rio de Janeiro, 2018.

ECOUNION (São Paulo). Ecounion: inovação em sistemas construtivos. Inovação em Sistemas Construtivos. Disponível em: <https://www.ecounion.com.br/>. Acesso em: 04 fev. 2024.

Souza, T., Querelli, A. (2022). Análise tensão-deformação para avaliação do impacto de uma contenção atirantada em túneis existentes. In: VIII Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Porto de Galinhas, Brasil.

Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. (1996). Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: Hachich et al. (eds). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, p. 227-264.

Whittle, A.J., Davies, R.V. (2006). Nicoll Highway collapse: evaluation of geotechnical factors affecting design of excavation support system. In: International Conference on Deep Excavations, Singapore, Proceedings, 91–97.

Avaliação de Taludes de Trechos da BR-153 no Estado de Goiás

André Querelli

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

Tiago de Jesus Souza

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

RESUMO: Taludes, presentes em diversas obras de engenharia, são estruturas de terra cuja estabilidade é crucial. Um dos temas mais relevantes e abordados relaciona-se à garantia dessa estabilidade, pois a ruptura de um talude pode resultar em danos materiais e, até mesmo, humanos significativos. Este artigo tem como objetivo aprofundar a compreensão das características específicas de um talude, com foco especial nas causas que levam à sua ruptura e nas medidas mitigadoras para enfrentar esses fenômenos. Nessa perspectiva, serão apresentados alguns estudos de casos referentes a trechos críticos de instabilidade de taludes localizados na BR-53, no estado de Goiás.

PALAVRAS-CHAVE: Taludes, estabilidade, ruptura, mitigação, erosão, soluções de engenharia.

ABSTRACT: Slopes are critical earth structures in engineering works, and their stability is of utmost importance. Slope failure can cause significant material and human damage, making it a highly relevant topic. This article aims to enhance our understanding of slope characteristics by focusing on the causes of collapse and effective measures to mitigate these phenomena. Significant areas of slope instability have been identified on the BR-53 highway in the state of Goiás, as demonstrated by the case studies reported in this paper.

KEY WORDS: Slopes, stability, rupture, mitigation, erosion, engineering solutions.

1 INTRODUÇÃO

Conforme Carmignani e Fiori (2009), talude pode ser definido como um termo genérico, o qual engloba superfícies inclinadas que delimitam maciços de terra e/ou rocha. Caso o talude seja oriundo de processos naturais de intemperismos, têm-se uma formação natural, também denominada encosta. Por outro lado, os taludes podem ser construídos artificialmente pelo homem, sendo designados como taludes de corte e aterro.

A avaliação de taludes é um assunto muito recorrente nos mais diversos projetos de engenharia. Nessa perspectiva, são necessárias sondagens e estudos de investigação precedentes a qualquer premissa de elaboração de projetos de estabilização, garantindo assim os conhecimentos mínimos necessários para o desenvolvimento dele. Todavia, a fase de estudos é uma das etapas menos investidas, tanto em verbas como em prazos, comprometendo a segurança e inibindo possíveis economias no decorrer do projeto (CARVALHO, 1991).

Ademais, a segurança de um talude é um dos principais fatores que delimitam as dimensões e restrições de um determinado projeto. Para quantificar essa segurança, adotam-se Fatores de Segurança (FS), os quais são estabelecidos por normas de órgãos e associações responsáveis correspondentes.

Segundo Gerscovich (2019), rupturas de taludes podem acarretar sérios problemas para a população, especialmente em área montanhosas e urbanas, sejam estes danos materiais ou até humanos. Estes casos podem alcançar situações de ordem pública e governamental, sendo preciso a intervenção de órgãos públicos para prever possíveis casos de deslizamentos de terra e mitigar os possíveis danos causados por eles. Nessa perspectiva, é de responsabilidade dos projetistas e engenheiros garantirem soluções que avaliam os fatores que acarretam rupturas de taludes, além das soluções mitigadoras aplicadas após a ruptura deles.

O trabalho em epígrafe reporta a inspeção de quatro de taludes na BR-153 (localizados entre o Km 301+600 e KM 432+200), no estado de Goiás.

2 ESTUDO DE CASO DA RUPTURA DE UM TALUDES

Os taludes das localização referidas a seguir foram inspecionados presencialmente e analisados conforme os dados disponibilizados pela companhia responsável pela via em questão. Ressaltamos que as análises e recomendações efetuadas refletem as impressões e observações colhidas no dia da inspeção e em função das ocorrências detectadas.

2.1 km 432+200 Sul

Trata-se de um talude de corte de um provável aterro antigo existente no local, com cerca de 4 m de altura, com extensão de 40m. A Figura 1 ilustra a ação da chuva no talude.



Figura 1. Vista geral do talude sob ação das águas pluviais.

A intensa ação das águas pluviais que escoam pelo talude, advindas pelo arruamento existente à montante e posicionado fora da faixa de domínio da rodovia, vem ocasionando intensa erosão e escorregamentos no talude. Por ocasião da inspeção, constatou-se que um pouco do material erodido/escorregado ainda estava depositado no pé do talude, cuja constituição táctil-visual era solo argiloso. Ademais, o escoamento desordenado das águas pluviais ocasionou processo erosivo junto a base de um poste.

As erosões/escorregamentos do talude e em suas adjacências são ocasionadas pelo intenso escoamento desordenado de águas pluviais provenientes das ruas existentes acima do talude e fora da faixa de domínio, evidenciando que o sistema público de drenagem superficial existente no local, de responsabilidade do município de Anápolis, é totalmente insuficiente para captar e escoar ordenadamente as águas das chuvas.

A despeito de ações de limpeza e manutenção da

Ecovias do Araguaia, o local é utilizado para deposição irregular de material terroso solto e entulhos por parte de terceiros.

Diante das constatações efetuadas por ocasião da inspeção técnica, apresenta-se as medidas mitigadoras necessárias:

- Remover o material escorregado e depositado no pé do talude;
- Limpeza e reparo dos dispositivos de drenagem pluvial localizados no pé do talude;
- Implantar provisoriamente lona plástica de grande gramatura na face remanescente do escorregamento;
- Sinalização do local para alerta aos usuários da rodovia; e
- Monitoramento visual diário do local pela equipe de conserva da Concessionária para avaliação de eventual progressão do escorregamento.

Recomenda-se a execução de reaterro compactado dos locais de escorregamento e erosão, conformando o talude à sua geometria original e aplicação posterior de biomanta vegetal antierosiva.

Concomitante, deve haver ações de conscientização da vizinhança para coibir e impedir lançamento irregular de solo, entulho e materiais diversos nas adjacências do talude.

A Figura 2 exemplifica danos provocados pelo escoamento desordenado das águas pluviais, ocorridos no dia posterior à inspeção realizada, nos serviços que estavam sendo executados no local.

Entretanto, faz-se necessário enfatizar que qualquer ação mitigadora a ser implementada no talude e suas adjacências serão praticamente inócuas caso o sistema de drenagem pluvial das ruas existentes à sua montante, fora da faixa de domínio da rodovia e sob responsabilidade do município de Anápolis, não seja adequadamente dimensionada, projetada e implantada.

2.2 km362+625 norte

Trata-se de um talude de aterro com cerca de 5,5 m de altura, com extensão de 12 m, onde está implantada passagem de bueiro em tubulação dupla de concreto pré-moldado.

No local foi detectada cavidade no acostamento da rodovia. A equipe de manutenção da concessionária responsável pela via prontamente efetuou os reparos conforme se vê na Figura 3.



(a)



(b)



(c)

Figura 2. Imagens do entorno do talude (a) via de circulação na crista, (b) Presença de solo solto e entulhos no corpo do talude, lançados pela vizinhança adjacente e (c) trechos com zoras erodidas.

Por ocasião da inspeção, o local de reparo do acostamento encontrava-se íntegro, sem sinais de danos aparentes. Até onde foi possível observar através do interior do bueiro duplo não se constatou danos nas tubulações. Foram observadas as seguintes constatações:

- Face do talude com proteção vegetal falha;
- Um pouco de material terroso depositado no pé



Figura 3. Vista da cavidade detectada no acostamento da pista.

do talude;

- Dispositivos de drenagem superficial danificados;
- Trinca na parede vertical na saída das tubulações;
- Presença de arbustos na face vertical na saída das tubulações; e
- Não foi possível determinar a causa da ocorrência da cavidade no acostamento da pista.

Em função dos reparos já efetuados pela equipe de manutenção da concessionária responsável pela via e diante das constatações efetuadas por ocasião da inspeção técnica, apresenta-se as medidas mitigadoras necessárias:

- Remover o material escorregado e depositado no pé do talude;
- Promover melhoria da proteção vegetal do talude;
- Executar limpeza e reparo dos dispositivos de drenagem danificados;
- Remoção dos arbustos na face vertical na saída das tubulações;
- Efetuar vídeo inspeção nos dois bueiros para averiguar sua integridade física e funcional; e
- Monitoramento visual diário do local pela equipe de manutenção e conserva da Concessionária para avaliação de eventual ocorrência de patologias no local.

A Figura 4 apresenta a condição das proximidades da região por ocasião da inspeção técnica efetuada no local.

2.3 km343+760

Trata-se de um talude de aterro com cerca de 4,5 m



(a)



(b)



(c)

Figura 4. Imagens do entorno do talude (a) talude de aterro com proteção vegetal de sua superfície falha, (b) dispositivo de drenagem com concreto danificado, lançados pela vizinhança adjacente e (c) fissura na face vertical da saída do bueiro.

de altura, com extensão de 13,5 m, onde está implantada passagem de bueiro em tubulação metálica tipo ARMCO de diâmetro igual 3m.

No lado Sul da pista houve um escorregamento da saia do aterro existente sobre o ARMCO, provavelmente ocasionado por escoamento desordenado de águas pluviais pela saia do aterro

advindas da rodovia. A equipe de manutenção da concessionária responsável pela executou leira com material asfáltico para impedir que a água pluvial continue a escoar pela saia do aterro.

Mais à direita do local, de quem observa o talude pela rodovia, há um escorregamento ativo na margem direita do córrego, que chega a atingir mais de 20 m de extensão e altura da ordem de 5 m, tendo uma árvore tombada no local. Uma escada hidráulica está danificada e joga as águas pluviais diretamente neste local.

A equipe da concessionária responsável pela via executou um dique à montante da entrada do tubo ARMCO (lado Norte da pista) para reter provisoriamente a água do córrego, que é conduzida para jusante por um tubo de PVC de 300 mm de diâmetro implantado pelo interior do tubo ARMCO.

O tubo ARMCO apresenta trechos com levantamento de fundo e ovalização de sua geometria. O fundo do tubo ARMCO recebeu camada de concreto executada pela Ecovias do Araguaia. Na extremidade de entrada do tubo ARMCO, no lado Norte da pista, observa-se abertura (vazio) entre o colarinho de concreto ao redor do ARMCO e o tubo metálico, indicando possível deslocamento devido ovalização do tubo. A situação constatada em campo indica condição precária de integridade e estabilidade do tubo e requer intervenção protética imediata.

Diante das constatações efetuadas por ocasião da inspeção técnica, apresenta-se as medidas mitigadoras necessárias:

- Providenciar imediatamente o escoramento interno da tubulação em ARMCO;
- Preenchimento da abertura (vazio) entre o colarinho de concreto ao redor do ARMCO e o tubo metálico com coulis;
- Desviar as águas pluviais que se direcionam para a escada hidráulica e conduzi-la mais para jusante e fora da área do escorregamento através de instalação provisória de tubulações;
- Manter a área do escorregamento do aterro sobre o tubo ARMCO constantemente coberta com lona plástica de grande gramatura;
- Remover a árvore tombada existente no escorregamento da margem direita do córrego;
- Sinalizar o local, inclusive com sinalização noturna, não permitindo a utilização do acostamento; e
- Monitoramento visual diário intensivo do local pela equipe de manutenção e conserva da Concessionária para avaliação de eventual progressão das instabilidades.

Paralelamente às ações acima elencadas, devem ser imediatamente providenciados i) levantamento topográfico de toda a área de instabilidade, ii) sondagens a percussão; e iii) contratação imediata de projeto executivo englobando estudo hidrológico, estudo hidráulico e de reforço ou substituição do tubo ARMCO, além de projeto geotécnico de estabilização das margens do córrego e de drenagem superficial.

A Figura 5 apresenta a situação da região inspecionada.

2.4 Km 301+600

Trata-se de talude de corte em ambos os lados da pista, com cerca de 8 m de altura total. Junto à obra de arte especial (OAE) houve intervenção pretérita em sacaria de solo (RIP-RAP; Figura 6) nos taludes de ambos os lados da pista, executada entre junho e julho de 2022.



(a)



(b)

Figura 6. Serviços de reconstituição de talude realizados no lado (a) norte e (sul) do talude. [Fonte: imagem de 06/2022 do StreetView do Google Earth]

Pelas fotos fornecidas pela concessionária responsável pela execução destas intervenções pretéritas, não foi possível confirmar se o escalonamento (“denteamento”) do terreno remanescente antes da execução da sacaria foi executado.

Por ocasião da inspeção técnica, foram constatadas erosões, instabilidade do terreno, sacaria danificada, sacos rompidos (Figura 7). Destaca-se que os sacos rompidos apresentaram apenas presença de solo.

Todas as manifestações patológicas foram

ocasionadas por escoamento desordenado de águas



(a)



(b)



(c)

Figura 5. Entorno da região inspecionada (a) vista do escorregamento da saída do aterro, coberto com lona plástica, sobre o tubo ARMCO (lado Sul da pista), (b) árvore tombada (à esquerda), e escada hidráulica danificada (à direita) no escorregado ativo na margem direita do córrego (lado Sul da pista) e (c) Dique implantado na entrada do ARMCO (lado Norte da pista), com a água do córrego escoando pelo tubo implantado no seu interior.

pluviais advindas do platô existente à montante do talude. Devido à falta de sistema de drenagem pluvial



(a)



(b)



(c)

Figura 7. Entorno da região inspecionada (a) vista geral da solução adotada (RIP-RAP), b) vista parcial do talude em RIP RAP (Sul), com as águas pluviais escoando desordenadamente pela sua face, ocasionando erosões, rasgos dos sacos, carreamento do solo, e (c) Erosão ocasionada por escoamento desordenado de águas pluviais, infiltrando pelo tardoz do RIP RAP (Norte) confirmado que não há sistema de drenagem no platô superior.

no platô superior aos taludes de ambos os lados da pista, as águas pluviais escoaram desordenadamente pelo talude e pelo tardoz do RIP-RAP, danificando os

sacos, carreando solo tanto dos sacos quanto do tardoz do RIP-RAP, ocasionando os danos atuais instalados no talude.

Diante das constatações efetuadas por ocasião da inspeção técnica, apresenta-se as medidas mitigadoras necessárias:

- Remover o material escorregado e depositado no pé do talude;
- Implantar lona plástica de grande gramatura na face remanescente do escorregamento;
- Limpeza e reparo da canaleta localizada no pé do talude;
- Sinalização do local para alerta aos usuários da rodovia;
- Implantar sistema de drenagem provisório na crista do talude de ambos os lados da pista;
- Monitoramento visual diário do local pela equipe de conserva da concessionária responsável pela via para avaliação de eventual progressão do escorregamento; e
- Remoção dos carros quebrados no topo do talude (senti do Sul; Figura 7a) para não gerar sobrecarga adicional no talude.

Como solução de estabilização destes taludes, recomenda-se refazer a contenção com sacaria (RIP-RAP) empregando-se solo-cimento como material de enchimento dos sacos num traço de 10:1 (solo:cimento, em peso). Após a remoção de toda a sacaria e do solo solto, deve ser executado o escalonamento (“denteamento”) do terreno remanescente antes da colocação dos sacos de solo-cimento. Os sacos devem ser colocados de forma defasada para promover a “costura” entre os sacos. Deve ser projetado sistema de drenagem pluvial definitiva a ser implantado no topo do talude de ambos os lados da pista.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Taludes são artificios da engenharia que possibilitam o uso de maciços de solo e/ou rocha em diferentes obras, garantindo a sua estabilidade. Entretanto, deve-se atentar para o estudo prévio destes elementos, a fim de obter as informações necessárias da topografia, de investigações geotécnicas, de possíveis restrições no uso de espaços para a obra, conforme NBR 11682 (ABNT, 2019). Essa abordagem visa a garantia da realização de um projeto adequado com as especificidades da obra, garantindo segurança ao talude, além de evitar possíveis gastos extras que não estavam previstos anteriormente.

O principal agente agravante da instabilidade de taludes é a água, seja esta de forma superficial ao maciço ou pela sua infiltração (GERSCOVICH, 2016). As erosões causadas em taludes se dão majoritariamente pela degradação causada pela água, e seu posterior transporte. Ademais, a infiltração de volumes significativos de água em maciços diminui a atração entre as partículas dos sólidos, acarretando resistências menores do material, além aumentar o peso da estrutura e conseqüentemente o empuxo em muros de contenção. Carvalho (1991) ainda propõem outras causas de instabilidade de taludes: inclinações acentuadas, descontinuidades do maciço, deficiências construtivas e má conservação das estruturas.

Visto que as instabilidades de taludes são recorrentes e potencialmente danosas a sociedade, é válido um estudo de possíveis ações mitigadoras de instabilidades. Dentre essas, as mais recorrentes propostas utilizadas são o retaludamento adequado, construção de obras de contenção (muros de arrimo, muros de pedra, gabiões, solos reforçados), obras de drenagem superficial e interna, e a proteção superficial do talude (CARVALHO, 1991).

Os quatro estudos de casos da instabilidade de taludes na BR-153, no Estado do Goiás, demonstraram algumas falhas na execução e manutenção desses maciços. O primeiro caso, ocorrido no km 432+200 Sul, erosões e escorregamentos do talude decorreram do intenso escoamento desordenado de águas pluviais provenientes das ruas existentes acima do talude somada a ineficiência do sistema público de drenagem superficial existente no local. Apesar de a solução técnica consistir na execução de reaterro compactado dos locais de escorregamento e erosão, seguida da aplicação de biomanta vegetal antierosiva, cabe ressaltar que qualquer ação mitigadora a ser implementada no talude serão inócuas caso o sistema de drenagem pluvial das ruas existentes à sua montante não seja reparado.

Quanto ao segundo caso, no km362+625 Norte, verifica-se cobertura vegetal insuficiente na superfície do talude e sistemas de drenagem danificados que necessitam manutenção corretivas. Poucas medidas são necessárias para este trecho pois a concessionária responsável pela via efetuou manutenções imediatas após constatação de algumas patologias, enaltecendo assim, a importância do diagnóstico e imediata intervenção com soluções de engenharia acertivas.

No km343+760 da BR-153, trata-se de um talude de aterro onde está implantada a passagem de bueiro em tubulação metálica tipo ARMCO de diâmetro igual 3m. Em suas imediações, escorregamentos foram

observado devido ao escoamento desordenado de águas pluviais e também verifica-se alterações na geometria da tubulação metálica. No presente caso, atenção especial deve ser dado devido as alterações na seção da tubulação, requerendo assim imediato escoramento interno, cobertura do solo escorregado em suas extremidades com lona plástico e redirecionamento das águas pluviais por meio de tubulações temporárias.

Por fim, o quarto caso (km 301+600) está associado a execução inadequada de uma solução de engenharia. O sistema RIP RAP foi executado sem escalonamento prévio do terreno e sem nenhum sistema de drenagem na crista do talude. Ademais, as sacarias não foram dispostas corretamente, evitando assim seu intertravamento. Neste caso, faz-se necessária a execução adequada da solução de engenharia atrelada a sistema de drenagem apropriado.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 11682: 2019, Estabilidade de encostas.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 16920-2: 2021, Muros e Taludes em Solos Reforçados.
- Carvalho, P. A. S. de (1991). Manual de Geotecnia: taludes de rodovias – orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), publicação IP; n. 1843)
- Fiori, A. e Carmignani, L. (2015). Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas: aplicação na estabilidade de taludes. São Paulo: Oficina de Textos.
- Gerscovich, D. (2016). Contensões: teoria e aplicações em obras / Denise Gerscovich, Bernadete Ragoni Danziger, Robson Saramago. São Paulo: Oficina de Textos.
- Gerscovich, D. (2016). Estabilidade de Taludes. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.
- Pinto, C. de S. (2016). Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas, 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.
- Tabalipa, N. L. e Fiori, A. P. (2008). Influência da Vegetação na Estabilidade de Taludes na Bacia do Rio Ligeiro (PR) . UNESP, São Paulo, Geociências, v. 27, n.3. p. 387-399.
- Futai, M. M.; Almeida, M. S. S.; Lacerda, W. A. Evolução de uma voçoroca por escorregamentos retrogressivo em solo não saturado. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 4., 2005. Anais. Salvador, 2005, p. 443-452.

Análise da Previsão Semi-empírica da Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua Via Provas de Carga Instrumentadas na Cidade de Goiânia-GO

Rogério Alves de Oliveira

UFG, UNEMAT, Goiânia-GO, Brasil, rogeriophs@discente.ufg.br

Maurício Martines Sales

UFG, Goiânia-GO, Brasil, mmartines@ufg.br

Aleones José da Cruz Júnior

IFG, Goiânia-GO, Brasil, aleones.junior@ifgoiano.edu.br

RESUMO: Estacas do tipo Hélice contínua tem grande utilização na região metropolitana de Goiânia-GO, sendo os métodos semi-empíricos a metodologia com maior no projeto de fundações profundas. Porém a utilização desses métodos é condicionada a base de dados usada em seu desenvolvimento. A proposta do trabalho é a analisar a precisão dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1996) por meio de um banco de dados composto de 80 provas de carga instrumentadas realizadas em Goiânia-GO. A carga de ruptura das estacas, quando não atingida no ensaio, foi obtida pela extrapolação de Van der Veen (1953). A partir da instrumentação foram obtidas as parcelas de atrito lateral e de ponta. A previsão dos métodos foi considerada satisfatória quando a carga obtida estivesse no intervalo de $\pm 20\%$ das cargas de ruptura obtidas na prova de carga. A análise mostrou que com os coeficientes originais ambos os métodos tem desempenho parecido na previsão da parcela de atrito, enquanto na ponta o método de Aoki e Velloso (1975) apresentou desempenho ruim. Na previsão da carga total o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996) apresentou melhor desempenho. Percebeu-se que em todas as previsões houve grande dispersão de dados. Também foram propostos novos coeficientes para ajuste dos dois métodos ao banco de dados estudado visando reduzir previsões contra a segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações profundas, métodos semi empíricos, banco de dados.

ABSTRACT: Continuous Flight Auger (CFA) piles are widely used in the metropolitan region of Goiânia-GO, with semi-empirical methods being the most utilized methodology in deep foundation projects. However, the utilization of these methods is contingent upon the database used in their development. The objective of this study is to analyze the accuracy of the methods proposed by Aoki and Velloso (1975) and Décourt and Quaresma (1978, 1996) using a database comprising 80 instrumented load tests conducted in Goiânia-GO. The ultimate load of the piles, when not reached during the test, was extrapolated using Van der Veen's method (1953). The lateral friction and tip resistance components were obtained through instrumentation. The prediction of the methods was considered satisfactory when the obtained load fell within $\pm 20\%$ of the ultimate loads obtained in the load test. The analysis revealed that with the original coefficients, both methods performed similarly in predicting the lateral friction component, while Aoki and Velloso's method (1975) exhibited poor performance in predicting the tip resistance. In predicting the total load, Décourt and Quaresma's method (1978, 1996) showed better performance. It was observed that there was a significant dispersion of data in all predictions. New coefficients were also proposed to adjust both methods to the studied database, aiming to reduce predictions against safety.

KEY WORDS: Deep foundations, semi empirical methods, database.

1 INTRODUÇÃO

Estacas do tipo Hélice contínua são estacas de concreto moldadas in loco, em sua execução é utilizado um trado contínuo de formato helicoidal que escava e retira o solo durante a execução. Tem-

se percebido uma grande utilização dessa metodologia construtiva no cenário Brasileiro e na região metropolitana de Goiânia-GO.

No Brasil os métodos semi-empíricos baseados em ensaios SPT tem utilização amplamente difundida na

elaboração de projetos de fundações profundas, porém a adoção desses métodos não deve ser tomada como universal. Devido a sua origem estatística, a precisão desses métodos está condicionada a práticas regionais e à base de dados usada em seu desenvolvimento (Pereira, 2016).

Apesar de serem uma ferramenta importante no campo da engenharia de fundações, sua aplicação deve ser avaliada em função das condições específicas do banco de dados utilizado em seu desenvolvimento (Schnaid; Odebrecht, 2012), sendo importante a adaptação dos métodos originais por meio de ajustes estatísticos, permitidos pela análise de provas de carga (Alonso 2000, *apud* Amann 2010).

Visando o aperfeiçoamento dos métodos semiempíricos, o ensaio de carga estática em estacas instrumentadas consiste em uma maneira eficiente de determinar como se dá o mecanismo de transferência de carga entre a estaca e o solo a seu redor (Amâncio et al., 2022). A instrumentação permite a avaliação separada das previsões do atrito lateral e de ponta das previsões semi-empíricas, possibilitando um melhor ajuste desses métodos.

O presente artigo tem como objetivo verificar a precisão dos métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1996) por meio da avaliação de um banco de dados composto por 80 provas de carga instrumentadas em estacas hélice contínua, executadas na cidade de Goiânia-GO. O banco de dados foi organizado por Cruz Júnior e Sales (2023), utilizando metodologia de instrumentação desenvolvida por Cruz Júnior (2016).

2 METODOLOGIA

2.1 Banco de dados

O banco de dados (Cruz Júnior, Sales, 2023) é composto de dados referentes a 80 provas de carga do tipo lenta realizadas em estacas hélice contínua instrumentadas, na cidade de Goiânia-GO. A instrumentação consistiu em strain gages desenvolvidos segundo metodologia de (Cruz Júnior, 2016). Em conjunto as provas de carga também são disponibilizados os dados da sondagem SPT mais próxima ao ensaio.

2.2 Determinação da carga de ruptura

Para a avaliação da resistência total, de atrito e de ponta da estaca foram adotados os seguintes critérios.

Na determinação da carga total na ruptura foi adotado o menor valor entre a carga de ruptura calculada por Van der Veen (1953), com as modificações de Aoki (1976), e a carga mobilizada com o recalque equivalente a 10 % do diâmetro da estaca. Vale destacar que nem todas as provas de carga atingiram a carga de ruptura, nesses casos só foram contabilizadas as que atingiram no mínimo 80% do valor da carga última obtida na extrapolação. A Figura 1 mostra uma prova de carga considerada satisfatória, enquanto a Figura 2 apresenta uma prova de carga descartada segundo o critério adotado.

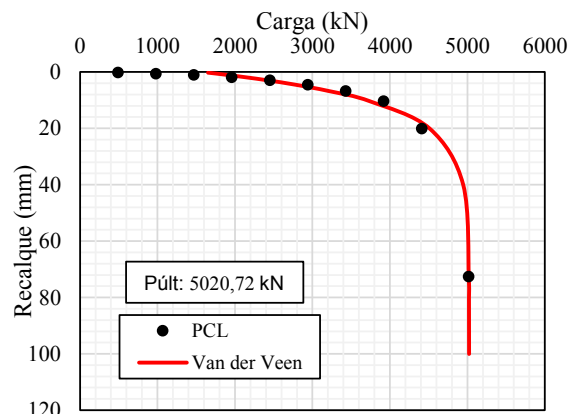


Figura 1. Prova de carga satisfatória. PCL 39 (P_{máx}/P_{últ}: 99,93 %)

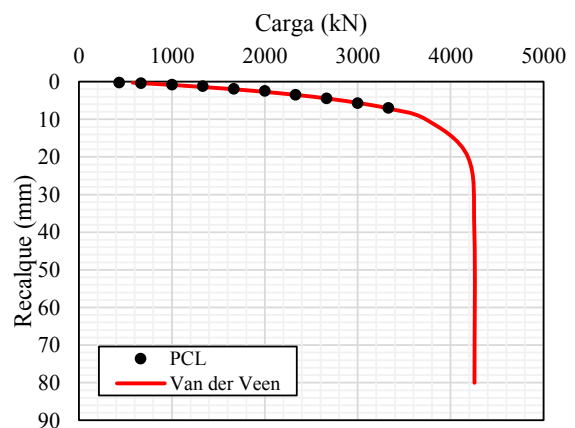


Figura 2. Prova de carga descartada. PCL 33 (P_{máx}/P_{últ}: 78,25%)

A resistência mobilizada por atrito lateral foi determinada subtraindo a carga medida do sensor mais próximo a ponta da estaca, da carga total aplicada no topo da estaca. Os sensores foram considerados localizados na ponta quanto estavam até um metro acima dessa posição. Nos casos em que os sensores estão mais de 1 metro acima da foi realizada uma extrapolação dos dados dos últimos dois sensores para o nível desejado.

Para a determinação da resistência por atrito lateral

última foram plotados gráficos do tipo atrito lateral x recalque, utilizou-se a extrapolação de Van der Veen (1953) nos casos em que a carga última não foi atingida, um exemplo é mostrado na Figura 3. A carga de ponta na ruptura foi obtida subtraindo a resistência por atrito lateral da carga total na ruptura.

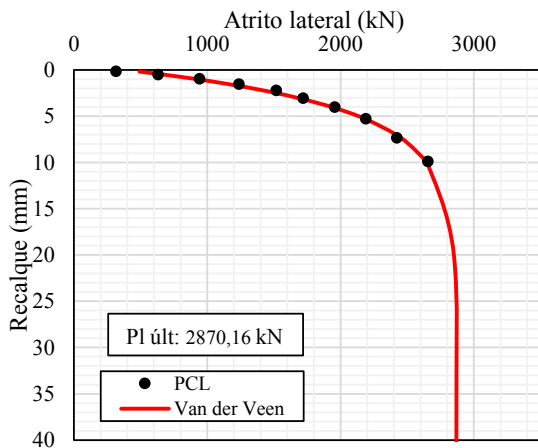


Figura 3. Extrapolação do atrito lateral. PCL 61

2.3 Previsão semi-empírica

Foram utilizados os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978, 1996) para determinação das cargas de ruptura, utilizando as recomendações específicas de cada método. Vale ressaltar que nos casos em que não haviam dados de sondagem SPT até a profundidade necessária, a última leitura foi extrapolada.

Para a determinação da eficácia dos métodos, o critério adotado foi uma tolerância de 20% de variação. Ou seja, caso uma previsão semiempírica varie, para mais ou para menos, em até 20% essa previsão é considerada como satisfatória. Outra avaliação realizada foi em classificar a previsão como a favor ou contra a segurança. Caso a previsão subestime a capacidade de carga da estaca em um valor abaixo dos 20% de tolerância a classificação é dada como previsão a favor da segurança. Em contra partida, caso a previsão superestime a capacidade de carga em mais de 20% a classificação dada é contra a segurança.

3 RESULTADOS

3.1 Avaliação estatística do banco de dados

Das 80 provas de carga contidas no banco de dados 32 não atingiram 80% da ruptura estimada por Van der Veen (1953). Na figura 4 são mostradas as quantidades e a média dos comprimentos de cada

diâmetro das estacas válidas para o estudo. Os diâmetros variam de 0,5 a 0,9 m, enquanto o comprimento das estacas varia de 12 a 29 m.

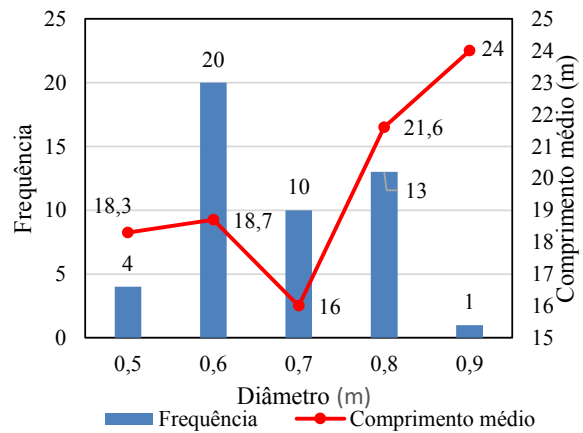


Figura 4. Frequência e comprimento médio para cada diâmetro de estaca.

4 Avaliação das previsões semiempíricas

As previsões semiempíricas foram realizadas utilizando os coeficientes de ajuste indicados para estacas hélice contínua. Para o método de Aoki e Velloso foram utilizados os coeficientes F1: 2,0 e F2: 4,0, os referidos coeficientes foram recomendados por Velloso e Lopes (2002). No método de Décourt e Quaresma (1978) foram utilizados os valores de 0,3 e 1 para os coeficientes alfa e beta respectivamente, esses coeficientes foram propostos por Décourt (1996).

4.1 Método de Décourt e Quaresma (1978, 1996)

O Figura 5 mostra a relação entre a previsão do atrito lateral e o atrito lateral obtido nas provas de carga instrumentadas, uma previsão perfeita é representada pela reta 1:1 (equivalência entre previsão e carga medida), a figura também mostra a faixa de tolerância de variação de 20%.

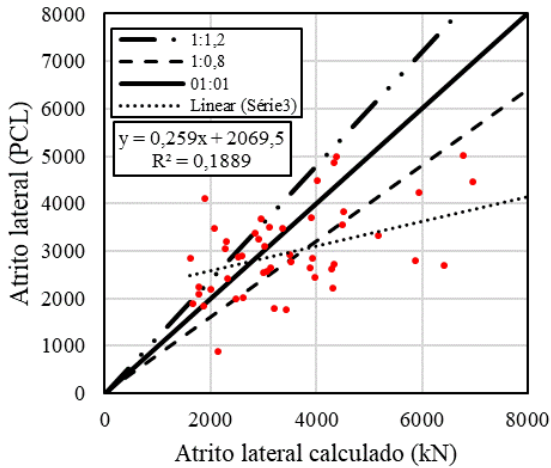


Figura 5. Atrito lateral Décourt e Quaresma (1978, 1996) x Atrito lateral PCL

Como pode ser visto na Figura 5 a linha de tendência da previsão tem R^2 de 01889 o que indica uma grande dispersão dos dados, também nota-se falta de convergência entre a linha de tendência e a linha 1:1. Considerando a tolerância de 20% o método conseguiu prever com eficiência o atrito lateral em 45,8% dos casos. Nota-se também que uma quantidade considerável de pontos situados abaixo da reta de 1:0,8, totalizando 50% de previsões contra a segurança. O método apresentou previsão a favor da segurança em somente 12,5% dos casos (pontos acima da reta 1:1,2).

A análise da precisão do método de Decourt e Quaresma para a ponta é mostrada na Figura 6, percebe-se novamente uma grande dispersão de dados (R^2 de 0,0238), e novamente grande divergência da linha de tendência em relação a reta 1:1.

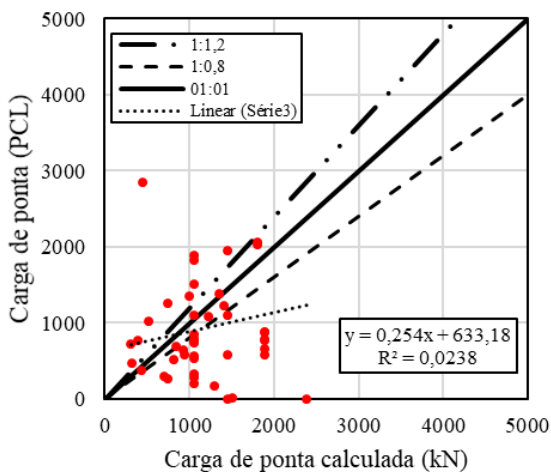


Figura 6. Carga de ponta Décourt e Quaresma (1978, 1996) x Carga de ponta PCL

O método apresentou previsão satisfatória para a parcela de ponta em 14,6% dos casos, em 25% dos casos a previsão foi a favor da segurança, enquanto 60,4% dos casos foram de previsões contra a segurança. Vale citar que em 4 das estacas analisadas não houve mobilização da resistência de ponta, o que contribui para o número de previsões contra a segurança.

Por fim, a análise da previsão da carga total é mostrada na Figura 7. O método apresentou previsão satisfatória em 39,6% dos casos, as previsões a favor da segurança representaram porcentagem de 12,5% enquanto os casos contra a segurança totalizaram 48%.

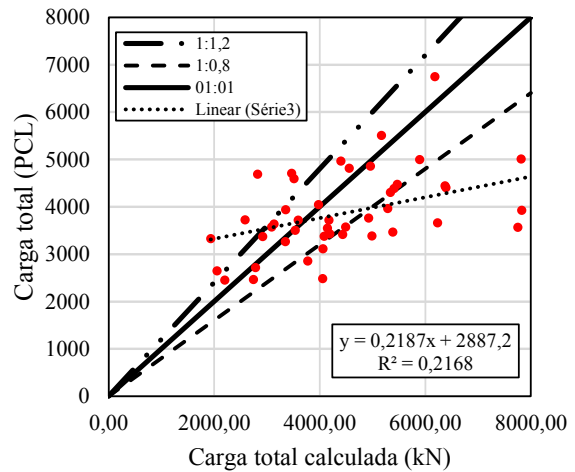


Figura 7. Carga total Décourt e Quaresma (1978, 1996) x Carga total PCL

4.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

A análise da previsão do atrito lateral é mostrada na Figura 8. O método obteve previsão satisfatória em 33,3% dos casos, 47,9% de casos a favor da segurança, e 18,8% de previsões contra a segurança. Mesmo apresentando poucos pontos representando previsões contra a segurança, percebe-se grande dispersão dos pontos, com previsões distantes da reta da igualdade.

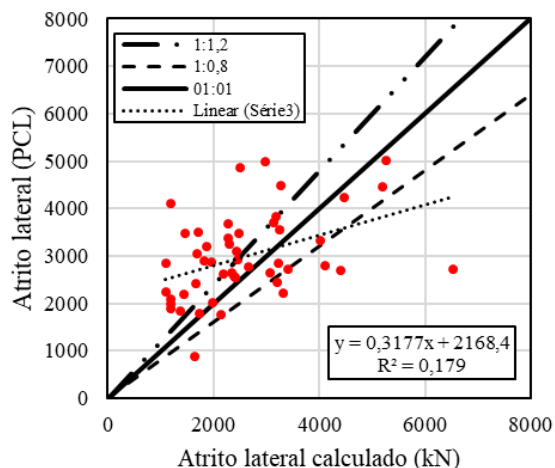


Figura 7. Atrito lateral Aoki e Velloso (1975) x Atrito lateral PCL

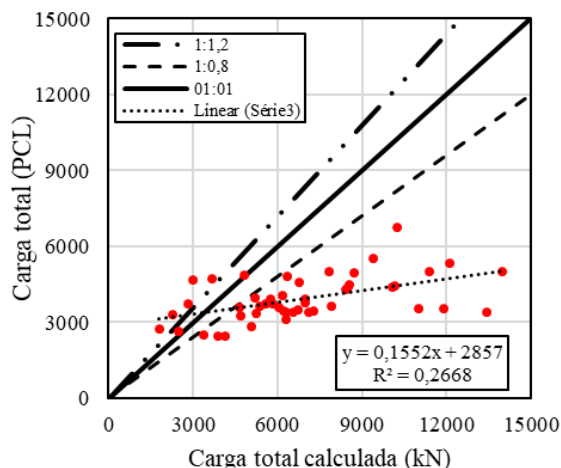


Figura 9. Carga total Aoki e Velloso (1975) x Carga total PCL

Para a análise de ponta, mostrada na Figura 8, percebe-se que o método não apresenta bom desempenho, com quase a totalidade dos pontos (95,9%) apresentando previsões contra a segurança. Ambas as taxas de acerto e de pontos a favor da segurança apresentaram a porcentagem de 2,1%. O comportamento evidencia que os coeficientes do método para a parcela de ponta devem ser ajustados para o banco de dados estudado.

4.2 Comparativo entre os métodos e proposta de ajuste dos coeficientes

A Figura 10 mostra uma comparação entre as parcelas de atrito e ponta, e carga total para os dois métodos analisados. Foi incluído na análise os casos em que os métodos apresentaram previsões duas vezes maiores que as medidas nas provas de carga.

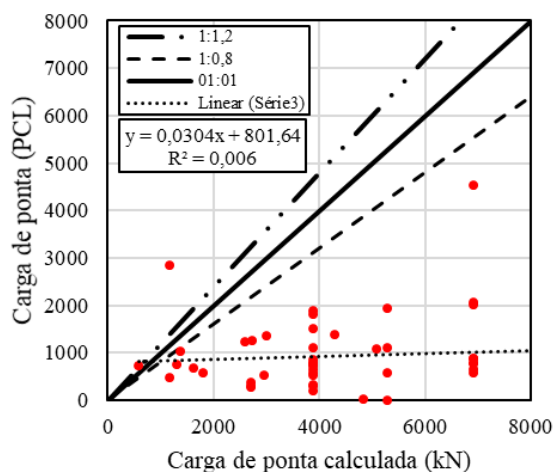


Figura 8. Carga de ponta Aoki e Velloso (1975) x Carga de ponta PCL

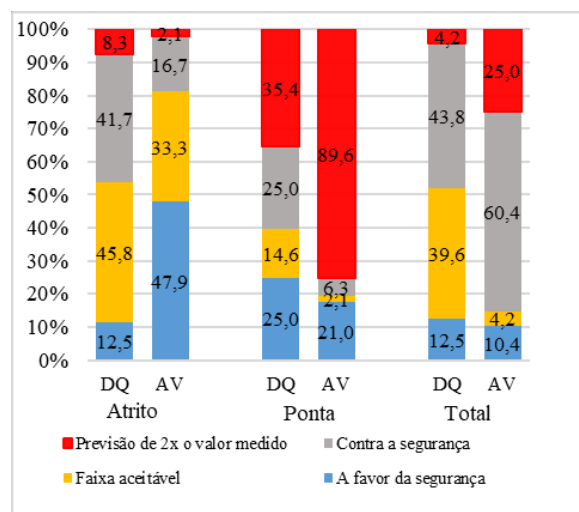


Figura 10. Análise dos métodos semiempíricos utilizando os coeficientes originais.

A Figura 9 mostra a análise da previsão da carga total, percebe-se que o método na maioria dos casos apresenta previsões que superestimam a capacidade de carga da estaca em mais de 20% da resistência obtida na prova de carga, com porcentagem de 85,4%. A taxa de acerto foi de 4,2% enquanto as previsões a favor da segurança foram de 10,4%.

Analisando a Figura nota-se que método de Aoki e Velloso (1975) tende a subestimar na maioria dos casos a resistência por atrito lateral (47,9%), em comparação o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996) tende a superestimar a previsão. Apesar do último método citado apresentar maior quantidade de previsões acima da faixa aceitável, a taxa de acerto foi maior em comparação a Aoki e Velloso (1975), acertando 45,8% das previsões. Essa grande variação

de resultados também foi evidenciada no trabalho de Alledi (2013), que analisando as previsões por diversos métodos semi-empíricos em 6 estacas hélice contínua, atestou que os métodos as vezes subestimam e as vezes superestimam as previsões de carga total, atrito e ponta.

Em relação a ponta nota-se o péssimo desempenho do método de Aoki e Velloso (1975), que superestima por grande margem a capacidade de ponta das estacas. Vale ressaltar que originalmente o método não apresenta coeficientes para estacas hélice contínua, com estudos posteriores apresentando recomendações para sua utilização. Comportamento parecido foi encontrado em trabalhos como de Oliveira et. al (2022), Tarozzo e Carvalho (2019) e Paludeto (2022).

Em relação a resistência total o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996) mostra-se mais eficiente, com 39,6% de acerto nas previsões. A baixa taxa de acerto observada no método de Aoki e Velloso (1975) (4,2%) explica-se pela ineficácia do método na previsão de ponta, gerando em 25% dos casos previsões superiores a duas vezes a carga medida na prova de carga.

Visando o aperfeiçoamento dos métodos os coeficientes α e β do método de Décourt e Quaresma (1978, 1996) e os coeficientes F1 e F2 do método de Aoki Velloso (1975) foram ajustados. Os coeficientes foram ajustados de forma a reduzir a porcentagem das previsões contra a segurança.

Foram definidos para o método de Decourt e Quaresma (1978, 1996) os valores de 0,2 e 0,7 para os coeficientes α e β respectivamente. Para o método de Aoki e Velloso (1975) os coeficientes F1 e F2 foram alterados para 8,0 e 5,0 respectivamente. Em comparação Magalhães (2005), analisando 52 provas de carga lentas em estacas hélice contínua, recomendou a utilização dos valores 0,21 e 1,13 para os coeficientes α e β respectivamente, e 4,0 e 5,0 para os respectivos coeficientes F1 e F2. A análise da precisão dos métodos com os novos coeficientes é mostrada na Figura 11.

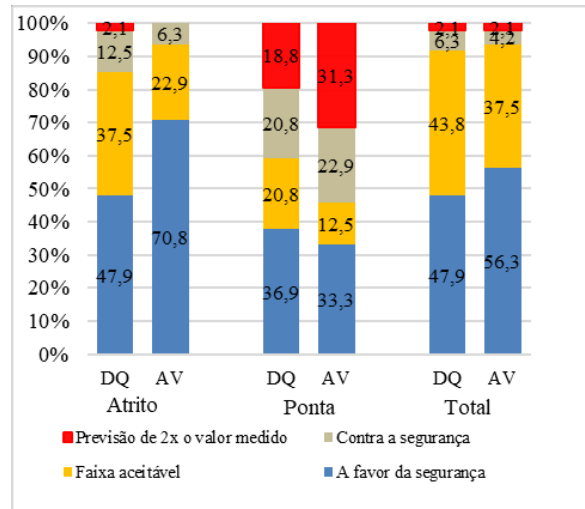


Figura 11. Análise dos métodos semiempíricos utilizando os coeficientes ajustados.

Para o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996) as previsões contra a segurança foram reduzidas para 12,5%, 20,8% e 6,3% para as resistências lateral, de ponta e total respectivamente. A zona aceitável reduziu no atrito lateral, porém aumentou na parcela de ponta e na carga total. Para as 3 resistências as previsões a favor da segurança aumentaram. Nota-se que a previsão por atrito lateral do método ainda é mais eficiente que a previsão da ponta, porém na soma das duas parcelas a previsão total apresenta desempenho satisfatório.

No método de Aoki e Velloso (1975) percebe-se melhor desempenho em relação aos coeficientes originais, devido principalmente a melhoria da previsão de ponta. Com os coeficientes originais o método apresentou previsões duas vezes maiores que a prova de carga em 89,6% dos casos, com redução para 31,3% com a utilização dos novos coeficientes. Nas parcelas de atrito lateral e de ponta com os novos coeficientes o método apresentou desempenho semelhante ao método de Decourt e Quaresma (1978, 1996) para a previsão da carga total.

4 CONCLUSÕES

- Das 80 provas de carga analisadas 60% atingiram cargas iguais ou superiores a 80% da carga última obtida pelo método de Van der Veen (1953);
- Ambos os métodos apresentaram grande dispersão nas previsões;
- Para o atrito lateral, utilizando os coeficientes originais, ambos métodos apresentaram desempenho parecido, ora superestimando ora subestimando a resistência por atrito lateral;
- A previsão da carga de ponta do método de Aoki

- e Velloso (1975) não apresentou bom desempenho, sendo imprescindível o ajuste dos coeficientes utilizados para utilização do método;
- Na previsão da carga total devido a melhor previsão da ponta o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996) apresentou melhor desempenho utilizando os coeficientes originais, com maior taxa de acerto e menor taxa de previsões contra a segurança;
 - Novos coeficientes foram propostos para ambos os métodos. Mesmo com os coeficientes ajustados percebe-se maior dificuldade dos métodos em prever a parcela de ponta, com maior taxa de previsões contra a segurança em comparação com a previsão do atrito lateral;
 - Com a introdução dos novos coeficientes ambos os métodos apresentaram desempenho semelhante na previsão da carga total.

REFERÊNCIAS

- Alledi, C. T. D. B. *Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade*. Tese (Doutorado) - UFV. Viçosa-MG, p. 271. 2013.
- Aoki, N. *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro. 1976.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, v. 1, p. 367 – 376.
- Amâncio; Cunha, R. P. D.; Neto, S. A. D. Estimative of shaft and tip bearing capacities of single piles. *Soils and Rocks*, São Paulo, 2022.
- Amann, K. A. P. *Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas*. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2010.
- Cruz Júnior, A. J. *Instrumentação de fundações estaqueadas*. Dissertação (Mestrado) - UFG. Goiânia. 2016.
- Cruz Júnior, A. J.; Sales M. M. *Banco de dados de provas de carga estáticas instrumentadas*. UFG, IFG, 2023, disponível em: https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/142/o/Relat%C3%B3rio_Banco_de_Provas_de_Carga_Estatica_Instrumentadas_-_UFG-IFGoiano_-_REV01.pdf, Acesso em: 15 de Janeiro de 2024.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. Congresso brasileiro de mecânica dos solos e fundações, 6., Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABMS, p.45-53, v.1.
- Décourt, L. (1996). *Análise e projeto de fundações profundas - Estacas. Fundações teoria e prática*. 1 ed. São Paulo – SP. ABMS/ABEF/Pini. P. 265-301.
- Magalhães, P. H. L. Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga, Dissertação (mestrado) – UNB, Brasília-DF.
- Oliveira, B. C.; D Paula Limiro, G. C.; Sales, M. M. Avaliação da previsão semi-empírica da capacidade de carga de estacas escavadas e hélice-contínua a partir de resultados de pces instrumentadas. *REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, Goiânia, v. 18, n. 2, p. 136–155, 2022. DOI: 10.5216/reec.v18i2.61838. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/reec/article/view/61838>. Acesso em: 4 fev. 2024.
- Paludeto, T. M. L. *Desempenho de estacas tipo hélice contínua por meio de provas de carga estática instrumentadas e simulação numérica*. Dissertação (mestrado) – UNICAMP. Campinas-SP,
- Pereira, D. A. *Análise de provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas em areia*. Dissertação (Mestrado) - UFPR. Curitiba. 2016.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- Tarozzo, M. H. P.; Carvalho, D. *Análise da transferência de carga de estacas hélice contínua em solo arenoso e colapsível de Campinas-SP*, GEOCENTRO, 2019.
- Van der Veen, C. (1953). *The bearing capacity of a pile*. III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, v. 2, p. 84-90.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. *Fundações. V. 2: Fundações profundas*. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002.

Estudo da resistência ao arrancamento de grampos em solo colapsível por meio de diferentes técnicas executivas

Max Gabriel Timo Barbosa

Solotrat Centro-Oeste, Brasília, Brasil, max.barbosa@sco.eng.br

André Pacheco de Assis

Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, aassis@unb.br

Renato Pinto da Cunha

Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, rpcunha@unb.br

RESUMO: A resistência ao arrancamento dos grampos é um parâmetro crucial na análise de contenções em solo grampeado no solo, representado pelo parâmetro q_s . O estudo conduzido por Barbosa et al. (2022) investigou a resistência ao arrancamento de grampos em contenções de solo grampeado, com foco na técnica de reinjeção setorizada. O modelo empírico resultante previu a resistência ao arrancamento para grampos reinjetados em solos não problemáticos. No entanto, na prática, alguns fatores foram determinados pela experiência da empresa executora, incluindo o método de perfuração, o uso de calda de cimento não aditivada, a falta de investigação do diâmetro final e do perfil de rugosidade, e a execução exclusiva de ensaios em grampos sub-horizontais. Decidindo preencher essas lacunas para a argila porosa colapsível de Brasília, optou-se por executar experimentalmente grampos verticais, utilizando um campo experimental bem caracterizado e variando metodologias de perfuração, traços de calda de cimento e equipamentos de forma a caracterizar a técnica executiva de maior economicidade para grampos no solo de Brasília.

PALAVRAS-CHAVE: Reinjeção Setorizada, Resistência ao Arrancamento, Grampos, Solo Grampeado, solo colapsível.

ABSTRACT: The pullout resistance of soil nails is a crucial parameter in the analysis of soil-nailed retaining structures, represented by the parameter q_s . The study conducted by Barbosa et al. (2022) investigated the pullout resistance of soil nails in soil-nailed retaining structures, focusing on the sectorized post-grouting technique. The resulting empirical model predicted the pullout resistance for soil nails regouted in non-problematic soils. However, in practice, certain factors were determined by the experience of the executing company, including the drilling method, the use of non-additive cement grout, the lack of investigation into the final diameter and roughness profile, and the exclusive testing of sub-horizontal nails. To address these gaps in the collapsible porous clay of Brasília, the decision was made to experimentally execute vertical nails, utilizing a well-characterized experimental field and varying drilling methodologies, cement grout mixtures, and equipment to characterize the most cost-effective execution technique for nails in Brasília soil.

KEY WORDS: Sectorized Post-Grouting, Pullout Resistance, Nails, Soil Nailing, Collapsible Soil.

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de arrancamento são procedimentos que caracterizam os grampos e suas metodologias executivas por meio da resistência ao arrancamento, representada pelo parâmetro q_s , parâmetro base para análises de contenções em solo grampeado.

Barbosa et al. (2022) caracterizou a resistência ao arrancamento de grampos executados por meio da técnica de reinjeção setorizada, que apresentou resultados superiores aos grampos executados pela técnica convencional, de injeção por gravidade, para

solos não problemáticos. Tal trabalho gerou modelo empírico para previsão de resistência ao arrancamento de grampos executados pela reinjeção setorizada. De todo modo, houve nas obras executadas alguns fatores fixos que foram decididos conforme experiência da empresa executora, não necessariamente com ensaios anteriores:

- Método de perfuração, em que todas as obras foram executadas com equipamentos que utilizavam água como fluido de perfuração, em detrimento de ar comprimido, método também bastante utilizado para execução de grampos;

- A calda de cimento não era aditivada, era composta apenas de água e cimento;
- Apesar de ter havido exumação, não houve a investigação do diâmetro efetivo final e o perfil de rugosidade, fator importante para o cisalhamento de interfaces (Barton, 1973);
- Todos os ensaios foram executados em grampos sub-horizontais, por evidências de Seo et al. (2012) e Seo et al. (2017) não serem de conhecimento da empresa executora à época da execução das obras.

Como havia disponibilidade ao autor do uso de campo experimental previamente caracterizado, bem como de equipamentos de execução de solo grampeado que apresentavam possibilidade de variação de metodologia executiva de perfuração, variação do traço da calda de cimento, equipamentos e mão de obra para exumação de grampos e conhecimento acerca dos ensaios de Seo et al. (2012) e Seo et al. (2017), decidiu-se pela execução experimental de grampos verticais, a fim de investigar essas lacunas e validar o modelo empírico proposto para o solo de Brasília.

Para minimizar os custos de ensaio, utilizou-se de recomendações de Hong et al. (2013), de menor trecho ancorado ($\geq 2,00$ m) para condições controladas, como a dessa execução experimental.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a execução do estudo de campo, foi planejado organizar os grampos de maneira sistemática para permitir a observação de variáveis não consideradas nos ensaios anteriores. Inicialmente, selecionou-se um campo experimental previamente caracterizado, onde seria possível realizar a exumação dos grampos para investigar a interação entre o diâmetro final efetivo no local e o perfil de rugosidade. Considerando estudos anteriores sobre o uso de aditivos na calda de cimento de chumbadores (Pitta & Zirlis (2000); Miranda (2019)), foram comparados os resultados entre grampos com e sem aditivo expensor, quanto à resistência ao arrancamento. Também houve variação na metodologia de perfuração para observar possíveis influências na resistência ao arrancamento dos grampos em Brasília.

Quanto ao número mínimo de testes, foi determinado considerando o tamanho e a complexidade do estudo, assim como o nível de incerteza. Foram planejados seis cenários, resultando em dezoito grampos executados, distribuídos conforme os métodos de injeção e perfuração:

- Cenário 1: Grampo executado comum (injeção por gravidade), com perfuração a ar;
- Cenário 2: Grampo executado com calda de cimento aditivada, com perfuração a ar;
- Cenário 3: Grampo executado com reinjeção setorizada, com perfuração a ar;
- Cenário 4: Grampo executado comum (injeção por gravidade), com perfuração a água;
- Cenário 5: Grampo executado com calda de cimento aditivada, com perfuração a água;
- Cenário 6: Grampo executado com reinjeção setorizada, com perfuração a água.

O campo experimental foi escolhido em local previamente caracterizado e utilizado por Mendoza (2013), em que se observou presença do solo típico local, a argila porosa colapsível.

2.1 Caracterização campo experimental

Tal solo encontrado na região de Brasília é caracterizada por suas características distintivas, moldadas pelo clima local, que inclui períodos alternados de seca e precipitação, e uma média anual de temperatura acima de 20°C. Essas condições climáticas propiciam processos de lixiviação e laterização, os quais resultam na formação de microagregados de textura arenosa, ligados por pontes cimentantes de argila, formando uma estrutura porosa com permeabilidade típica de solos granulares finos (10^{-5} a 10^{-6} m/s), sendo metaestável. Após o colapso, o solo apresenta baixa resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade.

A argila porosa geralmente é encontrada próxima à superfície, com uma espessura média de 15 a 30 metros, embora locais com até 40 metros de espessura também sejam observados. O lençol freático na região é profundo, com alguns pontos ultrapassando os 40 metros de profundidade.

A caracterização do campo experimental realizada pela Solotrat Centro-Oeste Mendoza (2013) incluiu ensaios de SPT, SPT-T e DMT para caracterizar o solo local. O perfil resultante mostrou uma camada de argila arenosa de consistência mole e cor vermelha dos 0 aos 5,0 metros de profundidade, seguida por uma camada de silte arenoso de consistência média e cor marrom dos 5,0 aos 8,0 metros, uma camada de silte arenoso de consistência dura e cor branca dos 8,0 aos 9,0 metros, e finalmente uma camada de argila siltosa de consistência média e cor marrom escura dos 9,0 aos 14,0 metros. O nível d'água foi encontrado a 4,5 metros de profundidade.

2.2 Caracterização campanha executiva

Para alcançar o objetivo de utilização do menor número de grampos, pensou-se na disposição das Figuras 1 e 2 no campo experimental. As características dos diferentes métodos de injeção podem ser vistas nas Figuras 3 a 5.

Todos os grampos foram ensaiados e exumados, com medição da rugosidade e diâmetros reais, aproveitando o momento em que o lençol freático estava suficientemente baixo para escavação parcial sem a necessidade de escoramento. A Tabela 1 resume os cenários planejados, em que GG são grampos comuns injetados por gravidade, GA são grampos injetados por gravidade com adição de aditivo expander e GR são grampos executados com fase de reinjeção.

GRAMPOS EXECUTADOS POR MEIO DE PERFURAÇÃO A ÁGUA



- GRAMPO EXECUTADO COMUM
- GRAMPO EXECUTADO COM ADITIVO EXPANSOR
- GRAMPO EXECUTADO COM REINJEÇÃO

Figura 1. Layout dos grampos executados por meio de perfuração à água, com legenda

GRAMPOS EXECUTADOS POR MEIO DE PERFURAÇÃO A AR



- GRAMPO EXECUTADO COMUM
- GRAMPO EXECUTADO COM ADITIVO EXPANSOR
- GRAMPO EXECUTADO COM REINJEÇÃO

Figura 2. Layout dos grampos executados por meio de perfuração à ar, com legenda

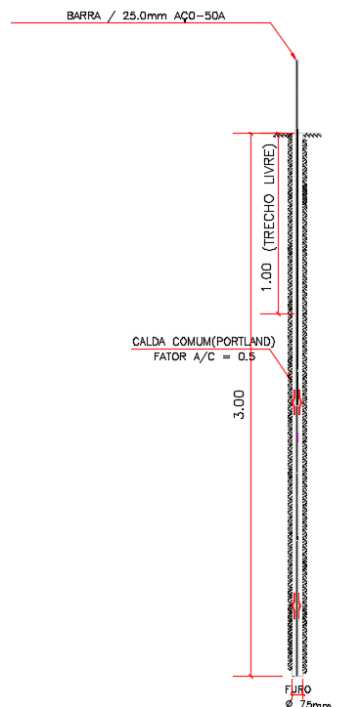


Figura 3. Detalhe de grampo executado com injeção por gravidade (GG), sem aditivo (em amarelo nas Figuras 1 e 2)

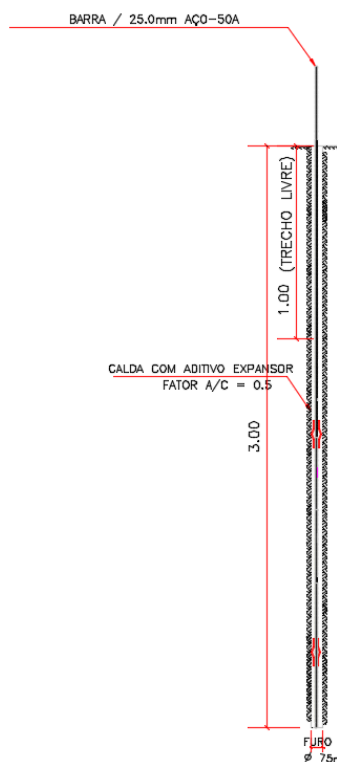


Figura 4. Detalhe de grampo executado com injeção por gravidade (GA), com aditivo (em vermelho nas Figuras 1 e 2)

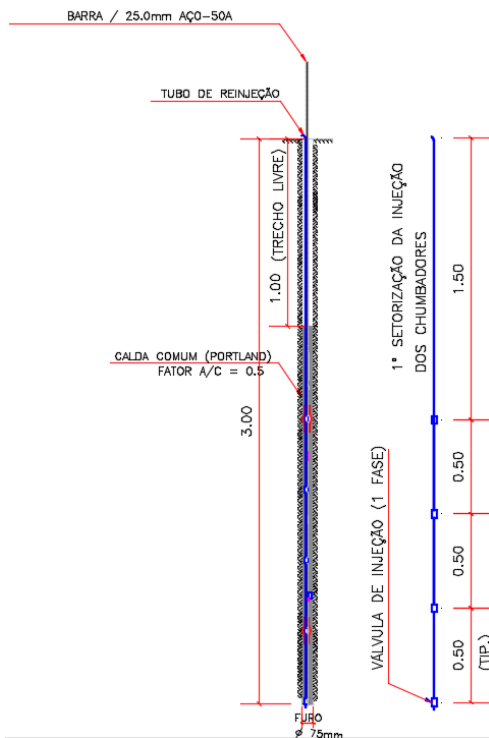


Figura 5. Detalhe de grampo executado com fase de reinjeção (GR), sem aditivo (em azul nas Figuras 1 e 2)

Tabela 1 – Resumo dos cenários de execução

| Cenário | Mét. de injeção | Mét. de perf. | Símbolos | Grampos |
|---------|----------------------------|---------------|----------|------------|
| 1 | Injeção por gravidade | A ar | GG | 11, 12, 13 |
| 2 | Calda de cimento aditivada | A ar | GA | 8, 9, 10 |
| 3 | Reinjeção setorizada | A ar | GR | 6, 7, 14 |
| 4 | Injeção por gravidade | A água | GG | 15, 16, 17 |
| 5 | Calda de cimento aditivada | A água | GA | 3, 4, 5 |
| 6 | Reinjeção setorizada | A água | GR | 1, 2, 18 |

2.2.1 Ensaios de arrancamento

Os ensaios foram executados 84 dias após a execução dos grampos, de forma que a calda de cimento chegasse a uma resistência à compressão representativa de longo prazo e para que os grampos perpassassem por períodos secos e chuvosos em Brasília, para a resistência ao arrancamento destes ser representativa de longo prazo. O comprimento livre era de 1,0 m, necessário porque ao aplicar a carga de tração na barra, a superfície do solo é submetida a

cargas de compressão, podendo resultar em resultados imprecisos (Seo et al., 2012). O ensaio foi realizado utilizando os seguintes dispositivos:

- Base de reação de aço ASTM A36, 30 mm;
- Macaco hidráulico e bomba de óleo com manômetro de 30 toneladas de capacidade;
- Dois relógios comparadores de medição de deslocamentos axiais da extremidade do grampo com acurácia de 0,1 mm, com base de referência a mais de 5 diâmetros do eixo do grampo sendo ensaiado, para representatividade das leituras;
- Célula de carga vazada aferida, com aquisidor de dados digital;

A carga máxima passível de ser aplicada é a resistência de cálculo da barra de aço ($\gamma_f=1,0$), vista na Eq. 5.1:

$$T_{\text{último}} \leq A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 213,42 \text{ kN} \quad (1)$$

sendo

$T_{\text{último}}$: carga última da armação do grampo utilizado no ensaio

A_s : área da seção transversal da armação do grampo, barra de aço de 25 mm

f_{yk} : tensão de escoamento característica do aço empregado

γ_s : coeficiente de ponderação da resistência da armação do grampo; para barras de aço ($\gamma_s = 1,15$)

De todo modo, como havia apenas 2,0 m ancorados por grampo, mesmo quando executados por meio da reinjeção setorizada, colocou-se como carga máxima de ensaio, Tensaio, uma carga de 150 kN. Caso não ocorresse arrancamento do grampo até Tensaio, o ensaio prosseguiria com o mesmo critério até atingir o arrancamento ou $T_{\text{último}}$. Ademais, como critério auxiliar sugerido por Clouterre (1991) e Zhang et al. (2009), considerava-se que o grampo teria sofrido arrancamento caso houvesse 1 mm de deslocamento, com menos de 1% de aumento na carga medida, em dado estágio de carregamento.

O ensaio foi realizado em estágios. Antes de qualquer medição foi aplicada uma carga inicial (P_0) com a finalidade de ajustar as folgas do sistema. Esta carga foi a mínima possível de ser lida com precisão pelo conjunto de carregamento e leitura utilizado, limitada a 10% da carga máxima prevista. A partir da carga inicial (P_0) foram então aplicados quantos estágios de carregamentos fossem necessários para a obtenção

da curva carga-deslocamento, sendo no mínimo cinco estágios de igual carregamento (20% da carga máxima prevista para o ensaio - Tensaio), com tempo de 5 min em cada estágio.

A partir dos ensaios, calculou-se a resistência da interface solo grampo (q_s) pela Eq. 2:

$$q_s = \frac{Tensaio}{L_b \cdot \pi \cdot \phi_{perf}} \quad (2)$$

sendo

L_b : comprimento ancorado;

ϕ_{perf} : diâmetro da perfuração;

q_s : resistência da interface solo x grampo

O detalhamento dos ensaios pode ser visto na Figura 6.

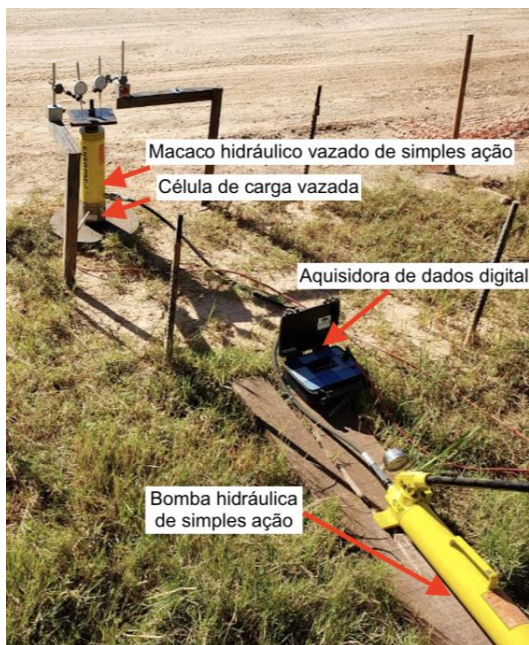


Figura 6. Componentes da execução dos ensaios de arrancamento – sistema de aplicação e medição da carga

Seguindo essas diretrizes, o estudo objetivou proporcionar uma avaliação abrangente da resistência ao arrancamento dos grampos no solo, contribuindo para decisões de projeto e construção de grampos em solo de Brasília de maneira mais embasada.

3 RESULTADOS

Os resultados dos ensaios de arrancamento foram categorizados conforme o método de perfuração empregado e o método de injeção utilizado. Devido à influência dos métodos de execução empregados no

diâmetro final e na rugosidade da interface solo-grampo, apresentou-se também os dados obtidos na exumação dos grampos.

A Tabela 2 apresenta os dados obtidos na exumação destes grampos. A Figura 7 sintetiza a média dos resultados dos ensaios de arrancamento de acordo com o método de perfuração e injeção empregado.

Tabela 2 – Resultados dos diâmetros efetivos exumados (ϕ_{efet}), ângulo de rugosidade médio (AMR), q_s e q_{scor} (corrigido para o diâmetro efetivo exumado), para todos os grampos, em que GG é a sigla para grampo comum injetado por gravidade, GA a sigla para grampo com calda de cimento aditivada e GR para grampo executado por meio da reinjeção setorizada

| Núm . | Tipo | Mét. de perf. | ϕ_{efet} (cm) | AM R (°) | q_s (kPa) | q_{scor} (kPa) |
|-------|------|---------------|--------------------|----------|-------------|------------------|
| 1 | GR | Água | 14,3 9 | 42,6 | 278,86 | 150,03 |
| 2 | GR | Água | 13,9 4 | 38,1 | 289,26 | 141,70 |
| 3 | GA | Água | 12,8 0 | 14,3 | 176,89 | 103,65 |
| 4 | GA | Água | 11,7 8 | 25,3 | 212,27 | 135,14 |
| 5 | GA | Água | 9,77 | 23,7 | 149,83 | 115,02 |
| 6 | GR | Ar | 11,4 6 | 26,7 | 249,72 | 163,43 |
| 7 | GR | Ar | 12,1 9 | 33,7 | 264,29 | 162,61 |
| 8 | GA | Ar | 9,77 | 19,7 | 151,92 | 116,62 |
| 9 | GA | Ar | 10,8 2 | 24,1 | 93,65 | 64,91 |
| 10 | GA | Ar | 10,1 9 | 16,3 | 195,62 | 143,98 |
| 11 | GG | Ar | 10,9 2 | 41 | 258,05 | 177,23 |
| 12 | GG | Ar | 9,45 | 19,7 | 249,72 | 198,19 |
| 13 | GG | Ar | 9,87 | 18,7 | 185,21 | 140,74 |
| 14 | GR | Ar | 12,3 2 | 27,3 | 218,51 | 133,02 |
| 15 | GG | Água | 12,4 1 | 18 | 280,94 | 169,73 |
| 16 | GG | Água | 11,2 4 | 35 | 266,37 | 177,80 |
| 17 | GG | Água | 12,8 3 | 33 | 273,66 | 160,00 |
| 18 | GR | Água | 15,3 1 | 35,3 | 295,51 | 154,02 |

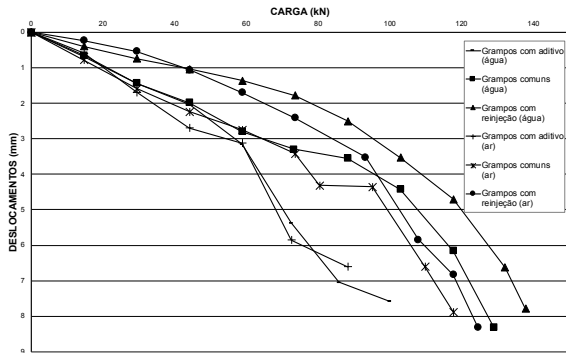


Figura 7. Gráfico carga (kN) vs deslocamentos (mm) da média dos ensaios de arrancamento

4 DISCUSSÃO

Para comparação entre os métodos executivos dos grampos, fez-se comparativos entre mesmas técnicas de injeção para as diferentes técnicas de perfuração e posteriormente a comparação entre as técnicas de injeção que obtiveram melhores resultados para cada tipo de grampo, já que em todos os casos a perfuração a água obteve resultados superiores.

Nos ensaios de arrancamento verticais foi possível observar que a perfuração com água, para grampos GG, grampos GA e grampos GR obteve resultados superiores de resistência ao arrancamento. Parte-se da hipótese que esses melhores resultados advêm da desobstrução de poros no entorno do furo durante a limpeza provida durante a utilização de método de perfuração à água como fluido de perfuração, de forma que exista meio para a calda fluir e preencher quaisquer vazios ou lacunas no raio de ação possível, dependente da coesão e viscosidade da calda de cimento (Barbosa, 2018), levando a um maior diâmetro, um AMR superior e, possivelmente, a uma melhor interação solo-grampo. Entretanto, houve diferenças significativas entre os diferentes tipos de grampos ensaiados, de acordo com a técnica de injeção, como pode ser observado nas Figuras 8 a 10.

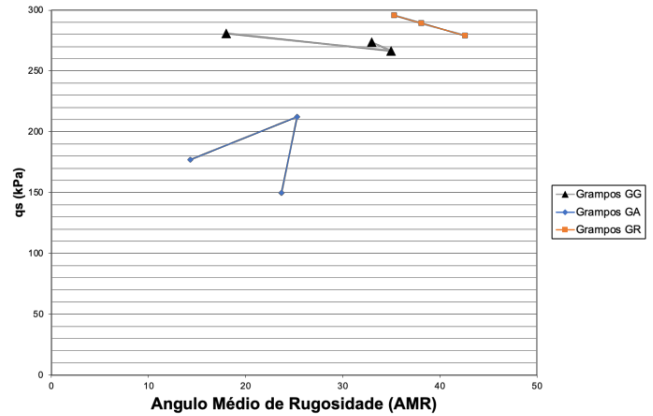


Figura 8. Gráfico Ângulo Médio de Rugosidade (AMR, em graus) vs q_s (kPa) para grampos GG, GA e GR perfurados à água.

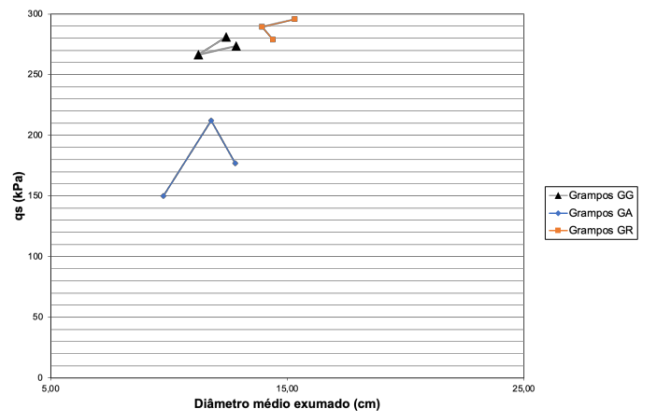


Figura 9. Gráfico Diâmetro médio exumado (\varnothing_{exu} , em cm) vs q_s (kPa), para grampos GG, GA e GR perfurados à água.

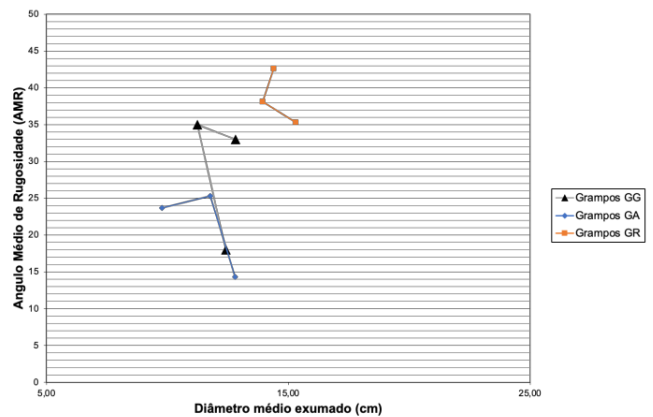


Figura 10 - Gráfico Diâmetro médio exumado (\varnothing_{exu} , em cm) vs Ângulo Médio de Rugosidade (AMR, em graus), para grampos GG, GA e GR perfurados à água.

A análise das Figuras 8 a 10 destacou que os grampos GR, executados com reinjeção, apresentaram os melhores resultados de resistência ao arrancamento. A resistência média ao arrancamento foi 5% superior em comparação com os grampos GG e 60% superior

em comparação com os grampos GA para a argila porosa colapsível de Brasília. Observou-se uma diferença significativa entre os grampos GG e GA, com os primeiros apresentando resultados 52% superiores, mesmo com um diâmetro médio exumado apenas 6% maior. Essa diferença sugere uma maior influência do AMR na resistência ao arrancamento, ressaltando as limitações da Eq. 2 na consideração da rugosidade dos grampos, como mencionado na tese de Hong (2011).

Além disso, a resistência à compressão simples das caldas de cimento, comum e aditivada, foi comparada, mostrando uma resistência 16% superior na calda de cimento comum em relação à calda aditivada. Isso está de acordo com Moosavi et al. (2005), que indicaram que caldas de cimento com menor resistência à compressão simples resultam em menor dilatação e resistência ao arrancamento. Houve também uma relação exponencial entre a resistência à compressão da calda de cimento e a resistência ao arrancamento, destacando a importância do controle de qualidade das caldas de cimento.

A diferença na resistência ao arrancamento entre os grampos GG e GR foi menor do que o esperado, apesar do maior diâmetro médio exumado e AMR dos grampos GR. Isso pode ser atribuído à execução experimental de grampos verticais, que mostrou resultados similares ou inferiores aos grampos sub-horizontais devido à pressão de injeção. A estabilidade dos furos foi observada durante a execução experimental, evidenciando a integridade dos furos desde a instalação dos grampos até os ensaios de arrancamento.

5 CONCLUSÃO

Os resultados da execução experimental indicam que a perfuração com água é mais eficaz para todas as técnicas de injeção estudadas ao instalar grampos no solo de Brasília, especialmente devido ao aumento do diâmetro médio resultante. Por outro lado, a utilização de aditivo expander de calda de cimento não é recomendada, pois pode reduzir a resistência à compressão simples das caldas de cimento e resultar em interfaces menos rugosas entre o solo e o grampo.

A hipótese de que uma interface solo-grampo mais rugosa e de maior diâmetro é mais adequada para aplicações de solo grampeado foi confirmada, uma vez que proporciona maior resistência ao arrancamento dos grampos. Embora a Equação 2 ofereça uma base teórica para representar a resistência ao arrancamento dos grampos, relacionando q_s com a força aplicada para um

determinado diâmetro e área superficial do grampo, é necessário considerar a rugosidade e a qualidade da interface solo-grampo. Isso foi evidenciado na comparação entre os grampos GA e GG, onde a pequena diferença de diâmetros médios não explicou a grande discrepância na resistência ao arrancamento q_s , exigindo o uso de dados dos ângulos médios de rugosidade (AMR) e da resistência à compressão simples das caldas de cimento para explicar a diferença.

. Os grampos GR, embora recomendados pelos autores devido à previsibilidade do comportamento mecânico e maior robustez, não se mostraram os mais econômicos, dado que os grampos GG, que são mais rápidos de executar devido à ausência do processo de reinjeção, oferecem boa performance e são os mais indicados para a argila porosa de Brasília

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Solotrat Centro-Oeste (SCO) à cessão do campo experimental, equipamentos e mão de obra. Também reconhecemos a pioneira e fundamental importância de Cairbar Azzí Pitta, *in memoriam*, na preconização de ensaios em escala real para o aperfeiçoamento da técnica de injeção e reinjeção de grampos em diferentes tipos de solo, que motivaram este trabalho.

REFERÊNCIAS

- Barbosa, M.G.T. (2018). Estudo do efeito de injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-296/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 137 p.
- Barbosa, M. G. T., de Assis, A. P., & da Cunha, R. P. (2022). An innovative post grouting technique for soil nails. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(11), 5539-5546.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering geology*, 7(4), 287-332.
- CLOUTERRE. (1991). French National Research Project Clouterre - Recommendations. English Translation, Federal Highway Administration, FHWA-SA-93-026, Washington D.C., USA. 305p.
- Hong, C.Y. (2011). Study on the pullout resistance of cement grouted soil nails. Doctoral thesis, Department of Civil and Structural Engineering, Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China. 295 p

- Hong, C. Y., Yin, J. H., Pei, H. F., & Zhou, W. H. (2013). Experimental study on the pullout resistance of pressure-grouted soil nails in the field. *Canadian geotechnical journal*, 50(7), 693-704.
- Mendoza, C.C. (2013). Estudo do comportamento mecânico e numérico de grupo de estacas do tipo alluvial anker em solo poroso do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 234 p.
- Miranda, F. H. (2019). Estudo da resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo com o uso de calda aditivada e calda convencional. Dissertação de Mestrado, UFV, 169p.
- Moosavi, M., Jafari, A., & Khosravi, A. (2005). Bond of cement grouted reinforcing bars under constant radial pressure. *Cement and Concrete Composites*, 27(1), pp. 103-109.
- Pitta, C. A., & Zirlis, A. (2000). Chumbadores injetados: a qualidade do solo grampeado. IV SEFE-Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2, 541-547.
- Seo, H. J., Jeong, K. H., Choi, H., & Lee, I. M. (2012). Pullout resistance increase of soil nailing induced by pressurized grouting. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(5), pp. 604-613.
- Seo, H., Pelecanos, L., Kwon, Y. S., & Lee, I. M. (2017). Net load-displacement estimation in soil-nailing pullout tests. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*. 14 p.
- Zhang, L. L., Zhang, L. M., & Tang, W. H. (2009). Uncertainties of field pullout resistance of soil nails. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(7), 966-972.

Caracterização de um Solo Residual Jovem do município de Goiânia – GO

Eduarda Mendes Freitas

Instituto Federal de Goiás – Campus Goiânia, Goiás, Brasil, eduardaengc@gmail.com

João Carlos de Oliveira

Instituto Federal de Goiás – Campus Goiânia, Goiás, Brasil, joao.oliveira@ifg.edu.br

RESUMO: Os Solos Residuais de Goiânia (Goiás, Brasil), são frequentemente sujeitos a esforços causados por fundações profundas de inúmeros edifícios pertencentes a cidade, sendo necessário seu devido reconhecimento através de caracterizações geológicas e geotécnicas de campo e laboratório. Logo, o presente artigo tem como objetivo apresentar as principais características e propriedades de um solo residual jovem obtido de uma escavação de uma estaca de hélice contínua, a uma profundidade acima de 20 m. Nesta primeira parte da pesquisa foram realizados ensaio de caracterização e classificação geotécnica pelo sistema unificado de classificação dos solos – SUCS. Constatou-se que o solo é constituído predominantemente de siltes e areias finas, não apresentando nenhuma plasticidade. A resistência à penetração obtida da sondagem à percussão – SPT é bastante elevada, em função do alto grau de compactidade da camada.

PALAVRAS-CHAVE: Solo Residual Jovem de Goiânia, Solo com Quartzo-Mica-Xisto, Caracterização de um solo residual.

ABSTRACT: The Residual Soils of Goiânia (Goiás, Brazil) are frequently subjected to stresses caused by deep foundations of numerous buildings in the city, requiring proper recognition through geological and geotechnical field and laboratory characterizations. Therefore, this article aims to present the main characteristics and properties of a young residual soil obtained from an excavation of a continuous flight auger pile, at a depth exceeding 20 m. In this first part of the research, characterization tests and geotechnical classification according to the Unified Soil Classification System - USCS were performed. It was found that the soil is predominantly composed of silts and fine sands, with no plasticity. The penetration resistance obtained from the Standard Penetration Test - SPT is quite high, due to the high degree of compactness of the layer.

KEY WORDS: Residual Soil of Goiânia, Soil with Quartz-Mica-Schist, Characterization of a residual soil.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Vaz (1999), solos de alteração ou solos residuais jovens, ainda estão em um processo de alteração intempérica, onde os processos pedogênicos são incipientes. Esse solo preserva as eventuais estruturas presentes na rocha matriz, ou seja, os planos constituintes.

A pesquisa sobre as características e propriedades deste solo surge da necessidade de compreender características e comportamento de solos residuais do município de Goiânia (GO). Seu entendimento é fundamental para proporcionar segurança e eficácia das estruturas de fundações em contato com o mesmo, bem como, direcionar as melhores soluções de engenharia.

Dessa forma, verifica-se ser importante a determinação de propriedades e características

geotécnicas do solo estudado, através de ensaios de laboratório, ensaios de campo e levantamentos geológicos existentes.

2 ÁREA DE ESTUDO

A presente pesquisa de iniciação científica está sendo realizada no município de Goiânia – Goiás. A amostra em estudo foi coletada no setor Vila Rosa, nas coordenadas 8.147.803,00 N e 682.323,00 E, a uma altitude de aproximadamente 807,50 m, na profundidade de 25,58 m a partir da superfície do terreno natural. As Figuras 1 e 2 apresentam imagens do local onde foi obtida a amostra.



Figura 1. Localização do Setor Vila Rosa em relação ao município de Goiânia Google Earth (2023).



Figura 2. Local da Amostragem, Google Earth (2023).

O município de Goiânia (GO) tem geologia pertencente ao Grupo Araxá, sendo composto por metamórficos, em sua maioria micaxistos e quartzitos (Baêta Júnior, 2001).

A unidade A deste grupo, é composta por sedimentos plataformais, representados por biotita-muscovita-quartzo xistos, entre outros (Lacerda Filho *et al.*, 1999).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste item serão descritas as etapas já realizadas para o desenvolvimento da pesquisa.

3.1 Sondagem SPT

A investigação geológica-geotécnica preliminar do perfil do subsolo foi realizada entre os dias 06 e 12/09/2022, a partir de uma sondagem à percussão - SPT, conforme NBR 6484 ABNT (2020).

Na sondagem realizada, a camada superficial, até 2,00 m de profundidade, é de consistência mole, com N_{SPT} igual a 3. A camada de Solo Residual Maduro, de 2,00 a 10,00 m, apresentou uma variação do N_{SPT} entre 2 e 28. De 10,00 a 29,00 m, tem-se uma camada de Solo Residual Jovem, com N_{SPT} variando de 16 a valores superiores a 50. Por fim, verificou-se a ocorrência de um solo Saprolito de 29,00 a 31,02 m,

com valores de N_{SPT} superiores a 50.

A profundidade do lençol freático, na data de realização da sondagem, foi de 8,26 m. A descrição completa do perfil de sondagem está apresentada na Figura 2.

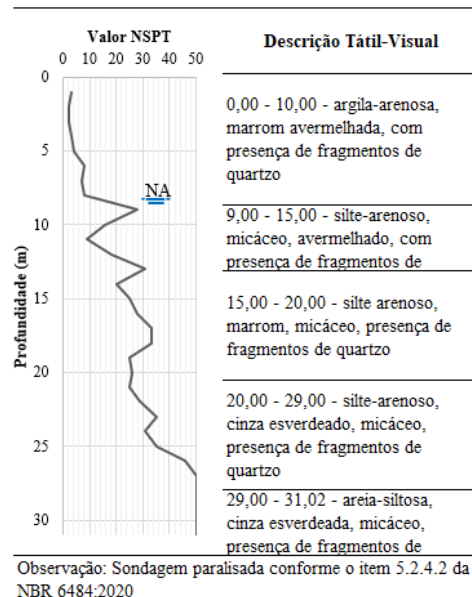


Figura 2. Perfil de Sondagem do Local em Estudo.

3.2 Coleta da Amostra

A coleta da amostra foi realizada no dia 18/04/2023, com a utilização de um trado de um equipamento de Hélice Contínua. Com o auxílio do perfil do solo apresentado na Figura 2, estimou-se a profundidade ideal para coleta da amostra de solo residual jovem. A amostra foi retirada a partir da ponta do trado helicoidal do equipamento de perfuração.

Durante a retirada da amostra, percebeu-se a presença de diversos torrões, dos quais, alguns foram destinados a realização do ensaio de Massa Específica Aparente pelo método da balança hidrostática.

3.3 Ensaio de Caracterização

Os ensaios realizados para caracterização das amostras coletadas estão relacionados na Tabela 1.

Tabela 1. Ensaio de Caracterização.

| Ensaio | NBR |
|-------------------------------------|------------|
| Análise Granulométrica | 7181:2016 |
| Limite de Liquidez | 6459:2016 |
| Limite de Plasticidade | 7180:2016 |
| Massa Específica Aparente | 16867:2020 |
| Massa Específica dos Grãos < 4,8 mm | 6458:2016 |

4 RESULTADOS

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios realizados.

4.1 Análise Granulométrica

A partir do resultado obtido do ensaio de análise granulométrica apresentado na Figura 3 e Tabela 2, classifica-se a amostra de solo como areia siltosa com pedregulho.

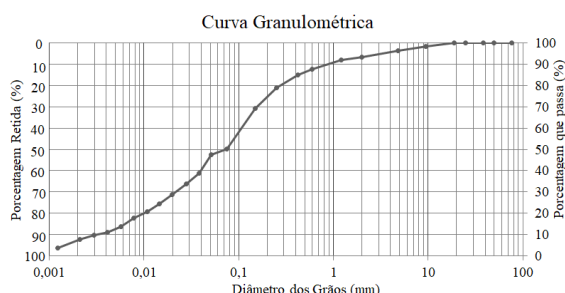


Figura 3. Curva Granulométrica – Peneiramento e Sedimentação.

Tabela 2. Análise Granulométrica – Peneiramento e Sedimentação.

| Classificação do Solo | Diâmetro (mm) | Total (%) |
|-----------------------|---------------|-----------|
| Pedregulho Grosso | 20,0 a 60,0 | 0,00 |
| Pedregulho Médio | 6,0 a 20,0 | 2,9 |
| Pedregulho Fino | 2,0 a 6,0 | 3,85 |
| Areia Grossa | 0,6 a 2,0 | 5,7 |
| Areia Média | 0,2 a 0,6 | 13,4 |
| Areia Fina | 0,06 a 0,2 | 25,7 |
| Silte | 0,02 a 0,06 | 40,9 |
| Argila | < 0,002 | 7,7 |

A Figura 4 apresenta uma imagem dos pedregulhos retidos na peneira de abertura 2,0 mm. Observando a figura, verifica-se que a maioria dos grãos são constituídos de quartzo e fragmentos de rochas.



Figura 4. Fração Retida na Peneira 2,0 mm.

Os fragmentos de rocha, em sua maioria, possuem a característica de baixa resistência a esforços quando umidos. Quando secos, possuem alta resistência a esforços, comportando-se como fragmentos de uma rocha muito alterada.

A Figura 5 apresenta parte da fração fina do solo, retida na peneira de abertura 0,075 mm. Verifica-se em destaque a presença de mica, caracterizada pelo seu brilho (aparência espelhada).



Figura 5. Fração Retida na Peneira 0,075 mm.

4.2 Limites de Consistência

Os ensaios realizados apresentaram limite de liquidez igual a 41%, limite de plasticidade NP e, conseqüentemente, índice de plasticidade NP.

4.3 Massa Específica

Os ensaios de determinação da massa específica aparente e massa específica dos grãos < 4,8 mm estão relacionados na Tabela 3.

Tabela 3. Valores medios de Massa Específica.

| Ensaio | Quantidade de Determinações | Massa Específica (g/cm ³) |
|------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| Massa Específica Aparente | 7 | 1,87 |
| Massa Específica dos Grãos de solo | 3 | 2,74 |

4.4 Classificação SUCS

Pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos, a amostra analisada se trata de um solo fino, com 50,35% de material passante na peneira #200, não plástico, pertencente ao grupo ML – Silte. de baixa compressibilidade.

5 DISCUSSÕES

5.1 Análise Granulométrica

Conforme apresentado na Figura 2, a amostra coletada, a partir da classificação tátil visual foi denominada de silte-arenoso, de coloração amarelada a cinza esverdeada, com presença de fragmentos de quartzo, o que é distinto do resultado apresentado pela análise granulométrica. Os resultados distintos podem ser explicados pela quantidade de areia fina presente na amostra (25,7 %), que ao toque, pode ser confundida com silte, devido a proximidade de diâmetro das particuladas.

A presença marcante de pedregulhos de quartzo é explicada pela resistência do mineral ao intemperismo (dureza 7). O minerais micáceos apresentam diâmetros menores, fator que também é explicado pela resistência do mineral ao intemperismo (dureza 2-2,5) (Vaz, 1996).

A baixa resistência dos fragmentos de rocha a esforços, ocorre em decorrência do avançado estado de alteração da rocha. Conforme explica Fernandes (2000), a alteração ocasiona na diminuição da resistência mecânica e modificações de porosidade.

5.2 Limites de Consistência

Ao realizar os ensaios, diagnosticou-se que o solo não possui plasticidade, com limite de liquidez de 41% e limite de plasticidade NP, conforme apresentado no tópico 4.2.

Esse resultado pode ser explicado pelo fenômeno capilar de coesão aparente que ocorre em areias úmidas. A pressão capilar causada pela umidade do solo, faz com que ele apresente uma coesão aparente, quando seco ou saturado essa condição é desfeita

(Caputo et. al, 2015).

Para a determinação do limite de liquidez, tem-se umidades superiores as umidades necessárias para determinação do limite de plasticidade. Dessa maneira, o solo se apresenta coeso, porém, não plástico.

5.3 Massa Específica dos Grãos < 4,8 mm

Segundo Das (2007), os valores referentes à massa específica dos principais minerais que compoem a amostra estudada são, quartzo (2,65 g/cm³), biotita (2,8-3,2 g/cm³) e muscovita (2,76-3,10 g/cm³). A amostra analisada 2,74 g/cm³, estando de acordo com os principais intervalos dos minerais presentes.

5.4 Massa Específica Aparente e N_{SPT}

A massa específica aparente de 1,87 g/cm³ pode ser associada ao valor do NSPT da camada, que corresponde a 35. Conforme a NBR 6484 (2020), areias e siltes arenos com valores do N_{SPT} entre 19 e 40 possuem a designação compacta.

Souza (2009) explica que a compactidade de areias não se da apenas em função do N_{SPT}, mas também em relação as tensões efetivas ambientes.

As amostras utilizadas para a determinação da massa específica aparente ao serem retiradas da profundidade de estudo sofreram algumas modificações, como a perda de umidade e o alívio por não estarem mais sob diversas camadas de solo.

5.5 Classificação SUCS

De acordo com o Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA), os solos pertencentes ao grupo ML possuem como principais características média a alta compressibilidade, média resistência ao cisalhamento, baixa capacidade de suporte e estão sujeitos ao fenômeno de liquefação quando saturados e sujeitos a grandes esforços (USDA, 2012).

Entretanto a elevada compactidade devida ao confinamento indica uma elevada resistência e uma baixa compressibilidade para suportar cargas.

6 CONCLUSÕES

Os dados apresentados no presente artigo fazem parte de uma pesquisa que está em desenvolvimento, prevista para finalizar até o final do ano de 2025.

Pretende-se realizar ensaios de resistência ao cisalhamento, adensamento e uma análise mineralógica microscópica do material. Também pretende-se caracterizar outras duas amostras, também de solos residuais jovens, coletadas de outras regiões do município de Goiânia.

A primeira amostra analisada apresentou as características de um solo de alteração de rocha, caracterizado pela presença marcante de quartzo, biotita, muscovita e pedregulhos, preservando-se assim as características da rocha mãe.

Após a análise das duas amostras restantes, será realizado um comparativo dos dados de caracterização e propriedades geotécnicas, a fim de compreender o comportamento do solo do município.

AGRADECIMENTOS

A pesquisa está sendo realizada com o auxílio do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – Campus Goiânia, sendo as amostras e dados referentes as sondagens fornecidos pela empresa SETE Engenharia, também situada em Goiânia (GO).

REFERÊNCIAS

- ABNT (2016). NBR 7180: *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro. _____ (2016). NBR 6459: *Solo – Determinação do Limite de Liquidez*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- _____ (2016). NBR 7181: *Solo – Análise Granulométrica*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- _____ (2016). NBR 6458: *Grãos de pedregulho retidos na peneira de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água..* Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- _____ (2020). NBR 16867: *Solo – Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas – Método da balança hidrostática*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- _____ (2020). NBR 6484: *Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio* Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- _____ (2022). NBR 112770: *Solo – Determinação da resistência à compressão não confinada de solo coesivo*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- BAÊTA JÚNIOR(2001). *Programa de levantamentos geológicos básicos do brasil*. Goiânia – Folha SE.22-X-B. José Domingos Alves Baêta Junior, p. 25
- CAPUTO, CAPUTO, CAPUTO, (2015). *Mecânica dos Solos e suas aplicações*, vol 1, ed 7. Homero Pinto Caputo, Armando Negreiros Caputo e José Martinho de Azevedo Rodrigues Caputo, p. 92.
- CAVALCANTE, BALTAR, SAMPAIO (2005). *Mica*. Patricia Maria Tenório Cavalcate, Carlos Adolpho Magalhães Baltar e João Alves Sampaio, p-534. <http://mineralis.cetem.gov.br/bitstream/cetem/1082/1/25.MICA%20ok.pdf>., acessado em 14/11/2023.
- DAS (2007). *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*. Braja M. Das, p. 10 e 21.
- FERNANDES (2000). *Caracterização Geológica, Propostas de Estabilização da encosta do morro do curral*, Gilberto Fernandes, p. 19. https://www.abge.org.br/img/biblioteca/27_Fernandes_2000.pdf. acessado em 16/11/2023.
- LACERDA FILHO, REZENDE, DA SILVA (1999). *Geologia e Recursos Minerais do Estado de Goiás e Distrito Federal*. Texto explicativo dos mapas geológicos e de recursos minerais do estado de Goiás e Distrito Federal. Joffre Valmório de Lacerda Filho, Abelson Rezende e Aurelene da Silva, p. 60.
- SOUZA (2009). *A influência da compacidade das areias nas correlações entre os ensaios de cone e SPT*. Jefferson Murilo Santos de Souza, p. 109 http://www.labbas.eng.uerj.br/pgeciv/nova/files/disser_tacoes/29.pdf, acessado em 07/02/2024.
- USDA (2012). *Engineering Classification of Earth Materials*, Part 631, National Engineering Handbook, Chapter 3. United States Department of Agriculture, p. 28.
- VAZ (1996). *Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais*. Luiz Ferreira Vaz, p. 124

Medição da Altura de Queda do Martelo do SPT: Mais do que um Dado, é uma Necessidade

Engº. Wesley Santana Santos
Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, wesleysantana877@gmail.com

Prof. Erinaldo Hilário Cavalcante
Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, Brasil, erinaldo@ufs.br

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger
COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. danziger@coc.ufrj.br

DSc. Christian Matos de Santana
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT-SE, christianmatoss@gmail.com

RESUMO: A sondagem de simples reconhecimento de solos com SPT (Standard Penetration Test) se constitui na investigação do subsolo mais empregada no mundo. O parâmetro obtido do ensaio, o índice de resistência à penetração (N), ainda é, no Brasil, praticamente o dado mais usado em quase todos os projetos de fundações. Isso se deve ao fato do ensaio ser simples e acessível em todas as regiões do país, sendo normatizado pela NBR 6484 (2020). Em que pese o fato da existência de norma, sobre a sondagem à percussão com SPT perduram há décadas muitas críticas advindas da comunidade geotécnica, especialmente pelo descumprimento dos princípios normativos observados durante a realização do ensaio. O descontrole da altura de queda do martelo é um dos pontos cruciais no ensaio. Neste contexto, este trabalho apresenta dados de uma campanha de ensaios, na qual foi monitorado um total de 186 golpes do martelo padrão do SPT, empregando, para isso, a filmagem de uma câmera de aparelho celular. Foram realizados registros em vídeo de sondagens executadas por 5 equipes de sondagens de uma mesma empresa. A análise dos dados revelou que a média da altura de queda do martelo operado pelas equipes de sondagem monitoradas ficou acima do valor padrão recomendado pela norma (75 cm), variando de 77 cm a 82 cm, com desvio padrão em torno 8 cm, indicando uma expressiva variação de altura na operação do martelo. Além disso, as alturas de queda médias entre as equipes variaram significativamente, revelando o efeito humano no processo.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Penetração Padrão, Altura de Queda, N do SPT.

ABSTRACT: Simple soil recognition surveying with SPT (Standard Penetration Test) is the most widely used subsoil investigation in the world. The parameter obtained from the test, the SPT resistance (N-Value), is still, in Brazil, practically the most used data in almost all foundation projects. This is due to the fact that the test is simple and accessible in all regions of the country, being standardized by NBR 6484 (2020). Despite the fact that there is a standard, many criticisms from the geotechnical community have persisted for decades regarding percussion surveying with SPT, especially due to non-compliance with the normative principles observed during the test. The lack of control over the hammer's drop height is one of the crucial points in the test. In this context, this work presents data from a testing campaign, in which a total of 186 blows from the standard SPT hammer were monitored, using footage from a cell phone camera. Video recordings of surveys carried out by 5 survey teams from the same company were made. Data analysis revealed that the average fall height of the hammer operated by the monitored drilling teams was above the standard value recommended by the standard (0.75 m), ranging from 0.77 m to 0.82 m, with a standard deviation in around 0.08 m, indicating a significant variation in height when operating the hammer. Furthermore, the average drop heights between teams varied significantly, revealing the human effect on the process.

KEY WORDS: Standard Penetration Test, Fall height, N-Value.

1 INTRODUÇÃO

É unânime entre os geotécnicos, especialmente os brasileiros, que o simples reconhecimento de solos

com o SPT (Standard Penetration Test) é o método de investigação do subsolo mais utilizado para o projeto de fundações, no qual é aplicado o índice de resistência à penetração (N do SPT) como o “parâmetro decisivo” (Belincanta, 1998; Cavalcante, 2002; Odebrecht, 2003; Cavalcante *et al.*, 2011; Schnaid e Odebrecht 2014; entre outros). Com esse dado e a descrição do solo feita pelo sondador, o ensaio ainda possibilita a classificação dos solos em termos de consistência e compacidade, isto é, desde solos coesivos aos granulares e até rochas brandas.

Em que pese o fato da existência de norma da ABNT desde a década de 80 (NBR 6484, 2020), sobre a sondagem à percussão com SPT, como é popularmente conhecida, perduram há décadas muitas críticas advindas da comunidade geotécnica, especialmente pelo descumprimento dos preceitos da norma observados durante a realização do ensaio. Vários autores no Brasil e no mundo tem, ao longo de décadas, apontado e colocado em discussão os diversos fatores que afetam o SPT (p. ex. Fletcher, 1965; Mohr, 1966; Ireland, Moretto e Vargas, 1970; De Mello, 1971; Serota & Lowther, 1973; Kovacs *et al.*, 1977; Teixeira, 1977; Schmertmann; 1978; Kovacs *et al.*, 1975; Kovacs, 1979; 1980; Kovacs *et al.*, 1977; Goble & Ruchti, 1981; Décourt *et al.*, 1988; Décourt, 1989; Clayton, 1990; Belincanta, 1985; 1998; Belincanta e Cintra, 1998; Cavalcante, 2002; Odebrecht, 2003; Cavalcante *et al.* 2003; 2004; 2008; Danziger *et al.* 2006; 2008; Cavalcante *et al.* 2011; Santana, 2015; Silva, 2015; Cabral, 2023) sendo a falta de controle da altura de queda do martelo um dos itens mais cruciais no rol de fatores intervenientes do ensaio. Sobre este aspecto ainda é pequena a base de dados de alturas de queda do martelo no sistema de empregado no Brasil, razão pela qual este trabalho busca dar uma contribuição, considerada de grande relevância, trazendo informações sobre a prática de sondagens de equipes diferentes de uma mesma empresa do ramo. Vale destacar que Cavalcante (2002) mediu pela primeira vez a altura de queda do martelo do SPT no Brasil. Aquele autor, usando uma câmera capaz de filmar a uma taxa de 30 quadros por segundo, considerada de alta velocidade à época, obteve valores médios de altura de queda variando entre 0,76 m e 0,81 m, com média geral da ordem de 0,79 cm.

Empregando filmadora com a mesma velocidade de captação de imagens usada por Cavalcante (2002),

Santana (2005) foi o segundo pesquisador a medir altura de queda do martelo do SPT operado manualmente no país, o qual desenvolveu uma campanha de ensaios envolvendo 6 equipes de sondagens. Na pesquisa de campo, sem interferir na rotina das equipes, o autor obteve uma média de altura de queda praticada da ordem de 0,87 m (desvio-padrão igual a 4 cm), com os dados das três primeiras equipes. Dos 40 golpes monitorados nessa etapa, 85% foram aplicados com alturas variando entre 0,80 m e 0,90 m, portanto de 5 cm a 15 cm acima do preconizado na NBR 6484. Os dados das três demais equipes resultaram numa média um pouco menor, 0,81 m, com desvio-padrão da ordem de 0,06 m. Neste segundo grupo de dados, 52% dos golpes foram aplicados com alturas superiores a 0,80 m. Dos 141 golpes monitorados nas duas campanhas de ensaios, foi verificada uma altura de queda média geral igual a 83 cm, com 10% dos golpes abaixo de 75 cm, 28% entre 75 cm e 80 cm e 62% acima de 80 cm. É importante destacar que alguns golpes monitorados chegaram a mais de 95 cm (20 cm acima do prescrito em norma).

Oliveira Neto (2013) e Santana (2015) mediram altura de queda do martelo do SPT no contexto de sondagens do Estado do Rio de Janeiro. A pesquisa fez parte de um trabalho de conclusão de curso de graduação do primeiro autor, e a pesquisa para a tese de doutorado do segundo, com base em registros feitos com auxílio de uma câmera filmadora de elevada velocidade, capaz de armazenar imagens com até 1000 quadros por segundo. O primeiro autor analisou 164 golpes obtidos de 14 sequências realizadas com a mesma equipe de sondagem composta por 1 sondador chefe e três auxiliares, empregando o sistema de SPT dotado de corda e tambor em rotação (sistema cathead), com duas voltas da corda em torno do tambor, o que reduz o esforço operacional em comparação ao martelo operado manualmente. Dos dados obtidos, Oliveira Neto (2013) observou que usando o sistema misto de operação do martelo, ou seja, martelo erguido com auxílio de corda enrolada em tambor girando, a frequência de operação ficou em torno de 10 golpes e a altura de queda média tende a se aproximar bastante dos 75 cm da norma, ficando em torno de 75,6 cm. Como o autor também mediu a velocidade no impacto do martelo com a cabeça de bater da composição de hastes, foi

possível se obter o fator de eficiência da energia cinética, e_1 , que ficou na faixa de 0,7 a 0,9.

Santana (2015) também fez a estimativa da velocidade de impacto do martelo, visando assim a medição da energia cinética gerada no instante em que o martelo golpeia a cabeça de bater da composição de hastes. Na mesma pesquisa, o autor tentou medir a velocidade de impacto do martelo com um radar de martelos do tipo HPA (*Hammer Performance Analyzer*), mas devido a problemas técnicos ocorridos com o equipamento, não foi possível a aquisição dos dados. Da pesquisa realizada por Santana (2015), alguns dados chamam muito atenção. Por exemplo, a altura de queda média obtida por aquele autor, a partir do monitoramento de cinco (05) equipes de sondagem com martelo manual, a média variou entre 83 cm e 87 cm, com média final, neste caso da ordem de 85 cm, ou seja, com uma elevada dispersão indicada por desvio-padrão de até 13 cm.

Por outro lado, na mesma pesquisa (Santana, 2015), cinco (05) outras equipes monitoradas que utilizavam o sistema mecanizado de levantamento e soltura do martelo apresentaram as sequências de golpes com menores dispersões, isto é, com desvios-padrão variando de 0 a 6 cm. Além disso, os equipamentos mecanizados também apresentaram valores de altura de queda mais próximos do preconizado pela NBR 6484 (2020), com exceção de duas das equipes. Ou seja, uma delas, aparentemente, cometeu um erro na marcação da altura de queda na haste guia do martelo, marcando 65 cm em vez de 75 cm, mas manteve a tendência de levantar o martelo numa altura próxima da marcação, com média de 67 cm e desvio padrão de 3 cm (Santana, 2015). Da pesquisa, considerando todos os golpes monitorados do sistema mecanizado, a altura de queda média foi igual a 75 cm, com desvio padrão de 3 cm.

Um dado apresentado por Santana (2015), que corrobora com publicação disponível na literatura estrangeira (Kovacs *et al.*, 1977), diz respeito a duas das equipes de sondagem mecanizada, que estavam sendo operadas por membros da empresa considerados os profissionais mais bem qualificados. Dessas duas equipes, as alturas de queda médias medidas ficaram na faixa entre 75 e

76 cm, respectivamente, ambas com desvio padrão de 1 cm.

No âmbito mundial, as primeiras tentativas de medidas de altura de queda do martelo se deu durante a década de 1970 e início dos anos 80. Vale ressaltar um importante registro histórico feito por Kovacs *et al.* (1977), os quais efetuaram investigações para verificar o efeito da experiência dos sondadores na altura de queda do martelo. Os autores concluíram que tanto o sondador experiente quanto o inexperiente tende a convergir para o mesmo valor médio de altura de queda. Entretanto, um fator que pode afetar conclusão desse tipo é a questão da interferência da equipe de monitoramento no processo, que com sua presença pode inibir a prática comumente adotada pelas equipes.

Dados publicados por Goble & Ruchti (1981), resultantes de monitoramento de sistemas de martelos empregados comumente nos Estados Unidos revelaram valores medidos de altura de queda média da ordem de 81,7 cm.

Pesquisa realizada por Cabral (2023) empregando sistema de SPT mecanizado resultou em medidas de altura de queda média da ordem de 75,4 cm com desvio padrão relativamente baixo (1,07), porém, valores muito convergentes aos obtidos por Santana (2015) usando equipamento semelhante.

Dentro do contexto relacionado aos fatores intervenientes do SPT, este trabalho apresenta resultados de uma pesquisa realizada por Santos (2022), que teve o objetivo principal de medir o valor médio da altura de queda de martelos de SPT operados manualmente por cinco equipes de uma mesma empresa atuante na região metropolitana de Aracaju e em outras cidades do Estado de Sergipe, contribuindo na ampliação do banco de dados nacional. Complementarmente, o trabalho também permitiu avaliar a variabilidade da altura de queda média praticada entre equipes de uma mesma empresa de sondagem no mesmo terreno.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Para o desenvolvimento desta pesquisa (Santos, 2022), foi contatada uma empresa de sondagem instalada na cidade de Aracaju, Estado de Sergipe,

que na ocasião operava com cinco (05) equipes de sondadores, cada uma com três (03) integrantes. O local da sondagem foi escolhido aleatoriamente, e tratava-se de um serviço que a empresa estava executando para o projeto de um empreendimento de edifícios residenciais com mais de dez pavimentos.

2.2 Métodos

Para se realizar o monitoramento dos golpes do martelo e se analisar a altura de queda do martelo operado manualmente durante a execução das sondagens da qual fez parte esta pesquisa, foram realizadas filmagens com o emprego de um aparelho celular, da marca Motorola, dotado de câmera com resolução de 13 megapixels. Foram dois (02) dias de coleta de dados, sendo o primeiro no dia 06/05/2022, no período da manhã, e o segundo, no dia 10/05/2022, no período da tarde. Os dados foram coletados de sondagens realizadas a diferentes profundidades.

O aparelho celular usado na filmagem foi apoiado em um tripé, situado a uma distância suficiente para não sofrer qual interferência do processo de cravação do martelo do SPT, como vibração, por exemplo. Para o tratamento dos dados coletados dos 186 golpes monitorados, usou-se um programa gratuito empregado em análise de vídeos, denominado Tracker, na versão 6.0.8. Para se proceder as análises, foi necessário se ter um objeto no mesmo plano do martelo, para efeitos comparativos, e visando-se a qualidade dos dados analisados. Para isso, a parte superior do tubo de revestimento foi escolhida para servir de referência, de maneira que a distância compreendida entre o seu topo e a solda de encontro ao “cachimbo”, ou seja, por onde sai a água da lavagem do trépano, fosse conhecida com acurácia, conforme mostrado na foto da Figura 1.



Figura 1. Medida de referência para a filmagem.

Para a interpretação das filmagens dos golpes e avaliação da distância percorrida pelo martelo, no programa Tracker foi utilizado um sistema de eixos paralelos no mesmo plano da medida de referência (tubo de revestimento), que foi definido na cor lilás, para facilitar o alinhamento do segundo recurso utilizado, a régua, definida na cor vermelha. O programa permite analisar o vídeo quadro a quadro, usando-se capacidade do celular empregado, 30 quadros por segundo. Dessa forma, analisou-se a viagem do martelo até este alcançar o seu ponto mais elevado, sem interferência nas atividades rotineiras da sondagem. Lançando-se mão de ajustes finos, procedeu-se a identificação do quadro certo, enquanto que com o alinhamento correto da régua era medida a distância na projeção vertical do eixo da haste de cravação entre a cabeça de bater (linha horizontal) e o martelo. Esta parte da interpretação foi facilitada a partir da captura de tela, realizada com auxílio do Software *Paint*. Uma imagem do tipo “PNG” era salva, para se determinar a altura com que o martelo era operado em cada golpe. O passo final foi catalogar os valores das medidas de alturas de queda obtidas em planilha do software Excel, para análise posterior do valor médio da altura de queda, bem como outros dados extraídos do monitoramento. Na foto da Figura 2 é mostrada uma imagem capturada da tela do programa **Tracker** durante as mencionadas análises. Na foto é possível se observar as duas linhas de referência, uma horizontal e uma vertical, ambas ortogonalmente alinhadas, demarcando o movimento do martelo.

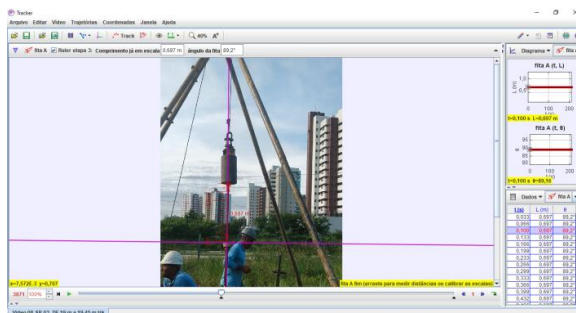


Figura 2. Imagem da tela de interpretação de dados das filmagens com o emprego do programa Tracker.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 1 são mostrados os valores médios de

altura de queda, desvio padrão, e alturas mínima e máxima obtidas das cinco equipes de sondagem monitoradas (A, B, C, D, E), perfazendo um total de 186 golpes.

Tabela 1. Altura de queda mínima, máxima, média, e desvio padrão com base em 186 golpes monitorados em cinco equipes de sondagens diferentes.

| Equipe | $h_{méd}$ (m) | D_P (m) | $h_{mín}$ (m) | $h_{máx}$ (m) |
|--------|------------------|--------------|------------------|------------------|
| A | 0,772 | 0,077 | 0,612 | 0,915 |
| B | 0,808 | 0,015 | 0,781 | 0,835 |
| C | 0,793 | 0,094 | 0,611 | 0,925 |
| D | 0,821 | 0,070 | 0,729 | 0,939 |
| E | 0,802 | 0,032 | 0,749 | 0,875 |
| Média | 0,794 | 0,078 | 0,611 | 0,939 |

Observando-se os dados da Tabela 1, tem-se a percepção da tendência geral para todas as equipes do martelo ser elevado acima da altura especificada pela NBR 6484. Das cinco equipes monitoradas, o menor valor da altura de queda média foi 77 cm (Equipe A), enquanto que a máxima média foi da ordem de 82 cm (equipe D). A média geral das cinco equipes situou-se na casa dos 79,4 cm, valor muito próximo do obtido por Cavalcante (2002), inclusive na comparação referente aos limites das médias mínima e máxima obtidas na pesquisa de Cavalcante (2002) com os dados do presente trabalho (76 cm x 77 cm e 81 cm x 82 cm, respectivamente).

A comparação com dados de Santana (2005) revela que a altura de queda média obtida nesta pesquisa foi 4 cm inferior à altura de queda média obtida por aquele autor, que foi 83 cm. Já quando se comparam os dados da presente pesquisa com os obtidos por Santana (2015), no que se refere apenas ao sistema de martelo manual, observa-se uma diferença ainda maior, ou seja, aproximadamente 6 cm menor (79, 4 cm versus 85 cm).

Em comparação aos dados obtidos na pesquisa desenvolvida por Silva (2015), os valores médios de altura de queda praticamente coincidem, na medida em que, com base nas análises das alturas de queda de 69 golpes, aquele autor obteve uma média geral igual a 79 cm, com desvio-padrão da ordem de 9 cm, valores muito próximos dos da atual pesquisa.

As diferenças observadas nas alturas de queda medidas nos martelos do SPT, cuja pequena amostra consta neste trabalho, só reforçam a necessidade de aumento dos esforços no sentido de ampliar-se o

banco de dados no país, em paralelo ao monitoramento da energia dinâmica transferida ao sistema com instrumentação adequada. De nada adianta se usar um sistema sofisticado para medir a energia do SPT se a altura de queda não for conhecida, uma vez que o valor da eficiência fica comprometido. Portanto, esta é uma necessidade! Ou seja, os autores deste trabalho entendem que é praticamente, senão impossível, nos sistemas manuais do SPT, operar o martelo com altura de queda fixada no valor da norma, em virtude das especificidades e da dinâmica do processo. Neste caso, a medição da eficiência contribui significativamente para equiparar os valores do N do SPT medidos por equipes de sondagens diferentes num mesmo terreno. Essa metodologia foi apresentada há mais de quatro (04) décadas por Schmertmann & Palacios (1979). Em outra vertente, visando uma melhor homogeneidade do processo produtivo da sondagem, especialmente a realizada com sistema de SPT manual, atuar junto às empresas do ramo no sentido de melhor capacitar suas equipes pode trazer melhorias na repetibilidade ou reprodutibilidade dos dados.

4 CONCLUSÕES

Os dados apresentados e analisados neste trabalho permitem extrair as seguintes conclusões.

Numa mesma empresa, equipes de sondagem diferentes realizando serviço num mesmo terreno podem apresentar valores significativamente diferentes de altura de queda do martelo operado manualmente.

A metodologia emprega, empregando-se a câmera de um aparelho de telefone celular para filmar os golpes do martelo do SPT, com posterior tratamento de dados usando-se o software Tracker se mostrou promissora.

Dos 186 golpes monitorados nesta pesquisa, a tendência geral das cinco (05) equipes participantes foi de elevar o martelo acima da altura especificada pela NBR 6484.

O menor valor da altura de queda média foi 77 cm (Equipe A), enquanto que a máxima altura de queda média medida foi da ordem de 82 cm (equipe D).

A média geral das equipes monitoradas situou-se na

casa dos 79,4 cm, valor muito próximo aos obtidos por Silva (2015) e Cavalcante (2002).

A comparação com os dados obtidos por Cavalcante (2002), os limites das médias mínima e máxima obtidas na atual pesquisa convergem para valores muito próximos (76 cm x 77 cm e 81 cm x 82 cm, respectivamente).

As diferenças observadas nas alturas de queda medidas nesta pesquisa, somada ao que já se dispõe no país, só reforçam a necessidade de aumento dos esforços no sentido de ampliar-se o banco de dados nacional, paralelamente à medição da energia dinâmica transferida ao sistema com instrumentação adequada.

Os autores deste trabalho entendem que é praticamente, senão impossível, nos sistemas manuais do SPT, operar o martelo com altura de queda fixada no valor da norma, em virtude das especificidades e da dinâmica do processo.

A medição da eficiência, conhecendo-se a altura de queda efetivamente operada por um sistema de SPT contribui significativamente para equiparar os valores do N medidos por equipes de sondagens diferentes num mesmo terreno.

Objetivando-se melhorar a homogeneidade do processo produtivo da sondagem, especialmente a realizada com SPT manual, empreender esforços para atuar junto às empresas do ramo no sentido de melhor capacitar suas equipes pode trazer melhorias na repetibilidade ou reprodutibilidade dos dados oferecidos aos projetistas da engenharia de fundações.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho são gratos à Empresa Sonda Engenharia e Construções LTDA., pela contribuição ao desenvolvimento desta pesquisa. Agradecimentos à Universidade Federal de Sergipe por prover os meios necessários para a realização dos trabalhos de campo e a infraestrutura disponibilizada aos envolvidos.

REFERÊNCIAS

ABNT (2020). NBR 6484: Solo – *Sondagens de Simples*

Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio – ABNT, 32p.

BELINCANTA, A. (1985). *Energia Dinâmica no SPT - Resultados de uma Investigação Teórico-Experimental*. Dissertação. EPUSP, São Paulo - SP, Brasil.

BELINCANTA, A. (1998). *Avaliação de Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT*. Tese. EESC/USP, São Carlos - SP, Brasil.

BELICANTA, A; CINTRA, J.C.A. (1998). Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para execução do SPT. *Solos e Rochas*, v.21, n.3, pp. 119-133.

CABRAL, F. S. (2023). Determinação da Eficiência de Ensaio SPT com Equipamento Mecanizado. Dissertação. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro – RJ. Brasil. 113p.

CAVALCANTE, E. H. (2002). *Investigação Teórico-Experimental Sobre o SPT*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro-RJ. 430p.

CAVALCANTE, E.H.; DANZIGER, F.A.B. & BEZERRA, R.L. (2003). Recent experience on SPT instrumentation in Brazil. *Proc. 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Cambridge, vol 1, pp. 423-428.

CAVALCANTE, E.H.; DANZIGER, F.A.B. & DANZIGER, B.R. (2004). Estimating the SPT penetration resistance from rod penetration based on instrumentation. *Proc. 2nd Conference on Site Characterization - Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Milpress Netherlands, v. 1, pp. 293-298.

CAVALCANTE, E.H.; DANZIGER, B.R. & DANZIGER, F.A.B. (2008). On the energy reaching the sampler during SPT. *Proc. 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. Lisboa – Portugal., Vol. 1, pp. 737-742.

CAVALCANTE, E. H., DANZIGER, F. A. B. e DANZIGER, B. R. (2011). Measurement of Drop Height and Impact Velocity in the Brazilian SPT System. *Soils & Rocks*, Vol. 34, N^o. 3. Pp. 207-218. São Paulo-SP.

CLAYTON, C.R.I. (1990) SPT energy transmission: Theory, measurement and significance. *Ground Engineering*, v. 23:10, p. 35-43.

DANZIGER, F.A.B.; DANZIGER, B.R. & CAVALCANTE, E.H. (2006). Discussion of Review of Standard penetration test short rod corrections, by Chris R. Daniel, John A. Howie, R. Scott Jackson, and Brian Walker. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 132:12,

- pp. 1634-1637.
- DANZIGER, F.A.B., DANZIGER, B.R. e CAVALCANTE, E.H., (2008). Reflexões sobre a Energia no SPT e o Significado do Valor de N em Circunstâncias Particulares”. In: *XIV COBRAMSEG*, pp. 2214-2224. Búzios – RJ, Brasil.
- DE MELLO, V.F.B. (1971). Standard Penetration Test. In: *Proceedings of the IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1, pp. 1-86, Porto Rico.
- DÉCOURT, L.; MUROMACHI, T.; NIXON, I.K.; SCHMERTMANN, J.H.; THORBURN, S. & ZOLKOV, E. (1988). Standard Penetration Test (SPT): International reference test procedure. *Proc. of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing - SPT Working Party*, ISOPT 1, Orlando - USA, vol. 1, pp. 3-26.
- DÉCOURT, L. (1989). The Standard Penetration Test – State of Art Report: In: *XII ICSMFE*, vol. 4, Rio de Janeiro- RJ, Brasil.
- FLETCHER, G.F.A. (1965). Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division – ASCE – vol. 91, n. SM4*, pp. 67-75.
- GOBLE, G. G. & RUCHTI, P. (1981). *Measurements of Impact Velocity on Penetration Testing Systems*. Report, Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering. University of Colorado, Boulder, CO - USA.
- IRELAND, H.O., MORETTO, O. & VARGAS, M. (1970). The Dynamic Penetration Test: A Standard that is not Standardized. *Géotechnique*, vol. 20, n. 2, pp. 185-92.
- KOVACS, W.D. (1979). “Velocity Measurement of Free-Fall SPT Hammer”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division – ASCE – vol.105, n. GT1*, pp. 1-10.
- KOVACS, W.D. (1980). “What Constitutes a Turn?”, *Geotechnical Testing Journal*, vol. 3, n. 3, pp. 127-130.
- KOVACS, W.D., EVANS, J.C. & GRIFFITH, A.W. (1975). A Comparative Investigation of the Mobile Drilling Company’s Safe-T-Driver with the Standard Cathead with Manila Rope for the Performance of the Standard Penetration Test. *Report of the Geotechnical Engineering*. Purdue University, W. Lafayette, August, 127p.
- KOVACS, W.D., EVANS, J.C. & GRIFFITH, A.H. (1977). *Towards a More Standardized SPT*. In: *Proceedings of the IX ICSMFE*, vol.2, pp. 269-276, Tokyo-Japan.
- MOHR, H.A. (1966), Discussion on “Standard Penetration Test: Its Use and Abuse”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division – ASCE – vol. 92, n. SM1*, pp. 196-199.
- ODEBRECHT, E. (2003). *Medidas de Energia no Ensaio do SPT*. Tese. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, Brasil. 230 pp.
- OLIVEIRA NETO, M.D. (2013). Análise da Altura de Queda e Perdas de Energia Durante a Queda do Martelo no Ensaio SPT. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil. Escola Politécnica da UFRJ. Rio de Janeiro – RJ. 69p.
- PALACIOS, A. (1977). *Theory and Measurements of Energy Transfer During Standard Penetration Test Sampling*, Ph.D. Thesis, University of Florida, Gainesville, USA.
- SANTANA, C. M. (2005). *Avaliação da Qualidade das Sondagens com SPT. Relatório de Pesquisa de Iniciação Científica – PIBIC*. Departamento de Engenharia Civil/UFS. Aracaju-SE. Brasil.
- SANTANA, C. M. (2015). *SPT Instrumentado em Câmara de Calibração*. Tese. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro-RJ. Brasil. 260p.
- SANTOS, W. S. (2022). Avaliação da Altura de Queda do SPT Manual. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação. Universidade Federal de Sergipe. Aracaju-SE, Brasil.
- SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. (2014). *Ensaio de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. Editora Oficina de Textos. São Paulo-SP.
- SCHMERTMAN, J.H., (1978). Use the SPT to Measure Dynamic Soil Properties? - Yes, But!. *Dynamic Geotechnical Testing – ASTM – STP 654*, pp. 341-355.
- SCHMERTMAN, J.H. & PALACIOS, A. (1979). Energy Dynamics of SPT, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE - vol.105, n. GT8*, pp. 909-926.
- SEROTA, S. & LOWTHER, G. (1973), “SPT Practice Meets Critical Review”, *Ground Engineering*, vol. 6, n. 1, pp. 20-22.
- SILVA, E. S. (2015). *Medição de Altura de Queda e Velocidade de Impacto do Martelo no SPT*. Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro- RJ. Brasil. 74p.
- TEIXEIRA, A. H. (1977). Sondagens: Metodologia, Erros mais Comuns, Normas de Execução. In: *Anais do I Simpósio de Prospecção do Subsolo*. ABMS –

Núcleo Nordeste, pp. 41-61, Recife-PE, Brasil.

Análise Numérica do Ensaio de Prova de Carga no Cone CPT com Uso do Modelo Axissimétrico e Elementos de Interface

Jennifer Isabella Rodrigues Teixeira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia- GO, Brasil, jenniferisabella@discente.ufg.br

Gustavo Batista de Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia- GO, Brasil, gustavo.batista@discente.ufg.br

Carlos Alberto Lauro Vargas

Universidade Federal de Goiás, Goiânia- GO, Brasil, carloslauro@ufg.br

RESUMO: O Ensaio de Penetração do Cone (CPT) consiste na cravação de um cone metálico no solo, visando obter parâmetros como resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s). Este ensaio é conduzido *in situ*, sendo complementado pelo Ensaio de Prova de Carga no Cone (CLT) em determinadas profundidades de interesse para o projeto. No CLT, a cravação é interrompida a uma velocidade constante, e cargas estáticas são aplicadas sequencialmente. Somente quando os deslocamentos verticais se estabilizam é que a próxima carga estática é aplicada. Esse processo pode ser reproduzido numericamente por meio de softwares especializados. O objetivo desta pesquisa é dar continuidade aos estudos anteriores realizados por Honorato (2021) e Alves (2022), realizando a retroanálise numérica do CLT conduzido por Salles (2013). Esta análise leva em conta as interfaces SOLO-CONE, SOLO-EIXO DE SIMETRIA, e SOLO-SOLO, utilizando o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb implementado no Método das Diferenças Finitas Explícito, FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) (ITASCA, 2011). Adicionalmente, foi empregado um modelo axissimétrico e aplicada uma pressão constante no topo do cone para representar o estágio correspondente de carregamento, aguardando-se a estabilização para obter o deslocamento estático de equilíbrio da pressão aplicada. O modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb foi utilizado para o solo, possibilitando a determinação da relação entre os parâmetros de deformabilidade e resistência da interface e do solo. Isso permitiu a construção da curva de relação entre tensão e deslocamento.

PALAVRAS-CHAVE: CLT, Retroanálise numérica, Elementos de Interface, Método das Diferenças Finitas, Prova de Carga.

ABSTRACT: The Cone Penetration Test (CPT) consists of driving a metallic cone into the ground, aiming to obtain parameters such as tip resistance (q_c) and lateral friction (f_s). This test is conducted *in situ*, being complemented by the Cone Load Test (CLT) at certain depths of interest for the project. In CLT, driving is stopped at a constant speed, and static loads are applied sequentially. Only when the vertical displacements stabilize is the next static load applied. This process can be reproduced numerically using specialized software. The objective of this research is to continue the previous studies carried out by Honorato (2021) and Alves (2022), carrying out the numerical retroanalysis of the CLT conducted by Salles (2013). This analysis takes into account the SOLO-CONE, SOIL-SYMMETRY AXIS, and SOIL-SOIL interfaces, using the Mohr-Coulomb elasto-plastic model implemented in the Explicit Finite Difference Method, FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) (ITASCA, 2011). Additionally, an axisymmetric model was used and a constant pressure was applied to the top of the cone to represent the corresponding loading stage, waiting for stabilization to obtain the equilibrium static displacement of the applied pressure. The Mohr-Coulomb elasto-plastic model was used for the soil, enabling the determination of the relationship between the deformability and resistance parameters of the interface and the soil. This allowed the construction of the relationship curve between stress and displacement.

KEY WORDS: CLT, Numerical backanalysis, Interface Elements, Finite Difference Method, Load Testing.

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho é a continuação dos trabalhos de iniciação científica de Honorato, (2021) e Alves, (2022). Ambos trabalhos investigaram a retroanálise numérica de ensaio do teste de penetração de cone (CPT) com aplicação de velocidade constante, a aplicação de elementos de interface para solo

homogêneo e com dois métodos numéricos diferentes para a simulação numérica do processo de cravação do CPT, como visto na figura 1 (HONORATO *et al.* e 2021 ALVES 2022). Na retroanálise numérica de ensaios CLT, que consiste na parada da cravação do cone em uma profundidade de interesse e a aplicação de carga estática até a estabilização dos deslocamentos verticais, foi utilizado o modelo

axissimétrico, aplicando uma pressão constante no topo da haste do cone com o uso de elementos de interface SOLO-SOLO e SOLO-CPT já implementado no método das diferenças finitas explícito FLAC, *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, (ITASCA, 2011). O programa FLAC-*Fast Lagrangian Analysis of Continua* (ITASCA, 2011) é um software de simulação numérica bidimensional, que emprega o método das diferenças finitas. O método das diferenças finitas é capaz de resolver problemas utilizando equações diferenciais ordinárias ou parciais, transformando-os em equações algébricas (ITASCA, 2015). Os elementos de interface utilizados no FLAC servem para modelar as interações entre diferentes tipos de materiais, como na análise da interação CONE-SOLO, e até mesmo o contato de diferentes regiões de um mesmo material, como SOLO-SOLO, permitindo assim a modelagem de diversos comportamentos como deslizamentos, atrito, aderência, por meio de uma série de nós onde são aplicadas determinadas condições de contornos (MARK, 1989). Essas interfaces possuem diversas propriedades, incluindo resistência à tração, rigidez cisalhante normal, atrito e coesão. Portanto, o objetivo deste trabalho é retroanalisar o ensaio CLT, já realizado em campo, para determinar parâmetros geotécnicos do perfil de solo estudado, levando em conta elementos de interface SOLO-SOLO e SOLO-CPT para solos heterogêneos.

O ensaio CLT compreende o carregamento estático no solo de uma ponteira cônica, com 60° de ápice, aplicando estágios de carregamento estático e medindo o deslocamento vertical da ponta do cone para cada carga aplicada e desta forma determina-se curva carga recalque do CPT como resultado do ensaio de prova de carga ou ensaio CLT (Cone Load Test). Vale ressaltar que o cone é posicionado previamente na profundidade desejada por cravação a velocidade constante. Nesse contexto, é crucial ter um entendimento dos parâmetros do solo, incluindo densidade (ρ) e os dois módulos de deformabilidade (K, G), bem como considerar as condições de tensões aplicadas ao solo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A simulação numérica do ensaio CLT requer a aplicação de métodos numéricos, fundamentados na resolução de equações diferenciais que descrevem as características mecânicas dos solos. Estes métodos, comumente, empregam técnicas de simulação e modelagem numérica para analisar o comportamento dos solos. Conforme destacado por Das (2019), exemplos de tais métodos incluem a "Análise dos Elementos Finitos" (Finite Element Analysis) e a

"Análise de Diferenças Finitas" (Finite Difference Analysis). O processo envolve a subdivisão do domínio do problema em uma malha, composta por nós e elementos. À medida que as condições de contorno e constitutivas são estabelecidas, as equações de equilíbrio e deformação dos nós/elementos são resolvidas. Por conseguinte, as tensões e deslocamentos correspondentes são determinados. A combinação destas metodologias pode resultar em melhorias significativas nos resultados obtidos. Os parâmetros do solo são característicos da região de Bauru, onde Salles (2013) conduziu o estudo in situ, abrangendo o Grupo de Arenitos Bauru, provenientes da Formação Marília. Este solo apresenta coloração avermelhada e características lateríticas, típicas de climas tropicais e úmidos. Na condução do ensaio CLT, optou-se por aprimorar a resolução da malha, utilizando um modelo de malha axissimétrica e considerando as interfaces SOLO-CONE, SOLO-SOLO e SOLO-EIXO DE SIMETRIA. Essas interfaces apresentam uma variedade de características, incluindo resistência à tração, rigidez normal ao cisalhamento, coeficiente de atrito e coesão. A Figura 1 abaixo ilustra o esquema da interface, onde S representa a resistência ao cisalhamento da interface, T é a resistência à tração, K_n é a rigidez normal, K_s é a rigidez cisalhante, L_N é o comprimento associado ao nó N e L_M é o comprimento associado ao nó M.

Figura 1 - Interface representada pelos lados a e b, ligada pelas rigidezes cisalhante, k_s e normal, k_n e pela resistência cisalhante S com coesão e atrito (modificado - ITASCA, 2011)

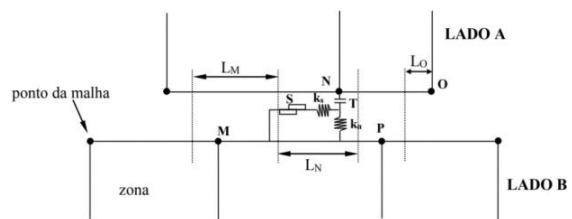
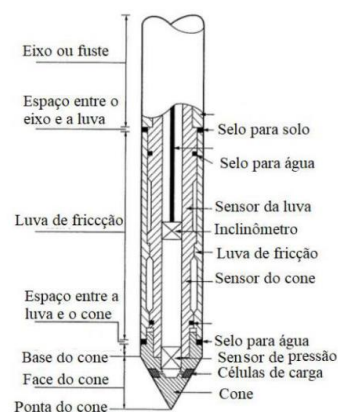


Figura 2 - Cone do ensaio CPT. Fonte: (LUNNE et al., 1997 apud HONORATO; VARGAS, 2021).



Neste estudo, foi utilizado modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb para o solo e as interfaces. Desse modo, foi possível estabelecer uma relação entre os parâmetros de deformabilidade e resistência entre a interface e o solo. Para esse fim, uma malha para o solo foi construída, composta por 75 elementos na horizontal e 400 elementos na vertical. Essa malha foi subdividida em três faixas verticais distintas. A primeira faixa, denominada faixa de simetria, representa o eixo simétrico da penetração e foi dimensionada para ter dimensões de 1 mm x 4,0 m. A segunda faixa seguiu as proporções do cone de penetração utilizado em campo por Salles (2013), foi configurada para representar um bloco de solo com dimensões de 2x4 m. Destaca-se a relevância do valor máximo de deformação ($K_{máx}$) nesse processo, uma vez que ele influencia os parâmetros K e G do solo, além de afetar o tamanho da malha. Nesse sentido, os valores adotados foram $K = 2 \times 10^7$ e $G = 1 \times 10^7$.

Além disso, após realizar os devidos testes no FLAC, chegou-se aos parâmetros K_n e K_s do solo, sendo 5×10^7 e 1×10^{10} , respectivamente. Por conseguinte, os parâmetros C e Φ foram 5 KPa e 20, respectivamente. O procedimento experimental envolveu o posicionamento do cone a uma profundidade de 2 metros, conforme ilustrado na Figura 3. Em seguida, foi aplicada uma carga estática constante no cone, seguida pela meticolosa medição do deslocamento vertical do cone (CPT) até que o estado de equilíbrio fosse alcançado por meio da estabilização (figura 4) que é monitorada através da análise dos deslocamentos e tensões no solo, até que eles atinjam valores constantes ou praticamente constantes. Desse modo, reconhece-se que o sistema alcançou um estado de equilíbrio essencial para obter dados representativos.

Figura 3 – Cone posicionado na malha.

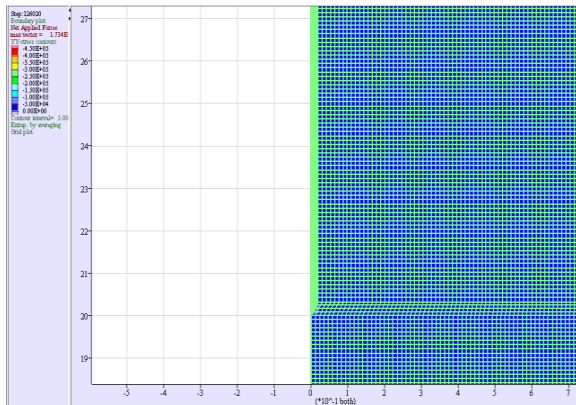
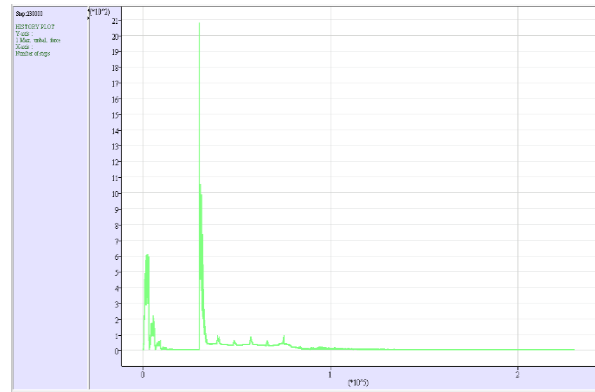
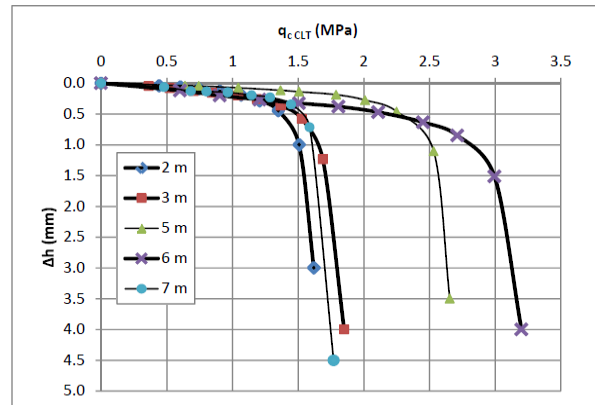


Figura 4 – Estabilização da prova de carga



A partir dessa abordagem, empregando diversas cargas, com seu respectivo deslocamento vertical de equilíbrio, tornou-se possível a construção da curva de tensão e deslocamento. A simulação numérica do ensaio de prova de carga descrito no estudo de Salles (2013) para várias profundidades está representada na Figura 5.

Figura 5 – Gráfico de curvas de tensão-deslocamento para o ensaio CPT3 (SALLES, 2013).



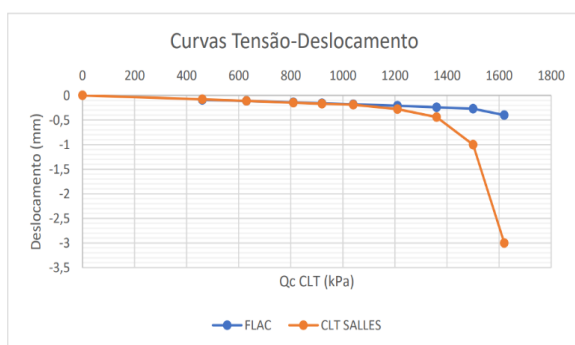
3 RESULTADO E DISCUSSÃO

Na análise de prova de carga, é possível estabelecer a concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Inicialmente, tanto os resultados obtidos por Salles (2013) quanto os resultados numéricos com o FLAC exibem similaridades. No entanto, ocorre uma divergência nos resultados na fase de ruptura do solo (tabela 1 e figura 6), onde o estudo experimental demonstra uma antecipação desse fenômeno. Portanto, os valores encontrados para coesão (C) e ângulo de atrito (ϕ) indicam que, apesar de seguir a tendência observada no estudo experimental, é necessário reduzir esses parâmetros a fim de ajustar o momento de ruptura entre os dois tipos de análises.

Tabela 1. Comparação entre o deslocamento numérico e experimental.

| Tensão (KPa) | Deslocamento FLAC (mm) | Deslocamento Salles (mm) |
|--------------|------------------------|--------------------------|
| 0 | 0 | 0 |
| 460 | -0,09 | -0,08 |
| 630 | -0,11 | -0,11 |
| 810 | -0,14 | -0,15 |
| 920 | -0,16 | -0,17 |
| 1040 | -0,18 | -0,19 |
| 1210 | -0,21 | -0,28 |
| 1360 | -0,24 | -0,44 |
| 1500 | -0,27 | -1 |
| 1620 | -0,4 | -3 |

Figura 6 – Gráfico comparativo de Tensão-Deslocamento numérico e experimental.



4 CONCLUSÃO

Portanto, como conclusão, foi possível simular numericamente os deslocamentos resultantes das cargas aplicadas ao cone durante a simulação do ensaio de prova de carga. No entanto, é crucial enfatizar que os valores absolutos obtidos ainda não podem ser considerados definitivos. Para atingir tal precisão, torna-se indispensável a realização de ajustes na relação de escala dos elementos da malha, coerentes com novos parâmetros de caracterização do solo. Como sugestão, estes estudos serão continuados em pesquisas futuras com o objetivo de aprimorar e aprofundar os resultados obtidos até o momento.

REFERÊNCIAS

- AHMADI, M.M.; DARIANI, A.A. G. *Cone Penetration test in sand: A numerical- analytical approach. Computers and Geotechnics*. V. 90, 2017, p. 176-189.
- AHMADI, M.M.; KESHMIRI, E. *Interpretation of CPT in unsaturated sands under drained conditions: A numerical study. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. v. 45, p. 2732-2755. DOI: 10.1002/nag.3284
- BAROTH, J.; MALECOT, Y. *Probabilistic analysis of the inverse analysis of an excavation problem. Computers and Geotechnics*, v. 37, n. 3, p. 391-398, 2010.
- BOARD, M. *FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) Version 2.20*. Itasca Consulting Group, Inc.1989.
- HONORATO G. C. VARGAS C. A. L., *Retroanálise Numérica de Ensaio de Penetração de Cone (CPT) com aplicação de velocidade constante*, CONPEEX 2021, UFG, 2021.
- HUNT, R.E. *Geotechnical investigation methods: a field guide for geotechnical engineers*. 2 Ed. CRC Press LLC,2005.
- DAS, Braja M.; SIVAKUGAN, Nagaratnam. *Principles of foundation engineering*. 9. ed. Boston, MA: Thomas Telford, 2019. ISBN 1-800-354-9706..
- DAS, Braja M.. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2005. ISBN 85-221-0548-0.
- ITASCA CONSULTING GROUP, INC. (1995). *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua. User' s Manual*. Minneapolis, Minnesota, U.S.A.
- ITASCA. “*FLAC 8 Basics: User’s Guide, Online Manual FLAC version 8*”. Itasca Consulting Group Inc., 1995.
- ITASCA. “*Fast Lagrangian Analysis of Continua FLAC: User’s Guide, Online Manual FLAC version 7*”. Itasca Consulting Group Inc., 2011.
- ORAZALIN, A. Y. WHITTLE, A. J. *Realistic numerical simulations of cone penetration with advanced, Proc. of the 4th Int. Sym. On Cone Penetration Testing 2018* – Hicks, Pisanò & Peuchen (Eds), p. 483 489, 2018
- PEIXOTO, A.S.P. *Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações*. 510 p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola). Faculdade de Engenharia Agrícola - FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Campinas, Brasil, 2001.
- PINTO, Carlos De Sousa. *Curso básico de mecânica dos solos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. ISBN 978-85-86238-51-2.
- PINTO,J.C.C.S.LAGE, P.L.C.O *Método das Diferenças Finitas*. Capítulo 3. Programa de Engenharia Química, COPPE/UFRJ. 2005.
- POTTS, David M.; ZDRAVKOVIC, Lidija . *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory*. London: Thomas Telford, 1999. ISBN 0-7277-2753-2.
- ROBERTSON, P., *Soil classsication using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical. Journal 27, 151 (1990).
- SALLES, J.C. “*Determinação de módulos de deformabilidade através de provas de carga no cone elétrico*”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2013.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2°. ed.

- São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- SOUZA, C. E. *Análise inversa do ensaio pressiométrico utilizando o modelo hiperbólico*. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, p. xxiii, 177f (2016).
- TRAN, Q.A. et al. *Numerical verification of the continuous calculation method for tip stress during the driving process of the dynamic penetration test*. *Soils and Foundations*, v. 59, p. 2348-2355. 2019.
- ZENTAR, R.; HICHER, P; MOULIN, G. *Identification of soil parameters by inverse analysis*. *Computers and Geotechnics*, v. 28, n. 2, p. 129-144, 2001.

O Expander Body nas Pontas das Estacas Tipo Hélice e Raízes

Rafael Cortopassi Sales Dias

EMBRE Engenharia, Brasília, Brasil, projeto@embre.com.br

Carlos Medeiros Silva

EMBRE Engenharia, Brasília, Brasil, carlos@embre.com.br

Gabriela Duboc Bahia

Professora, Uniceub, Brasília, Brasil, gabriela.bahia@ceub.edu.br

Mario A. Terceros H.,

INCOTEC S.A., Universidade Privada de Santa Cruz, Santa Cruz, Bolívia, math@incotec.cc

RESUMO: Atualmente utilizada no Brasil a tecnologia Expander Body consiste na instalação de um corpo expansivo na ponta estaca. A tecnologia Expander Body confere ganhos à capacidade de carga das estacas e reduz as incertezas relativas ao processo executivo e a capacidade de carga da ponta das estacas. O Expander Body é um cilindro de chapa de aço dobrada e quando inflado por meio da injeção de nata cimento cria um bulbo de até 1200mm na ponta estaca. O solo circunvizinho ao bulbo é adensado ou consolidado durante a expansão do corpo expansivo que impõe ao solo uma trajetória de tensão que pode atingir 10000 kPa, dependendo da resistência do solo circunvizinho. O volume de nata de cimento necessária para a expansão e a pressão correspondente são registrados e geram uma curva semelhante a obtida no ensaio pressiométrico de Ménard, fato que possibilita a rastreabilidade e a análise da estaca, em termos de desempenho e de capacidade de carga. São apresentados no artigo os ganhos nas capacidades de carga das estacas e a sua utilização em diferentes formações geológicas e tipos de obras.

PALAVRAS-CHAVE: Expander Body, desempenho, estacas, Capacidade de Carga.

ABSTRACT: Currently used in Brazil, the Expander Body technology consists of the installation of an expansive body at the end of the pile. The Expander Body technology provides gains in the load capacity of the piles and reduces the uncertainties related to the executive process and the load capacity of the pile. The Body Expander is a cylinder of bent steel plate and when inflated by injection of cement grout creates a bulb of up to 1200mm at the end of the pile. The soil surrounding the bulb is densification or consolidated during the expansion of the expansive body which imposes on the soil a stress trajectory that can reach 10000 kPa, depending on the resistance of the surrounding soil. The volume of cement grout required for expansion and the corresponding pressure are recorded and generate a curve similar to that obtained in the Ménard pressiometric test, a fact that enables the traceability and analysis of the pile, in terms of performance and load capacity. The article presents the gains in the load capacities of the piles and their use in different geological formations and types of works.

KEYWORDS: Expander Body, performance, piles, Load Capacity.

1 INTRODUÇÃO

O Expander Body é um cilindro produzido a partir de chapas de aço sanfonadas. Pode ser instalado na ponta da base da estaca ou como ancoragem no solo, Berggren et al. (1988) e Massarsch, (1994). A tecnologia desenvolvida na Suécia na década de 1980 possibilitou a sua instalação em dezenas de milhares de estacas na Europa, Ásia e nas Américas. No Brasil foram instalados aproximadamente 4000 Expanders Body, destacando-se os instalados em obras do Distrito Federal, São Paulo, Rio de Janeiro e Pernambuco. O processo de expansão assemelha-se a um ensaio pressiométrico, fornecendo informações sobre as características de tensão-deformação nas proximidades da ponta da estaca, Fellenius et al. 2018. Um aspecto importante do sistema é a expansão do Expander Body que consolida ou adensa o solo lateralmente, melhorando a resposta por ponta na base da estaca, Massarsch e Wetterling, 1993. Em solos granulares, o processo de expansão compacta o solo e aumenta as tensões horizontais, em solos finos e sedimentares como argilas a expansão resulta em um aumento das tensões totais e de poro pressão quando saturados. Quando o excesso de poro pressão se dissipa, a reconsolidação eleva as tensões efetivas e, portanto, aumenta a resistência ao cisalhamento, consequentemente, a sua rigidez. Em rochas brandas e argilas muito rijas, a elevada pressão no contato do bulbo do expander com o maciço produz incremento do atrito na interface entre o solo e o EB, mesmo que as deformações sejam pequenas.

O Expander Body é instalado na base da estaca, simplesmente colocando-o no fundo da perfuração no caso de estacas escavadas. O Expander Body também pode ser instalado por cravação ou vibração. Subsequentemente à instalação o EB é expandido por injeção de calda de cimento, criando um bulbo hermético de alta resistência. A Figura 1 mostra a expansão gradual do EB.

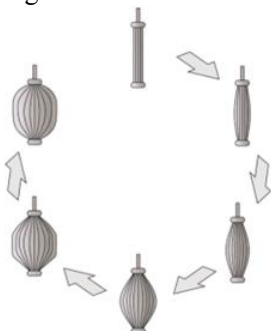


Figura 1: processo de expansão do Expander Body, Monteiro(2023).

Segundo Terceros (2014), o Expander Body que foi inicialmente concebido para solos arenosos tem sido usado em diferentes tipos de solos com excelente resultados. Ao longo dos últimos o Expander Body, recebeu inovações e novos recursos, entre eles, a industrialização do processo fabricação e um novo dispositivo de pós-injeção da ponta, que permitiu a injeção de fundo e o melhoramento do solo abaixo do Expander Body. O sistema aprimorado foi instalado no Brasil em diversos horizontes, argilas rijas, areias compactas e rochas brandas. A Tabela 1 apresenta as diferentes geometrias dos Expander Body, verifica-se também os diferentes diâmetros dos Expander Body, antes e depois da expansão.

O Expander Body é semelhante ao bulbo de concreto das estacas tipo Franki e confere a estaca benefícios em termos de capacidade de carga e deformabilidade, Silva et al. (2022). Soma-se a estes ganhos a possibilidade do controle e monitoramento da injeção. Segundo Monteiro (2023), por meio da medida dos volumes de argamassa e da pressão aplicada em cada EB para a sua expansão é possível estimar as condições do solo e a capacidade de carga do Expander Body.

Tabela 1. Dimensões dos Expander Body no Brasil

| Tipo | Altura antes (m) | Altura após (m) | \varnothing (m) | Al antes (m ²) | Al após (m ²) | Vol (m ³) |
|--------|------------------|-----------------|-------------------|----------------------------|---------------------------|-----------------------|
| EB 612 | 1,2 | 1,00 | 0,6 | 0,28 | 1,83 | 0,27 |
| EB 812 | 1,2 | 1,00 | 0,8 | 0,50 | 3,17 | 0,38 |

Onde, Altura – Altura do Expander Body, Al – Área Lateral do Expander Body e \varnothing – Diâmetro final do Expander Body, Vol – Volume máximo do Expander Body.

Como consequência da expansão, o diâmetro aumenta e o comprimento do Expander Body reduz, Figura 2. Este encurtamento pode gerar uma zona não comprimida abaixo da base do Expander Body, se esta região não for preenchida e compactada pelo solo circunvizinho em processo de densificação e deslocamento durante a injeção a primeira injeção do Expander Body. Para garantir a total eficiência do sistema é realizada uma segunda injeção na ponta da estaca entre o Expander Body e o maciço de solo, com pressões e volumes injetados de nata de cimento controlados. Esta segunda injeção preenche espaços vazios, caso existam, melhora, compacta ou adensa o solo abaixo do expander Body. Soma-se a esse procedimento o benefício da trajetória de tensão na base da estaca, consequente-

mente aumentando a sua capacidade de carga e a sua rigidez, ou seja, diminuindo recalques na estaca.

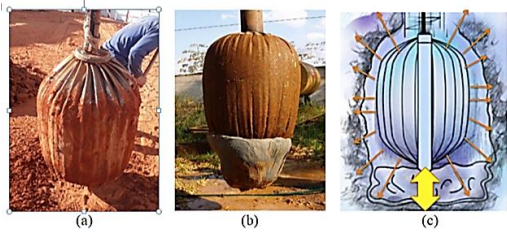


Figura 2: (a) Expander Body exumado no Brasil; (b) Expander Body exumado na Bolívia; (c) Primeira e segunda injeção no Expander Body. Silva et al. (2022).

O processo de expansão pode ser dividido em três fases: fase inicial (recompressão do solo perturbado), fase elástica (compressão do solo) e fase estabilizadora (solo em estado plástico - semelhante à pressão limite no PMT).

2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

Os resultados de ensaios de provas de carga estáticas foram obtidos no Distrito Federal e no Rio de Janeiro e apresentados em Silva et al. (2022). As estacas foram ensaiadas por meio de prova de carga estáticas. Sendo três estacas executada no Centro Urbano da Samambaia, cidade satélite de Brasília/DF, e uma quarta executada na Barra da Tijuca no Rio de Janeiro/RJ, as sondagens tipo SPT que caracterizam o perfil de solo são apresentadas na Figura 3a e 3b, respectivamente.

Na Samambaia o horizonte onde foi instalado o expander Body está situada integralmente sob rochas e sedimentos do Grupo Paranoá. Superficialmente encontra-se o latossolo altamente intemperizados e laterizado. Este tipo de solo pode apresentar espessuras centimétricas a decamétricas, sendo considerados como solos granulares, friáveis e permeáveis. Sob essa camada encontra-se um metarritmito que é caracterizado por conter alternâncias de camadas arenosas finas e siltosas. A interface solo-rocha é composta por material arenoso constituído predominantemente por areia fina a média e silte. Na Barra da Tijuca onde o Expander Body foi instalado é uma região de restinga localizado próximo a Lagoa de Marapendi, o horizonte de solo é composto por sedimentos arenosos preponderantemente de grãos de quartzo.

No Distrito Federal o Expander Body foi instalado na extremidade de estacas tipo hélice contínua, em

areia siltosa compacta, $SPT > 25$ golpes, na profundidade de 12,0m. Como elemento estrutural de transferência de carga entre a estaca tipo hélice contínua e o Expander Body foi utilizado uma barra Dywidag, sistema SFD (sistema de fundações Dywidag), Figura 4a.

No Rio de Janeiro o Expander Body foi instalado em estacas raízes em areia muito compacta, $SPT > 40$ golpes, na profundidade de 6,0m. As armações das estacas foram substituídas por barras Dywidag que também funcionaram como elemento estrutural de transferência de carga entre a estaca raiz e o Expander Body, sistema SFD, Figura 4b e 4c.

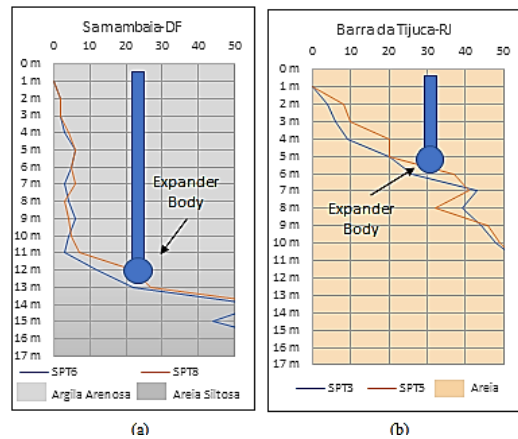


Figura 3: (a) Ensaio SPT – Samambaia-DF; (b) Ensaio SPT – Barra da Tijuca-DF. Silva et al. (2022).

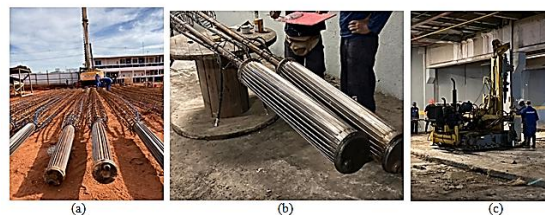


Figura 4: (a) Expander Body instalado em estacas tipo hélice contínua - Samambaia/DF; (b) Sistema SFD - Barra da Tijuca/RJ; (c) Expander Body instalado em estaca tipo raiz - Barra da Tijuca/RJ. Silva et al. (2022).

3 INSTALAÇÃO E INJEÇÃO

O processo de injeção da nata de cimento foi realizado com a utilização de bombas com capacidade de injeção com pressão de até 100 bar, na Figura 5a é apresentada uma das bombas de injeção utilizadas com capacidade de injeção com até 60 bar. A bomba recebia a argamassa de um misturador onde foi controlado o volume injetado.

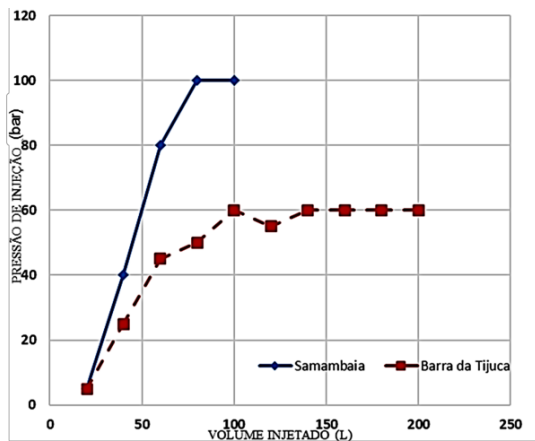
Na Figura 5b são apresentados os resultados da primeira injeção nos Expander Body, a primeira injeção é a responsável por inflar o Expander. Na obra Samambaia/DF foi utilizado o Expander Body

EB612, Tabela 1, em estacas tipo hélice contínua, 0,5m de diâmetro, assente a 12,0m de profundidade. Na primeira injeção no Expander Body instalado em Samambaia foi utilizado 100 litros de nata cimento, fator água/cimento de 0,5, atingindo a pressão de 100bar, capacidade limite do sistema de injeção. Na obra da barra da Tijuca/RJ foi utilizado o Expander Body EB812, Tabela 1, em estacas raízes, 0,4m de diâmetro, assentes a 6,0m de profundidade. Na primeira injeção no Expander Body instalado na Barra da tijuca/RJ foi injetado 200 litros de nata cimento, fator água/cimento de 0,5, atingindo a pressão de 60bar.

Na segunda injeção foram injetados 20 litros de cimento nos dois casos com pressões máximas semelhantes as atingidas na primeira injeção.



(a)



(b)

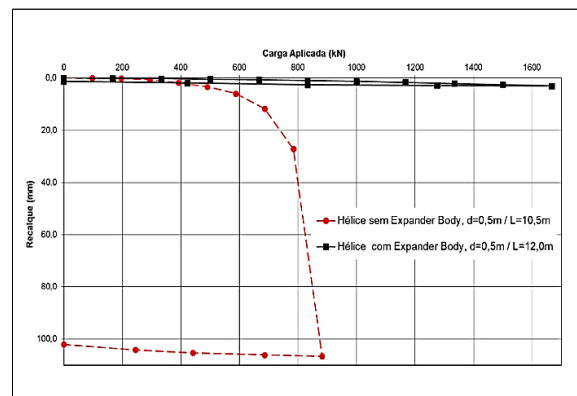
Figura 5: (a) bomba similar a utilizada para injeção; (b) curvas de injeção bomba sistema de injeção utilizado na Barra da Tijuca/RJ. Silva et al. (2022).

4 PROVAS DE CARGAS E ANÁLISES

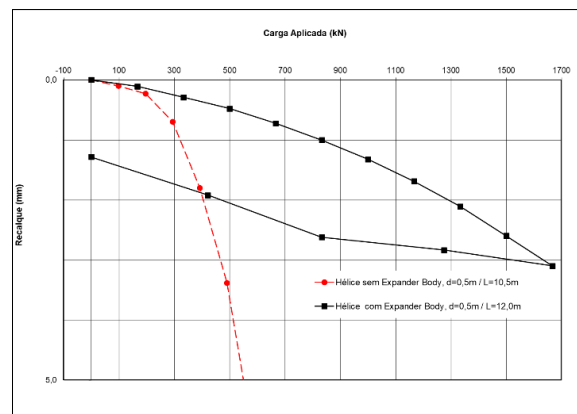
Na Samambaia/DF foram ensaiadas duas estacas tipo hélice, diâmetro de 50cm, Figura 6. Com o objetivo de verificar o ganho de capacidade de carga e de rigidez oferecido à estaca pelo Expander Body foi executada uma estaca tipo hélice contínua sem

Expander Body, profundidade de 10,50m e um outra estaca tipo hélice contínua foi executada com Expander Body, profundidade de 12,0m, utilizou-se o EB612. As provas de carga foram estáticas a compressão e utilizou um sistema de reação em forma de H, com vigas secundarias vazadas de 3,2 m e uma viga principal de 6 m de comprimento. Para as reações foram executadas 4 estacas tipo hélice de 60 cm de diâmetro e 12 m de comprimento.

Analisando os comportamentos obtidos por meio das provas de carga realizados nas Estacas Tipo Hélice Contínua na Samambaia, Distrito Federal, Figura 6, uma com Expander Body e outra sem Expander Body, pode-se observar o ganho de desempenho da estaca Tipo Hélice com Expander Body quando comparada com a estaca sem Expander Body, em termo de capacidade de carga e rigidez.



(a)



(b)

Figura 6: Curva carga aplicada versus recalque - Comparação entre as provas de cargas executadas em estacas Tipo Hélice Contínua com Expander Body e sem Expander Body, Silva et al. (2022)

Na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro, ensaiou-se duas estacas tipo raiz, diâmetro de 0,3m e profundidade de 6,0m, Figura 7. As duas estacas possuíam Expander Body instalado, uma com EB 612 e outra com EB 812. Para as reações foram executadas

duas estacas tipo raiz com 0,30m de diâmetro e 10,0 m de comprimento. Observa-se nas curvas apresentadas na Figura 7 o ganho de desempenho da estaca Raiz com Expander Body, em termos de capacidade de carga e rigidez, as estacas ensaiadas apresentaram deformações irrisórias durante o ensaio, entre 2,0 e 4,0 mm para as estacas com EB 612 e EB 812, respectivamente.

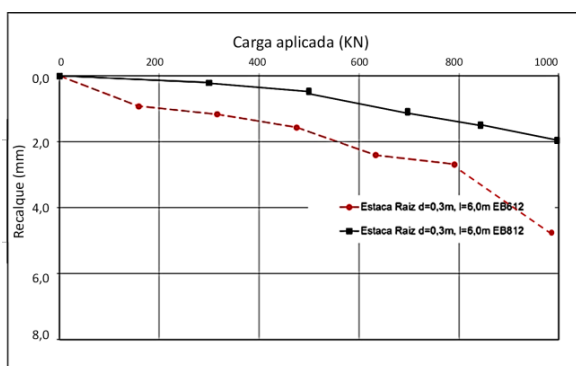


Figura 7 – Curva carga aplicada versus recalque nas estacas raízes com Expander Body

A solução adotada na obra reforçada na Barra da Tijuca foi monitorada por meio de um controle de recalque e apresentou comportamento esperado, baixa deformabilidade e elevada rigidez. Em termos econômicos possibilitou a substituição da solução inicialmente idealizada, estacas raízes em areis compactas com profundidades entre 12,0m e 15,0m. Fato que reduziu drasticamente os custos, quantitativos e prazos de execução.

5 CONCLUSÕES

A tecnologia do Expander Body foi instalada com sucesso nas estacas tipo hélice e raízes com ganhos na capacidade de carga das estacas em diferentes tipos de solo, no caso, os solos tropicais do Brasil. Fato que contribuiu para a redução de custos e prazos das obras.

O comportamento, em termos de ganho de capacidade de carga, coloca a tecnologia como uma opção segura e viável técnica e economicamente que pode ser utilizada em diferentes tipos de estacas e solos.

A solução permite a rastreabilidade e a validação das estacas, pois todo o processo é monitorado. Fato que aumenta a confiabilidade do estaqueamento.

6 AGRADECIMENTO

Este trabalho é fruto de uma parceria entre várias entidades nacionais e internacionais, com papéis

específico do ponto de vista econômico ou científico. Agradecemos a Embre Engenharia e a Expander Body do Brasil.

7 REFERÊNCIAS

- Berggren, B., Sellgren, E. and Wetterling, S. (1988) *Expanderkroppar. Anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll* (Expander Body. Instructions for design, installation and control). Swedish ommission on Pile Research, Report 79, 54 p.
- Fellenius, B.H., Massarsch, K.R., Terceros Herrera, M.A. and Terceros Arce, M. (2018). *A study of the augmenting effect of equipping piles with an Expander Body*. International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement: Urbanization and Infrastructure Development Future Challenges, pp. 114–123
- Massarsch, K.R. and Wetterling, S. (1993) *Improvement of augercast pile performance by Expander Body system*. 2nd International Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, June 1 - 4, 1993, pp. 417-428.
- Massarsch, K. R. (1994). *Execution, supervision and quality control of anchors*. Panel Discussion, Section 3.3, Construction, Instrumentation and Real Time Management, XIII. Proceedings, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, Vol. 5, pp. 317 - 319.
- Monteiro, F. F. (2023). *Comportamento de Estacas Escavadas Equipadas com o Sistema Expander Body em Solo Tropical*. Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Brasília, Brasil. 438 p.
- SILVA, C.M., TERCEROS HERRERA, M.A., LENTZ, L. & CUNHA, R.P.(2019). *A Tecnologia Expander Body em Tirantes e Estacas no Brasil*. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, pp. 1–10.
- Silva, C. M. ; Aquino, F. R. ; Monteiro, F.F. ; Cunha, R. P. ; Terceros, M.A.H. . *Expander body instalado em estacs tipo hélice contínua e tipo raiz*. In: Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Geotécnica. COBRAMSEG 2022, Campinas. Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Geotécnica. CD Rom. p. 1-7.
- Terceros, M.A.T.(2014). *Piling practice in the sedimentary granular soils of Santa Cruz, Bolivia*. Proceedings of the DFI-EFFC International Conference on Piling and Deep Foundations, Stockholm, May 21-23, pp. 379 386.

Análise de compactação para projeto de terraplanagem em um loteamento residencial: estudo de caso

Mikhael Ferreira da Silva Santos 1
UFPE, Recife-PE, Brasil, mikhaelmkf@gmail.com

Erick Vinicius de Souza Magalhães
UNIFACEMA, Caxias-MA, Brasil, serick738@gmail.com

RESUMO: o presente trabalho visou determinar as especificações de compactação do solo para um loteamento residencial horizontal, situado na cidade de Caxias Maranhão. Com a amostra de solo coletada em campo realizou-se o ensaio de Proctor normal para determinação dos parâmetros ideais de compactação, utilizou-se também um banco de dados de caracterização geotécnica que forneceu informações sobre a granulometria, massa específica natural dos grãos e limites de consistência. Os parâmetros ótimos de compactação encontrados foram de, 1,72 g/cm³ para massa específica aparente seca máxima (pdmáx), e 14,7% para umidade ótima (Wót). O solo possui um maior percentual de partículas mais grossas, como areia e pedregulho.

PALAVRAS-CHAVE: Compactação de solos, terraplanagem, controle de compactação.

ABSTRACT: The present work aimed to determine the soil compaction specifications for a horizontal residential subdivision, located in the city of Caxias Maranhão. With the soil sample collected in the field, the normal Proctor test was carried out to determine the ideal compaction parameters, using There was also a geotechnical characterization database that provided information on particle size, natural specific mass of grains and consistency limits. The optimal compaction parameters found were 1.72 g/cm³ for maximum dry apparent mass (pdmáx), and 14.7% for optimal humidity (Wót). The soil has a higher percentage of coarser particles, such as sand and gravel.

KEY WORDS: Soil compaction, earthmoving, compaction control.

1 INTRODUÇÃO

O solo, na perspectiva da engenharia civil, é definido como um material constituído por agregados de grãos minerais não-cimentados, decorrentes da intemperização das rochas, e matéria orgânica, estando os vazios entre suas partículas sólidas preenchidos por líquido e gás (DAS, 2011).

Desde os primórdios da humanidade, o solo, devido a suas propriedades, é utilizado como material de construção e suporte das fundações.

Nota-se ao longo do tempo os problemas relacionados a fundações e obras de terra, envolvendo recalques excessivos e ruptura de barragens de terra em grandes construções, tais como: muralha da China, pirâmides do Egito, Aquedutos do Império Romano e templos da Babilônia (CAPUTO, 2022).

Conforme Barros (2021) a realização de estudos para o conhecimento das características do solo é indispensável, dado seu emprego como alicerce a diversas construções do homem. Massad (2016) ratifica a importância do conhecimento das características e as qualidades de engenharia do solo, sendo estas fundamentais na concepção de um projeto apropriado e na concretização de obras econômicas e seguras.

Ante o exposto, o objetivo geral do trabalho consistiu na determinação das especificações de compactação do solo para um loteamento residencial horizontal, situado na cidade de Caxias Maranhão, para tal, foram determinados o tipo de solo que ocorre no local investigado, os limites de consistência, parâmetros de compactação e sua correlação como limites de consistência, e por fim, a demonstração de indicativos no processo em escala real.

2 Materiais e Métodos

A técnica adotada no presente estudo foi a do tipo documentação direta laboratorial que, conforme Marconi e Lakatos (2007) envolve a obtenção de dados direto do local onde ocorrem os fenômenos, sendo a mesma um procedimento investigativo mais difícil, todavia mais preciso, que exige o emprego de instrumentos específicos e locais adequados. O trabalho em questão foi realizado em etapas conforme demonstrado no fluxograma da Figura 01.

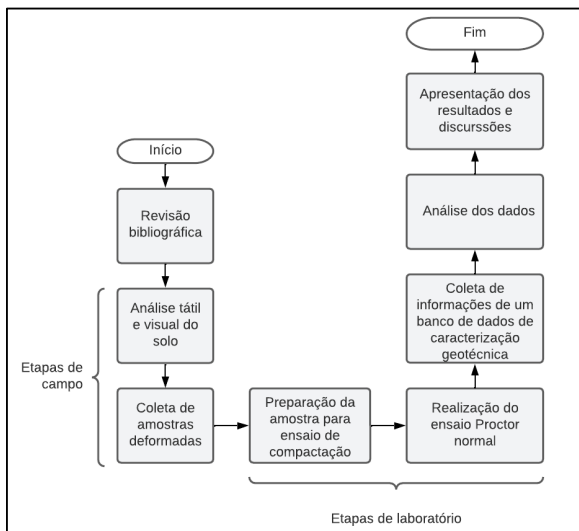


Figura 1. Etapas para desenvolvimento do trabalho.

O local do estudo encontra-se destacado na figura 02, encontra-se situado no município de Caxias Maranhão, próximo ao residencial Vila Paraíso, as margens da Avenida Carmosina Coutinho. O principal motivo da escolha deve-se principalmente a construção do loteamento residencial de médio e alto padrão. A região possui um grande potencial de crescimento urbano, estando à aproximadamente do Caxias Shopping Center.



Figura 2. Localização da região de estudo.

Inicialmente efetuou-se uma análise tátil visual do solo de diversos pontos da área de estudo, em seguida realizou-se a coleta de duas amostras deformadas do material definido como aterro no projeto de terraplenagem, conforme as diretrizes da ABNT NBR 9604/2016, em cotas que variaram entre 0,00 a -1,00 m.

A amostras de solo foram armazenadas em sacos hermeticamente fechados e devidamente identificadas como am-01 e am-02, em seguida foi levada ao laboratório de mecânica dos solos da Unifacema - Centro Universitário de Ciências e Tecnologia do Maranhão. A figura 03 ilustra as amostras.



Figura 3. Amostras deformadas retiradas do local.

O ensaio de compactação teve início com a preparação da amostra 01 de solo, conforme recomenda a ABNT NBR 6457/2016. Primeiramente secou-se o solo ao ar por um período de 24 horas, até se tingir a umidade higroscópica, em seguida foi destorroado e peneirado na peneira de malha com abertura de 4,76 mm, de forma a se obter 3 Kg passantes na peneira em questão, por fim, a amostra foi submetida ao ensaio de Proctor normal. Para realização do ensaio supracitado foi considerado o reuso do solo que estava sendo compactado.

O ensaio de Proctor normal deu-se de acordo com a ABNT, NBR 7182/2016, a compactação ocorreu dispondo-se o solo em camadas dentro de um cilindro metálico de aproximadamente 1000 cm³ (0,001 m³), este foi disposto em 3 camadas, sendo aplicado em cada uma delas um total de 26 golpes pela queda de um soquete de 2,5 kg, de uma altura de 30,5 cm. A curva de compactação foi obtida com cinco teores de umidade diferente, possibilitando assim o traçado da curva da compactação através de cinco pares ordenados, sendo esses formados pela umidade e peso específico aparente seco.

3 Resultados

Através do banco de dados de caracterização geotécnica obteve-se a curva granulométrica do solo apresentada na Figura 04, mediante sua análise pode-se observar percentuais aproximados de 80,2% de pedregulho, 18,8% de areia e 1% de silte e argila, sendo a maior parte desse percentual composto por silte. É necessário que se considere uma certa margem de erro, de 3% a 5% no percentual de argila e silte do solo, haja vista que, na realização do ensaio para determinação desses percentuais as partículas ficam imersas em uma solução contendo Hexametáfosfato de sódio, e que possivelmente poderia reagir com os minerais presentes nos grãos de solo, ainda somado isso os possíveis erros na leitura do decímetro.

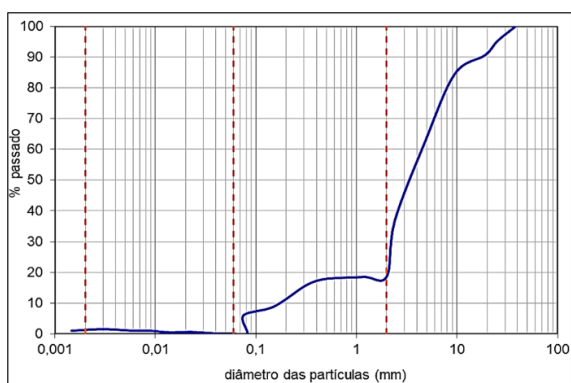


Figura 4. Granulometria do solo.

Os limites de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e índice de plasticidade (IP) do solo, obtidos através do banco de dados de caracterização geotécnica, foram de 15,9%, 10,70% e 5,20%, respectivamente. Conforme Caputo (2015) o solo em questão é classificado como fracamente plástico, uma vez que seu índice de plasticidade (IP) está entre 1% a 7%.

A curva de compactação do solo foi obtida através de 5 pares ordenados, compostos massas específicas aparentes secas e teores de umidade, sendo dois desses pontos situados no ramo seco e os demais no ramo úmido da curva, conforme mostrado na Figura 04. Os parâmetros de massa específica aparente seca máxima ($\rho_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima ($W\acute{o}t$), possuem valores 1,72 g/cm³ e 14,7%, respectivamente.

O grau de saturação do solo correspondente a umidade ótima ($W\acute{o}t$) encontrado é de aproximadamente 95%. A figura 05 ilustra o resultado obtido no ensaio.

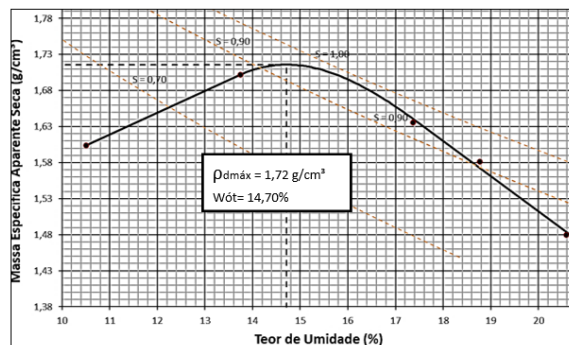


Figura 5. Curva de compactação do solo.

4 Discussão

Por meio do tratamento e análise dos resultados de granulometria e limites de consistência do solo citados em capítulos anteriores, pode-se classifica-lo conforme o sistema rodoviário, também conhecido como HRB (Highway Research Bord), como pedregulhos e areias siltosas ou argilosas. Foi possível também através de informações extraídas da curva granulométrica se realizar o cálculo dos parâmetros de coeficientes de não uniformidade (CU) e curvatura (CC), que resultaram em 13,28 e 9,39, nessa ordem, e que foram obtidos através das fórmulas apresentadas na tabela 01. Através dos valores desses parâmetros constatou-se que o solo é mau graduado e possui uniformidade média.

Tabela 1. Coeficiente de uniformidade e curvatura

| | |
|----------------------------------|------|
| $Cu = \frac{D60}{D10}$ | (01) |
| $Cc = \frac{(D30)^2}{D10 * D60}$ | (02) |

undo Murieta (2018) solos argilosos, comumente, possui alto teores de umidade ($W\acute{o}t$), entre 25% a 30%, que produzem massa específicas aparente seca máxima ($\rho_{dm\acute{a}x}$) pouco significativas, da ordem de 1,42 e 1,53 g/cm³. Já em solos arenosos com pedregulhos, pouco argilosos, $\rho_{dm\acute{a}x}$ ficam entre 2,04 a 2,24 g/cm³, com $W\acute{o}t$ de 8% a 10%, ambos os solos compactados com energia normal. Observa-se que o solo encontrado apresenta um maior percentual de pedregulhos, seguido de areia, silte e argila, ou seja, mais se aproxima do segundo solo estudado por Murieta (2018), entretanto apresenta $W\acute{o}t$ de 14,7% e $\rho_{dm\acute{a}x}$ de 1,72 g/cm³.

A diferença entre os parâmetros de compactação dos solos pode ser explicada através da curva granulométrica e os valores dos parâmetros C_u e C_c , que mostram que as frações granulométricas estão muito mal distribuídas, e que possuem uniformidade média nos tamanhos das partículas dessas frações, ou seja, pouco se consegue reduzir os vazios do solo através da compactação, visto que, conforme Villibor (1982) os melhores solos a serem compactados são os de granulometria contínua e não uniforme.

Através da correlação entre os limite de liquidez (LL), Limite de plasticidade e os parâmetros ótimos de compactação do solo investigado com os solos estudados por Vargas (1977), mostrada na Figura 06, observa-se que o solo da região possui seus limites de consistência e parâmetros de compactação bem próximos ao do solo residual de arenito, que possui umidades ótimas variando de 10% a 18%, limites de liquidez e plasticidade variando entre 10% a 40%, e massas específicas aparentes secas máximas entre 1,80 t/m³ e 2,00 t/m.

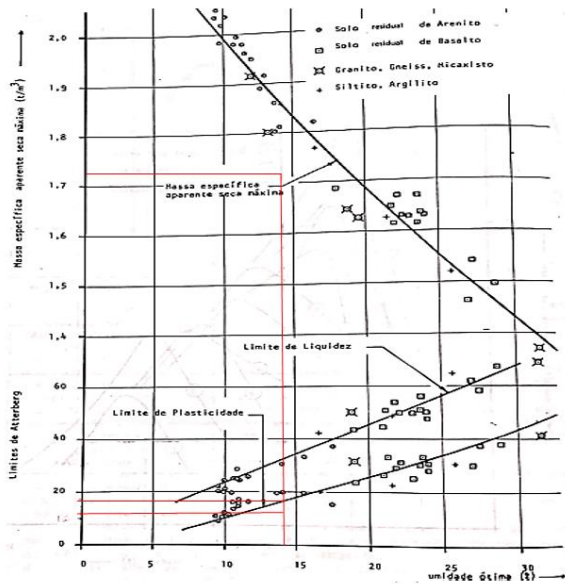


Figura 6. Gráfico de correlação – compactação e limites de atterberg.

A compactação deverá ocorrer próximo a umidade ótima ($w_{ót}$) de 14,7% considerando uma margem de erro de 2% para mais ou para menos. O controle dessa umidade poderá ser feito com caminhões pipa, caso o solo a ser compactado esteja com umidade muito abaixo da ótima, ou aeradores, se o solo apresentar uma umidade acima da ótima. Para fim de controle de compactação deve-se utilizar o parâmetro de massa aparente seca máximas aceitáveis valores maiores ou iguais a 95% de ρ_{dmax} .

4 Conclusões

O solo a ser compactado possui 80,2% de pedregulho, 18,8% de areia, 1% de areia/silte. Foi classificado de acordo com o sistema rodoviário de classificação, com sendo pedregulhos e areias siltosas ou argilosas. Sua granulometria é considerada como mal graduada e de uniformidade média. Os seus limites de plasticidade e liquidez foram de, 10,7% e 15,9%, nessa ordem. Os parâmetros ideais de compactação obtidos foram de 14,7 % para umidade ótima ($w_{ót}$) e 1,72 g/cm³ para massa específica aparente seca máximas (ρ_{dmax}). Através dos estudos das propriedades do solo, indicou-se que o solo é melhor compactado com compactadores de placas vibratórias, em camadas de 200 a 250 mm de espessura, e com 3 passadas do maquinário por camada.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9604: abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento. Rio de Janeiro, 2016.

BARNES, G. Mecânica dos Solos - Princípios e Práticas. [Rio de Janeiro]: Grupo GEN, 2016. 9788595155084. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595155084/>. Acesso em: 30 abr. 2022.

BARROS, D. S et al. Compactação dos solos: Índices físicos necessários para determinação dos fatores de compactação. Compactação dos solos: Índices físicos necessários para determinação dos fatores de compactação, [s. l.], 2021. Disponível em: <https://revistas.brazcubas.br/index.php/pesquisa/articloe/view/929>. Acesso em: 10 mar. 2022.

- CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos: Teoria e Aplicações. [S. l.]: GEN, 2022. Disponível em: [https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521638032/epubcfi/6/6\[%3Bvnd.vst.idref%3Dgen\]/4/4/2%4051:82](https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521638032/epubcfi/6/6[%3Bvnd.vst.idref%3Dgen]/4/4/2%4051:82). Acesso em: 6 mar. 2022.
- CAPUTO, H.P. Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br>. Acesso em: 27 out. 2022.
- CRISPIM, F. A. Compactação dos solos: A influência de métodos e de parâmetros de compactação na estrutura dos solos. In: CRISPIM, F. A. Compactação dos solos: A influência de métodos e de parâmetros de compactação na estrutura dos solos. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, [S. l.], 2007. Disponível em: <https://www.locus.ufv.br/handle/123456789/3849>. Acesso em: 28 abr. 2022.
- DAS, B. M. Fundamentos da engenharia geotécnica. São Paulo: Cengage Learning, 2011. Disponível em: <https://pdfcoffee.com/fundamentos-eng-geotecnica-braja-das-pdf-free.html>. Acesso em: 28 abr. 2022.
- FERNANDES, M.M. Mecânica dos solos: conceito e princípios fundamentais. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. v. 1.
- IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Produto interno bruto dos municípios: PIB a preços correntes / Série revisada. Rio de Janeiro: IBGE, 2019. Disponível em: <https://cidades.d.gov.br/brasil/ma/caxias/pesquisa/38/47001?ano=2019&tipo=ranking&indicador=46997>. Acesso em: 05 mar. 2022.
- KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. Craig mecânica dos solos. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2703-6/>. Acesso em: 20 maio 2022.
- MARCONI, M.A.; LAKATOS, E.M. Fundamentos de metodologia científica. 6. ed. São Paulo: Atlas, 2007.
- MASSAD, F. Mecânica dos solos experimental. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. Disponível em: http://ofitexto.arquivos.s3.amazonaws.com/Mecanica-dos-solos-experimental_DEG.pdf. Acesso em: 6 mar. 2022.
- MASSAD, F. Obras de terra: Curso básico de Geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- MELO, M. S. Correção de teor de umidade em solos para terraplenagem com adição de cal viva e pó de pedra granítica. 2021. Tese de Doutorado. Disponível em: <https://iconline.ipleiria.pt/handle/10400.8/5843>. Acesso em: 22 mar. 2022.
- MURIETA, P. Mecânica dos Solos. [Rio de Janeiro]: Grupo GEN, 2018. 9788595156074. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595156074/>. Acesso em: 24 abr. 2022.
- NETO, P. M. Mecânica dos solos. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2018. Disponível em: <https://eu-ireland-custom-media-prod.s3-eu-west-1.amazonaws.com/Brasil/Downloads/03-12/E-Sample-97885352880186.pdf>. Acesso em: 6 mar. 2022.
- PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. 3. ed. [S. l.: s. n.], 2006. Disponível em: https://www.academia.edu/32384072/Mecanica_dos_Solos_Carlos_de_Souza_Pinto_Curso_Basico_. Acesso em: 5 mar. 2022.
- SANTOS, P. R.; DAIBERT, J. D. Análise dos Solos. [São Paulo]: Editora Saraiva, 2014. 9788536518589. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788536518589/>. Acesso em: 25 abr. 2022.
- SILVA, L. R. Compactação do solo. 2008. Monografia (Bacharelado em Engenharia civil) -Curso de Engenharia civil-Universidade São Francisco, São Paulo, 2008. Disponível em: <http://lyceumonline.usf.edu.br/salavirtual/documentos/1191.pdf>. Acesso em: 5 mar. 2022.
- SOUZA, A. F. M.; COELHO, J. A. Comparação da compactação de solo executada por compactador manual e mecanizado. Comparação da compactação de solo executada por compactador manual e mecanizado, [S. l.], p. 42827-42840, 1 jul. 2020. Disponível em: <https://www.brazilianjournals.com/index.php/BRJD/article/view/12573>. Acesso em: 10 mar. 2022.

SOUZA, H; CATALANI, G. Manual prático de escavação: Terraplenagem e escavação em rocha. 3. ed. [S. l.]: Pini, 2007. Disponível em: <https://doku.pub/documents/manual-pratico-de-escavaao-terraplenagem-e-escavaao-de-rocha-helio-de-souza-e-guilherme-catalanipdf-pld472o1p8ln>. Acesso em: 28 abr. 2022.

VARGAS, M. Introdução a mecânica dos solos. São Paulo: McGRAW-HILL, 1977

VILLIBOR, D. F. Estabilização Granulométrica ou Mecânica. GRÁFICA EESC – USP, São Carlos, SP, 1982.

Análise do Uso da Carta de Suscetibilidade, a Movimentos Gravitacionais de Massa e Inundações Elaborada Pela CPRM 2022, em Processos Geodinâmicos que Ocorrem Frequentemente em um Trecho do Entorno da Av. Fernando Correa da Costa, Cuiabá/MT

Gilzemar Candido Pinto
UFMT, Cuiabá, Brasil, gilzemarandido@hotmail.com

Márcio Antunes da Silva
IFMT, Cuiabá, Brasil, silvantunes@gmail.com

RESUMO: O presente trabalho objetiva fazer uma análise do uso da carta de suscetibilidade, a movimentos gravitacionais de massa e inundações, elaborada pela CPRM, 2022, aplicada à gestão de riscos no município de Cuiabá MT, a um sinistro que ocorre frequentemente em um trecho do entorno da av. Fernando Correa da Costa, onde o ponto mais crítico a esse processo geodinamico de inundação é o Viaduto Clóvis Roberto, Cuiabá/MT. Usando informações preexistentes como Cartas de hipsometria, declividade, curvas de níveis, perfis gerados no google earth e Sistemas de Informações Geográficas (SIG) foi possível elaborar cartas, e com esses dados discutir os fatores causadores e responsáveis pelo processo de innação e testar a viabilidade no apontamento de recomendação para solução do problema.

PALAVRAS-CHAVE: Avenida Fernando Corrêa das Costa, Suscetibilidade, Inundação.

ABSTRACT: The present work aims to analyze the use of the susceptibility chart, to gravitational mass movements and floods, prepared by CPRM, 2022, applied to risk management in the municipality of Cuiabá MT, to an accident that frequently occurs in a section of the surrounding area on Av. Fernando Correa da Costa, where the most critical point for this geodynamic flooding process is the Clóvis Roberto Viaduct, Cuiabá/mt. Using pre-existing information such as hypsometry charts, slopes, contour lines, profiles generated in Google Earth and Geographic Information Systems (GIS), it was possible to prepare charts, and with this data discuss the factors causing and responsible for the flooding process, testing feasibility in the recommendation note for solving the problem.

KEY WORDS: Avenue Fernando Corrêa das Costa, Inundation.

1 INTRODUÇÃO

A avenida Fernando Correa das Costa é considerada uma das principais rotas de ligação de Cuiabá, liga o Centro da cidade com os bairros periféricos da porção sudeste da cidade. Por esse motivo é palco constante de grandes engarrafamentos, que se piora muito mais em estação chuvosa.

Desta maneira este trabalho procura mostrar uma anomalia que ocorre em um trecho da Avenida Fernando Corrêa das Costa sempre que acontece chuvas torrenciais. Área de intenso movimento de veiculos e pessoas gerada pelos comercios existentes e as várias instituições Educacionais, entre eles o

shoppings Três América e o campus da Universidade Federal de Mato Grosso.

A escolha do trecho de estudo localizado na Avenida Fernando Correa das Costa, foi defenido, porque após a construção do Viaduto Clóvis Roberto (UFMT), constantemente no período das chuvas, observar-se frequentemente a ocorrência do processo geodinâmico denominado de inundações. Embora se considere Inundações e alagamentos fenômenos que, ocorrem naturalmente, este se tornou cada vez mais frequentes em função de alterações promovidas pela ocupação destes ambientes, resultado de urbanização tardia, e desacompanhado de planejamento e de políticas públicas eficientes para gestão territorial.

Onde segundo Castro *et al.*, (2015), os principais problemas causados por inundações são os danos em estabelecimentos comerciais, na pavimentação da cidade e o grande volume das enxurradas que impossibilitam a passagem dos pedestres colocando suas vidas em risco, podendo causar tragédias como a possibilidade de pessoas serem arrastadas em meio a água que escoou.

Ao longo dos anos a Avenida Fernando Correa da Costa, vem sendo destaque nas manchete dos jornais local do município de Cuiabá. Em 2014, após forte chuva que caiu em Cuiabá, ocorreu o alagamento do trecho de estudo nos dois sentidos, impossibilitando não apenas o fluxo de carros e pessoas, mas trazendo a tona falha muito grave na drenagem local Figura 1. (Gazeta Digital, 2014).



Figura 1: Inundação Avenida Fernando Correa da Costa no ano de 2014. Fonte: Gazeta Digital (2014).

Em 2017, outra forte chuva causa, transbordamento do Córrego do Barbado registrando novamente alagamento e congestionamento nesse trecho e por longo tempo o fluxo de veiculos e pessoas ficou interrompido Figura 2.



Figura 2: Inundação Avenida Fernando Correa da Costa no ano de 2017. Fonte: DOS ANJOS (2017).

Em função das reencidencias constantes e da importância de manter sobre controle esses processos da dinâmica superficial, estudiosos de diferentes áreas do

conhecimento se dedicaram à compreensão dos seus fatores geradores, condicionantes e mapeamento de áreas a eles suscetíveis, onde os resultados foram apresentados por meio de cartas, que resultam em produtos cartográficos, que pode ser utilizada pelo poder público, com a finalidade de planejamento e orientação do uso e ocupação do solo.

O resultado desses trabalhos culminou com a geração da Carta de Suscetibilidade, a Movimentos Gravitacionais de Massa e Inundações do Serviço Geológico Brasileiro (SBG), cuja função é representar a possibilidade de ocorrência de um determinado evento, que no caso deste projeto está relacionado à ocorrência de movimentos gravitacionais de massa e inundações.

Em relação a possibilidade de ocorrência da suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa, não se tem notícias na mídia do acontecimento que da sua ocorrência e do sofrimento da população com esses processo geodinâmico.

Nesse contexto, esse trabalho objetiva elaborar uma carta temática, utilizando-se da Carta de Suscetibilidade, a Movimentos Gravitacionais de Massa e Inundações do Serviço Geológico Brasileiro (SBG), do trecho do entorno Avenida Ferrêa da Costa Cuiabá/MT, podendo a mesma ser utilizada como subsídio a amenização do problema. Dessa maneira este artigo propõe-se a apresentar e discutir as características físicas e a ocupação desses terrenos cortados pelo Córrego do Barbado, onde para um melhor entendimento do problema, elaborou-se cartas temáticas, que ajudaram em uma melhor visualização da situação da área de estudo, facilitando análises definidoras das políticas de atenção à área.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Em 2022 o município de Cuiabá foi contemplado com o mapeamento de suscetibilidade a inundações e escorregamentos (PINHO & SILVA, 2022) elaborado pelo SBG, cuja obrigatoriedade é prevista pela Lei nº 12608/2012 (BRASIL, 2012).

Usando as informações preexistentes da carta de Pinho & Silva, 2022 e dados do topodata foi possível gerar as cartas de declividade, hipsometria e curvas de nível, de metro em metro por meio do processo de interpolação e com o uso do Sistemas de Informações Geográficas (SIG), fez-se a delimitação das classes de ocorrência dos processos geodinâmicos a suscetibilidade a movimentos gravitacionais e a suscetibilidade a inundações.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A carta hipsométrica mostra que a área de estudo se apresenta em um intervalo variando de 120 a 240 metros (Figura 3).

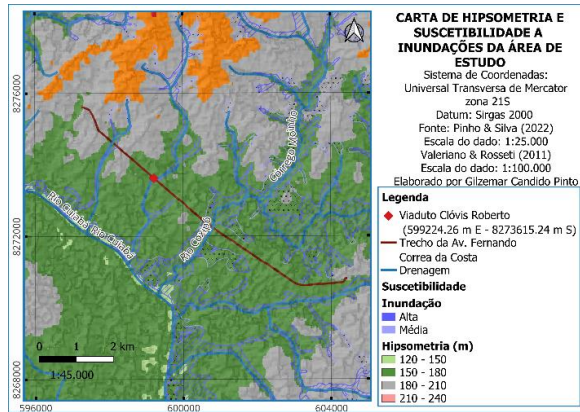


Figura 3: Carta de hipsometria e suscetibilidade a inundações da área de estudo. Fonte: Autores (2024).

Essa carta possibilitou a análise mais dinâmica da avaliação do processo geodinâmico de inundações que foram observados com predominância na faixa de índice hipsométrico variando de 150 a 180 metros como mostrado na Figura 3.

Porém os processos geodinâmicos de movimentos gravitacionais de massa, as suscetibilidade média e a alta, foram observados com predominância na faixa hipsométrica variando de 180 a 240 metros como pode ser observado na Figura 4.

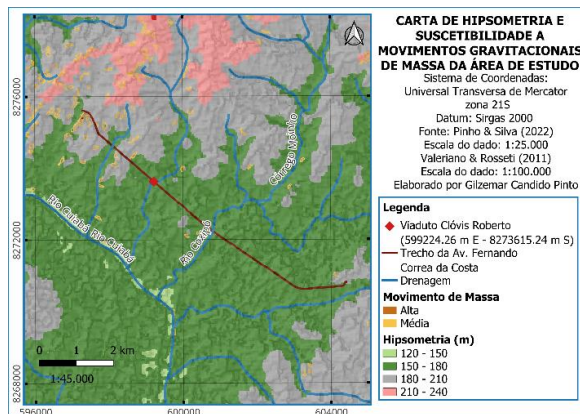


Figura 4: Carta de hipsometria e suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa da área de estudo. Fonte: Autores (2024).

Quanto a possibilidade de movimentos gravitacionais classe de suscetibilidade alta, é possível observar que ocorre somente em um ponto na porção noroeste da Avenida, onde se denomina “Parque Morro da Luz”, já a classe de suscetibilidade média possui alguns pontos a mais, com maior concentração a noroeste da área de interesse, como se observa na Figura 4,

enquanto que a área de predominância de suscetibilidade baixa ocorre na maior porção da Avenida, esta foi retirada da Figura 4 para evitar a poluição visual da carta.

Ao se fazer o estudo da declividade da Avenida, observou-se que esta é predominantemente composta das classes plano, (0 - 3%), onde geralmente ocorrem as inundações e de suave ondulado (3 - 8%), com algum pontos a noroeste com a declividade ondulada (8 - 20%), conforme se vê figura 5.

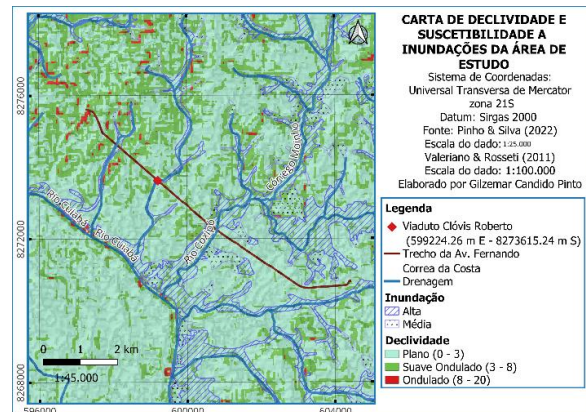


Figura 5: Carta de declividade e suscetibilidade a inundações da área de estudo. Fonte: Autores (2024).

Observou-se também que a suscetibilidade movimentos gravitacionais, nas classes alta e média, esta inserida na declividade suave ondulada e ondulada como se vê na Figura 6.

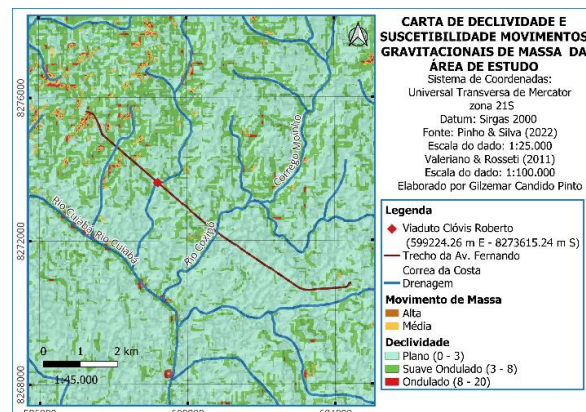


Figura 6: Carta de declividade e suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa da área de estudo. Fonte: Autores (2024).

A Figura 7 mostra um perfil ao longo da avenida Fernando Correa das Costa, sentido leste - oeste, com uma distância aproximada de 2000 m, onde se observa o Viaduto Clóvis Roberto, apresentando a elevação de 166 m.

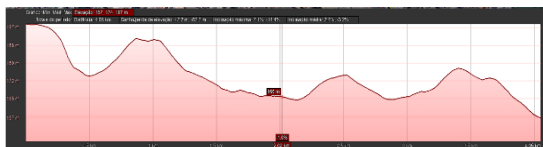


Figura 7: Perfil oeste a leste, ao longo da avenida Fernando Corrêa das Costa. Fonte: Autores (2024).

A Figura 8 mostra o perfil da Avenida Fernando Correa da Costa, no sentido norte – sul, e posicionado mais ou menos no centro da figura, o Viaduto Clóvis Roberto, com uma elevação de 165 m.

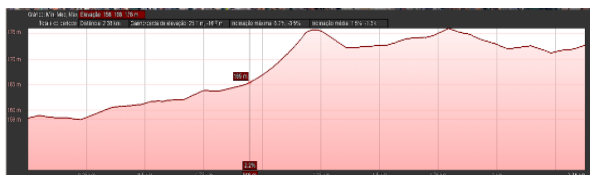


Figura 8: perfil norte e sul que intercepta avenida Fernando Corrêa das Costa. Fonte: Autores (2024).

A elaboração de uma Carta imagem do Viaduto Clóvis Roberto como mostra a Figura 9, por curvas de níveis, tem a função de descrever a função de seus dois elementos principais, altitude e declividade, e estão representadas por intervalos verticais constantes de metro em metro, mostra uma variação de nível no Viaduto (165m e 166m), confirmando as informações dos perfis, e conseqüentemente a necessidade de aplicativos mais precisos.

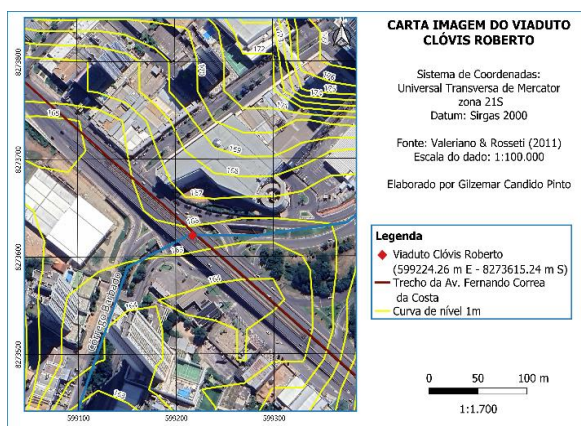


Figura 9: Carta imagem do Viaduto Clóvis Roberto. Fonte: Autores (2024).

Para um melhor entendimento da ocorrência do sinistro, elaborou-se também uma carta imagem do trecho entre o Viaduto Clóvis Roberto e o Rio Cuiabá, retratado na Figura 10. Este possivelmente mostra a raiz do problema de inundação dessa região, pois revela a existência de um trecho com elevação de 160m e um comprimento aproximado de 360m praticamente plano, neste trecho, quando se tem uma sobrecargas nos sistemas de drenagem, o natural é

que vão acontecer as inundações, pelo simples fato de apresentar um potencial hidráulico baixo, insuficiente para gerar uma vazão para conduzir esses materiais (areia, terra, bem como lixo) de forma rápida e evitar o seu acúmulo que promove o assoreamento e conseqüentemente a inundação.

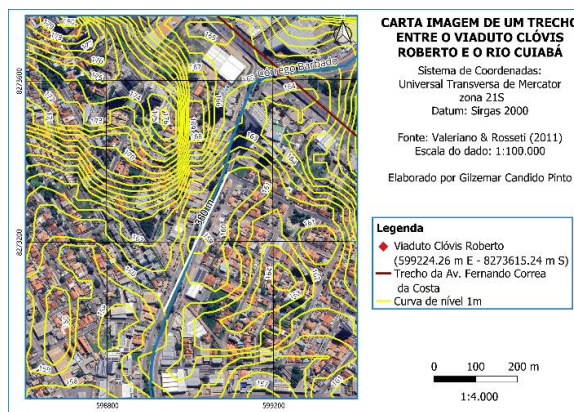


Figura 10: Carta imagem de um trecho entre o Viaduto Clóvis Roberto e o rio Cuiabá. Fonte: Autores (2024).

A Figura 11, mostra o percurso do Córrego do Barbado cota de 166m, do trecho de estudo até a sua foz no rio Cuiabá cota de 152m, totalizando um percurso aproximado de 2.600m. Observa-se uma diferença de cota de 14m, o que seria suficiente para o escoamento, porém o fato do córrego ser a céu aberto, o processo de inundação é intensificadas pelas práticas humanas.

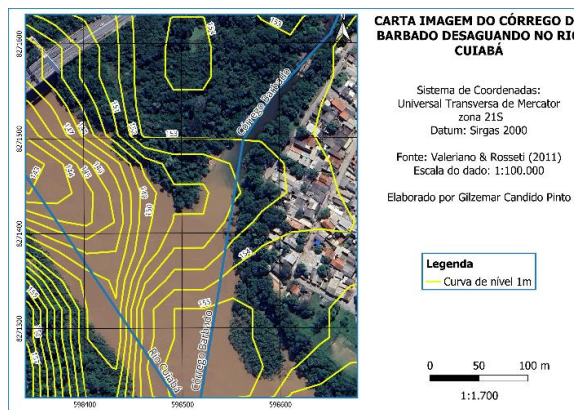


Figura 11: Carta imagem do córrego do Barbado desaguando no rio Cuiabá. Fonte: Autores (2024).

Pinho & Silva (2022), classifica a suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa em baixa, média e alta. Adotando essa classificação, observa-se ao longo da área de estudo a ocorrência das classes média e a alta (Figura 12). Onde os processos geodinâmicos passíveis de ocorrência, em todas as classes de suscetibilidade à inundação, são do tipo inundação, enchente e solapamento de margem.

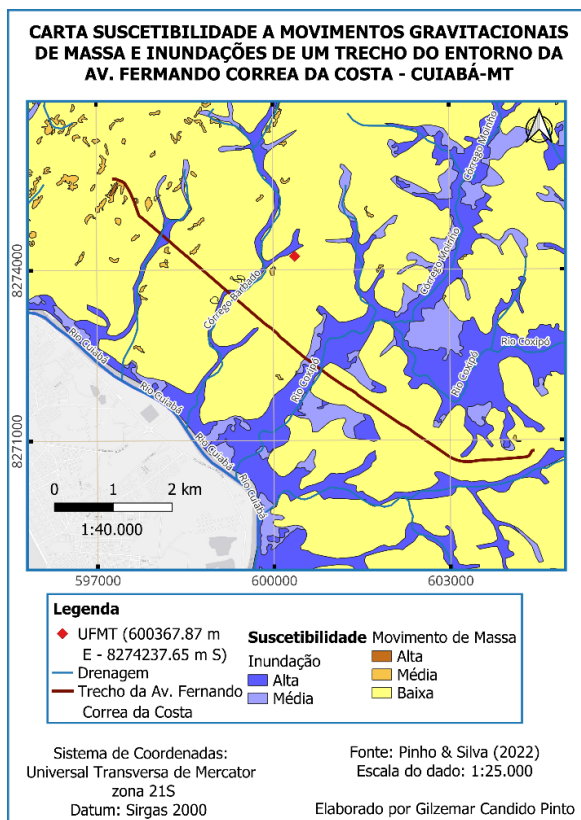


Figura 12: Carta suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundações de um trecho do entorno da av. Fernando Correa da Costa - Cuiabá-MT. Elaborado por Pinho & Silva (2022).

4 CONCLUSÃO

Como a carta suscetibilidade a inundações, movimentos gravitacionais de massa se apresenta como um produto cartográfico de fácil compreensão e também se capacita como um instrumento preliminar de fornecimento de informações relevantes para o planejamento e gestão urbana territorial. A sua aplicação neste referido caso, mostra-se extremamente viável, visto que a mesma apresentou resultados condizentes com outros métodos de avaliação empregado neste trabalho.

Recomenda-se o uso da carta suscetibilidade a inundações, movimentos gravitacionais de massa, no caso de expansão urbana, como instrumento balizador apenas em análise preliminares, visto que hoje a disponibilidade de tecnologias 3D, com precisão centímetro, de uso gratuito e compatíveis com praticamente todas plataformas existentes no mercado, e que permite o trabalho com geoinformações de forma cruzada, e que apresenta a capacidade de organização correta e ágil dos dados, possibilitando análises e planejamentos nas tomadas de decisões.

Desta forma, torna-se fundamental o emprego de Geotecnologias, como o uso da Inteligência Artificial no Geoprocessamento, que amplia muito a capacidade de processar elevados volumes de dados geográficos em tempo real, permitindo uma análise mais precisa e eficiente. O uso da IA para analisar dados geoespaciais, possibilita a obtenção de novos *insights* sobre sistemas ambientais e sociais complexos e tomada de decisões mais informaçõ sobre como administrá-los.

Recomenda-se ainda como uma alternativa de possível solução para o problema estudado a implantação de um reservatório de detenção, comumente chamado de piscinão. Cujos aspectos construtivos, caracteriza por meio de barramento de córregos ou canais, onde por meio de escavação do solo, instala-se um vertedor, que trata-se de uma estrutura hidráulica cuja a função é controlar a vazão de condutos livres e o escoamento.

Giudice, 2019 elenca quatro vantagens dos piscinões, um, caráter multifuncional, agregando áreas verdes e de recreação e lazer em consonância com projetos urbanísticos; Dois, a facilidade de limpeza e menor custo em função de concentrar os sedimentos e lixo (retenção); Três, redução da poluição difusa de origem pluvial (concentração da poluição difusa); Quatro, a dispensa da necessidade de sistemas de drenagem a jusante, quando é possível adequar a vazão afluente de acordo com a capacidade do canal, ou redução dos seus custos.

REFERÊNCIAS

- CASTRO, O. T. *et al.*, 2015, *Inundações urbanas na cidade de Vitória da Conquista, estado da Bahia*, <https://www.ibeas.org.br/congresso/Trabalhos2015/IX-003.pdf>, acessado em 14/11/2023.
- DOS ANJOS, L., 2017 *Avenida de Cuiabá volta a alagar e tem congestionamento em viaduto*, <https://g1.globo.com/mato-grosso/noticia/2017/02/chuva-volta-causar-alagamento-e-congestionamento-em-viaduto-de-mt.html>, acessado em 07/11/2023.
- GAZETA DIGITAL, 2014 *Chuva causa alagamento e bloqueia trânsito na Fernando Corrêa*, <https://www.gazetadigital.com.br/editorias/cidades/chuva-causa-alagamento-e-bloqueia-transito-na-fernando-correa/410315>, acessado em 07/11/2023.
- GIUDICE S. L., *Reservatórios de detenção – “Piscinões”*, Escola de Contas - TCM/SP - Reservatórios de detenção – “Piscinões”, acessado em 26/11/2023.
- Santos F. R., *et al.* 2023 *Avaliação da Viabilidade do*

Emprego de Pavimentos Permeáveis no Município de São Paulo – Mooca, <https://repositorio-api.animaeducacao.com.br/server/api/core/bitstreams/9565f70b-f185-49af-8788-2749617ddfb7/content>, acessado em 26/11/2023.

PINHO & SILVA, 2022 *Carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundação: Município de Cuiabá, MT*, <https://rigeo.cprm.gov.br/handle/doc/22635>, acessado em 07/11/2023

Caracterização de Solos da Comunidade do Coxipó do Ouro, Cuiabá / MT

Gilzemar Candido Pinto
UFMT, Cuiabá, Brasil, gilzemarandido@hotmail.com

Bruno Rodrigues de Oliveira
UFMT, Cuiabá, Brasil, bruno.oliveira6@ufmt.br

Arthur Gabriel Rossa Palma
UFMT, Cuiabá, Brasil, arthgeol2020@gmail.com

Vinicius Pavão Canezin
UFMT, Cuiabá, Brasil, vinicanezin@gmail.com

RESUMO: As cartas geotécnicas de suscetibilidade, aptidão à urbanização e risco se tornaram itens obrigatórios no instrumento de planejamento territorial, conhecido como Plano Diretor, após a promulgação da Lei nº 12.608 de 2012. Diante do fato do estado de Mato Grosso ser o terceiro maior estado do Brasil, com aproximadamente 903.000 km², faz com que seja oneroso realizar o levantamento sistemático dos dados temáticos em escala compatível com os produtos cartográficos requisitados pelo poder público. Nesse contexto, o presente trabalho objetiva produzir dados geotécnicos que subsidiem a elaboração futura de uma carta geotécnica, na escala de 1:25.000, no entorno da comunidade do Coxipó do Ouro - Cuiabá. Para tal, foram coletadas amostras na comunidade nas quais foram executados ensaios de caracterização e enquadramento no Sistema de Classificação Unificado de Solos (SUCS). Na área de estudo observa-se predominância de solos arenosos de baixa plasticidade ou mal graduados com ocorrências isoladas de pedregulhos com silte de baixa plasticidade.

PALAVRAS-CHAVE: Sistema de Classificação Unificado de Solos; SUCS; Planejamento Urbano; Lei nº 12.608 de 2012.

ABSTRACT: The geotechnical maps of susceptibility, suitability for urbanization and risk became mandatory items in the territorial planning instrument, known as the Master Plan, after the enactment of Law No. 12,608 of 2012. Given the fact that the state of Mato Grosso is the third largest state in Brazil, with approximately 903,000 km², it is costly to carry out a systematic survey of thematic data on a scale compatible with the cartographic products required by the government. In this context, the present work aims to produce geotechnical data that support the future elaboration of a geotechnical map, on a scale of 1:25,000, of the community of Coxipó do Ouro - Cuiabá/and surroundings. To this end, samples were collected in the community in which characterization tests and framing in the Unified Soil Classification System (SUCS) were performed. In the study area, there is a predominance of sandy soils of low plasticity or poorly graded soils with isolated occurrences of boulders with silt of low plasticity.

KEY WORDS: Unified Soil Classification System; USCS; Urban planning; Law N°. 12,608 of 2012.

1. INTRODUÇÃO

As cartas geotécnicas de suscetibilidade, aptidão à urbanização e risco se tornaram itens obrigatórios no instrumento de planejamento territorial, conhecido como Plano Diretor, após a promulgação da Lei nº 12.608 de 2012 (BRASIL, 2012). Os municípios incluídos no Cadastro Nacional de Municípios com Áreas Suscetíveis Ocorrência de Deslizamentos de Grande Impacto, Inundações Bruscas ou Processos

Geológicos ou Hidrológicos Correlatos instituído pelo Decreto nº 10.692 de 03 de maio de 2021 (BRASIL, 2021) são obrigados por lei a apresentar os produtos cartográficos supramencionados.

Até março de 2024, no estado de Mato Grosso, o Serviço Geológico Brasileiro (SGB) havia mapeado quatro municípios quanto à suscetibilidade a movimentos de massa e inundações e visitado 22 municípios nos quais foram identificadas áreas de risco geológico. Isso indica uma ausência de

cobertura de aproximadamente 85% do estado, o que corresponde a 119 municípios sem informações geológico-geotécnicas para subsidiar a elaboração de diretrizes urbanísticas com vistas à segurança dos novos parcelamentos do solo e ao aproveitamento de agregados para a construção civil, conforme obrigatoriedade estabelecida pelo Decreto nº 10.692 de 03 de maio de 2021 (BRASIL, 2021).

Nos últimos anos a comunidade do Coxipó do Ouro foi afetada por enchentes e inundações (MÍDIA NEWS, 2016; PORTAL MATOGROSSO, 2021) acarretando impactos negativos desde o impedindo o tráfego na região e deixando diversas residências embaixo d'água. Zamparoni (2012) aponta que a ocupação nos tributários do Rio Coxipó contribui tanto para a ocorrência de inundações no próprio rio quanto na cidade de Cuiabá.

A pequena quantidade de cartas geotécnicas elaborada no Estado está relacionada com o desconhecimento da obrigatoriedade e da importância dos produtos cartográficos e principalmente com a indisponibilidade de dados temáticos, incluindo os geotécnicos, em escalas adequadas para a sua elaboração.

Nesse contexto, o presente trabalho objetiva realizar a caracterização dos solos da comunidade do Coxipó do Ouro - Cuiabá/e entorno e disponibilização dos dados geotécnicos de maneira a subsidiar a elaboração futura de uma carta geotécnica, na escala de 1:25.000.

1.1. Cartografia Geotécnica

A carta geotécnica constitui ferramenta básica essencial à prevenção e correção de situações relacionadas a desastres naturais e tecnológicos, com o objetivo de ações preventivas, a carta geotécnica subsidia tecnicamente medidas de urbanização e de parcelamento, permitindo que o município ocupe adequadamente seus terrenos (DINIZ & FREITAS, 2013).

A importância da elaboração de cartas geotécnicas é de que elas fornecem aos administradores públicos informações sobre as limitações de áreas susceptíveis a fenômenos geodinâmicos e orienta a forma de ocupação em áreas que apresentem algum tipo de restrição (OLIVEIRA, 2018).

As cartas geotécnicas aplicadas ao planejamento urbano podem ser classificadas de diferentes maneiras, entretanto somente as cartas de suscetibilidade, aptidão à urbanização e risco serão detalhadas a seguir.

A carta geotécnica de suscetibilidade, de acordo com o Sobreira & Souza (2012), é aquela que reflete a

variação em forma e grau da capacidade dos terrenos em desenvolver determinado fenômeno geológico, ou seja, entende-se como a potencialidade de processos geológicos causarem transformações do meio físico, independentemente de suas consequências para as atividades humanas.

A carta de aptidão à urbanização é usualmente elaborada em escala 1:10.000 com objetivo de orientar os novos projetos de parcelamento do solo e urbanização para evitar o surgimento de novas áreas de risco. Contém os elementos para sinalizar as áreas onde não se recomenda o uso que leve à permanência prolongada de pessoas, como também para indicar a necessidade de estudos especiais ou de obras de infraestrutura que evitem o desencadeamento de problemas geotécnicos (CABRAL DE SOUZA & DE SOUSA MORETTI, 2021).

As cartas geotécnicas de risco são elaboradas para setores específicos do território, onde há um histórico de escorregamentos, erosões, inundações e outras ocorrências geotécnicas ou onde as outras cartas apontam potenciais problemas de risco geotécnico, a depender do tipo de obras efetuadas por ocasião da ocupação, são cartas em escala detalhe, em torno de 1:1000, que permitem a identificação de lotes e edificações (CABRAL DE SOUZA & DE SOUSA MORETTI, 2021).

Dentre os produtos cartográficos supramencionados, somente as cartas de aptidão à urbanização necessitam de dados quantitativos para a sua elaboração.

1.2. Sistema de Classificação Unificado de Solos (SUCS)

Os sistemas de classificações de solos estabelecem uma linguagem técnica e tem como objetivo avaliar previamente as propriedades dos solos em questão de elencar um ou mais atributos relevantes para sua utilização (VILLIBOR & ALVES, 2017).

No Sistema de Classificação Unificado de Solos (SUCS), padronizado pela ASTM (2017), os solos são categorizados por duas letras. A primeira letra corresponde a faixa granulométrica predominante de solo enquanto a segunda letra indica o detalhamento de plasticidade para solos mais finos e de gradação para solos granulares.

O ensaio de granulometria por peneiramento é utilizado para determinar se a textura do solo é grossa ou fina. Caso mais de 50% da amostra passe pela peneira #200, correspondente a abertura de 0,075 mm, o solo será considerado fino e enquadrado nas classes de silte (M), abaixo da linha A do gráfico de plasticidade, e argila (A), acima da linha A do gráfico de plasticidade.

Caso o solo apresente uma grande quantidade de teor de matéria orgânica, o solo é enquadrado na classe solo orgânico (O). Se mais de 50% da amostra ficar retido na peneira #200, o solo apresenta textura grosseira, correspondente a classe de pedregulhos (G) com mais e 50% retido na peneira #4 ou areias (S) com mais e 50% passante na peneira #4.

Nos solos grossos, se a amostra possui menos de 5% de finos na composição o solo é classificado como mal graduado (P) ou bem graduado (W) em função do coeficiente de uniformidade e curvatura. Para o solo ser considerado bem graduado, deve possuir coeficiente de uniformidade (Cu) maior que 4,0 para pedregulhos e maior que 6,0 para areias, além de apresentar coeficiente de curvatura (Cc) entre 1,0 e 3,0.

No caso de a amostra apresentar mais que 12% de finos na composição, a classificação secundária será correlacionada com o posicionamento do solo na carta de plasticidade. Se a amostra apresentar entre 5% e 12% de finos, o solo terá que ser classificado tanto de acordo com sua granulometria, como de acordo com a carta de plasticidade.

2. ÁREA DE ESTUDO

A comunidade do Coxipó do Ouro é composta por pequenas chácaras e alguns restaurantes e uma escola municipal de educação básica. Em 2010 de acordo com censo (IBGE, 2010) do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) a comunidade possuía 731 habitantes.

A comunidade do Distrito do Coxipó do Ouro (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**) está localizada na bacia hidrográfica do Rio Coxipó, entre os distritos do Coxipó do Ouro na porção norte e do Coxipó da Ponte na porção sul. A área de estudo, referente ao entorno da comunidade do Distrito do Coxipó do Ouro, possui cerca de 24,68 km².

Tarden & Rosa (2020) elaboram um mapeamento na escala de 1:25.000 no entorno da comunidade do Coxipó do Ouro (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

As autoras identificaram os seguintes litotipos: Intercalação de Filito cinza e verde (membro pai Joaquim), Metarenito bege (membro pai Joaquim), Metarenito cinza (membro pai Joaquim), Metassilito (membro pai Joaquim), Metapelito (membro pai Joaquim), Metatilitos (membro Marzagão) e Depósitos Aluvionares.

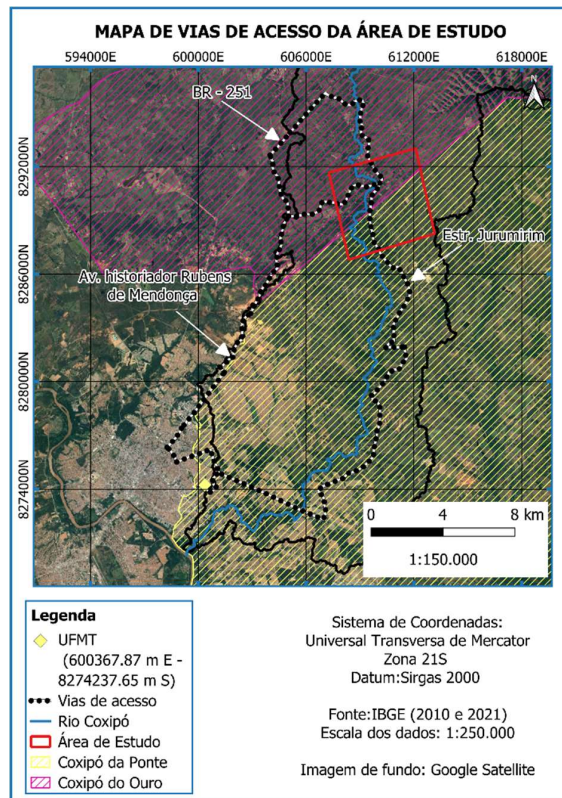


Figura 1: Mapa de vias de acesso da área de estudo.

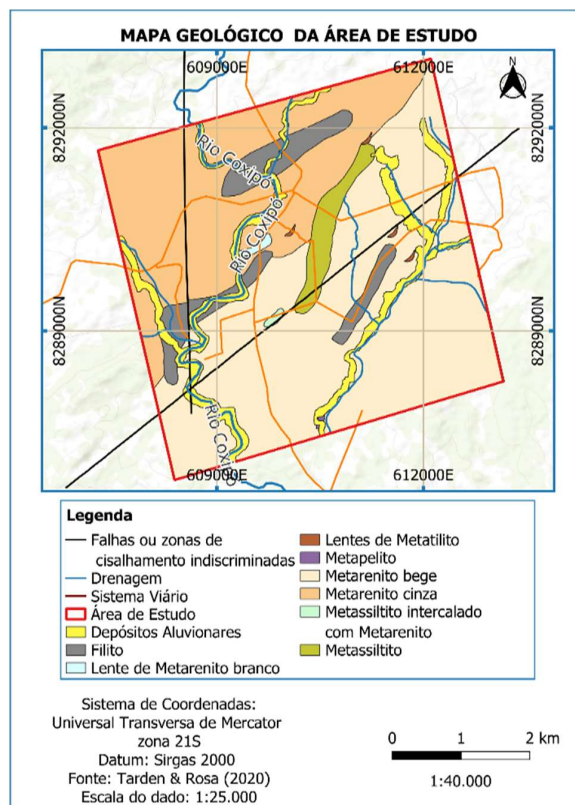


Figura 2: Mapa geológico da área de estudo com escala de 1:25.000 elaborado por Tarden & Rosa (2020).

A Figura 2 mostra uma predominância de um substrato rochoso arenoso na região de estudo considerando a predominância de ocorrência de metarenitos seguido do afloramento de metapelitos e metassiltitos.

Pedologicamente, a área de estudo está inserida nas classes de Plintossolo e Cambissolo, como mostra a **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

São observados outros quatro tipos de plintossolos e dois tipos de Cambissolos: Plintossolo Pétrico Concrecionário Distrófico argissólico (FFcd1); Plintossolo Pétrico Concrecionário Distrófico típico (FFcd3); Plintossolo Pétrico Concrecionário Distrófico Típico (FFcd5); o Plintossolo Pétrico Concrecionário Distrófico típico ou léptico (FFcd6); Cambissolo Háptico Tb Distrófico típico (CXbd2) e Cambissolo Háptico Tb Distrófico típico (CXbd3). As descrições detalhadas podem ser obtidas em Thomé filho *et al.* (2004) e Santos *et al.* (2018).

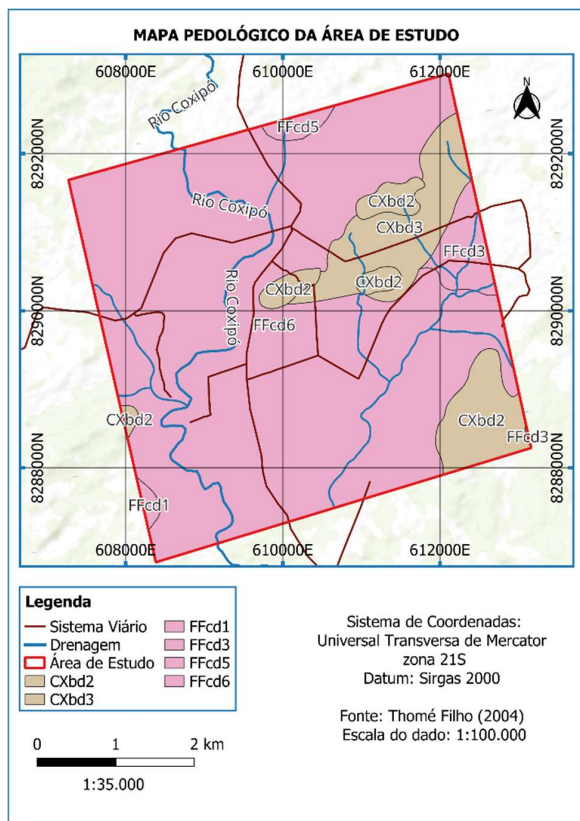


Figura 3: Mapa pedológico da área de estudo elaborado por Thomé Filho et al., (2004).

Os Plintossolos são solos constituídos por material mineral, apresentando horizonte plíntico ou litoplíntico ou concrecionário. Apresentam textura média muito cascalhenta/argilosa muito cascalhenta

podendo estar associados com Latossolo Vermelho-Amarelo, Neossolo Litólico e Cambissolos Hápticos.

Enquanto os cambissolos são solos constituídos por material mineral, com horizonte B incipiente com textura média cascalhenta podendo estar associados a Neossolo Litólico.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção são apresentados os materiais e métodos utilizados no presente trabalho.

3.1. Coleta de amostras

Na etapa de campo foram visitados 18 pontos, representados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e Tabela 1, nos quais foram coletadas amostras deformadas de solo por meio de sondagens a trado conforme a NBR 9603 (ABNT, 2015) para realizar ensaios de caracterização.

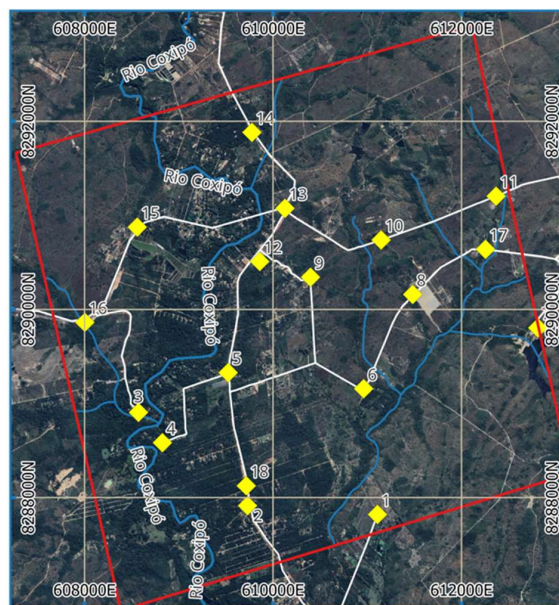


Figura 4: Mapa de localização pontos selecionados para amostragem representados em amarelo.

As amostras foram preparadas segundo a norma NBR 6457 (ABNT, 2016a) no Laboratório Multiusuário de Geotecnia e Infraestrutura – GeoInfra, Campus Várzea Grande - UFMT.

Em seguida foram executados os ensaios granulometria por peneiramento conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016b), limites de Atterberg seguindo a NBR 6459 (ABNT, 2016c) e NBR 7180 (ABNT, 2016d).

Tabela 1. Pontos selecionados para a amostragem.

| Ponto | X (m) | Y (m) | Profundidade (m) | |
|-------|-----------|------------|------------------|-------|
| | | | Inicial | Final |
| 01 | 611119,80 | 8287833,18 | 0,00 | 0,25 |
| 02 | 609732,31 | 8287913,55 | 0,40 | 0,80 |
| 03 | 608572,99 | 8288901,82 | 0,20 | 1,10 |
| 04 | 608825,19 | 8288581,50 | 0,00 | 0,40 |
| 05 | 609536,78 | 8289317,76 | 0,00 | 0,25 |
| 06 | 610967,51 | 8289165,73 | 0,00 | 0,20 |
| 07 | 612835,94 | 8289728,59 | 0,00 | 0,00 |
| 08 | 611484,02 | 8290157,78 | 0,00 | 0,00 |
| 09 | 610396,51 | 8290339,60 | 0,00 | 0,08 |
| 10 | 611146,19 | 8290733,34 | 0,00 | 0,00 |
| 11 | 612365,82 | 8291201,98 | 0,00 | 0,00 |
| 12 | 609858,75 | 8290508,33 | 0,00 | 0,00 |
| 13 | 610126,52 | 8291076,20 | 0,00 | 0,00 |
| 14 | 609776,74 | 8291881,24 | 0,00 | 0,00 |
| 15 | 608559,59 | 8290871,61 | 0,00 | 0,09 |
| 16 | 608002,54 | 8289862,90 | 0,00 | 0,00 |
| 17 | 612253,87 | 8290638,70 | 0,00 | 0,00 |
| 18 | 609716,14 | 8288123,79 | 0,00 | 0,25 |

4. RESULTADOS

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios de granulometria por peneiramento, limites de liquidez, limite de plasticidade e massa específica aparente natural. A Tabela 2 apresenta o resumo dos resultados obtidos.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de caracterização.

| Ponto | Pedregulho (%) | Areia (%) | Silte e Argila (%) | LL (%) | IP (%) | ρ_n (g/cm ³) | SUCS |
|-------|-------------------|--------------|--------------------------|-----------|-----------|----------------------------------|--------------|
| 01 | 09 | 85 | 07 | 23 | 9 | 2,5 | SP/SC |
| 02 | 09 | 77 | 14 | - | - | 2,2 | SC/SM |
| 03 | 18 | 81 | 01 | 08 | 7 | 2,5 | SP |
| 04 | 41 | 42 | 17 | 14 | 3 | 2,3 | SM |
| 05 | 01 | 76 | 23 | 13 | 2 | 2,3 | SM |
| 06 | 54 | 31 | 15 | 16 | 2 | 2,3 | GM |
| 07 | 03 | 80 | 17 | 15 | 2 | 2,4 | SM |
| 08 | - | - | - | - | - | - | - |
| 09 | 50 | 46 | 03 | - | - | 2,5 | GP |
| 10 | - | - | - | - | - | 1,3 | - |
| 11 | 40 | 45 | 02 | - | - | 1,3 | SP |
| 12 | 51 | 25 | 23 | 18 | 2 | 1,8 | GM |
| 13 | - | - | - | - | - | - | - |
| 14 | 50 | 40 | 10 | 14 | 1 | 2,2 | SP/SM |
| 15 | 22 | 36 | 43 | 29 | 4 | - | - |
| 16 | 13 | 72 | 15 | - | - | 1,9 | SC/SM |
| 17 | 01 | 88 | 12 | - | - | 2,0 | SP/SM- SC |
| 18 | 35 | 63 | 02 | 22 | 3 | - | SP |

LL – Limite de liquidez / IP – Índice de plasticidade / ρ_n – Massa específica aparente natural

Nos pontos 8 e 13, respectivamente, não foram coletadas amostras devido a ocorrências de ocorrência de bota fora e afloramentos rochosos. Com base nos resultados dos ensaios por peneiramento, os solos foram enquadrados no SUCS conforme os procedimentos descritos na ASTM (2017).

5. DISCUSSÃO

Com base nos resultados observa-se uma maior concentração de valores superiores ao valor médio de 2,11 g/cm³, associados a solos pouco desenvolvidos pedologicamente e/ou bem compactados. Observa-se que os valores mais baixos de massa específica estão restritos a ocorrência dos cambissolos enquanto os demais valores estão associados com os plintossolos.

Os solos do ponto 01 e 03 apresentam plasticidade moderada enquanto os demais solos apresentam baixa plasticidade. No ponto 01 observa-se um solo distinto da literatura, mas residual dos metarenitos da região enquanto o solo no ponto 03 parece estar relacionado com um material transportado que recobre os depósitos aluvionares. Note que a plasticidade do material está relacionada com a pequena porcentagem de finos, principalmente no ponto 03.

Com base na forma das curvas granulométricas obtidas nos resultados dos ensaios de granulometria por peneiramento foram definidos três grupos distintos.

O primeiro grupo, (Figura 5), que abrange os pontos 1, 2, 3, 5, 7, 16, 17 e 18, apresenta predominância da faixa granulométrica correspondente a areia fina e média, compatível com o contexto geológico da região. Os pontos 1, 3 e 5 se apresentam como solos bem graduados e muito uniformes enquanto os demais pontos são solos de gradação aberta e muito uniformes.

Em relação do contexto geológico, o primeiro grupo está inserido na litologia Metarenito bege os pontos 01, 02, 03, 05, 07 e o 18 enquanto que o ponto 16 possui como litologia o Metarenito cinza e o ponto 17 está em um depósito Aluvionar. A pedologia desse grupo está associação ao Plintossolo.

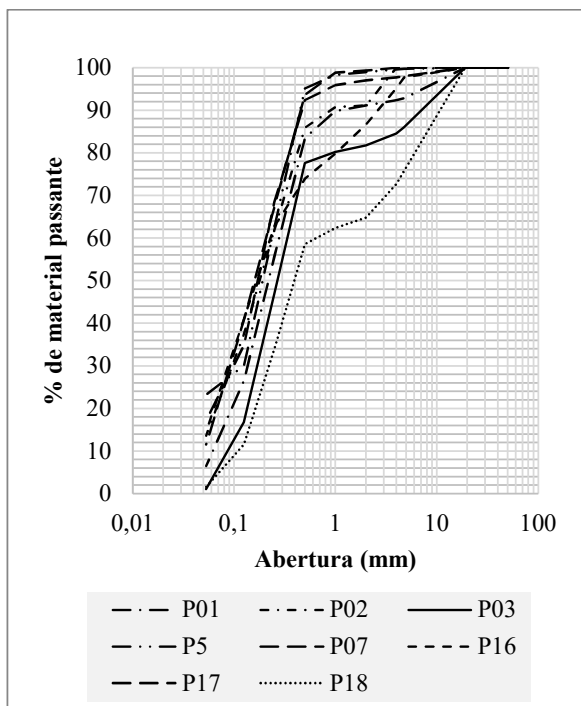


Figura 5: Curvas granulométricas dos ensaios enquadrados primeiro grupo.

O segundo grupo (Figura 6) engloba os pontos 4, 6, 9, 11, 12 e 14, cujas curvas granulométricas são apresentadas na Figura 2, e apresentam predominância da faixa granulométrica correspondente ao pedregulho.

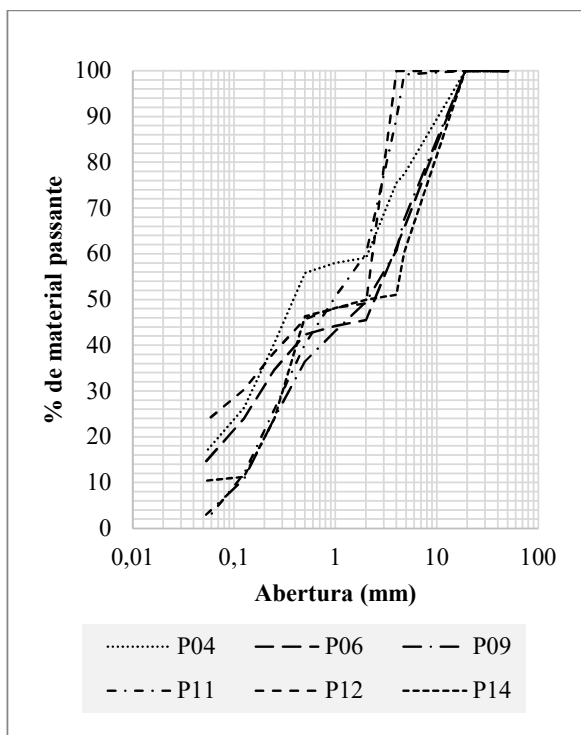


Figura 6: Curvas granulométricas dos ensaios enquadrados no segundo grupo.

O ponto 6 se apresenta como solos bem graduado e muito uniforme enquanto os pontos 4, 9, 11, 12 e 14 são solos de gradação aberta desuniformes.

A pedologia do segundo grupo predominantemente Plintossolo com exceção ao ponto 09 pois, está relacionado com Cambissolo. Esse grupo possui rochas no ponto 04 Metarenito bege, Filito no ponto 06, Metassiltito no ponto 09, Depósitos Aluvionares no ponto 11 e o Metarenito cinza nos pontos 12 e o 14.

O terceiro grupo (Figura 7), composto pelo ponto 15, apresenta predominância da faixa granulométrica correspondente a silte e argila. Ao relacionarmos como o contexto geológico da região e com as visitas técnicas é possível que seja um solo residual do metassiltito indicado por Tarden e Rosa (2020).

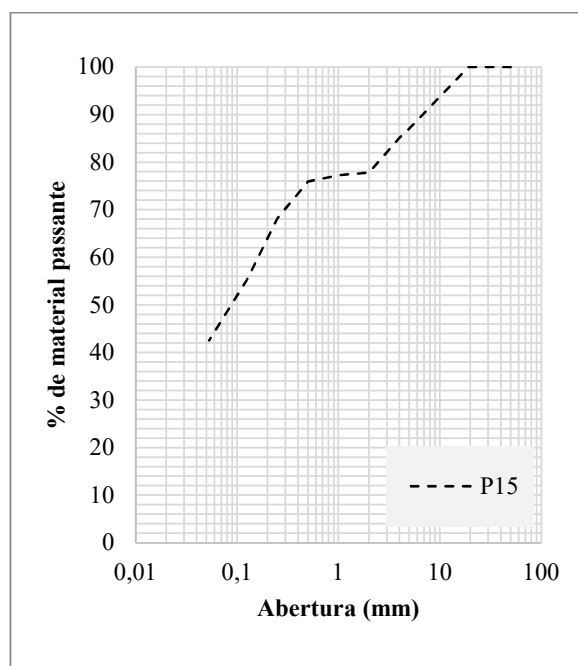


Figura 7: Curvas granulométricas dos ensaios enquadrados no terceiro grupo.

Com base no modelo digital de elevação e nos resultados dos ensaios foi elaborada a Figura 8 correspondente a espacialização dos resultados do enquadramento no Sistema Unificado de Classificação de Solos.

Segundo a USDA (2022), os solos da zona 2, 4 e 5 são classificados como solos com baixa resistência a erosão associada a um fluxo contínuo de água. A zona 3 é classificada como um solo com resistência a erosão variando de baixa a moderada enquanto na zonal a resistência varia de alta a moderada. Entretanto, observando a suscetibilidade a erosão na

zona 1 devido as declividades mais elevadas na região.

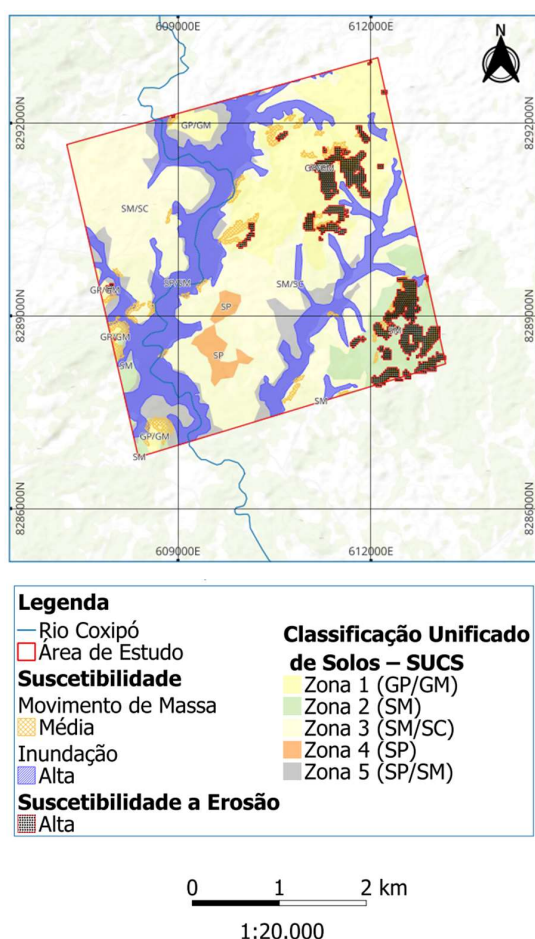


Figura 8: Ilustração apresentando a espacialização dos resultados do enquadramento no Sistema Unificado de Classificação de Solos a suscetibilidade a processos da dinâmica superficial.

Observa-se que a relação entre os solos predominantemente arenoso e a ocorrência de substrato de rochas metamórficas com muitos grãos nesta faixa granulométrica.

As ocorrências de solos com pedregulhos estão associadas a ocorrência de neossolo litólico e plintossolos pétricos concrecionário a nordeste da área de estudo. A ocorrência de faixas granulométricas menores pode estar relacionada com metassiltitos e filitos.

A Tabela 3, mostra a relação do mapa de espacialização dos resultados do enquadramento no SUCS com o contexto geológico e pedológico.

Tabela 3: Síntese das informações compiladas sobre as zonas delimitadas.

| Zona (SUCS) | Geologia Tarden & Rosa (2020) | Pedologia Thomé Filho (2004) |
|-----------------|---|--|
| Zona 01 (GP/GM) | Metasiltito, metarenito bege e cinza e lentes de metatilito | Cambissolo háplico Neossolo litólico Plintossolo pétrico concrecionário Latosolo vermelho amarelo |
| Zona 02 (SM) | Metarenitos de cor bege | Cambissolos |
| Zona 03 (SM/SC) | Metarenito bege e cinza | Plintossolo Pétrico |
| Zona 04 (SP) | Lentes metarenito branco e bege | Plintossolo Pétrico e Cambissolos |
| Zona 05 (SP/SM) | Filito, metarenito bege e cinza | Plintossolo Pétrico |

6. CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de campo e laboratório foi possível compreender um pouco mais sobre os solos da região. Na área de estudo observa-se predominância de solos arenosos de baixa plasticidade ou mal graduados com ocorrências isoladas de pedregulhos com silte de baixa plasticidade.

Os resultados obtidos são compatíveis com a classificação pedológica como Plintossolo Pétrico Concrecionário de textura média muito cascalhenta de ocorrência em relevo suave ondulado. Pela textura dos materiais estima-se que o solo do terceiro grupo seja residual de metassiltito enquanto os demais grupos estejam associados com a ocorrência de metarenito na região conforme mapeamento geológico realizado por Tarden & Rosa (2020).

O sistema de classificação SUCS utilizado se mostrou adequando para obter estimativas do comportamento esperado para os solos, mas necessitam ser complementados por outros tipos de análises e dados.

Informações sobre a massa específica aparente natural permitem estimar o grau de compactação e por sua vez uma taxa de infiltração dos solos. Na área observamos valores elevados de massas específicas que podem estar associados a solos pouco desenvolvidos pedologicamente e/ou bem compactados.

A curvatura e inclinação das curvas permitem estimar que solos mal graduados e de gradação aberta podem ser mais susceptíveis a processos hidroerosivos caso as condições sejam favoráveis para sua deflagração.

Com esse tipo de informações é possível estimar o uso mais apropriado dos solos além de subsidiar a elaboração de diretrizes de uso e ocupação. Posteriormente, os dados produzidos podem subsidiar a escolha das áreas destinadas para o mapeamento de aptidão a urbanização.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS. (2016a) NBR 6457:2016: *Amostras de solo Preparação para ensaios de compactação e ensaios de Caracterização*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2016.

_____(2016b) NBR 7181:2016: *Solo - Análise granulométrica*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2016.

_____(2016c) NBR 6459:2016: *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2016.

_____(2016d) NBR 7180:2016: *Solo-Determinação do limite de plasticidade*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2016.

_____(2015) NBR 9603:2015 - *Sondagem a trado*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2017). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.

BRASIL. (2012) *Lei Nº 12608/2012 ,10 de abril de 2012*. Política Nacional de Proteção e Defesa Civil (PNPDEC). Brasília, DF: Diário Oficial da União, 2012. Disponível em: L12608 (planalto.gov.br). Acessado em 28/06/2023.

BRASIL (2021). *Decreto nº 10.692 de 03 de maio de 2021*. Institui o Cadastro Nacional de Municípios com Áreas Suscetíveis à Ocorrência de Deslizamentos de Grande Impacto, Inundações Bruscas ou Processos Geológicos ou Hidrológicos Correlatos. Disponível em: D10692 (planalto.gov.br). Acessado em 28/06/2023.

CABRAL DE SOUZA, C. V.; DE SOUSA MORETTI, R. I.: Carta Geotécnica de Aptidão à Urbanização e planejamento municipal. *Diálogos Socioambientais*, [S. l.], v. 4, n. 12, p. 20–24, 2021. Disponível em: <https://periodicos.ufabc.edu.br/index.php/dialogosocioambientais/article/view/589>. Acesso em: 8 ago. 2023.

DINIZ, N. C.; FREITAS, C. G. (coord.). Cartografia geotécnica. In: COUTINHO, R.Q. (org.). (2013)

Parâmetros para a cartografia geotécnica e diretrizes para medidas de intervenção de áreas sujeitas a desastres naturais. Brasília, Ministério das Cidades/GEGEP/UFPE.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. (2010). *Malha de Setores Censitários 2010*. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/geociencias/organizacao-do-territorio/malhas-territoriais/26565-malhas-de-setores-censitarios-divisoes-intramunicipais.html>. Acessado em 28/06/2023.

MIDIA NEWS (2016). *Moradores relatam “maior cheia dos últimos 22anos”* <https://www.midianews.com.br/cotidiano/moradores-relatam-maior-cheia-dos-ultimos-22-anos/281243>, Acesso em 15/11/2023.

OLIVEIRA, B.R. (2018). Cartografia geotécnica de grande escala: estudo de caso setor habitacional Asa Taquari [Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-305/2018, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 144 p.

PORTAL MATOGROSSO. (2021). *Coxipó da Ponte*. Disponível em: <https://portalmatogrosso.com.br/coxipo-da-ponte/>. 2020. Acesso em: 15/02/2023.

SANTOS, H. G. et al. 2018. *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos – 5. ed., rev. e ampl.* – Brasília, DF : Embrapa, 2018. 356 p.

SOBREIRA, F. G.; SOUZA, L. A. de. Cartografia geotécnica aplicada ao planejamento urbano. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental*, v. 2, n. 1, p. 79-97, 2012.

TARDEN, L. F; ROSA, S.A. (2020) *Mapeamento Geoambiental e Qualidade Hidrológica na Região do Coxipó do Ouro, Cuiabá-MT*. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Geologia) – Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, 2020.

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA). Part 631 Geology National Engineering Handbook. *Engineering Classification of Earth Materials*. Jun 2022.

VILLIBOR, D.F.; ALVES, D.M.L (2017) Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa. *Revista ABPV*, nº 13, 20p.

ZAMPARONI C.G. (2012), *Riscos e desastres naturais em ambiente urbano: o exemplo de Cuiabá/MT*. *Revista Brasileira de Climatologia*, v. 10, 14p. Disponível em: <https://revistas.ufpr.br/revistaabclima/article/view/30581>. Acessado em 15/10/2023.

Infraestrutura de Dados Espaciais da Faculdade de Geociências- UFMT: Utilização, compartilhamento e disseminação da Geoinformação

Bruno Rodrigues de Oliveira

Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, bruno.oliveira6@ufmt.br

Luann Augusto Rosa de Oliveira

Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, luann.rosa@hotmail.com

Maria Eduarda Meneguzzi Tibaldi

Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, mariaeduardameneguzzi@gmail.com

RESUMO: Com a multiplicidade de geotecnologias existentes no mercado e a crescente produção de dados geoespaciais, surgem novos métodos de distribuição mais ágeis e eficientes a cada dia. As Infraestrutura de Dados Espaciais (IDE) fornecem meios automatizados, sancionados por uma instituição, para publicação, recuperação, análise e troca de dados geoespaciais entre os produtores e consumidores de geoinformação além de padrões de armazenamento que garantam o compartilhamento e a interoperabilidade dos dados. Nesse contexto, essa pesquisa se propõe a disponibilizar um nó de acesso a dados produzidos pela Faculdade de Geociências (FAGEO) da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT), em tempo real, por meio um serviço de acesso a dados via internet aumentando a sua utilização e consequentemente a sua importância e o alcance do conhecimento produzido. Até o presente momento, com participação ativa de quatorze alunos bolsistas e voluntários, foram recuperadas e digitalizadas quatro poligonais de trabalhos de graduação, cinco poligonais de cartas geotécnicas, 91 poligonais de trabalhos de pós-graduação totalizando cerca de 316.000 km², cobrindo aproximadamente 35% do estado de Mato Grosso (MT). A posterior disponibilização dos dados na contribuirá na divulgação e trará visibilidade para a universidade e para as pesquisas na instituição a nível internacional.

PALAVRAS-CHAVE: Palavras Mais Importantes, Máximo de Seis Palavras, Separadas por Vírgulas.

ABSTRACT: With the multitude of geotechnologies available in the market and the growing production of geospatial data, new, more agile and efficient distribution methods emerge every day. Spatial Data Infrastructures (SDIs) provide automated means, sanctioned by an institution, for the publication, retrieval, analysis, and exchange of geospatial data among producers and consumers of geoinformation, along with storage standards that ensure data sharing and interoperability. In this context, this research aims to provide access to data produced by the Faculty of Geosciences (FAGEO) at the Federal University of Mato Grosso (UFMT) in real-time through an internet-based data access service, increasing its utilization, importance, and the reach of the generated knowledge. Up to the present moment, with the active participation of fourteen scholarship students and volunteers, four polygons from undergraduate theses, five polygons from geotechnical maps, and 91 polygons from postgraduate theses have been recovered and digitized, totaling approximately 316,000 km², covering approximately 35% of the state of Mato Grosso (MT). The subsequent data availability will contribute to the dissemination and visibility of the university and its research internationally.

KEY WORDS: Most important words, up to six.

1 INTRODUÇÃO

O Plano de Ação para a implementação da Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais (INDE), desde 2010 (CINDE, 2010) até a sua

implementação, indica que a Geoinformação passou a ocupar uma posição estratégica na tomada de decisão nos mais diversos setores, seja na prospecção de novas oportunidades de negócio até o planejamento e a gestão territorial

(Krol et al., 2016; Procópio et al., 2023; SILVA & JULIÃO, 2022).

Muitos consumidores de Geoinformação produzem seus próprios dados devido à ausência de informação na escala de interesse do projeto. É usual que ocorra desperdício de recursos com a duplicação de dados por falta de comunicação ou divulgação dos trabalhos anteriores (Oliveira et al., 2021). As universidades apresentam um grande potencial de divulgação diante da grande quantidade de Geoinformação produzida, mesmo com a escassez de recursos destinados à pesquisa, que comumente fica restrita aos computadores dos laboratórios, relatórios e periódicos.

Na Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT), o curso de Graduação em Geologia foi autorizado a funcionar em 08 de outubro de 1975 e a primeira turma ingressou no ano de 1976 (UFMT, 2023d). Desde a sua fundação, a 48 anos, a Geoinformação produzida contribuiu para uma compreensão do contexto geológico e para o desenvolvimento econômico do Mato Grosso, entretanto os resultados dos mapeamentos geológicos e/ou geotécnicos ficaram restritos ao meio acadêmico e em formatos que dificultam a sua utilização.

Diante da demanda por dados geotécnicos oriunda da obrigatoriedade de inclusão de cartas geotécnicas de suscetibilidade, aptidão à urbanização e risco no instrumento de planejamento territorial, conhecido como Plano Diretor, após a promulgação da Lei nº 12.608 de 2012 (BRASIL, 2012) e por dados geológicos, reforçada pelos recentes convênios com a Companhia Matogrossense de Mineração (METAMAT) e Agência Nacional de Mineração (ANM), essa pesquisa se propõe a estruturar, viabilizar o acesso e ampliar a divulgação dos dados geológicos e/ou geotécnicos produzidos e armazenados pela Faculdade de Geociências utilizando somente soluções gratuitas de armazenamento e distribuição de dados na internet.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a consecução dos objetivos os métodos foram separados em três etapas: Estruturação do banco de dados; Compilação e

compatibilização dos dados preexistentes; e Publicação dos geoserviços.

2.1 Estruturação do banco de dados

A primeira etapa consistiu na estruturação de um banco de dados utilizando o PostgreSQL Versão 11.17 que é um banco de dados de objeto-relacional de código aberto (PostgreSQL Global Development Group, 2021). Este banco foi escolhido pela forte reputação de confiabilidade, robustez de recursos e desempenho associada à sua extensão espacial, o PostGIS. O PostGIS Versão 3.0.3 (Postgis, 2022) complementa o banco de dados adicionando suporte a objetos e consultas espaciais 2D/3D em SQL.

Para armazenar os dados compilados foram definidos os atributos de maneira a reunir as informações necessárias para sua adequada utilização os quais pertencem aos seguintes planos de informação com as poligonais: dos trabalhos de pós-graduação; dos trabalhos de graduação; dos mapeamentos geotécnicos; das unidades de mapeamento geológico; e das unidades de mapeamento geotécnico.

As poligonais dos trabalhos de pós-graduação, graduação e mapeamentos geotécnicos são representadas por geo-objetos do tipo polígono que podem apresentar anéis internos e se sobrepõem independentemente do período. A geometria deve ser construída utilizando a latitude e longitude dos vértices sempre no mesmo sistema de referência. A depender da escala, os polígonos podem ser representados por geometrias do tipo ponto para facilitar a visualização. A Tabela 1 apresenta um resumo dos atributos dos planos de informações relacionados as poligonais.

Tabela 1: Atributos dos planos de informações relacionados as poligonais dos mapeamentos geotécnicos e dos trabalhos de pós-graduação e graduação.

| Atributo | Tipo | Descrição |
|------------|----------|-------------------------------------|
| Autor | Texto | Nome do autor da pesquisa compilada |
| Ano | Numérico | Ano de defesa |
| Orientador | Texto | Nome do orientador |

| | | |
|----------|----------|---|
| Tipo | Texto | Indica se o trabalho é do nível de graduação ou pós-graduação |
| Fonte | Texto | Endereço do documento original publicado |
| Pesquisa | Texto | Título da pesquisa |
| Assunto | Texto | Palavras-chave |
| Área | Numérico | Área em metros quadrados da poligonal |

As unidades de mapeamento geológico ou geotécnico são representadas por geo-objetos do tipo polígono que podem sobrepor outros mapeamentos independente do período, mas não podem se sobrepor. Isso vale para as lacunas, enquanto dois mapeamentos distintos podem apresentar lacunas, não são permitidas lacunas entre unidades de mapeamento do mesmo mapeamento. A geometria deve ser construída utilizando a latitude e longitude, no mesmo sistema de referência. A Tabela 2 apresenta um resumo dos atributos dos planos de informações relacionados aos mapeamentos geológicos ou geotécnicos.

Tabela 2: Atributos dos planos de informações relacionados aos mapeamentos geológicos e geotécnicos.

| Atributo | Tipo | Descrição |
|----------|----------|---|
| Unidade | Texto | Nome da unidade de mapeamento geológica ou geotécnica |
| Autor | Texto | Nome do autor da pesquisa compilada |
| Fonte | Texto | Endereço do documento original publicado |
| Ano | Numérico | Ano de defesa da pesquisa |
| Tipo | Texto | Indica se a pesquisa é de graduação ou pós-graduação |
| Área | Numérico | Área em metros quadrados da poligonal |

2.2 Compilação e compatibilização dos dados existentes

Os dados foram compilados de repositórios online (UFMT, 2023b, 2023a) buscas em periódicos e a partir de contatos com

pesquisadores da FAGEO. A etapa seguinte consistiu no georreferenciamento das poligonais das pesquisas em Geociências apresentados nos trabalhos de graduação e pós-graduação e nos relatórios dos mapeamentos geotécnicos. Para o georreferenciamento foi utilizado o Sistema de Informações Geográficas (SIG) QGIS, versão 3.18.

Com os mapas georreferenciadas com erro residual inferior a dez metros, iniciou-se a vetorização das poligonais e dos mapeamentos. Os dados compilados foram compatibilizados de maneira que o dado disponibilizado atenda a estrutura estabelecida na Tabela 1 e Tabela 2 e apresentem um nível adequado de qualidade e interoperabilidade. Todos os dados foram verificados no tocante a erros de geometria e topologia.

2.3 Publicação de Geoserviços

A disponibilização dos dados foi feita utilizando o GeoServer que consiste em um servidor de código aberto que permite compartilhar dados geoespaciais utilizando padrões abertos, como, Web Map Service (WMS), Web Coverage Service (WCS) e Web Feature Service (WFS)(OSGEO, 2023).

Para uma melhor visualização dos dados, um mapa dinâmico foi criado utilizando o QGIS Cloud que consiste em uma plataforma Web-GIS para publicação de mapas, dados e serviços na internet (Sourcepole, 2023). Os serviços WMS com os dados compilados e o mapa dinâmico podem ser consultados, respectivamente, nos endereços [IDE/FAGEO \(ufmt.br\)](http://ide/fageo.ufmt.br) e <https://qgiscloud.com/brunooliveira/IDEFAGEO/>. Mais informações podem ser obtidas em (UFMT, 2023c).

2 RESULTADOS

Até o presente momento foram recuperadas e digitalizadas quatro poligonais de trabalhos de graduação, cinco poligonais de cartas geotécnicas e 91 poligonais de trabalhos de pós-graduação.

A área de cobertura das pesquisas realizadas no estado é apresentada na Figura 1 na qual observa-se uma concentração de trabalhos

na região sul, englobando a capital, e as regiões norte/noroeste.

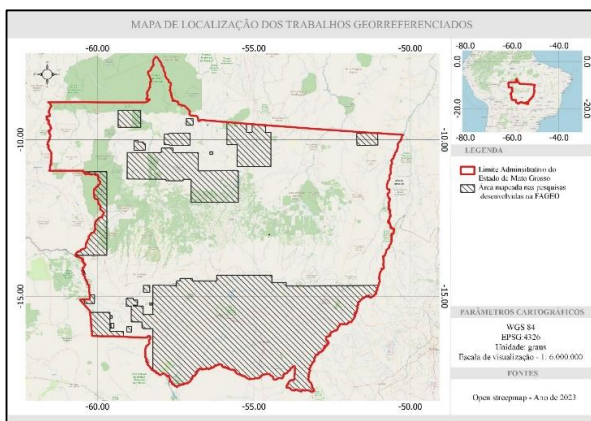


Figura 1: Mapa de localização das áreas contempladas por pesquisas realizadas pela Faculdade de Geociências.

No tocante aos trabalhos de graduação, as dezesseis poligonais georreferenciadas recobrem aproximadamente 0,02%, cerca de 22.268 km², da área do estado (Figura 2). Neste levantamento somente os trabalhos recentes foram incorporados e as pesquisas anteriores serão gradativamente incorporadas ao banco de dados, visto que os trabalhos anteriores somente estão disponíveis em volumes físicos.

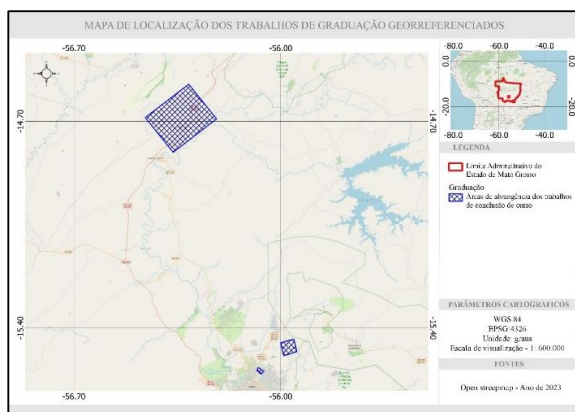


Figura 2: Mapa de localização das poligonais georreferenciadas dos trabalhos de graduação.

As cartas geotécnicas são produtos cartográficos que fornecem uma representação generalizada de todos os componentes de um ambiente geológico de significância para a finalidade da carta e sintetiza o conhecimento de modo a subsidiar a elaboração de medidas preventivas ou corretivas visando reduzir problemas ambientais, orientar o uso e ocupação

do solo e mitigar os riscos relacionados a implantação de empreendimentos de engenharia civil e de mineração (Diniz, 2012; IAEG, 1976).

A FAGEO atuou na elaboração de cinco das oito cartas geotécnicas disponíveis no estado de Mato Grosso. As poligonais de cartas geotécnicas recobrem 567 km² (Figura 3 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

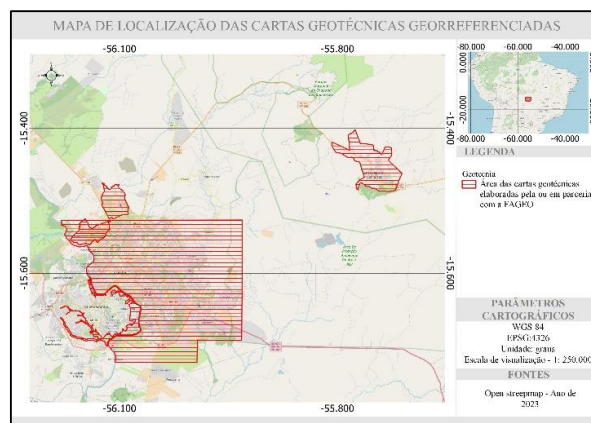


Figura 3: Mapa de localização das poligonais georreferenciadas das cartas geotécnicas elaboradas pela FAGEO.

As cartas geotécnicas costumam utilizar abordagens qualitativas baseadas na geomorfologia e pedologia para a compreensão dos fenômenos da dinâmica superficial e seus impactos no planejamento e gestão territorial. Uma carta foi apresentada em periódico (Salomão et al., 2012), três cartas na forma de parcerias com o poder público (Salomão et al., 2016, 2017; Salomão, Madruga, et al., 2012) e uma colaboração na elaboração (Feuerharmmel et al., 1995).

O Programa de Pós-Graduação em Geociências (PPGEC), vinculado à Faculdade de Geociências (FAGEO), da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT) teve o parecer favorável para sua implantação pela CAPES, em novembro de 2004. A primeira turma iniciou o Curso de Mestrado no segundo semestre de 2005 e os primeiros concluintes encerraram no segundo semestre de 2007. O corpo docente do Programa é constituído por doutores com ampla experiência, em instituições de pesquisa nacionais e internacionais, nas várias subáreas das Geociências (UFMT, 2023d).

Um total de 91 poligonais de pesquisas desenvolvidas no programa de Pós-Graduação em Geociências foram georreferenciadas. Das poligonais que intersectam o estado de Mato Grosso, observa-se uma cobertura de 316.000 km², ou seja, aproximadamente 35% da área do estado (Figura 4).

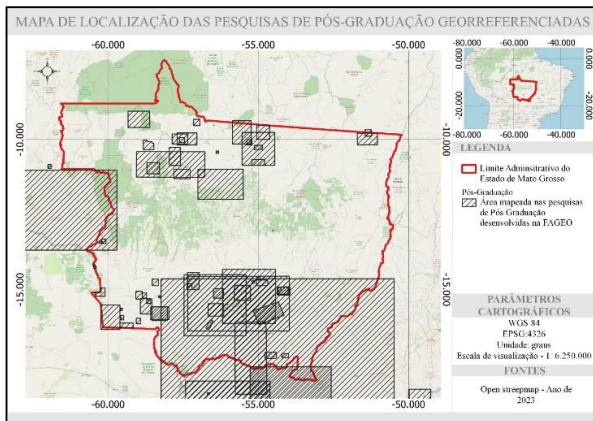


Figura 4: Mapa de localização das poligonais georreferenciadas das pesquisas elaboradas pela FAGEO no programa de pós-graduação.

A Figura 5 apresenta uma representação gráfica da quantidade de pesquisas defendidas por ano no PPGE. Observa-se uma tendência de crescimento até o ano de 2016 seguido de uma redução de trabalhos defendidos até o último ano registrado, em 2019.

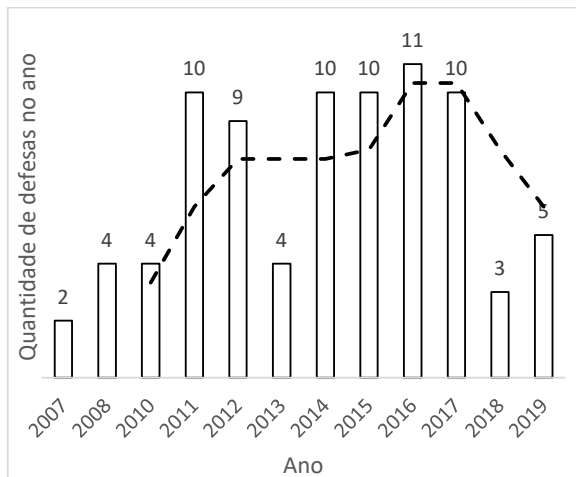


Figura 5: Quantidade de pesquisas de mestrado defendidas por ano até 2019 desde a implementação do Programa de Pós-graduação em Geociências.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Das pesquisas em Geociências elaboradas no estado de Mato Grosso, observa-se uma cobertura de aproximadamente 35% da área do estado enquanto a cartografia geotécnica recobrem menos de 0,1% da área do estado. No caso dos dados geotécnicos, a ausência de informações primárias dificulta a elaboração dos produtos cartográficos dificultando inclusive o desenvolvimento de pesquisas relacionadas.

Todos os dados georreferenciados das cartas geológicas e geotécnicas apresentados podem ser baixados no site do projeto e estão inseridos no banco de dados geotécnicos do Estado de Mato Grosso. No site também está disponível um mapa dinâmico para visualização dos dados utilizando uma plataforma gratuita ou podem ser consultados por geoserviços utilizando

<https://qgiscloud.com/brunooliveira/IDEFAGEO/>.

Até a presente data foram recepcionados 405 visitantes no MMRF e as publicações online obtiveram 350 visualizações. Até o momento cerca de 70 pessoas de Instituições Governamentais Federais, Estaduais ou Municipais e Organizações Privada consultaram os dados disponíveis no site do projeto [IDE/FAGEO \(ufmt.br\)](http://IDE/FAGEO.ufmt.br).

Espera-se com essa publicação que mais pessoas tomem conhecimento dos dados produzidos e se melhore a acessibilidade de transparência dos trabalhos desenvolvidos pela FAGEO.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Mato Grosso (Fapemat), pelo apoio financeiro mediante concessão das bolsas de extensão tecnológica.

REFERÊNCIAS

- CINDE. (2010). *Plano de ação para Implantação da INDE*.
- DINIZ, N. C. (2012). Cartografia geotécnica por classificação de unidades de terreno e avaliação de suscetibilidade e aptidão. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental*, 2(1/2), 29–77.
- FEUERHARMEL, A. R., SANTOS, J. A. L. DOS, & RODRIGUES, P. (1995). Aplicação da Carta

- Geotécnica de Cuiabá. *Revista Do Instituto Geológico*, 16(esp), 121–123.
<https://doi.org/10.33958/revig.v16iesp.624>
- IAEG. (1976). *Engineering geological maps; a guide to their preparation* (Unesco, Ed.).
<https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000016580>
- KROL, B., BOERBOOM, L., LOOIJEN, J., & VAN WESTEN, C. (2016). *The Use of Geo-information in Eco-DRR: From Mapping to Decision Support* (pp. 161–179). https://doi.org/10.1007/978-3-319-43633-3_7
- OLIVEIRA, B., SOUZA, N., SILVA, R., & SILVA JUNIOR, E. (2021). Tridimensional geotechnical database modeling as a subsidy to the standardization of geospatial geotechnical data. *Soils and Rocks*, 44(4), 1–12.
<https://doi.org/10.28927/SR.2021.073321>
- OSGEO. (2023, May 26). *Geoserver*.
<https://geoserver.org/>
- POSTGIS. (2022). *Spatial database extender for PostgreSQL object-relational database* (3.0.3). open source development community.
<https://postgis.net/install/>
- POSTGRESQL Global Development Group, T. (2021). *PostgreSQL* (11.17).
<https://www.postgresql.org/about/>
- PROCÓPIO, J. V. DE J., LOPES, L., & FEITOSA, W. R. (2023). GEOANALYTICS APLICADO AO CONCEITO DE CIDADE INTELIGENTES. *Revista Inovação Tecnológica*, 13(1), 1–9.
- SALOMÃO, F. X. DE T., BARROS, L. T. L. P. DE, & Madruga, E. de L. (2016). *SUBSÍDIOS PARA ORDENAMENTO URBANO DO DISTRITO MUNICIPAL DE SUCURI, CUIABÁ/MT*.
- SALOMÃO, F. X. de T., Barros, L. T. L. P. de, & Madruga, E. de L. (2017). *SUBSÍDIOS PARA ORDENAMENTO URBANO DE ÁREA SITUADA NA REGIÃO NORTE DA CIDADE DE CUIABÁ (MT)*.
- SALOMÃO, F. X. T., ELDER, L. M., & RENATO, B. M. (2012). Carta geotécnica do perímetro urbano da Chapada dos Guimarães: subsidios ao plano diretor. *Geologia USP. Série Científica*, 12(1), 5–15. <https://doi.org/10.5327/Z1519-874X2012000100002>
- SALOMÃO, F. X. T., MADRUGA, E. DE L., & CASTRO J, P. R. (2012). *Carta Geotécnica da Zona de Conservação Ambiental - Área Urbana de Várzea Grande*.
- SILVA, R. L. DA, & JULIÃO, A. L. DA. (2022). O IMPACTO DA GEOINFORMAÇÃO ABERTA NO DESENVOLVIMENTO DE POLÍTICAS PÚBLICAS . *III Simpósio Brasileiro de Infraestrutura de Dados Espaciais (III SBIDE)*, 1–4.
- SOURCEPOLE. (2023). *QGIS Cloud*.
<https://qgiscloud.com/>
- UFMT. (2023a). *Dissertações*.
<https://www.ufmt.br/curso/ppgec/pagina/dissertacoes/3560>
- UFMT. (2023b). *Repositório de Dissertações*.
<https://ri.ufmt.br/>
- UFMT. (2023c). *Site do projeto de extensão IDE/FAGEO - UFMT*.
<https://www.ufmt.br/unidade/fageo/pagina/idefageo/11895>
- UFMT. (2023d, June 15). *Faculdade de Geociências - FAGEO/UFMT*.
<https://www.ufmt.br/unidade/fageo>

Relatórios de Poços Tubulares como Subsídio para a Representação de Perfis Geológicos de Espaços Urbanos

Amiel Araujo Soares Santos

Universidade Federal de Goiás, Goiânia (GO), Brasil, amielaraujo@discente.ufg.br.

Patrícia de Araújo Romão

Universidade Federal de Goiás, Goiânia (GO), Brasil, patricia_romao@ufg.br.

Ivanilton José de Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia (GO), Brasil, oliveira@ufg.br.

RESUMO: A urbanização brasileira ocorreu por meio de um rápido crescimento populacional e econômico, resultando em áreas adensadas por edificações, de forma não planejada e não ordenada, e de igual modo, com um inadequado avanço em relação às ocupações em fundos de vales ou próximas a cabeceiras de drenagem. O conhecimento das características geológicas, geotécnicas e geomorfológicas do terreno são indispensáveis na caracterização da superfície e subsuperfície, para avaliar a possibilidade da habitação de pessoas em setores que possuam sérias restrições à ocupação e que por isso necessitem de um planejamento que racionalize a expansão das obras urbanas. A cartografia geotécnica apresenta produtos que suprem essa necessidade dos planejadores, envolvendo metodologias de eficácia comprovada e que poupam recursos financeiros. Com isso, o objetivo do trabalho é demonstrar o benefício no uso dos relatórios de poços tubulares do Sistema de Informações de Águas Subterrâneas (SIAGAS) na construção de perfis geológicos para o espaço urbano, tendo como área de estudo o município de Goiânia-GO. A metodologia do trabalho foi desenvolvida em ambiente laboratorial, com a utilização de materiais simples e de fácil aquisição (papel, régua, calculadora) e de softwares SIG e de edição gráfica (Inkscape). O resultado obtido demonstra a configuração das camadas de solos (argilosos, siltosos, depósitos de sedimentos e formações superficiais) e a distribuição das rochas, em contato por falha de deslocamento, do Complexo Anápolis-Itauçu e do Grupo Araxá.

PALAVRAS-CHAVE: Sistemas de Informações Geográficas, Visualização bidimensional, SIAGAS, Goiânia, Cartografia geotécnica.

ABSTRACT: Brazilian urbanization has occurred through rapid population and economic growth, resulting in areas densified by buildings, in an unplanned and unordered manner, with an inadequate advance in relation to occupations in valley bottoms or near drainage headwaters. The knowledge of the geological, geotechnical and geomorphological characteristics of the terrain is indispensable in characterizing the surface and subsurface, to assess the possibility of building housing in sectors that had serious occupation restrictions and that, therefore, require planning to rationalize the expansion of urban works. Geotechnical mapping offers products that meet this need for planners, involving methodologies that are proven to be effective and save financial resources. With this in mind, the aim of this work is to demonstrate the benefits of using tube well reports from the Groundwater Information System (SIAGAS) to build geological profiles for urban areas, using the municipality of Goiânia, State of Goiás, Brazil, as the study area. The methodology was developed only in the laboratory, using simple, easily acquired materials (paper, rulers, calculator) and GIS and graphic editing software (Inkscape). The results obtained show the configuration of the soil layers (clayey, silty, sediment deposits and surface formations) and the distribution of the rocks, in contact by displacement faults, of the Anápolis-Itauçu Complex and the Araxá Group.

KEY WORDS: Geographic Information Systems, Two-dimensional visualization, SIAGAS, Goiânia, Geotechnical cartography.

1 INTRODUÇÃO

Os centros urbanos brasileiros concentram um rápido crescimento populacional e econômico,

representado pelos inúmeros projetos de construção (complexos residenciais, hotéis, pontes e *shopping* centers), espalhados pelo ambiente urbano (ALI & SHAKIR; 2022). Desse modo, estudos que possam

avaliar e analisar atributos que compõem o meio físico, em especial o conhecimento do subsolo considerando as características geológicas, geotécnicas e geomorfológicas (PINHEIRO et al., 2005; GEUS et al., 2021), certificam aos planejadores urbanos a resiliência e a resistência do terreno no decorrer das modificações antrópicas.

Segundo Costa e Alves (2006), a análise geológico-geotécnica determina condições viáveis tanto para implantação de obras de engenharia (construção de estradas, instalação de fundações etc.), quanto para indicação de áreas que são potenciais setores de risco, de vulnerabilidade e/ou suscetíveis à aceleração de processos da dinâmica geológica externa (locais passíveis de inundação, deslizamento de terra ou de intensificação de processos erosivos hídricos etc.) e de ambientes que possam se constituir em jazidas para materiais de construção, dentre outros. Assim, o mapeamento geotécnico é o instrumento de maior significância ao processo de racionalização do uso e ocupação do solo e subsolo em diferentes escalas de trabalho, além de se constituir em uma avaliação obrigatória, quando são previstas áreas para o parcelamento do solo urbano, a Lei Federal nº 6.766 de 19 de dezembro de 1979 (BRASIL, 1979).

Especialmente para o caso de áreas urbanas, nos locais edificados e onde não se tem mais acesso à investigação do subsolo, o processo de construção dos produtos do mapeamento geotécnico pode derivar da modelagem de dados de sondagens de diferentes tipos, existentes anteriormente à construção nesses locais, que podem ser compiladas a partir de disponibilização por parte de empresas de fundações e/ou distribuídas por órgãos públicos, por canais de fácil e rápido acesso. Para Shuku e Phoon (2022) a visualização de informações geotécnicas em modelos 2D e 3D fornece representações precisas e objetivas de fenômenos do mundo real. Portanto, o objetivo do trabalho é demonstrar a versatilidade dos relatórios de poços tubulares do Sistema de Informações de Águas Subterrâneas (SIAGAS) na elaboração do perfil geológico do espaço urbano de Goiânia.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

No ambiente laboratorial do Centro Integrado de Pesquisa em Planejamento Geográfico (CIPGeo) do Instituto de Estudos Socioambientais (IESA/UFG), foram conduzidas integralmente três conjuntos de atividades, sendo: levantamento de material audiovisual sobre perfis geológicos; construção virtual e manual do perfil e; definição da simbologia

e edição final do projeto.

2.1 Levantamento de material audiovisual sobre perfis geológicos

O conhecimento prático de ferramentas e software SIG e de edição gráfica, com funcionalidade para desenho virtual, foi obtido por meio de material audiovisual disponibilizado na plataforma de compartilhamento de vídeos, o YouTube. No canal “Prof. Roger Dias”

(https://www.youtube.com/watch?v=1ApVMdq_xwo&t=763s), a funcionalidade do SIG ArcGIS 10.3 (3D Analyst > Profile Graph) para elaboração do perfil topográfico e o uso do Inkscape, um software gratuito para edição virtual de imagens e documentos vetoriais. Pelo canal de origem peruana, “GEOTADI”

(https://www.youtube.com/watch?v=Yf05_XgpO2Y&t=2353s), demonstrou-se a versatilidade do SIG supracitado, como um ambiente de desenho virtual com georreferenciamento, e o uso de ferramentas de edição e vetorização avançada (Trace).

2.2 Construção do perfil

A definição do traçado linear do perfil (Figura 1) considerou de maneira inicial o resultado apresentado na tese de Romão (2006), que secciona a área urbana de Goiânia no sentido Norte-Sul.

Desse modo, o novo perfil geológico é uma aproximação, percorrendo desde a Avenida Perimentral Norte até a Rua Thomas Edison – Quadra. 07 - Setor Serrinha. Após a seleção do lineamento, se criou um perfil topográfico (primeiro desenho do perfil) a partir do Modelo Digital de Elevação (MDE) do município de Goiânia (resolução espacial centimétrica), caracterizando a elevação do terreno entre 710 m a 870 m de altitude.

Ao longo da linha do perfil são abrangidos os domínios geomorfológicos (Figura 2B) do Planalto Embutido de Goiânia – t (tabular), com remanescentes de pediplano embutido, com a existência de dales, consistindo no nível de base local, com extensas bancadas lateríticas; Fundos de Vale, com altos valores (%) de declividade; e Terraços Fluviais da Bacia do Rio Meio Ponte, constituídos por sedimentos arenosos, intercalados com sequências silto-argilosas (CASSETI, 1992; LOPES & ROMÃO, 2006). A pedologia (Figura 2A) do local é classificada em solos do tipo Cambissolos (associados aos relevos ondulados a forte ondulado, dos compartimentos da Depressão do Rio Meia Ponte, Planalto Dissecado e Residuais

de Aplainamento) e Gleissolos (acompanha nascentes e os cursos das drenagens) (SGM/SIC, 2003). A geologia (Figura 2C) é caracterizada por rochas do tipo aluvião; charnockitos e xisto.

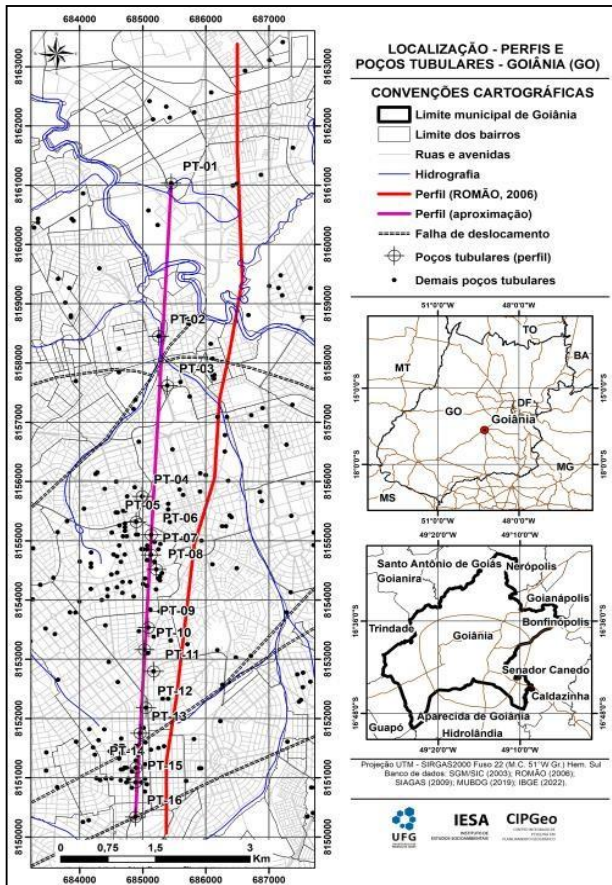


Figura 1 – Localização dos traçados dos perfis. Fonte: Os autores (2023).

As sondagens do tipo poços tubulares (PT), que foram utilizadas na construção do perfil, são disponibilizadas no Sistema de Informações de Águas Subterrâneas (SIAGAS) de domínio do Serviço Geológico do Brasil – SGB, antiga Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM). De acordo com o SGB (2023) a plataforma é uma base de dados permanentemente atualizada, e de módulos capazes de realizar consultas, pesquisas e extração e geração de relatórios, dos quais contém a descrição litológica e a caracterização do perfil construtivo ou perfil típico, como do poço N° 52000011474 (Figura 3). No total foram necessários 16 pontos (Figura 4) de sondagens (vide Figura 1) para construção do perfil. Por fim, todos os produtos cartográficos dessa primeira fase foram apresentados em escala horizontal de 1:35000 e em escala vertical de 1:3.500 (exagero vertical de 10 vezes).

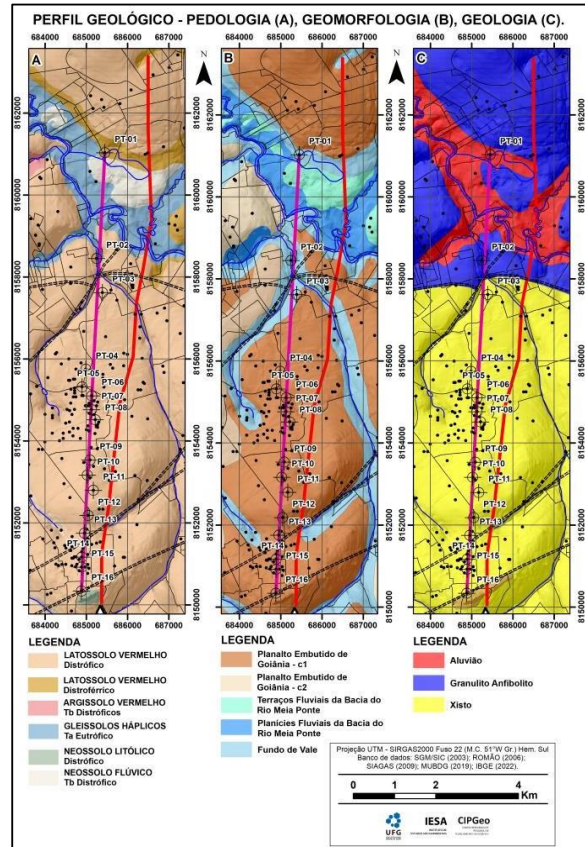


Figura 2 - Pedologia (A), Geomorfologia (B) e Geologia (C). Organização: Os autores (2023).

Na interpretação e desenho manual das camadas de solos descritos em cada relatório de sondagem, necessitou dos seguintes materiais: folhas A3 brancas e transparentes (papel vegetal); papel A4 milimetrado, para definição da profundidade de cada camada de solo, de acordo com a escala definida; dois esquadros, utilizados na representação dos ângulos das falhas geológicas; e calculadora, para operações simples do cálculo de conversão da escala da realidade para as dimensões do perfil. Ao final, o desenho em papel foi transformado em imagem (formato JPEG) por processamento de digitalização e importado ao ambiente virtual do SIG *ArcGIS 10.3*.

Desse modo, as necessárias edições ao projeto foram executadas, formulando um dado vetorial em duas dimensões (altura e largura), projetado em WGS84 ARC System Zone 1 (um quadro de referência de coordenadas tridimensionais para estabelecer latitude, longitude e alturas para navegação, posicionamento e direcionamento) e reprojetado para Projeção UTM – SIRGAS2000 Fuso 22 (M. C. 51° W. Gr.) Hemisfério Sul, estando conforme o Sistema Geodésico Brasileiro (SGB) e o Sistema Cartográfico Nacional (SCN).

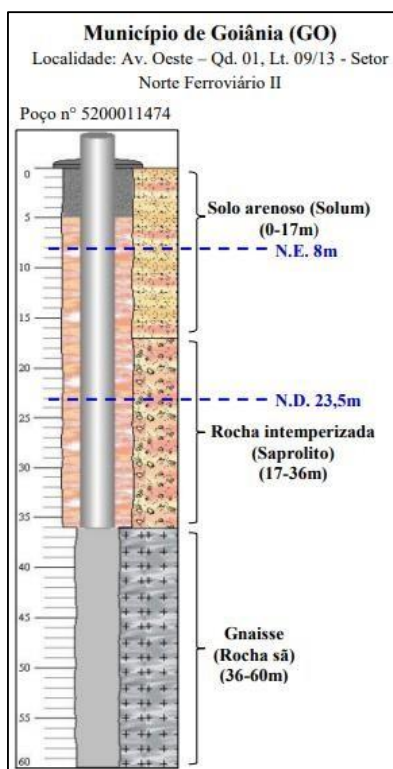


Figura 3 - Perfil geológico do poço tubular nº4300000592 (Poço tubular 3). Fonte: SIAGAS (2009).

| Código | Nº do poço | Localização |
|--------|------------|---|
| PT-01 | 5200003165 | Av. Perimetral Norte - nº 10187 - com a Rua 04 - Qd. E. |
| PT-02 | 5200003167 | Avenida Goiás Norte - nº 4066 - Setor Criméia Oeste. |
| PT-03 | 5200011474 | Av. Oeste - Qd. 01, Lt. 09/13 - St. Norte Ferroviário II. |
| PT-04 | 5200007114 | Av. Dr. Esmedrino S. Carvalho - nº 52. |
| PT-05 | 5200000335 | Setor Oeste - Praça da Mães - com Av. Anhanguera. |
| PT-06 | 5200003171 | Rua 1 - nº 7110, Qd. B-1, Lt. 13/15 - Setor Oeste. |
| PT-07 | 5200003116 | Rua 3 - nº 1483 - esquina com Rua 6 - Quadra B-3. |
| PT-08 | 5200000363 | Setor Oeste, Praça Tamarandé. |
| PT-09 | 5200012712 | Av. 85 - nº 21440 - Setor Marista, Colégio Marista. |
| PT-10 | 5200007106 | Av. 85 - Qd. G20, nº 1760, Lt. 1 - Setor Marista. |
| PT-11 | 5200003184 | Avenida 85 - nº 1025 - Setor Marista. |
| PT-12 | 5200003002 | Avenida 85 - nº 2818, Qd. 222 - Setor Bueno. |
| PT-13 | 5200003099 | Rua T-60, esquina com T-37 - Qd. 119, Lt. 12 - Setor Bueno. |
| PT-14 | 5200003147 | Rua T-64 - Qd. 148, Lt. 11/12 - Setor Bueno. |
| PT-15 | 5200007083 | Rua T-37 esquina com a Rua T-65 - Setor Bueno. |
| PT-16 | 5200003049 | Rua Thomas Edison - Qd. 07 - Setor Serrinha. |

Figura 4 - Descrição dos pontos amostrais do perfil. Fonte: SIAGAS (2009)

3 Simbologia e edição final do perfil

Na elaboração da simbologia de cada camada do perfil, houve o uso exclusivo do software de uso em trabalhos geológicos e geotécnico, o GE05®. Com a aquisição da versão Teste, as legendas são formuladas de acordo com as características que

cada camada apresentou principalmente a partir da descrição da granulometria. A apresentação final do perfil definiu-se a partir da plotagem das sondagens (localização espacial e profundidade), dos corpos hídricos (drenagem) e da montagem final do layout, com todos os itens necessários para tal produto. O produto final foi dimensionado na escala horizontal 1:15.400, vertical 1:6.700 (exagero vertical de 9 vezes).

3 RESULTADOS

De acordo com Romão (2006), o traçado do perfil no sentido Norte-Sul da área urbana do município de Goiânia (Figura 5) demonstra a distribuição litológica das rochas do tipo granulitos, anfibolitos e xistos; a configuração das formações superficiais residuais e coluvionares; e dos materiais inconsolidados aluvionares, que são associados aos cursos hídricos.

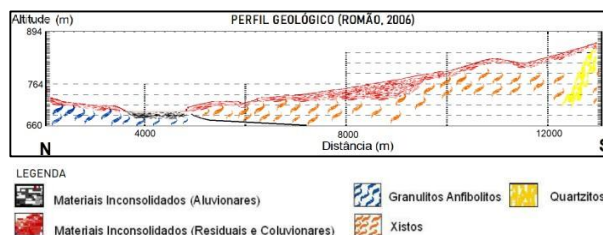


Figura 5 – Perfil geológico Norte-Sul da cidade de Goiânia-GO. Fonte: Os autores (2023).

Segundo Romão (2006), a partir das sondagens utilizadas (SPT, Mista e Poços) é possível observar a caracterização de um horizonte mais superficial (3 a 15 m) composto de um material argiloso vermelho, por vezes arenoso e que recobre rochas xistosas micáceas do Grupo Araxá.

O perfil geológico A-A' (Figura 6) respalda toda a caracterização do perfil geológico de Romão (2006), além de acrescentar detalhamento das informações das camadas de solos, da ocorrência da falha de deslocamento e da configuração litológica do Complexo Anápolis-Itauçu e do Grupo Araxá. As rochas do Complexo Anápolis-Itauçu e o do Grupo Araxá, consistem basicamente de rochas granulíticas bandadas (ocorrendo localmente sob solos argilosos de cor vermelha, amarela ou avermelhado) e xistos micáceos (ocorrendo localmente sob solos argilosos e siltosos de coloração vermelha amarelo ou marrom), respectivamente.

Identificou-se a existência de uma lente de rochas granulíticas (do tipo ortognaisses, segundo descrito a partir do relatório disponível no SIAGAS), em um ambiente que se imaginava que seria composto somente por rochas xistosas do Grupo Araxá.

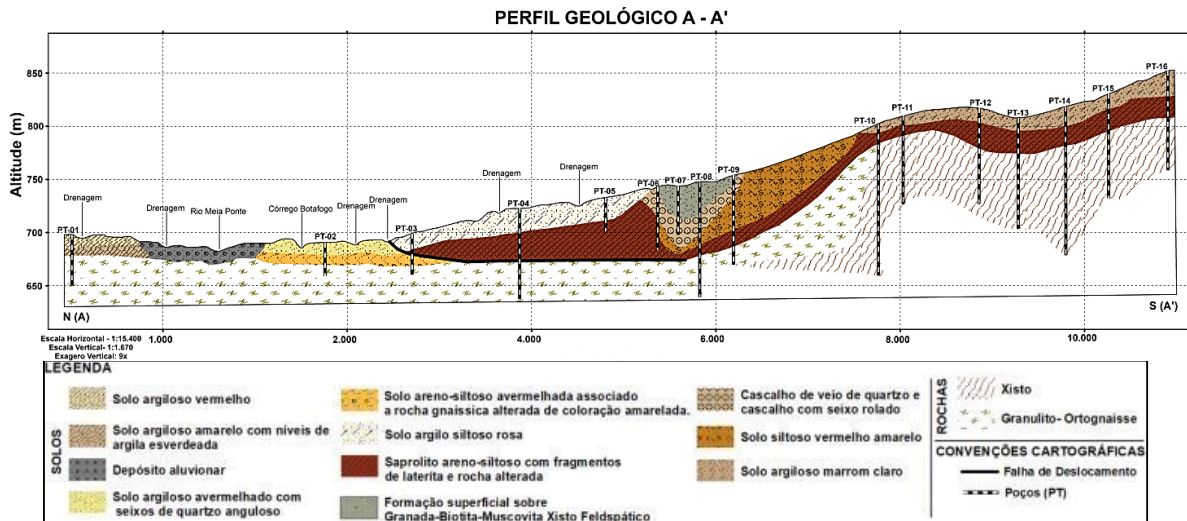


Figura 6 – Perfil geológico A-A' da área de estudo. Fonte: Os autores (2023).

Demonstrando provavelmente o efeito da Falha de Deslocamento que na direção W-E, que são consideradas como fraturas de extensão, resultantes da compressão regional W-E que formou o empurrão (SGM/SIC, 2003), ou seja, as rochas do Complexo Anápolis-Itaçu encontram-se imbricadas com os metassedimentos do Grupo Araxá, sendo comuns intrusões graníticas e granodioríticas de dimensões reduzidas e corpos básicos e ultrabásicos metamorfisados.

4 DISCUSSÃO

Segundo Pires Neto (2011) o planejamento urbano avalia e orienta as intervenções antrópicas ao meio físico, vinculadas à urbanização, à consolidação do processo urbanístico e à instalação de obras de engenharia civil na cidade, necessitando de instrumentos caracterizadores dos aspectos geomorfológicos, geológicos, pedológicos e geotécnicos. A área urbana de Goiânia apresenta problemas ambientais de magnitude diferentes, derivados do incremento populacional e do respectivo crescimento urbano desordenado (NASCIMENTO & OLIVEIRA, 2012). Portanto, há urgência para produção cartográfica geotécnica em diferentes escalas de detalhe, para orientação de serviços e obras em Goiânia, na tentativa de remediar problemas urbanos de ocupação irregular e urbanização. Nesse sentido, o conhecimento da superfície e da subsuperfície parece ser inegociável.

Os resultados dos perfis geológicos demonstram a versatilidade de produtos que podem ser gerados pela cartografia geotécnica e quais os usos diferentes que podem ser realizados para a racionalização do ambiente urbano. Para Almeida

(2000 apud ABREU & AUGUSTO FILHO; 2009, p.49), perfis típicos e os geológicos, são formas de visualização da organização das camadas de materiais inconsolidados, indicando os intervalos de espessura de certo solo e sua posição no terreno.

De acordo com Chiossi (1979), os perfis geológicos auxiliam técnicos e planejadores sobre o entendimento dos limites entre as camadas de solo e rochas e a configuração espacial dos elementos estruturais (falhas e dobras), ou seja, os perfis geológicos-geotécnicos produzidos em 2D, cumprem a função apontada pelo autor supracitado. O uso desse produto geotécnico é aplicado apenas de uma maneira estática, não sendo permitida a inclusão de novas informações e dados em tempo, algo contrário aos modelos em 3D, que são versáteis e é possível alterar o modo de representação, de acordo com a escala de trabalho utilizada. Outra vantagem é a maior confiabilidade sobre o terreno e a noção de futuras complicações no dimensionamento de fundações, de escavações de túneis e de obras de contenção (SILVA, 2023).

A multidisciplinaridade da Geotecnia é o principal diferencial de suas análises espaciais, integrando nos seus estudos de diferentes aspectos do meio físico. Para Hoff et al. (2011) as atividades antrópicas mantêm o vínculo direto com a superfície da Terra. No Brasil, tendo em vista a relativa estabilidade tectônica, o comportamento da dinâmica geológica externa deve ser conhecido, o qual depende diretamente da natureza geológica dos componentes de subsuperfície, materiais inconsolidados e substrato rochoso e das características geomorfológicas e morfométricas. Na metodologia de construção de ambos os perfis, os três aspectos supracitados são abordados, tornando a modelagem bidimensional mais próxima da realidade, de modo que os eventos ambientais urbanos (enchentes, alagamentos, processos erosivos, deslizamento de

terras etc.) são compreendidos de forma mais integral, visto que suas causas partem de múltiplas variáveis.

Visto os resultados apresentados no trabalho, colocando em evidência a potencialidade do uso de relatório de sondagens gratuitos, o uso de software livres e de SIG e a aplicação do conhecimento das condições geotécnicas de Goiânia, os perfis geológico-geotécnicos podem auxiliar na compreensão de eventos naturais e antrópicos ocorrentes na área urbana da capital do Estado de Goiás.

A metodologia proposta é utilizável e viável, mas com limitações e com a necessidade de estudos que apresentem formulações entre o uso de Linguagem de Programação – formulação de um banco de dados de sondagens geotécnicas com atualização e visualização em tempo real – e a modelagem geotécnica em 3D.

5 CONCLUSÃO

Com a execução e finalização dos procedimentos metodológicos, o cotejamento dos resultados e aglutinação de informação na discussão, percebeu-se os seguintes pontos:

- Os SIG desempenham diversas funcionalidades e apresentam ferramental necessário e suficiente para aplicação das práticas de mapeamento geotécnico do subsolo em 2D, tendo a vantagem de serem soluções rápidas e baratas para os profissionais da área de planejamento urbano;
- Os diferentes métodos de coleta de campo, sondagens (poços tubulares, SPT e sondagens mistas), ensaios e descrições das camadas de solos, abarcam as mais diferentes especificações geotécnicas e se complementam; como os relatórios do SIAGAS, que trouxeram a comprovação de feições geológicas e constituição geotécnica da área urbana de Goiânia;
- A necessidade urgente dos órgãos de planejamento dos centros urbanos brasileiros, principalmente para o município de estudo desse trabalho; na formulação dos mais diversos produtos de cartografia geotécnica que podem servir de balizadores especialmente para a expansão da área urbana, no que concerne ao uso e ocupação dos solos em ambiente urbano;
- Identificação e comprovação da existência e aplicação de metodologias para construção de perfis geológicos que demandam materiais simples (papel, calculadora, réguas), software SIG de uso recorrente nos laboratórios de Engenharia Civil, Geografia,

Geologia etc.; aquisição de dados pontuais de sondagens disponibilizados por órgãos públicos e conhecimento básico de Cartografia.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento especial à orientadora e supervisora que instigou a execução da pesquisa, a Profa. Dra. Patrícia de Araújo Romão. Ao Prof. Dr. Ivanilton José de Oliveira e aos colegas de laboratório, Elias Vitor Rosa dos Santos e Rodrigo José de Carvalho Lopes, que contribuíram no debate referente à construção dos produtos cartográficos apresentando no texto.

REFERÊNCIAS

- ABREU, A. E. S.; AUGUSTO FILHO, O. Mapeamento geotécnico para gestão municipal. *Geotecnia*, [S.L.], n. 115, p. 45-80, 21 mar. 2009. Coimbra University Press. http://dx.doi.org/10.14195/2184-8394_115_3. Disponível em: <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/article/view/10700>. Acessado em 26/11/2023.
- ALI, H. M.; SHAKIR, R. R.. Geotechnical map of Thi Qar governorate using geographical information systems (GIS). *Materials Today: Proceedings*, [S.L.], v. 60, p. 1286-1296, 2022. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.138>. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2214785321059356?via%3Dihub>. Acessado em 23/07/2023.
- BRASIL. Lei Federal nº 1, de 19 de dezembro de 1979. Dispõe sobre o Parcelamento do Solo Urbano e dá outras Providências. Brasília-DF, 19 dez. 1979. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/l6766.htm. Acessado em 10/11/2023 .
- CASSETI, V. *Geomorfologia*. [S.I.]: [2005]. Disponível em: <http://www.funape.org.br/geomorfologia/>. Acessado em 01/11/2023.
- COSTA, A. N.; ALVES, M. G. Potencial de uso e ocupação urbana do solo no município de Campos dos Goytacazes - RJ, utilizando mapeamento geológico-geotécnico e técnicas de

- geoprocessamento. *Revista Brasileira de Cartografia*, Uberlândia - MG, n. 58, p. 175-183, 02 ago. 2006. Disponível em: <https://seer.ufu.br/index.php/revistabrasileiracartografia/article/view/44922/23932>. Acessado em 25/11/2023.
- CHIOSSI, N. J. GEOLOGIA APLICADA À ENGENHARIA. 2. ed. São Paulo - SP: Grêmio Politécnico, 1979. 427 p.
- HOFF, R.; LEITE, J.; ZOUAIN, R. Aplicação de técnicas de sensoriamento remoto e geoprocessamento como apoio a estudos geológicos e geotécnicos para gestão ambiental do Município de Três Cachoeiras, litoral norte do RS, Brasil. *Geotecnia*, [S.L.], n. 118, p. 89- 113, 21 mar. 2010. Coimbra University Press. http://dx.doi.org/10.14195/2184-8394_118_5. Disponível em: <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/article/view/10668>. Acessado em 28/11/2023.
- GEUS, L. M.; LAUTENSCHLÄGER, C. E. R.; TONUS, B. P. A.; GAIOSKI, S. R. Mapa geológico-geotécnico da cidade de Ponta Grossa baseado em sondagens à percussão. *Revista de Engenharia e Tecnologia*, Ponta Grossa - PR, v. 13, n. 3, p. 234-245, 02 set. 2021. Disponível em: <https://revistas.uepg.br/index.php/ret/article/view/19327>. Acessado em 25/11/2023.
- LOPES, L. M.; ROMÃO, P. A.. Geomorfologia Urbana da Região Metropolitana de Goiânia. In: *SIMPÓSIO NACIONAL DE GEOMORFOLOGIA*, VI. 2006, Goiânia - GO. Guia de Excursões Centro-Oeste. Goiânia - GO, 2006. p. 30-58.
- NASCIMENTO, D. T. F.; OLIVEIRA, I. J. Mapeamento do processo histórico de expansão urbana do município de Goiânia-GO. *Geographia*, [S.L.], v. 17, n. 34, p. 141, 16 nov. 2015. Pro Reitoria de Pesquisa, Pós-Graduação e Inovação - UFF. <http://dx.doi.org/10.22409/geographia2015.v17i34.a13715>. Disponível em: <https://periodicos.uff.br/geographia/article/view/13715>. Acessado em 28/11/2023.
- PINHEIRO, R. J. B.; RAUBER, A. C. C.; NUMMER, A. V.; SILVA, J. L. S. Aplicação dos Métodos GOD e POSH para determinação da vulnerabilidade e perigo à contaminação dos aquíferos na cidade de Santa Maria RS. *REGA*, Porto Alegre - RS, v. 12, n. 2, p. 61-79, jun./dez. 2015.
- PIRES NETO, A. PLANEJAMENTO TERRITORIAL ABORDAGEM GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E O CONCEITO DE TERRENO OU ABORDAGEM DA PAISAGEM. *Revista do Departamento de Geografia*, [S. 1.], v. 8, p. 51-62, 2011. DOI: 10.7154/RDG.1994.0008.0005. Disponível em: <https://www.revistas.usp.br/rdg/article/view/47326>. Acessado em 25/11/2023.
- ROMÃO, P.A. *Modelagem de terreno com base na morfometria e em sondagens geotécnicas - região de Goiânia - GO*. 2006. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2006. 166 pp.
- SIAGAS - *Sistema de Informações de Águas*. 2023. Disponível em: http://siagasweb.cprm.gov.br/layout/visualizar_mapa.php. Acessado em: 01 ago. 2023.
- SILVA, João Pedro Campos da. Modelações geológico-geotécnico tridimensionais. 2023. 149 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto - Portugal, 2023. Cap. 8. Disponível em: <https://recipp.ipp.pt/handle/10400.22/23980>. Acessado em 01 mar. 2024.
- SGM/SIC - Superintendência de Geologia e Mineração. *DIAGNÓSTICO HIDROGEOLÓGICO DA REGIÃO DE GOIÂNIA*. Goiânia – GO, 2006. 125 p.
- SHUKU, T.; PHOON, K. Three-dimensional subsurface modeling using Geotechnical Lasso. *Computers And Geotechnics*, [S.L.], v. 133, p. 104068-104068, maio 2021. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104068>. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X21000720>. Acessado

Proposta de Identificação do Solo Colapsível no Estado de Mato Grosso Fundamentada na Pedologia do Solo

Marlon Barros Correa
UFMT, Várzea Grande, Brasil, marlonbarrosmbc@gmail.com

Gilzemar Candido Pinto
UFMT, Cuiabá, Brasil, gilzemarcastro@hotmail.com

Luis Felipe Wolff Fernandes
UFMT, Várzea Grande, Brasil, luis.fernandes1@sou.ufmt.br

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa
UFMT, Várzea Grande, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

Bruno Rodrigues de Oliveira
UFMT, Cuiabá, Brasil, bruno.oliveira6@ufmt.br

RESUMO: Nas obras de construção civil podem ocorrer fissuras, trincas e recalques diferenciais, devido às características geotécnicas do solo, seja ele colapsível ou não. Contudo os solos colapsíveis, tendem a serem mais propícios a causar recalques em obras nas quais eles não foram identificados. O objetivo deste artigo é identificar áreas em Mato Grosso (MT) com comprovação da presença de solo colapsível e investigar a possível correlação entre a classificação pedológica e os solos identificados no Estado como sendo colapsíveis. A partir desses dados foi elaborada uma carta de susceptibilidade ao colapso. A carta foi desenvolvida a partir dos dados pedológicos da Empresa Brasileira de Pesquisa e Agropecuária (EMBRAPA), avaliados de acordo com a probabilidade de ocorrência conforme relatado por Silva (2020), Conciani (2006) e Conciani (2016) e comparados com as informações geotécnicas sobre solos colapsíveis provenientes das publicações de trabalhos desenvolvidos no Estado. Esta carta auxiliará a identificação de forma preliminar dos solos que podem apresentar colapsibilidade. Foi possível constatar a correlação entre a classificação pedológica e a presença de solos colapsíveis, sendo que os locais com confirmação de colapso, coincidem com as áreas apresentadas na carta de susceptibilidade. Também sugerimos algumas recomendações quanto a execução de sondagens do tipo SPT em locais com presença de solo colapsível.

PALAVRAS-CHAVE: Solos colapsíveis, Carta de susceptibilidade, Pedologia.

ABSTRACT: In civil construction projects, issues such as fissures, cracks, and uneven settlements may arise due to the geotechnical properties of the soil, whether it is collapsible or not. However, collapsible soils are more prone to causing settlements in constructions where they have not been identified beforehand. The aim of this article is to identify areas in Mato Grosso (MT) where the presence of collapsible soil has been confirmed and to explore the potential correlation between soil classification and the identified collapsible soils in the state. Based on this data, a map depicting collapse susceptibility was developed. This map was created using pedological data from the Brazilian Agricultural Research Corporation (EMBRAPA), evaluated in accordance with the likelihood of occurrence as reported by Silva (2020), Conciani (2006), and Conciani (2016), and then compared with geotechnical information on collapsible soils derived from publications of studies conducted within the state. This map will aid in the initial identification of soils that may exhibit collapsibility. It was observed that there is a correlation between soil classification and the presence of collapsible soils, with confirmed collapse locations coinciding with areas depicted in the susceptibility map. Additionally, we propose some recommendations regarding the execution of Standard Penetration Tests (SPT) in locations where collapsible soil is present.

KEY WORDS: Collapsible soil, Susceptibility letter, Pedology.

1 INTRODUÇÃO

A origem dos solos colapsíveis está intimamente relacionada com sua formação geológica, com os condicionantes climáticos e o relevo. São identificados vários processos de formação: ação do vento, da água, lixiviação dos sais solúveis etc. (SILVA, 2003).

De acordo com a NBR 6502 (ABNT, 2022) a definição de solo colapsível indica tratar de solo não saturado, com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos.

No que se refere há ocorrências, Silveira (2021) diz que, os solos colapsíveis são mais comuns em locais com clima quente. No Brasil, estes solos fazem parte das áreas extensas das Regiões Centro-Sul e Nordeste do país, sendo representados por aterros mal compactados e por depósitos aluviais, coluviais ou residuais.

Existem alguns critérios disponíveis para a identificação de solos colapsíveis, que seguem orientações comuns: critérios de determinação direta e critério de determinação indireta. Quando uma localidade não possui dados de engenharia geotécnica disponíveis, pode-se consultar mapas pedológicos, muito úteis para avaliar de forma preliminar, o solo superficial e suas propriedades (GUSMÃO FILHO, 2002).

Portanto, o objetivo é verificar a possível correlação entre a classificação pedológica e a presença de solos colapsíveis no Estado de MT. A proposta identificou regiões no Estado com comprovada existência de solo colapsível e comparou com os dados pedológicos, gerando uma carta de suscetibilidade ao colapso. Por fim, levando em consideração a ampla utilização dos dados provenientes de sondagens SPT, algumas recomendações são sugeridas para a execução desse tipo de sondagem em solos colapsíveis.

Portanto, o presente estudo fornece uma carta de suscetibilidade ao colapso, a fim de orientar sobre suas características peculiares, o que contribui para preservar a integridade estrutural das construções em geral.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Segundo Carvalho (2015), nos solos de baixa densidade, o aumento de umidade resulta numa redução da resistência nos contatos entre as

partículas, comumente por redução de sucção, um rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante e o novo teor de umidade ou nova sucção. A esse fenômeno, tem-se dado o nome de colapso, onde a designação de solo colapsível aos solos que experimentam o fenômeno.

De acordo com a NBR 6502 (ABNT, 2022) a definição de solo colapsível se trata de solo não saturado, com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos.

A origem dos solos colapsíveis está intimamente relacionada com sua formação geológica, com os condicionantes climáticos e o relevo. São identificados vários processos de formação: ação do vento, da água, lixiviação dos sais solúveis etc. (SILVA, 2003).

O solo colapsível apresenta uma compressão considerável e rápida quando submetido a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que esteja submetido NBR 6502 (ABNT,2022).

No que se refere a ocorrências, Silveira (2021) diz que, os solos colapsíveis são mais comuns em locais com clima quente. No Brasil, estes solos fazem parte das áreas extensas das Regiões Centro-Sul e Nordeste do país, sendo representados por aterros mal compactados e por depósitos aluviais, coluviais e residuais.

Há relatos de Vilar et al. (1981) sobre a ocorrência de colapso em solos arenosos coluvionares do interior de São Paulo. Ferreira et al. (1989) relatam a ocorrência de colapso em solos arenosos no nordeste, aluvionares. Cintra (1998) registra em Araraquara, interior de SP.

O solo colapsível possui origem recente, sendo um solo jovem e de fácil drenagem de regiões tropicais úmidas com lixiviação dos horizontes superficiais. Acontece em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternância de estações secas e chuvas intensas e concentradas.

Segundo Souza Neto (2004), as baixas tensões são facilmente suportadas pelo solo no seu estado não saturado. Quando o solo, por qualquer razão, é submetido a um aumento no grau de saturação há um substancial aumento na deformabilidade do solo, resultando em recalques adicionais não previstos.

Existem alguns critérios disponíveis para a identificação de solos colapsíveis, que seguem orientações comuns: critérios de determinação direta e critério de determinação indireta.

Para determinar indiretamente a colapsividade do solo, Denisov (1951) associa o índice de vazios que conteria a umidade correspondente ao limite de liquidez ao índice de vazios natural; também Gibbs e Bara (1962), associam a umidade que provoca a saturação ao limite de liquidez do solo.

No que se refere a determinação direta, Carvalho (2015), explica que no ensaio edométrico ou de adensamento com inundação por estágios, após estabilizados os recalques devidos ao carregamento, inunda-se o corpo de prova e registram-se os recalques adicionais, a partir dos resultados pode-se calcular o potencial de colapso (PC). Jennings e Knight (1957) no ensaio de adensamento duplo, conduzem-se, simultaneamente, dois ensaios de adensamento: um no teor de umidade natural e outro com a amostra inundada antes do primeiro carregamento e com os resultados calcula-se o PC.

Reginatto e Ferrero (1973) apresentaram um critério para determinar a suscetibilidade ao colapso dos solos, com base na tensão vertical geostática e na tensão de pré-adensamento, limitando-se a condição de saturado e na umidade natural.

Outro ensaio que pode ser empregado para avaliar o colapso do solo, é o equipamento desenvolvido por Ferreira e Lacerda (1993). Trata de um equipamento denominado expansocolapsômetro. Ele permite avaliar a variação de volume dos solos em campo em diferentes profundidades do perfil geotécnico. Após a abertura de um furo por sondagem a trado, é iniciado o carregamento em estágios até alcançar uma tensão específica, quando é feita a inundação. O PC é definido a partir dos resultados.

Uma forma de determinar o colapso do solo com custo reduzido e rápida conclusão foi proposta por Futai (2000), onde determina-se a de forma empírica por meio do índice de vazios natural, teor de areia em valor absoluto, grau de saturação e índice de plasticidade, sendo que o resultado obtido é inversamente proporcional ao colapso máximo, ou seja, seu aumento corresponde a uma diminuição do colapso máximo.

Há também as correlações com o ensaio à percussão denominado como SPT (*Standart Penetration Test*). Silveiro (2021), fez um levantamento de alguns autores que apontam uma correlação deste índice com solos colapsíveis: Lommler & Bandini (2015) sugerem um $N_{SPT} \leq 10$; Cintra (1998), *apud* Brizolari et al. (2018), apresentaram para as mesmas condições um $N_{SPT} \leq 4$; Brizolari et al. (2018) realizaram estudo comparativo de solos colapsíveis em áreas

sabidamente suscetíveis a este fenômeno no município de Araraquara-SP, observando que o fenômeno da colapsividade atingia profundidades nos perfis de sondagens no quais os índices eram inferiores a $N_{SPT} \leq 8$.

Também devemos considerar que Souza Neto (2004), cita que solos colapsíveis sob clima árido e semiárido, mostraram altos índices de resistência a penetração do solo (N_{SPT}) durante a seca. Silveira (2021) relatou um caso em Petrolândia-PE, onde o N_{SPT} em um solo arenoso era superior a 10 na seca e após as chuvas o N_{SPT} reduziu para 5, mostrando a influência da umidade e sucção sobre o número de golpes.

No entanto, em determinadas situações, as sondagens SPT podem não estar disponíveis ou podem ter sido executadas num único período climático, seca ou chuva. Além disso, equívocos podem ocorrer em relação as recomendações da NBR 6484 (ABNT, 2020), especialmente no que diz respeito à utilização do trepano de lavagem acima do nível do lençol freático ou à inserção contínua do amostrador padrão, excluindo o processo de perfuração. Neste caso, consultar os dados pedológicos pode ser as únicas informações disponíveis na região. Assim, a correlação entre a pedologia e a presença de solos colapsíveis pode fornecer orientações preliminares para as decisões técnicas.

No trabalho de Witchell (1993), afirma-se que mapas agrícolas (Pedológicos) podem ser úteis onde os dados de engenharia estão indisponíveis. Ainda segundo o autor supracitado, o conhecimento pedológico pode ser utilizado para estimar as propriedades, estrutura e provável composição do solo.

Segundo Lima et al. (1996) comenta que os levantamentos pedológicos analisam a camada superficial dos solos, considerando a média de 1,5 m de profundidade e alguns casos pode ultrapassar 3 m.

Fundamentado nisso, autores como Ferreira (1993), Silva (2003), Amorim (2004), Aquino (2020), Ferreira et al (2020), entre outros, elaboraram a partir de mapas pedológicos, cartas de suscetibilidade ao colapso. Tais cartas indicam de forma preliminar a presença de solos colapsíveis em determinadas áreas.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia empregada consistiu na realização de pesquisa bibliográfica. Utilizou-se a Biblioteca Central da UFMT, Câmpus Cuiabá-MT, a Biblioteca

Virtual da UFMT, o portal de periódicos CAPES e plataforma Google Acadêmico. Foram identificadas algumas publicações de estudos realizados no Estado de MT, sendo elas:

- Conciani e Soares (1995);
- Futai (2000);
- Conciani e Dalla Rosa (2002);
- Conciani e Farto (2005);
- Conciani (2006);
- Conciani (2016);

Para elaboração da carta, foram empregadas as informações pedológicas da EMBRAPA (2022), e a análise de probabilidade de ocorrência descrita por Silva (2020), Conciani (2006) e Conciani (2016). Esses dados foram então comparados com as informações geotécnicas sobre solos colapsíveis provenientes das publicações mencionadas anteriormente, as quais foram desenvolvidas no Estado.

As informações utilizadas de Silva (2020) estão descritas na Para tanto, utilizou-se o programa Qgis, programa de geoprocessamento para visualizar, gerir, editar, analisar dados, e criar mapas para impressão, com código aberto. Por meio deste software foi possível elaborar uma carta de suscetibilidade ao colapso introduzindo no arquivo vetorial do solo produzido pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 2022).

Tabela 1: Probabilidade de ocorrência de colapso ou expansão. Fonte: Adaptado de Silva (2020).

| Horizontes | Classe pedológica | Símb. | Probabilidade de ocorrência | |
|-------------|----------------------------|-------|-----------------------------|------------|
| | | | Colapso | Expansão |
| B Latossolo | Latossolo amarelo | LA | Alto | Baixo |
| | Latossolo vermelho-amarelo | LV | Alto | Baixo |
| | Latossolo vermelho-escuro | LE | Alto | Baixo |
| B Textural | Terra roxa estruturada | TR | Alto | Baixo |
| | Podzólico vermelho-escuro | PE | Médio | Baixo/Alto |
| | Podzólico vermelho-amarelo | PV | Médio | Baixo/Alto |
| | Podzólico amarelo | PA | Médio | Baixo/Alto |

| | | | | |
|---------------------------------|----------------------------|----|-------|------------|
| | Podzólico-acinzentado | PZ | Baixo | Alto |
| | Brunizen avermelhado | BV | Baixo | Alto |
| | Bruno não cálcico | NC | Baixo | Alto |
| | Planossolo | PL | Baixo | Baixo/Alto |
| B Soloné tztico | Solonetz-solodizado | SS | Médio | Médio |
| B Podzol | Podzol | P | Médio | Baixo |
| | Podzol-hidromórfico | HP | Médio | Baixo |
| B Câmbico | Câmbissolo | C | Baixo | Baixo/Alto |
| Plíntico | Plintossolo | PT | Baixo | Baixo/Alto |
| Glei | Gleissolo | G | Baixo | Baixo |
| | Areias quartzosas | AQ | Baixo | Médio |
| Sem horizonte B/pouco desenvol. | Areias quartzosas marinhas | AM | Baixo | Médio |
| | Solos aluviais | A | Médio | Médio |
| | Vertissolo | V | Baixo | Alto |
| | Solo litótico | R | Baixo | Baixo |
| | Regossolo | RE | Médio | Baixo |
| | Afloramento de rochas | - | Baixo | Baixo |

Segundo Conciani (2006), os seguintes horizontes de solos podem apresentar colapso: B latossólico, B textural não hidromórfico, B câmbico. Nestes solos a probabilidade de ocorrência de colapso varia de média a alta. Conciani (2016) inclui areias quartzosas com probabilidade de colapso de média a alta.

Para tanto, utilizou-se o programa Qgis, programa de geoprocessamento para visualizar, gerir, editar, analisar dados, e criar mapas para impressão, com código aberto. Por meio deste software foi possível elaborar uma carta de suscetibilidade ao colapso introduzindo no arquivo vetorial do solo produzido pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 2022).

4 Resultados e Discussão

Por meio da pesquisa bibliográfica, identificou-se oito localidades nas quais a presença de solo colapsível foi confirmada dentro do Estado de Mato Grosso. A Tabela 2, relacionada os municípios e os autores.

Tabela 2: Localidades com confirmação de solo colapsível no MT.

| Município de referência | Autor de referência |
|-------------------------|------------------------------|
| Primavera do Leste | Conciani e Dalla Rosa (2002) |
| Barra do Bugres | Conciani (2006) |

| | |
|-----------------------|--------------------------|
| Sinop | Conciani e Farto (2005) |
| Rondonópolis | Conciani e Soares (1995) |
| Campo Novo do Parecis | Futai (2000) |
| Nova Mutum | Conciani (2016) |
| Nova Ubiratã | Conciani (2016) |
| Sorriso | Conciani (2016) |

Fundamentado nos trabalhos de Silva (2020) e Conciani (2006) identificou-se qual a probabilidade de colapso do solo de acordo com a sua classificação pedológica, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3: Probabilidade de colapso do solo fundamentado na pedologia.

| Horizontes | Classe pedológica | Prob. ocorrência | Autor |
|---------------------------------|----------------------------|------------------|-----------------|
| B Latossolo | Latossolo amarelo | Alto | Silva (2020) |
| | Latossolo vermelho-amarelo | Alto | |
| | Latossolo vermelho-escuro | Alto | |
| | Terra roxa estruturada | Alto | |
| B Textural | Podzólico vermelho-escuro | Médio | |
| | Podzólico vermelho-amarelo | Médio | |
| | Podzólico amarelo | Médio | |
| B Solonéctico | Solonetz-solodizado | Médio | |
| B Podzol | Podzol | Médio | |
| | Podzol-hidromórfico | Médio | |
| B Câmbico | Câmbissolo | Médio/Alto | Conciani (2006) |
| Sem horizonte B/pouco desenvol. | Areias quartzosas | Médio/Alto | Conciani (2016) |
| | Solos aluviais | Médio | Silva (2020) |
| | Regossolo | Médio | Silva (2020) |

Os solos que foram classificados com baixa probabilidade de colapso não foram considerados, pois podem apresentar alta probabilidade de expansão.

A partir da Tabela 2 e Tabela 3 elaborou-se uma carta de susceptibilidade ao colapso, para o Estado de Mato Grosso. Tal carta permite identificar as áreas suscetíveis ao colapso, conforme disposto na Figura

1. Os pontos discriminados no mapa de solos colapsíveis não representam exatamente os locais onde foram identificados estes tipos de solo e sim os municípios aos quais eles pertencem.

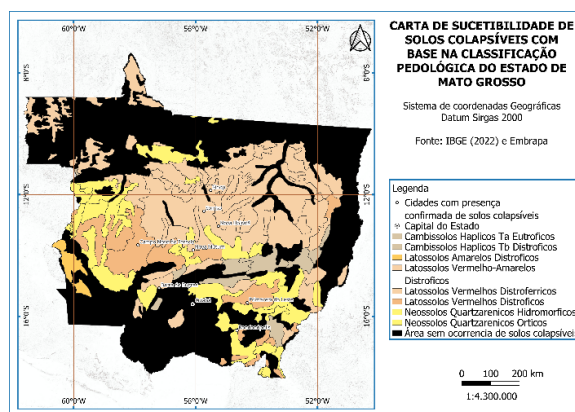


Figura 1: Carta de susceptibilidade de solos colapsíveis do Estado de Mato Grosso conforme a classificação pedológica.

Além da susceptibilidade ao colapso, também foi possível elaborar uma carta de intensidade de colapso no Estado de Mato Grosso. Atribuiu-se as classificações: alta, média e baixa conforme descrito anteriormente na Tabela 3. Utilizou-se um sistema de cores semafórico para melhor identificar as probabilidades de colapso, sendo vermelho para alto, amarelo para médio e verde para baixo.

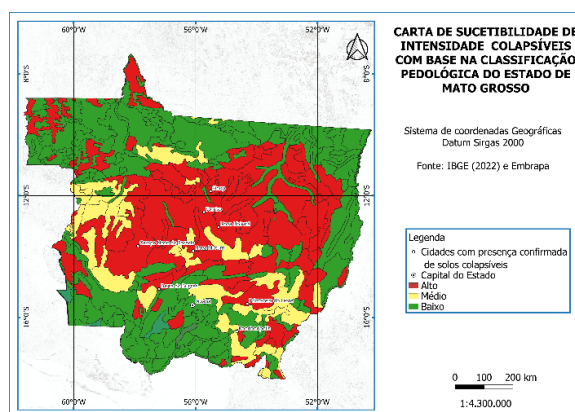


Figura 2: Carta de susceptibilidade de intensidade de colapso de Estado de Mato Grosso conforme a classificação pedológica.

O mapeamento com base na pedologia do Estado de Mato Grosso, permitiu identificar a susceptibilidade dos solos ao colapso, contribuindo para a análise, prevenindo os projetistas e orientando a tomada de medidas com o intuito de preservar a integridade estrutural das construções em geral.

Observou-se também que as abordagens dos autores Conciani (2006) e Silva (2020) sobre as ocorrências

de solos colapsíveis relacionados com a pedologia do solo é coerente, pois ao confrontar os pontos onde foram identificados solos colapsíveis em Mato Grosso e analisar o mapa pedológico disponível no site da Embrapa (2020), os mesmos encontram-se de fato presente nas classificações pedológicas listadas na Tabela 3 e podem ser observadas na Figura 2. Nenhum dos pontos confirmados foram localizados na área de cor verde, na qual a probabilidade de o solo colapsar é menor.

A partir da carta de intensidade de colapso, foi possível analisar e identificar o solo colapsível nos demais municípios do Estado. Assim, foi desenvolvida a tabela de classificação dos municípios de MT em relação à carta de susceptibilidade ao colapso do solo, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4: Classificação de intensidade de colapso de solo nos municípios de MT.

| Classificação | Qtd. Total | Intensidade | Qtd. |
|---------------|------------|------------------|------|
| Homogênea | 97 | Baixa | 49 |
| | | Média | 6 |
| | | Alta | 42 |
| Heterogênea | 44 | Média/Baixa | 11 |
| | | Média/Alta | 15 |
| | | Alta/Baixa | 16 |
| | | Alta/Média/Baixa | 2 |

Os municípios foram categorizados como homogêneos quando a classificação possui uma intensidade uniforme, podendo ser: baixa, média ou alta em todo o território municipal. Por outro lado, a classificação heterogênea refere-se a municípios com várias zonas de intensidade de colapso. Ao todo, 141 municípios foram avaliados, dos quais 97 foram classificados com intensidade de colapso homogênea e 44 como heterogênea. Naqueles com classificação homogênea, a maioria apresentou intensidade baixa, enquanto nos heterogêneos, a predominância foi de áreas com intensidade alta/baixa, indicando a necessidade de uma avaliação mais criteriosa.

5 Conclusão

O Estado possui uma extensa área de 903.331 km², sendo a maior parte ocupada pela produção agrícola. Mato Grosso apresenta baixa densidade demográfica, de 4,5 hab/km² IBGE (2022). Contudo da década de 1980 o estado possui 1,3 hab/km². O que implica num grande crescimento nas últimas décadas. Dessa forma os dados científicos também são recentes e ainda em pequeno número.

Entretanto, foi possível estabelecer uma correlação entre a classificação pedológica e a presença de solos colapsíveis. As regiões identificadas com solos colapsíveis coincidem com aquelas indicadas como suscetíveis ao colapso na Carta de Suscetibilidade, como demonstrado neste estudo.

Destaca-se a importância de considerar que a Carta de Suscetibilidade pode ser refinada mediante a inclusão de novos dados obtidos a partir de ensaios geotécnicos realizados em uma variedade maior de localidades em todo o Estado.

Dado que a sondagem do tipo SPT é amplamente empregada como a principal fonte de dados para decisões geotécnicas, sugere-se algumas considerações quando executados em áreas suscetíveis a solos colapsíveis: recomenda-se realizar duas campanhas de sondagem sendo uma no período de seca e outra no período chuvoso, de forma a identificar possíveis variações nos resultados em função da variação de umidade; e seguir fielmente a NBR 6484 (ABNT, 2020), no que diz respeito ao uso de trado até o nível de água do solo. O uso de lavagem pode alterar a umidade do perfil sondado modificando os resultados da resistência do solo, o N_{SPT} .

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, a Deus, por ser o silencioso coautor deste trabalho e ao Professor Dr. Wilson Conciani por suas contribuições, nas orientações e indicações de informações relevantes.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6502:2022 *Solos e rochas — Terminologia*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Acesso em: 29/10/2022.
- ABNT NBR 6484:2020 *Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Acesso em: 29/10/2022.
- AMORIM, S. F. 2004 *Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do Estado de Pernambuco*. Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Pernambuco. CTG. 244p.
- AQUINO, A. E. B. 2020. *Contribuição à cartografia geotécnica do município de Teresina-PI: cartas de suscetibilidade à ocorrência de solos problemáticos e prática de fundação com uso de geoprocessamento técnico*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco.

- BRIZOLARI, G. H.S.; FLORIAN, F.; MORONI, J.E. *Solos colapsíveis: estudos de três casos por meio de sondagem a percussão no município de Araraquara-SP*. Revista Científica Semana Acadêmica, n. 144, p. 1-18, 2018.
- CINTRA, J. C. A. *Fundações em solos colapsíveis*. São Carlos: Serviço Gráfico da EESC-USP. 116 p.1998.
- CONCIANI, W. *Fundações para construção de Habitação de Interesse Social no Estado de Mato Grosso* / Wilson Conciani. Cuiabá: CEFETMT, 2006.
- CONCIANI, W.. *Possíveis melhoramentos no projeto e construção de silos*. IFB, Brasília – DF, 2016.
- CONCIANI, W. & DALLA ROSA, FM. *Estudo de caso de um pequeno edifício com fundações em solos colapsíveis*. SEFE, IV, Anais, Vol. 2. p 202-209. 2000.
- DENISOV, N.Y. (1951). *The Engineering Properties of Loess and Loess Loams*, Gosstroizdat, Moscow, 136 p.
- EMBRAPA, *Mapa de solos do Brasil*, http://geoinfo.cnps.embrapa.br/layers/geonode%3Abrasilsolos_5m_20201104, acessado em 18/11/22.
- FERREIRA, S.R.M. & LACERDA, W.A. (1993). *Varição de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de campo e de laboratório*. Revista Solos e Rochas, 16(4): 245-253.
- FERREIRA, S.R.M. & TEIXEIRA, D.C.L. *Collapsible soil-a practical case in construction (Pernambuco, Brazil)*. International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, 12, Proceedings ISSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1 , Pg. 603 - 606. 1989.
- FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.M.S. & SILVA FILHO, F. C. *Avaliação da carga última de estacas em solos colapsíveis*. SEFE, IV, São Paulo, anais, Vol 2. pg. 302-314. 2000.
- FUTAI, M. M. *Comportamento Colapsível de Solos Tropicais Brasileiros*. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, Portugal, pg. 193-203. 2000.
- GIBBS, H.J. & BARA, J.P. (1962). *Predicting surface subsidence from basic soil tests*. Special Technical Publication, Nº 322, ASTM, Philadelphia.
- GUSMÃO FILHO, J. A. *Solos: da formação geológica ao uso na engenharia*. Recife. Ed. Universitária da UFPE, 198p. 2002.
- IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, <https://www.ibge.gov.br/>, acessado em 01/03/22.
- JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1957). *The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting*. IV Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, pp. 316- 319.
- LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; FONTES, M. P. F. 1996. *Utilização de levantamentos de solos em geotecnia. O Solo nos grandes Domínios morfoclimáticos do Brasil e o Desenvolvimento Sustentado*. SBSC, UFV, DPS, pp. 703-721.
- LOMMLER, J.C. & BANDINI, P. *Characterization of collapsible soils*. International foundations congress & equipment exposition, Saint Antonio: ASCE, 2015. p. 1834-1841.
- MITCHELL, J, K., (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Willey & Sons Inc, Segunda Edição, p.437.
- REGINATTO, A.R., & FERRERO, J.C. (1973). *Collapse potential of soils and soil-water chemistry*. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, v. 2.2, pp. 177-183.
- SILVA. M. J. R. 2003. *Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina: cartas de susceptibilidade*. Repositorio UFPE, <https://br.handle/123456789/5388>, Acessado em 08/11/2023
- SILVA, T.B.; BELLO, M.I.M.C.; FERREIRA, S.R.M. *Correlações das classes pedológicas com características geotécnicas aplicadas ao uso e ocupação do solo*. UFPE, JEAP, V. 05, N. 03, (2020) 346-358.
- SILVEIRA, P. E. M. REIS, F. A. G. V. *Procedimentos de avaliação de solos colapsíveis por meio de correlação entre ensaios edométricos e ensaios spt*. São Paulo, UNESP, Geociências, v. 40, n. 3, p. 651 - 660, 2021
- Solos não saturados no contexto geotécnico* / JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO ... [et.al.] orgs.. – São Paulo : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. xxxvi, 759 p.: Cap. 15.
- SOUZA NETO, JOÃO BARBOSA. *Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)*. [Rio de Janeiro] 2004 XXXVI, 432 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2004).
- QGIS, Sistema de informações geográficas. https://www.qgis.org/pt_BR/site/about/index.html. Acessado em 18/11/2022.
- VILAR, O.M., RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. *Colapsíveis Solos: Um problema para a Engenharia de Solos Tropicais*. 1o Congresso Brasileiro Solos Tropicais, Anais, Rio de Janeiro, Vol. 1, Pg. 209 - 224. 1981.

GEORREFERENCIAMENTO PARA VISUALIZAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE PROPRIEDADES HIDRÁULICAS EM MICROBACIA HIDROGRÁFICA

Myllena Cardoso Couto Maia

Universidade de Brasília, Asa Norte, Brasil, myllencardoso96@gmail.com

Desirré Alves de Oliveira

Universidade de Brasília, Asa Norte, Brasil, desiree.alves@ufersa.edu.br

Patrícia Figueiredo de Sousa

Universidade de Brasília, Asa Norte, Brasil, patriciafigueiredodesousa@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante

Universidade de Brasília, Asa Norte, Brasil, albrasilc@gmail.com

RESUMO: Dada a variabilidade natural da distribuição das propriedades hidráulicas de solos em campo é de suma importância mensurar e compreender como essa variação ocorre, uma vez que isso permite definir regiões de interesse, a depender do problema geotécnico, possibilitando, por exemplo, o uso sustentável e seguro da ocupação e a manutenção da finalidade de determinadas regiões de bacia. Frente a isso, o georreferenciamento de dados geológicos-geotécnicos torna-se importante ferramenta da gestão e criação de planos de ocupações de áreas rurais e urbanas. Neste artigo será apresentado um estudo de caso do emprego de georreferenciamento no tratamento de informações geotécnicas para visualização da distribuição espacial das seguintes propriedades: condutividade hidráulica, macroporosidade, taxa de infiltração e parâmetro de retenção de água no solo. Tais propriedades podem ser associadas com a capacidade de armazenamento de água em camadas de solos e com o potencial de recarga de aquíferos. Para tal, foram utilizados dados de estudos de caracterização geotécnica dos solos da Microbacia do Ribeirão Canchim disponíveis na literatura. Quanto a geração de mapas, foi empregue o *software* QGIS 3.34.2 associado a base de dados do GeoInfo da Embrapa. Os principais resultados dessa pesquisa são a geração de mapas de distribuição espacial de propriedades hidráulicas e a discussão da sua importância na gestão dos recursos naturais.

PALAVRAS-CHAVE: QGIS, Curva de Retenção da Água no Solo, Permeabilidade, Ribeirão do Canchim, Pedologia.

ABSTRACT: Given the natural variability in the distribution of soil hydraulic properties in the field, it is important to measure and understand how this variation occurs. This allows for the definition of regions of interest, depending on the geotechnical problem at hand, enabling, for example, the sustainable and safe use of land and the maintenance of the purpose of certain watershed areas. In this context, georeferencing of geological-geotechnical data becomes an important tool for the management and creation of plans for rural and urban land use. This article presents a case study on the use of georeferencing in processing geotechnical information to visualize the spatial distribution of the following properties: hydraulic conductivity, macroporosity, infiltration rate, and soil water retention parameter. These properties can be associated with water storage capacity in soil layers and the potential recharge of aquifers. For this purpose, data from geotechnical characterization studies of soils in the Microbasin of Ribeirão Canchim available in the literature were used. Regarding map generation, the QGIS 3.34.2 software, was employed, associated with the GeoInfo database of Embrapa. The main results of this research include the generation of maps showing the spatial distribution of hydraulic properties and a discussion of their importance in the management of natural resources.

KEY WORDS: QGIS, Soil Water Retention Curve, Permeability, Canchim Creek, Pedology.

1 INTRODUÇÃO

A interpretação das propriedades hidráulicas de solos

é uma ferramenta essencial para a solução de problemas geotécnicos das diversas áreas de Ciências do Solo, tais como Hidrologia, Agronomia e

Geotecnia. Isso por que a interpretação correta de dados geológicos-geotécnicos pode ser usada para garantir que os órgãos públicos, privados e a sociedade consigam gerir de forma sustentável os recursos naturais e planejar corretamente o uso e a ocupação do solo. O conhecimento dos valores dos parâmetros físicos-hidráulicos determinam o funcionamento da dinâmica da água com o solo, influenciando em diversas questões geotécnicas e ambientais, como a recarga de aquíferos, a estabilidade estrutural de taludes e a produtividade agrícola, ressaltando a necessidade de uma integração multidisciplinar das diversas áreas de conhecimento. Neste sentido, o geoprocessamento surge como uma ferramenta técnica que fornece uma análise geoespacial detalhada facilitando a identificação e o manejo de áreas específicas que, quando atrelado ao conhecimento das características geotécnicas, permite a visualização da variabilidade natural do meio, demarcando características físicas, químicas, mecânicas e hidráulicas do solo para uma dada área de estudo.

Dentro desta ótica, a compreensão espacial das propriedades hidráulicas permite a identificação de áreas de interesse frente a questões geotécnicas específicas, possibilitando o uso eficiente e sustentável das regiões de uma bacia. Como, por exemplo, as áreas com alta taxa de infiltração podem ser mais adequadas para determinados tipos de cultivo ou para reservas ambientais visando a manutenção da recarga de aquíferos, enquanto regiões com baixa taxa de infiltração podem necessitar de intervenções para prevenir problemas de drenagem ou erosão do solo. Assim, compreender como a infiltração ocorre e como a taxa de infiltração varia são fundamentais para a Gestão e Manejo Sustentável de Solos.

A taxa de infiltração é uma grandeza geotécnica que determina a variação da infiltração ao longo do tempo. Este valor não é uma constante, ele é influenciado por fatores como a granulometria, o conteúdo de matéria orgânica e o nível de saturação do solo. Essa taxa descreve a quantidade de água que penetra verticalmente no solo ao longo de um período (Horton, 1940; Richards, 1931). Sendo fundamental para determinar a eficiência da irrigação, a recarga de aquíferos e a prevenção de escoamento superficial relacionado à erosão.

Horton (1940) desenvolveu modelos que descrevem a diminuição da taxa de infiltração do solo ao longo do tempo à medida que o solo se aproxima de uma condição de saturação. Por outro lado, Richards (1931) destacou seus estudos na movimentação de água através de solos não saturados, estabelecendo as

bases para a compreensão da dinâmica da água no solo que, ainda hoje, fundamenta os modelos de infiltração modernos.

Darcy (1856) estabeleceu a lei fundamental que descreve o fluxo de água nos poros, conhecida como Lei de Darcy, que forma a base para a maioria dos estudos hidrológicos e geotécnicos contemporâneos. Segundo Darcy, a taxa de fluxo de água é proporcional ao gradiente hidráulico e essa proporcionalidade é expressa pela condutividade hidráulica.

Neste sentido, a condutividade hidráulica expressa a facilidade com que um líquido se movimenta quando sujeito a um determinado gradiente hidráulico. Esta propriedade auxilia na compreensão do movimento de água nos solos, afetando a drenagem, a recarga de aquíferos, além do transporte de nutrientes e contaminantes.

Além das propriedades hidráulicas citadas, a curva de retenção de água no solo, ou curva característica, é extremamente importante para a compreensão dos fenômenos de infiltração e armazenamento de água nos solos, pois descreve a relação entre a quantidade de água armazenada no solo e a sucção atuante no meio, podendo ser expressa em termos de teor de umidade gravimétrico (w), teor de umidade volumétrico (θ) ou grau de saturação (S) (Fredlund & Rahardjo, 1993; Van Genuchten, 1980). O conhecimento desta característica hidráulica pode ser considerado essencial para a compreensão do comportamento do fluxo de água em solos não saturados, pois o fenômeno de retenção de água no interior dos vazios do solo é causado pelas forças capilares e adsorptivas que atuam no meio.

Além disso, segundo Sousa (2019), a análise da curva característica de solos unimodais permite visualizar o comportamento hidráulico dos poros em duas faixas distintas, macroporos (poros maiores) e microporos (poros menores). Em que os macroporos possuem a função principal de aeração e condução de água durante o processo de infiltração. Enquanto os microporos são a parcela dos vazios que tem a função de armazenamento da água adsorvida dentro de pequenos poros do solo, ou seja, da água que retida na superfície.

Assim, diante da complexidade e multidisciplinaridade do fenômenos hidráulicos que ocorre nos solos, uma abordagem integrada, que combina uma análise detalhada das propriedades hidráulicas do solo com técnicas de geoprocessamento, pode ser adequada para enfrentar os desafios da Gestão Sustentável dos Recursos Hídricos e do Planejamento Ambiental, destacando a

relação entre a Engenharia Geotécnica e a Hidrologia na busca por soluções eficazes e sustentáveis aos problemas ambientais e geotécnicos que ocorrem nas cidades e zonas rurais.

Dessa forma, o presente estudo busca explorar o uso do georreferenciamento para incorporar o conhecimento de propriedades hidráulicas e físicas de solos, gerando mapas detalhados que destacam a distribuição espacial e a variabilidade natural de algumas propriedades hidráulicas de solos para o estudo de caso da Microbacia de Ribeirão Canchim. Nesta pesquisa, também, foram feitos ajustes de dados de retenção ao modelo de hidráulico de Cavalcante & Zornberg (2017a) para avaliar as características e a variabilidade do armazenamento e do fluxo de água dos solos presentes na área de estudo.

Deve-se ressaltar que, de maneira geral, a análise de dados georreferenciados contribui para o planejamento ambiental e a tomada de decisões, promovendo práticas de manejo sustentável que beneficiam tanto a produção agrícola quanto a conservação do meio ambiente, fornecendo ferramentas para a tomada de decisão de empresas privadas, órgãos governamentais e público, em geral.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização da Área de Estudo e Propriedades de Interesse

Para avaliação do emprego de georreferenciamento de propriedades hidráulicas de microbacias, nesta pesquisa, é realizado um estudo de caso da área da Microbacia do Ribeirão Canchim. A fazenda, que abriga o Centro de Pesquisa de Pecuária do Sudeste da Embrapa Pecuária Sudeste, situa-se no município de São Carlos, SP, estendendo-se entre as coordenadas geográficas, latitudes 21°55' a 22°00' Sul e longitudes 47°48' a 47°52' Oeste de Greenwich, Figura 1.

A região tem um PIB per capita (Produto Interno Bruto) de R\$ 47.716,33. Em números populacionais é o 32º município mais populoso do estado e o 113º mais populoso do país, com estimativa populacional de, aproximadamente, 255 mil pessoas no último Censo Demográfico (IBGE, 2022). Sendo marcada por um relevo que varia de plano a moderadamente ondulado, com uma declividade média da microbacia hidrográfica (MBH) de 3,64%. Esta área tem extensão de 1.465 hectares (ou 14,65 km²), situada entre as cotas altimétricas de 690 a 910 metros.

Oferecendo, assim, um ambiente amplo para a pesquisa agropecuária e estudos ambientais que são desenvolvidos pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa) e pela Universidade de São Carlos (Primavesi *et al.*, 1999).

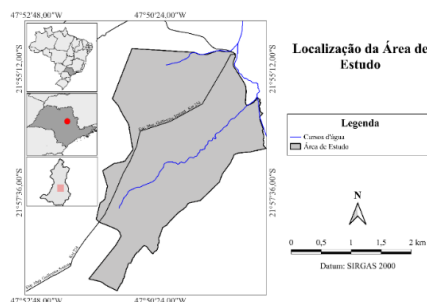


Figura 1. Mapa de Localização da Área de Estudo.

O clima da região, segundo a classificação de Köppen, é Cwa, indicando um clima tropical de altitude com inverno seco. Esta classificação climática é definida por temperaturas médias anuais relativamente elevadas, com a estação chuvosa concentrada nos meses de verão e o período de seca durante o inverno. A Microbacia do Ribeirão Canchim, descrita por Primavesi *et al.* (1999), apresenta uma diversidade de solos cujas características e distribuição são essenciais para o entendimento da dinâmica ecológica e hidrológica da região. Os solos identificados nessa área são descritos na Tabela 1, seguindo a nomenclatura do Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (Embrapa, 2018).

Tabela 1. Tipos de Solos da Área de Estudo.

| Nome do Solo | Sigla |
|--|-------|
| Afloramento Rochoso | AR |
| Latossolo Vermelho Álico típico | LVa |
| Latossolo Vermelho Distrófico típico | LVd |
| Latossolo Vermelho Distrófico típico | LVdf |
| Latossolo Vermelho Eutrófico típico | LVe |
| Latossolo Vermelho Eutroférrico típico | LVef |
| Latossolo Vermelho-Amarelo Álico típico | LVAa |
| Latossolo Vermelho-Amarelo Distrófico típico | LVAd |
| Organossolo Fólico Fíbrico típico | OOm |
| Argilossolo Vermelho-Amarelo Distrófico típico | PVAd |
| Nitossolo Vermelho Eutroférrico típico | NVef |
| Neossolo Quartzarênico Hidromórfico | RQg |
| Neossolo Quartzarênico Órtico típico | RQo |
| Neossolo Flúvico Tb Álico | RUBd |

2.2 Procedimentos Metodológicos

Para realização desta pesquisa, empregou-se as seguintes etapas de trabalho: escolha da área de

estudo, coleta de dados, análise estatística dos dados, modelagem da retenção, elaboração de mapas e inferência dos resultados com o objetivo de visualizar a distribuição espacial das seguintes propriedades: condutividade hidráulica, macroporosidade, taxa de infiltração e parâmetro de retenção de água no solo. Essas propriedades podem ser associadas com a capacidade de armazenamento de água nas camadas de solos e com o potencial de recarga de aquíferos.

Já para a elaboração dos mapas, recorreu-se ao uso do *software* QGIS 3.34.2, uma ferramenta de Sistema de Informações Geográficas (SIG) licenciado segundo a Licença Pública Geral GNU, o qual permite a análise e visualização de dados geoespaciais de forma eficiente. O banco de dados utilizado inclui informações provenientes do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e fontes de dados de Modelos Digitais de Elevação (MDE) no Banco de Dados Geomorfométricos do Brasil (Topodata), o qual fornecem dados geográficos e topográficos detalhados do território brasileiro.

2.3 Modelo de Retenção de Água

As Curvas de Retenção são comumente obtidas em um ambiente de laboratório, preferencialmente utilizando amostras indeformadas. No entanto, em pesquisas, também é possível determiná-la diretamente em campo, embora esse procedimento seja mais trabalhoso e demorado (Couto & Sans, 2003), como por exemplo, por meio de ensaios de infiltração ou o emprego de instrumentação tais como sensores de matriz granular e tensiômetros.

Para obter a função da curva completa, é necessário realizar uma extrapolação dos pontos experimentais utilizando um modelo matemático pré-determinado para ajuste dos dados. Esse processo de ajuste é fundamental para uma representação expressiva e abrangente da relação entre a umidade do solo e a sucção, servindo de informação de entrada para a modelagem da infiltração, estudos de tensão-deformação e de estabilidade de estruturas geotécnicas que consideram o regime de fluxo existente e muitos outros.

Para a modelagem das curvas de retenção de água no solo, os modelos de Van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994) são os mais utilizados. Recentemente, um nova proposta foi apresentada por Cavalcante & Zornberg (2017). Estes autores desenvolveram um modelo constitutivo hidráulico analítico fundamentado na Equação de Richards para fluxo em solos não saturados. Para resolver esta equação não linear, eles utilizaram uma analogia com o problema de advecção e dispersão do transporte de

contaminantes, uma abordagem que já foi explorada em várias soluções da literatura sob diferentes condições iniciais e de contorno. Neste contexto, Cavalcante & Zornberg (2017a) propuseram:

$$\frac{\partial k}{\partial \theta} = \text{cte} = \overline{\alpha}_s \quad (1)$$

$$\frac{k(\theta) \partial \psi}{\rho_w g \partial \theta} = \text{cte} = \overline{D}_z \quad (2)$$

onde k é a função de condutividade hidráulica não saturada [LT^{-1}], θ é o teor de umidade volumétrico [L^3L^{-3}], $\overline{\alpha}_s$ é a velocidade advectiva constante [LT^{-1}], ρ_w é a densidade da água [ML^{-3}], g é a aceleração da gravidade [LT^{-2}], ψ é a sucção total do solo, usando a pressão atmosférica como referência [$\text{ML}^{-2}\text{T}^{-2}$] e \overline{D}_z é a constante de difusividade [L^2T^{-1}].

A partir destas premissas, Cavalcante & Zornberg (2017a) demonstraram que a curva de retenção de água no solo pode ser definida em função do teor de umidade volumétrico da seguinte maneira:

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \exp[-\delta|\psi|] \quad (3)$$

onde θ_r é o teor de umidade volumétrico residual [L^3L^{-3}], θ_s é o teor de umidade volumétrico saturado [L^3L^{-3}], e δ é um parâmetro de ajuste hidráulico [$\text{M}^{-1}\text{L}^2\text{T}^2$]. Para o caso de teor de umidade gravimétrico, a Eq. 4, pode ser reescrita para:

$$w(\psi) = w_r + (w_s - w_r) \exp[-\delta|\psi|] \quad (4)$$

onde w_r é o teor de umidade gravimétrico residual [M^3M^{-3}] e w_s é o teor de umidade gravimétrico saturado [M^3M^{-3}].

Neste artigo científico, para explorar a dinâmica do armazenamento de água para os diferentes solos que compõe a Microbacia do Ribeirão Cachim, foram conduzidas análises de retenção utilizando dados do Ensaio de Câmara de Richards apresentados por Varandas (2011) para amostras de solos da região. Esses dados foram analisados e ajustados ao modelo de retenção de água proposto por Cavalcante & Zornberg (2017), oferecendo uma nova perspectiva sobre como diferentes solos brasileiros retêm água sob várias condições de umidade e pressão.

3 RESULTADOS

3.1 Valores característicos das propriedades

Na Figura 2 é apresentado um mapa da área construído com o *software* QGIS associado a base de dados do GeoInfo da Embrapa, que apresenta a visualização detalhada da disposição espacial dos

solos existentes na microbacia.

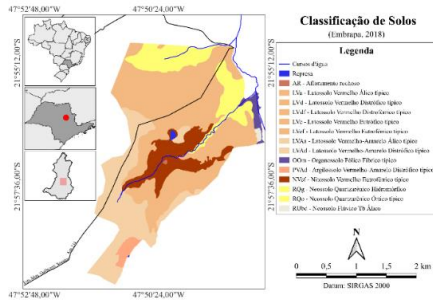


Figura 2. Tipos de Solos da fazenda Canchim.

De acordo com o estudo de Primavesi *et al.* (1999), os solos caracterizados apresentam distintas composições granulométricas. Estes autores apresentaram dados de 27 amostras de solos, para as profundidades de 0 a 20 cm. Na Tabela 2 é apresentada a média dos dados das granulometrias dos solos frente as informações apresentadas por Primavesi *et al.* (1999). Nota-se que a maioria dos solos são predominantemente arenosos, na ordem de 60%, com frações de argila em torno de 30% e de silte menores que 10%.

Tabela 2. Análise Granulométrica (adaptado de Primavesi *et al.* 1999).

| Sigla | Argila (%) | Areia (%) | Silte (%) |
|-------|------------|-----------|-----------|
| LVa | 27,00 | 67,42 | 5,58 |
| LVd | 27,00 | 67,42 | 5,58 |
| LVdf | 41,50 | 42,65 | 18,37 |
| LVe | 27,00 | 67,42 | 5,58 |
| LVef | 41,50 | 42,65 | 18,37 |
| LVAa | 26,53 | 69,06 | 4,42 |
| LVAd | 26,53 | 69,06 | 4,42 |
| NVef | 48,63 | 22,53 | 28,80 |
| RQo | 15,30 | 82,25 | 2,45 |

Além dos solos citados na Tabela 2, na região da microbacia também existem afloramento rochoso, organossolo, argilossolos e, neossolos, os quais não possuem resultados granulométricos disponíveis devido à critérios definidos por Primavesi *et al.* (1999), como áreas de Preservação Permanente, sensíveis às atividades antrópicas e declividades superiores a 15% que dificultam amostragem.

Neste trabalho serão avaliadas as propriedades hidráulicas dos solos descritos na Tabela 2, que impactam nos fenômenos de infiltração e, consequentemente, na recarga de aquíferos. As propriedades escolhidas foram: condutividade hidráulica, taxa infiltração e macroporosidade, os valores destas propriedades são listados na tabela 3.

Tabela 3. Valores médios das propriedades hidráulicas dos

solos (adaptado de Primavesi *et al.* 1999).

| Nome do Solo | Condutividade Hidráulica (m/s) | Taxa de Infiltração (mm/s) | Macroporos (%) |
|--------------|--------------------------------|----------------------------|----------------|
| LVa | $1,92 \times 10^{-4}$ | 0,0139 | 13,70 |
| LVd | $1,92 \times 10^{-4}$ | 0,0139 | 13,70 |
| LVdf | $2,60 \times 10^{-5}$ | 0,0024 | 10,17 |
| LVe | $1,92 \times 10^{-4}$ | 0,0139 | 13,70 |
| LVef | $2,60 \times 10^{-5}$ | 0,0024 | 10,17 |
| LVAa | $3,91 \times 10^{-5}$ | 0,0032 | 11,75 |
| LVAd | $3,91 \times 10^{-5}$ | 0,0032 | 11,75 |
| NVef | $8,22 \times 10^{-5}$ | 0,0064 | 11,67 |
| RQo | $3,34 \times 10^{-4}$ | 0,0177 | 20,50 |

Além das características hidráulicas apresentadas na Tabela 3. Neste trabalho também foi avaliado a retenção dos solos que compõe a Microbacia de Ribeirão Canchim, seguindo os procedimentos descritos no item 2.2.

3.2 Espacialização dos resultados

Para a geração das curvas de nível da área utilizou-se o banco de dados de imagens do tipo Modelo Digital de Elevação (MDE) do INPE (2011), com isso é possível visualizar a variação de elevação do terreno que compõe a área da microbacia, como pode ser observado na Figura 3. Nota-se que a parte norte é mais baixa que a parte sul, indicando que o escoamento superficial tende a ser na direção norte-sul do terreno.

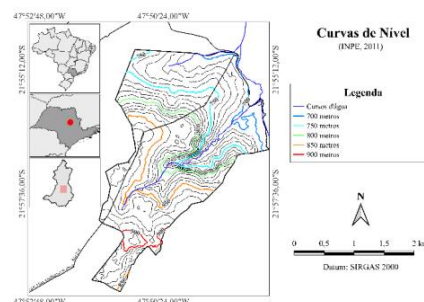


Figura 3. Curvas de nível da área de estudo.

Assim, a fim de proporcionar um entendimento mais detalhado da capacidade hidráulica dos solos na microbacia de Ribeirão Canchim, fez-se uma relação intrínseca entre os dados quantitativos de propriedades do solo, como detalhados na Tabela 3, e suas representações visuais mapeadas utilizando o software QGIS (Figuras 4 a 6).

Para o caso da Figura 4 em associação com a Figura 2, nota-se que os solos mais condutivos são os Neossolos da parte norte da mapa, ordem de 10^{-4} m/s. Tais valores podem estar relacionados ao fato destes solos possuírem a maior fração de areia dos materiais estudados (Tabela 2). Pois sabe-se que, quanto mais

grosso é o solo, maior tende a ser a velocidade de condução de água. Já as áreas de solos menos condutivos, estão associadas com as áreas de presença de latossolo que possuem as maiores frações de finos. Quanto a uma análise da microbacia, de forma geral, a condutividade variou de 10^{-4} a 10^{-5} m/s.

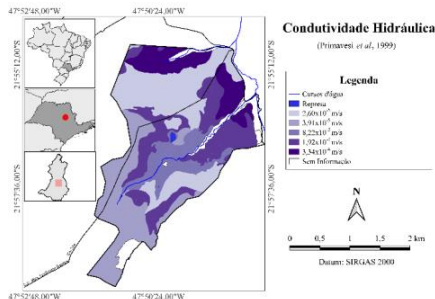


Figura 4. Mapa de Condutividade Hidráulica.

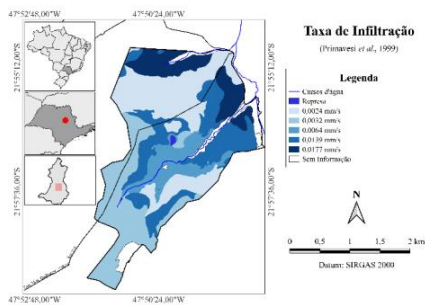


Figura 5. Taxa de Infiltração de acordo com o tipo de solo.

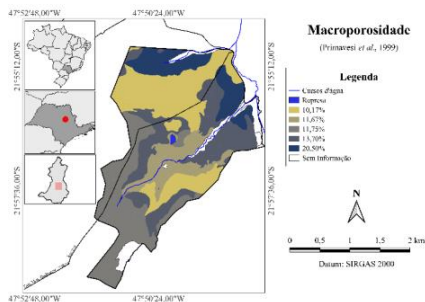


Figura 6. Macroporos de acordo com o tipo de solo.

A partir da aplicação de metodologias de geoprocessamento e análise de dados apresentados das Figuras 4-6, foi possível mapear a distribuição espacial das propriedades hidráulicas dos solos, destacando as variações naturais dos parâmetros devido a existência de diversos materiais de classificações distintas.

As informações apresentadas corroboram com os valores de infiltração apresentados no mapa da taxa de infiltração da Figura 5. As zonas com alta taxa de infiltração ($0,0177 \text{ mm/s}$) correspondem aos Neossolos e as de baixa taxa de infiltração aos

Latossolos ($0,0024 \text{ mm/s}$). Tais valores estão associados ao tamanho dos poros, da Figura 6. Pelos valores encontrados, acredita-se que os solos dessa região tendem a ter poros menores devido ao baixo valor de macroporosidade encontrada que varia de ~ 10 a 20% . O solo mais macroporoso é o neossolo e o menos é o latossolo convergindo com as informações encontradas para taxa de infiltração e a condutividade hidráulica. Estas informações indicam, por exemplo, que a região norte da microbacia é uma área de boa drenagem superficial e que pode ter boa irrigação.

Além disso, para a análise sobre a capacidade de retenção hidráulica desses solos, conduziu-se um estudo utilizando os dados de Varandas (2011). Esses dados foram ajustados ao modelo de retenção de Cavalcante & Zornberg (2017). Os resultados desse ajuste estão sistematizados e apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Variação da curva de retenção a partir do Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

| Nome do solo | δ (hPa^{-1}) | Desvio Padrão | R^2 |
|--------------|--------------------------------|---------------|--------|
| LVa | 0,0206 | 0,0083 | 0,9971 |
| LVD | 0,0206 | 0,0083 | 0,9971 |
| LVdf | 0,0176 | 0,0048 | 0,9943 |
| LVe | 0,0206 | 0,0083 | 0,9971 |
| LVef | 0,0176 | 0,0048 | 0,9943 |
| LVAa | 0,0190 | 0,0058 | 0,9952 |
| LVAd | 0,0190 | 0,0058 | 0,9952 |
| NVef | 0,0280 | 0,0185 | 0,9961 |
| RQo | 0,0174 | 0,0067 | 0,9982 |

Complementando a análise dos dados de retenção, a Figura 7 ilustra a distribuição do parâmetro δ dos diferentes tipos de solo existentes na microbacia. Detalhes dos ajustes são representados nas Figuras 8 a 13. Para estas curvas de retenção nota-se que há alteração considerável dos valores da curva de retenção de água no solo com a redução da macroporosidade e diminuição da capacidade de retenção de água.

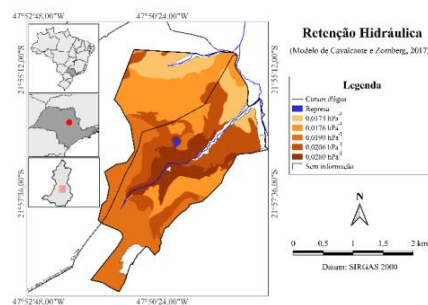


Figura 7. Retenção Hidráulica de acordo com a Tabela 4.

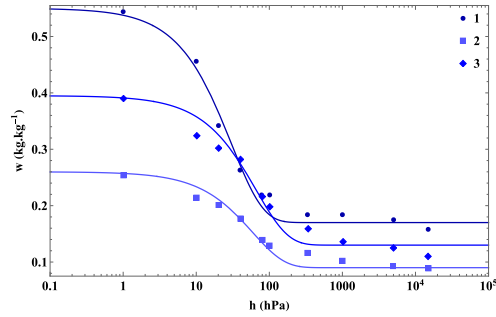


Figura 8. Curva de retenção da água nos solos LVAa e LVAd em diferentes pontos geográficos.

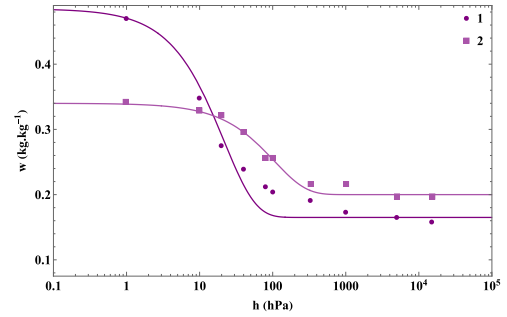


Figura 12. Curva de retenção da água no solo NVEf em diferentes posições.

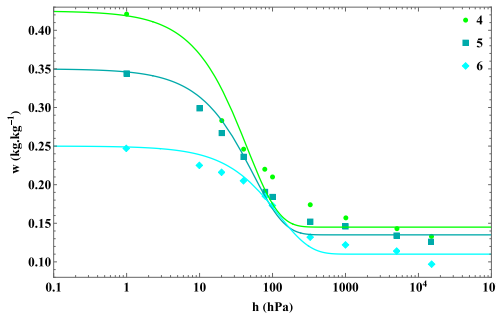


Figura 9. Curva de retenção da água nos solos LVAa e LVAd em posições distintas.

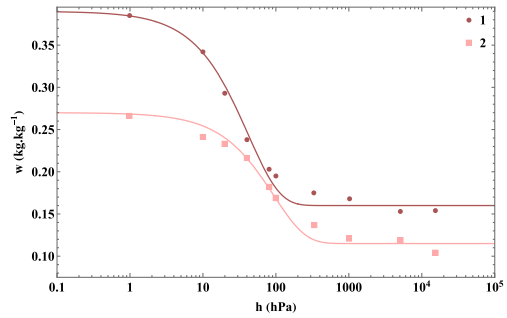


Figura 13. Curva de retenção da água no solo RQo para diferentes pontos.

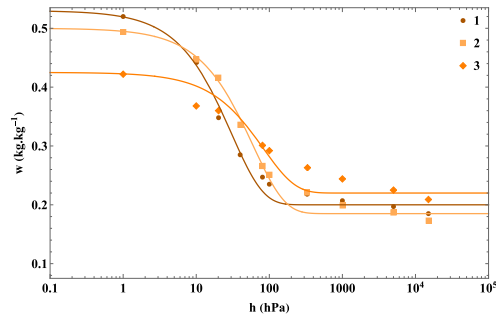


Figura 10. Curva de retenção da água nos solos LVA, LVd e LVe em diferentes pontos.

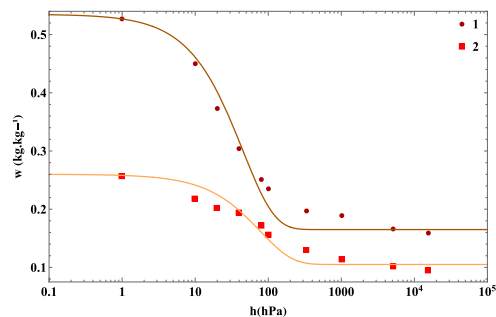


Figura 11. Curva de retenção da água nos solos LVdf e LVef em pontos distintos.

A partir destas informações de ajuste, nota-se que o modelo de Cavalcante & Zornberg (2017) foi considerado adequado para os ajustes das curvas de retenção dos solos presentes na microbacia com $R^2 \sim 1,00$. A alta precisão do ajuste favorece a identificação de áreas potenciais para recarga de aquíferos e a escolha de práticas de conservação do solo, pois quanto maior o valor do parâmetro δ mais poroso é o solo e mais condutivo ele é, ou seja, são áreas que favorecem a infiltração de água e a recarga de aquíferos. De forma geral, o conjunto de dados, indicou valores característicos de $0,01 \text{ hPa}^{-1}$ que está associado a solo que retém muita água, o que é importante, por exemplo, para aplicações do agronegócio, o que explica os diversos tipos de plantações que existem na área.

Assim, frente as análises apresentadas, nota-se que o georreferenciamento de propriedades geotécnicas pode contribuir significativamente para o planejamento do uso do solo e o avanço de práticas ligadas a sustentabilidade ambiental. As variações das características dos solos apresentadas auxiliam na identificação de possíveis zonas para favorecimento de drenagem de água (região norte), bem como áreas onde a movimentação de água é mais restrita, o que influencia diretamente, por exemplo, no manejo de irrigação de áreas e na prevenção de erosão do solo,

apesar de ser um estudo preliminar e de escala de microbacia.

A fim de complementar o estudo aqui apresentado, ressalta-se a importância de uma análise tridimensional das propriedades citadas, permitindo a visualização da variação em profundidade das propriedades.

4 CONCLUSÃO

As práticas de geoprocessamento associadas as propriedades hidráulicas destacam a importância do uso sustentável dos recursos naturais e da necessidade do manejo agrícola responsável. Dessa forma, os resultados apresentados neste estudo enriquecerem a compreensão das características hidráulicas do solo na microbacia do Ribeirão Canchim, reforçam o papel do geoprocessamento e da visualização de dados como elementos fundamentais para as Ciências dos Solos.

A aplicação das análises realizadas neste trabalho para a gestão da microbacia do Ribeirão Canchim, podem auxiliar ao governo e a sociedade no emprego de práticas sustentáveis adequadas, que contribuem para conservação do solo, e para a escolha da cobertura e do tipo de ocupação, que favoreçam ou mitiguem os impactos na recarga de aquíferos e promovam uma drenagem eficiente, prevenindo a ocorrência de erosões e a degradação do meio ambiente.

Além disso, a metodologia proposta pode ser ampliada para outras bacias de diferentes escalas – micro, meso e macro - permitindo uma gestão hídrica mais abrangente e informatizada do território brasileiro. Essa abordagem tem o potencial de transformar significativamente a gestão dos recursos hídricos, ao fornecer uma base sólida para a tomada de decisões.

Por fim, sugere-se a utilização de um modelo 3D integrado ao geoprocessamento, possibilitando um estudo da variabilidade das propriedades do solo ao longo da sua profundidade, reforçando a importância do uso responsável e sustentável dos recursos naturais.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES 88887.696799/2022-00), pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 305484/2020-6), pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF Projeto 00193-00001609/2023-44) e pela

EMBRAPA Instrumentação (Acordo de Cooperação Técnica).

REFERÊNCIAS

- Cavalcante, A. L. B.; Zornberg, J. G. (2017). *Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions*. International Journal of Geomechanics, 17(7), 04017013. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000875](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000875), acessado em 07/02/2024.
- Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon: appendice D*. Paris: Dalmont.
- Embrapa. (2018). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*. Portal Embrapa. www.embrapa.br. <https://www.embrapa.br/busca-de-publicacoes/-/publicacao/1094003/sistema-brasileiro-de-classificacao-de-solos>, acessado em 28/01/2024.
- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172759>, acessado em 06/02/2024.
- Horton, R. E. (1940). *An Approach Toward a Physical Interpretation of Infiltration-Capacity*. Proceedings of the Soil Science Society of America, (5), 399–417.
- INPE. (2011). *TOPODATA - Banco de Dados Geomorfométricos do Brasil*, <http://www.dsr.inpe.br/topodata/>, acessado em 30/01/2024.
- Primavesi, O., Primavesi, A. C. P. de A., Pedroso, A. de F., Camargo, A. C., Rassini, J. B., Filho, J. da R., Oliveira, G. P., Correa, L. de A., Armelin, M. J. A., Vieira, S. R., & Dechen, S. C. F. (1999). *Microbacia hidrográfica do Ribeirão Canchim: um modelo real de laboratório ambiental* (p. 133) São Carlos: Embrapa Pecuária Sudeste, (Embrapa Pecuária Sudeste, Boletim de Pesquisa, 5), p. 133.
- Richards, L. A. (1931). *Capillary Conduction Of Liquids Through Porous Mediums*. Physics, 1(5), 318–333. <https://doi.org/10.1063/1.1745010>, acessado em 07/02/2024.
- Sousa, P. F. (2019). *Determinação das Propriedades Hidráulicas de Solos não Saturados a partir de Ensaios de Infiltração Utilizando Tomografias de Raios Gama*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, p. 82.
- van Genuchten, M. Th. (1980). *A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*. Soil Science Society of America Journal, 44(5), 892–898.
- Varandas, J. M. M. (2011). *Avaliação da qualidade física do solo em uma escala de microbacia*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Ciências, Área de Concentração: Energia Nuclear na Agricultura e no Ambiente, Universidade de São Paulo, p. 88.

Inteligência Artificial Aplicada à Geotecnia Ambiental: uma Revisão Bibliográfica

Sávio Aparecido dos Santos Pereira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, savioaparecido@discente.ufg.br

Diego Dignes da Costa

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, diegodignes@discente.ufg.br

Maurício Barbosa da Cruz

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, mauriciobarbosa_dacruz@discente.ufg.br

Rogério Alves de Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, rogeriophs@discente.ufg.br

Laís Roberta Galdino de Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, laisroberta@ufg.br

RESUMO: A utilização de inteligência artificial (IA), sobretudo métodos de aprendizado de máquina, tem se tornado crescente na Geotecnia. A intensa produção de dados, através das campanhas de ensaios, tem sido um fator preponderante para a aplicação de IA na Geotecnia. Assim, este trabalho busca apresentar uma revisão bibliográfica sobre a utilização de IA na Geotecnia Ambiental. Para tanto, a partir de trabalhos acadêmicos publicados nas bases de dados *Web of Science*, foi realizado uma análise descritiva dos trabalhos publicados na área, bem como dos trabalhos mais citados para cada uma das grandes áreas da Geotecnia Ambiental. Deste modo, nota-se que o número de publicações na área de aprendizado de máquina, no âmbito da Engenharia Ambiental, aumentou significativamente nos anos de 2021 e 2022. E as duas revistas com maior número de publicações na área foram a *Computers and Geotechnics* e *Transportation Geotechnics*. A difusão do tema na revista *Transportation Geotechnics* evidencia a adoção do aprendizado de máquinas para áreas mais abrangentes da Geotecnia Ambiental. Ao analisar os artigos mais citados, é possível notar a eficácia da utilização de ferramentas de aprendizado de máquina em problemas geotécnicos, estando associada a uma base de dados robusta para a aplicação dessas ferramentas. Desta forma, este artigo busca mostrar o estado da arte da utilização de *machine learning* na Geotecnia, de modo a guiar futuros trabalhos que utilizem tais ferramentas para obtenção de relações indiretas.

PALAVRAS-CHAVE: Machine Learning, Geotecnia Ambiental, Revisão Bibliográfica.

ABSTRACT: The use of machine learning methods has become increasing in Geotechnics. Since, the data produced in tests from various academic works have been reused using a new approach, using more advanced techniques for the development of predictive models. Thus, this work seeks to present a literature review on the use of machine learning methods in Environmental Geotechnics. To this end, based on academic works published in the Web of Science databases, a statistical analysis of the works published in the area was carried out, as well as a descriptive analysis of the most cited works for each of the major areas of Geotechnics. Therefore, it should be noted that the number of publications in the area of machine learning, within the scope of Environmental Engineering, increased significantly in the years 2021 and 2022. And the two magazines with the highest number of publications in the area were Informatics and Geotechnics and Transport Geotechnics. The dissemination of the topic in the Transportation Geotechnics magazine highlights the adoption of machine learning for broader areas of Environmental Geotechnics. When analyzing the most cited article, it is possible not to notice the effectiveness of using machine learning tools in geotechnical problems, being associated with a robust database for the application of these tools. In this way, this article seeks to show the state of the art in the use of machine learning in Geotechnics, in order to guide future work that uses such tools to provide indirect relationships.

KEY WORDS: Machine Learning, Environmental Geotechnics, Bibliographic Review.

1 INTRODUÇÃO

A Geotecnia é a área de estudo que busca a compreensão de fenômenos geológicos e mecânicos da crosta terrestre para resolução de problemas de engenharia, lidando com solos e rochas. A compreensão desses fenômenos é complexa, dado as diferentes origens e condições a que esses materiais estão submetidos, sendo fundamental a realização de ensaios, laboratoriais ou *in situ* (LEMOS; PIRES, 2017; COSTA et al., 2018; WEI et al., 2020). A utilização de ensaios teve, e tem, um papel fundamental para a construção e validação da teoria geotécnica, entretanto, alguns ensaios mostram-se laboriosos e com um custo relevante, valendo-se de métodos simplificadores (KRISDANI et al., 2009; LI et al., 2014; RIBEIRO et al., 2018; MENDES et al., 2021).

Diversas correlações, ao longo dos anos, utilizando resultados obtidos por ensaios, entre parâmetros geotécnicos têm sido desenvolvidos (RENDON-HERRERO, 1980; CUBRINOVSKI; ISHIHARA, 2002; PARK; KOUMOTO, 2004; ALVES et al., 2020) a fim de suprir a necessidade de tais parâmetros em estudos iniciais de projetos ou para obras com menor orçamento para a realização de uma completa campanha de ensaios. A obtenção de uma correlação matemática entre parâmetros geotécnicos, também chamada como métodos indiretos, pode utilizar diversas ferramentas matemáticas, estatísticas ou conceitos físicos para se chegar a uma associação (KRISDANI et al., 2009; TAO et al., 2019). O método mais simples utilizado para correlações entre variáveis é a regressão, linear ou não, entre parâmetros, mas nas últimas décadas tem-se utilizado métodos de aprendizado de máquina (*Machine Learning*, ML) para associar diversas variáveis e obter o parâmetro a ser alcançado (ZHANG et al., 1991; JAIN et al., 2004; SANTOS JR; CELESTINO, 2009; WANG et al., 2019).

Nos últimos anos várias áreas da ciência têm redescoberto a relevância das técnicas envolvendo ML (BONDI et al., 2018). Do ponto de vista da Geotecnia, o significativo volume de dados gerados pelas campanhas de ensaios realizadas em diversas regiões do mundo, bem como a disponibilidade e concentração dessas informações em bases de dados, podendo citar como exemplo a *Unsaturated Soil Hydraulic Database* (UNSODA) e a base desenvolvida por Silva (2005), têm colaborado para a significativa utilização de ML como método indireto (PADARIAN et al., 2020). A utilização de ML na Geotecnia foi estudada por Padarian et al. (2020), que realizaram um estudo de revisão utilizando ferramentas de ML, e puderam observar

um significativo aumento na quantidade de artigos publicados nos últimos 10 anos.

A Geotecnia Ambiental é uma das áreas da Geotecnia que tem se valido da utilização de métodos de aprendizado de máquina em seu estudo. Alguns trabalhos podem ser citados nesse sentido, como em Albuquerque e Cavalcante (2022) que utilizaram diversos métodos de aprendizado de máquina para previsão de erosões internas. Diante do exposto, este artigo objetiva apresentar uma revisão bibliográfica de artigos presentes na base de dados *Web of Science* sobre a aplicação de métodos de aprendizado de máquina na Geotecnia Ambiental. A escolha de tal área de seu deu pela relevante importância de seus estudos na Geotecnia para o uso sustentável dos recursos naturais e a conservação do meio ambiente, em voga pelas mudanças climáticas que o mundo vem passando nas últimas décadas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

As etapas metodológicas desenvolvidas no artigo são apresentadas na Figura 1 e foram desenvolvidas 5 etapas.

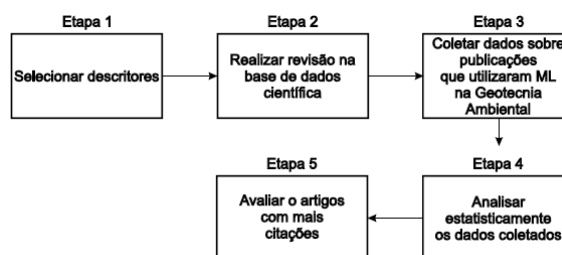


Figura 1. Etapas metodológicas a serem desenvolvidas no artigo.

A base de dados científica selecionada para a revisão bibliográfica foi a *Web of Science*, que possui artigos científicos e de congressos internacionais na sua base. A metodologia proposta para o artigo foi baseada no trabalho de Moreira et al. (2020) que realizaram uma revisão bibliográfica sobre opções de tratamento de resíduos de fraldas descartáveis.

A primeira etapa do trabalho consistiu na seleção dos descritores para pesquisa dos artigos científicos. Os descritores adotados foram as combinações: “*Environmental Geotechnics AND Machine Learning*”, “*Environmental Geotechnics AND Artificial Intelligence*”, “*Environmental Geotechnics AND Deep Learning*”. A escolha por descritores somente em língua inglesa se deu pela abrangência de artigos internacionais publicados em inglês na

base de dados escolhida.

A segunda etapa consistiu na aplicação dos descritores escolhidos na pesquisa por trabalhos na base *Web of Science*. Nessa etapa foi aplicado um filtro de data, considerando somente os artigos publicados durante os anos 2000 até maio de 2022. A terceira etapa, em conjunto com a segunda, consistiu na extração de dados sobre os artigos apresentados na busca utilizando cada descritor adotado. Foram extraídas as informações de título, nome da revista, autores, ano de publicação e o número de citações. Dessas informações extraídas se deu a quarta etapa do trabalho, que consistiu na avaliação estatística dessas informações. Foram realizadas uma análise do volume de artigos publicados e citações por ano e por revista.

A última etapa do trabalho consistiu na avaliação e apresentação do artigo mais citado em toda a pesquisa na base de dados. Um relato descritivo sobre o artigo selecionado foi realizado, de modo que possa iniciar uma discussão sobre a utilização de métodos de aprendizado de máquina na Geotecnia Ambiental.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 2 apresenta o número de citações por ano na busca realizada utilizando os três descritores selecionados.

Nas Figuras 3 e 4 são apresentadas o número de publicações e o número de citações por revista ou congresso internacional.

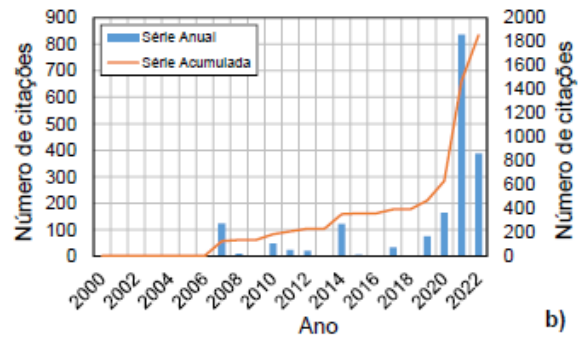
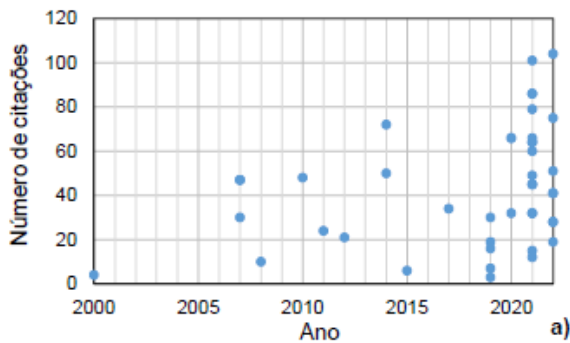


Figura 2. Número de citações por ano: a) regressão dos dados; b) série anual e acumulada.

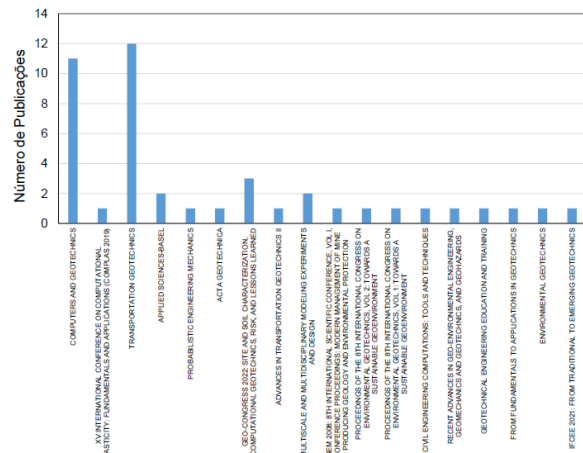


Figura 3. Número de publicação por revista.

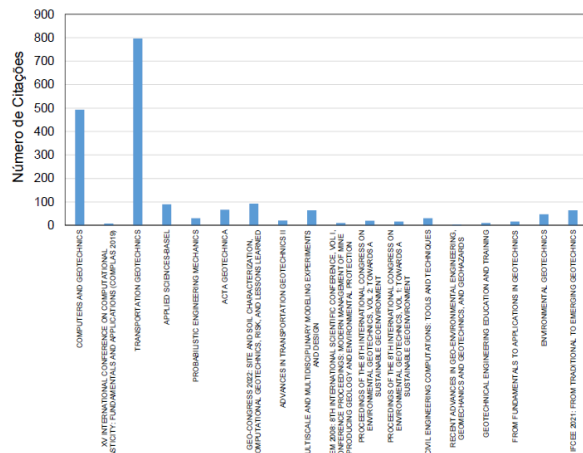


Figura 4. Número de citações por revista.

4 DISCUSSÃO

4.1 Análise quantitativa

É possível perceber da Figura 2 a presença de trabalhos acadêmicos desde os anos 2000, mas percebe-se um aumento vertiginoso no número de

publicações (Figura 2a) e no número de citações (Figuras 2a e 2b) na última década. Apesar dos trabalhos de 2022 serem somente até o mês de maio, é possível perceber um volume significativo de citações e publicações, evidenciando a tendência de crescimento de trabalhos na Geotecnia Ambiental voltados para a aplicação de métodos de aprendizado de máquina.

O maior número de publicações foram realizados pelas revistas *Computers and Geotechnics* e *Transportation Geotechnics* (Figura 3). A *Computers and Geotechnics* é uma revista voltada para a utilização de métodos computacionais e numéricos aplicados na Engenharia Geotécnica e a *Transportation Geotechnics* é uma revista voltada para publicação de trabalhos teóricos e aplicados em estradas, rodovias, ferrovias, ferrovias subterrâneas, aeródromos e vias navegáveis. As duas revistas também apresentaram o maior número de citações entre os artigos (Figura 4). No comparativo entre as Figuras 3 e 4 é possível perceber que mesmo as revistas com menor número de trabalhos publicados na área apresenta um volume significativo de citações, evidenciando a relevância do tema aplicado na Geotecnia Ambiental.

4.2 Análise descritiva dos artigos

4.2.1 Hashash *et al.* (2010) - *Comparison of two inverse analysis techniques for learning deep excavation response*

No artigo desenvolvido por Hashash *et al.* (2010), foram realizadas duas abordagens utilizando funções inversas para prever o movimento lateral devido a escavações em um projeto realizado em Downtown, Chicago. Os autores relatam que a obra em questão foi escolhida para validação dos métodos devido a alta instrumentação disponível, dessa forma as simulações numéricas foram comparadas com os resultados reais de campo.

A primeira abordagem utilizada no artigo, GA (algoritmos genéticos, em inglês: *genetic algorithm*) é um método que busca otimizar uma função objetivo com restrições lineares ou não-lineares. No estudo, esse método foi utilizado para identificar parâmetros do solo de um modelo constitutivo utilizando dados de entrada obtidos a partir das medições *in situ*. Com esses dados o método tende a superestimar os recalques de superfície a certa distância da escavação, uma vez que o método é restringido pelo modelo constitutivo do material.

A segunda abordagem envolve a utilização de uma rede neural artificial, no modelo desenvolvido

foi utilizada a técnica (*selfsim*), essa técnica combina o método dos elementos finitos com modelos em evolução obtidos a partir de medições em campo. Os valores observados em campo de tensão e deformação são utilizados como dados de entrada para treinamento do modelo de aprendizado de máquina. Esse modelo, segundo os autores, vem sendo adotado para várias simulações envolvendo solos, e não só para solos argilosos como no caso em estudo, mas também em solos arenosos.

Comparando os dados dois modelos numéricos com os dados medidos em campo, os autores relataram que o modelo (GA), por estar preso a um modelo constitutivo para os materiais não foi capaz de reproduzir o perfil de deslocamento das paredes, nem em magnitude e nem em forma. Como as deformações não são pequenas, e não existe linearidade o modelo constitutivo utilizado pelo método não é capaz de reproduzir o comportamento monitorado *in situ*. Já o segundo método, *selfsim*, por não estar ligado a um modelo constitutivo e se adaptar bem a relações não lineares reproduziu os deslocamentos de maneira satisfatória.

Por fim os autores concluem que apesar dos dois modelos simularem razoavelmente bem as deformações observadas em campo, a análise *selfsim* por não estar ligada a um modelo constitutivo específico do material é capaz de simular situações em que o solo sofre mudanças de comportamento, isso permite que a análise abranja o comportamento do solo em diferentes fases da construção.

4.2.2 Koopialipoor *et al.* (2022) – *Introduction stacking machine learning approaches for the prediction of rock deformation*

No artigo desenvolvido por Koopialipoor *et al.* (2022), foi desenvolvido um modelo a partir do empilhamento de quatro modelos clássicos de *machine learning* (isto é, árvore de decisão, redes neurais artificiais, *random forest* e *k-nearest neighbors*). Com o empilhamento dos modelos, cada parâmetro que dita cada modelo de aprendizado de máquina foi otimizado a fim de buscar um modelo final para previsão do módulo de Young para rochas (deformações). Foram utilizados como parâmetros de entrada a porosidade, a resistência de carregamento pontual, *Schmidt hammer*, e a velocidade *p-wave*. Os autores conseguiram obter um R^2 considerado bom, de valor de 0,8197. A principal limitação dessa pesquisa foi a utilização de uma base não tão extensa.

4.2.2 Pham *et al.* (2021) – *A novel approach for classification of soils based on laboratory tests using*

Adaboost, Tree and ANN modeling

Nessa pesquisa foram utilizados três algoritmos de aprendizado de máquina? Adaboost, Árvore de Decisão e Redes Neurais Artificiais (RNA). O modelo principal trata-se do Adaboost, sendo que a Árvore de Decisão e a RNA foram desenvolvidos a fim de comparação com o modelo principal. Os autores aplicaram os modelos para a previsão da classificação do tipo de solo, muito importante para a compreensão do comportamento hidromecânico do solo em diversos tipos de obras geotécnicas. Eles utilizaram como parâmetro de entrada: o conteúdo de argila, umidade, gravidade específica, índice de vazios e limites de liquidez e plasticidade. O modelo desenvolvido apresentou uma acurácia de 87,5%, sendo considerado alto entre os métodos de aprendizado de máquina.

5 CONCLUSÕES

Com base nos dados levantados, notou-se um intenso crescimento do número de publicações na área de aprendizado de máquina no âmbito da engenharia ambiental, sendo os anos de 2021 e 2022 os maiores contribuidores para o montante total das publicações dentro do período analisado. As duas revistas com maior número de publicações na área foram as *Computers and Geotechnics* e *Transportation Geotechnics*, a primeira revista é voltada a área de computação o que torna as publicações uma situação mais comum, porém a presença do tema difundido na revista *Transportation Geotechnics* evidencia a adoção do aprendizado de máquinas para áreas mais abrangentes da geotecnia ambiental.

Por fim por meio da análise dos artigos mais citados, foi possível observar que os modelos de aprendizado de máquina apresentam grande potencial de aplicação, apresentando valores muito bons de R^2 e acurácia. Parâmetros de fáceis obtenções foram utilizados em problemas complexos, obtendo resultados surpreendentes.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Universidade Federal de Goiás e ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil (PPGGECN).

REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, E. A. C.; CAVALCANTE, A. L. B. Previsão de erosão interna em solos com o uso de Machine Learning. *Revista Científica de Pesquisa Aplicada à Engenharia*, v. 6, 2022.
- ALVES, R. D.; GITIRANA JR, G. F. N.; VANAPALLI, S.K. Advances in the modeling of the soil–water characteristic curve using pore-scale analysis. *Computers and Geotechnics*, v. 127, p. 103766, 2020.
- BONDI, G.; CREAMER, R.; FERRARI, A.; FENTON, O.; WALL, D. Using machine learning to predict soil bulk density on the basis of visual parameters: Tools for in-field and post-field evaluation. *Geoderma*, v. 318, p. 137-147, 2018.
- COSTA, W. G. S.; LIMA, D. C.; PITANGA, H. N.; SCHAEFER, C. E. G. R.; SILVA, T. O.; SILVA, C. H. C. Evaluation of the effects of the hydraulic gradient variation on the permeability of a compacted soil. *Acta Scientiarum. Technology*, v. 40, 2018.
- CUBRINOVSKI, M.; ISHIHARA, K. Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and foundations*, v. 42, n. 6, p. 65-78, 2002.
- HASHASH, Y. M. A.; LEVASSEUR, S.; OSOULI, A.; FINNO, R.; MALECOT, Y. Comparison of two inverse analysis techniques for learning deep excavation response. *Computers and geotechnics*, v. 37, n. 3, p. 323-333, 2010.
- JAIN, S. K.; SINGH, V. P.; VAN GENUCHTEN, M. T. Analysis of soil water retention data using artificial neural networks. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 9, n. 5, p. 415-420, 2004.
- KOOPIALIPOOR, M.; ASTERIS, P. G.; MOHAMMED, A. S.; ALEXAKIS, D. E.; MAMOU, A.; ARMAGHANI, D. J. Introducing stacking machine learning approaches for the prediction of rock deformation. *Transportation Geotechnics*, v. 34, p. 100756, 2022.
- KRISDANI, H.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C. Use of instantaneous profile and statistical methods to determine permeability functions of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 46, n. 7, p. 869-874, 2009.
- LEMONS, S. G. F. P.; PIRES, P. J. M. The Undrained Strength of Soft Clays Determined from Unconventional and Conventional Tests. *Soils and Rocks*, São Paulo, v. 40, n. 3, p. 291-301, 2017.
- LI, X.; LI, J. H.; ZHANG, L. M. Predicting bimodal soil–water characteristic curves and permeability functions using physically based parameters. *Computers and geotechnics*, v. 57, p. 85-96, 2014.
- MENDES, T. A.; PEREIRA, S. A. S.; REBOLLEDO, J. F. R.; GITIRANA JR., G. F. N.; MELO, M. T. S.; LUZ, M. P. Development of a rainfall and runoff simulator for performing hydrological and geotechnical tests. *Sustainability*, v. 13, n. 6, p. 3060, 2021.
- MOREIRA, P. A. G.; MENDES, T. A.; PEREIRA, S. A. S.; MENDES, D. Impactos ambientais e opções de tratamento dos resíduos provenientes de fraldas

- descartáveis: Revisão da literatura. Revista Barú-Revista Brasileira de Assuntos Regionais e Urbanos, v. 6, n. 1, p. 8128, 2020.
- PADARIAN, J.; MINASNY, B.; MCBRATNEY, A. B. Machine learning and soil sciences: A review aided by machine learning tools. Soil, v. 6, n. 1, p. 35-52, 2020.
- PARK, J. H.; KOUMOTO, T. New compression index equation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 130, n. 2, p. 223-226, 2004.
- PHAM, B. T.; NGUYEN, M. D.; NGUYEN-THOI, T.; HO, L. S.; KOPIALIPOOR, M.; QUOC, N. K.; ARMAGHANI, D. J.; LE, H. V. A novel approach for classification of soils based on laboratory tests using Adaboost, Tree and ANN modeling. Transportation Geotechnics, v. 27, p. 100508, 2021.
- RENDON-HERRERO, O. Universal compression index equation. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 106, n. 11, p. 1179-1200, 1980.
- RIBEIRO, A. J. A.; SILVA, C. A. U.; ARAÚJO BARROSO, S. H. Metodologia de baixo custo para mapeamento geotécnico aplicado à pavimentação. Transportes, v. 26, n. 2, p. 84-100, 2018.
- SANTOS JR, O. J.; CELESTINO, T. B. Artificial neural networks analysis of Sao Paulo subway tunnel settlement data. Tunnelling and underground space technology, v. 23, n. 5, p. 481-491, 2008.
- SILVA, A. M. Banco de dados de curvas de retenção de água de solos brasileiros. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.
- TAO, G.; CHEN, Y.; XIAO, H.; CHEN, Q.; WAN, J. Determining soil-water characteristic curves from mercury intrusion porosimeter test data using fractal theory. Energies, v. 12, n. 4, p. 752, 2019.
- WANG, L.; ZHANG, W.; CHEN, F. Bayesian approach for predicting soil-water characteristic curve from particle-size distribution data. Energies, v. 12, n. 15, p. 2992, 2019.
- WEI, Y.; WANG, D.; LI, J.; JIE, Y.; KE, Z.; LI, J.; WONG, T. Evaluation of ultimate bearing capacity of pre-stressed high-strength concrete pipe pile embedded in saturated sandy soil based on in-situ test. Applied Sciences, v. 10, n. 18, p. 6269, 2020.
- ZHANG, Q.; SONG, J.; NIE, X. Application of neural network models to rock mechanics and rock engineering. International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts. Pergamon, 1991. p. 535-540.



7º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Centro-Oeste
GEOCENTRO 2024 - 4, 5 e 6 de abril de 2024 - Cuiabá-MT, Brasil

Estimativa de Custos de um Aterro Sanitário Consorciado para Municípios de Pequeno Porte Localizados na Região Noroeste do Estado de Goiás

Pedro Vítor Oliveira Nava

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, pedrovitornava@gmail.com

Diego Diques da Costa

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, diegodiques@discente.ufg.br

Matheus de Paiva Silva

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, matheuspaiva2@discente.ufg.br

Lais Roberta Galdino de Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, laisroberta@ufg.br

RESUMO: No contexto em que práticas não adequadas de gerenciamento dos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) como lixões estão sendo substituídos por práticas ambientalmente mais sustentáveis como aterros sanitários, surge a necessidade de criação de estratégias viáveis economicamente para alcançar tal propósito. Nesse sentido, este trabalho tem como objetivo avaliar o custo de um aterro sanitário consorciado entre quatro municípios goianos. Para isso, realizou-se uma revisão bibliográfica em busca de informações de custos com a construção de um aterro sanitário e transporte, bem como dados no que diz respeito a população e geração de RSU, para realizar uma estimativa de custos. Os resultados mostraram que a solução em consórcio é economicamente mais vantajosa do que soluções individuais. Portanto, conclui-se que esse tipo de solução pode ser uma boa alternativa para que municípios de pequeno porte cumpram com os seus objetivos na área de gerenciamento dos RSU.

PALAVRAS-CHAVE: Gerenciamento, Resíduos Sólidos Urbanos, Geotecnia Ambiental.

ABSTRACT: In the context in which unused Urban Solid Waste (USW) management practices such as dumps are being replaced by more environmentally efficient practices such as sanitary landfills, there is a need to create viable economic strategies to achieve this purpose. In that sense, this work aims to evaluate the cost of a sanitary landfill shared between four municipalities in Goiás. For this, a bibliographic review was carried out in search of cost information with the construction of a sanitary landfill and transport, as well as data regarding the population and USW generation, to carry out a cost estimate. The results appreciated that the consortium solution is economically more advantageous than individual solutions. Therefore, it is concluded that this type of solution can be a good alternative for small municipalities to fulfill their objectives in the area of USW management.

KEY WORDS: Management, Urban Solid Waste, Environmental geotechnics.

1 INTRODUÇÃO

O gerenciamento de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) é um tema complexo, de caráter multidisciplinar, global, especialmente relevante em países em desenvolvimento, que abrange aspectos ambientais, sociais, econômicos e de saúde pública (JUCÁ, 2003). O crescimento substancial na geração de resíduos, as mudanças nos padrões de consumo,

produção industrial e descarte e a demanda mundial por soluções mais sustentáveis contribuíram para fomentar a discussão nacional sobre o tema (ABRELPE, 2020). Assim, nota-se uma tendência de crescimento no número de publicações científicas sobre o tema (DEUS; BATTISTELLE; SILVA, 2015).

De acordo com a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), é de responsabilidade do Estado,

“[...] promover a integração da organização, do planejamento e da execução das funções públicas de interesse comum relacionadas à gestão dos resíduos sólidos nas regiões metropolitanas, aglomerações urbanas e microrregiões, nos termos da lei complementar estadual prevista no § 3º do art. 25 da Constituição Federal.” (BRASIL, 2010, p. 4).

Diversas propostas de alternativas existem para o tratamento adequado do RSU. As consideradas mais adequadas a realidade do país são: coleta seletiva, compostagem, reciclagem, recuperação energética por tratamento térmico, captação e aproveitamento de gases de aterro e, como última opção, a disposição final em aterros sanitários (ABRELPE, 2015; BRASIL, 2010).

Vale destacar que a coleta seletiva e o processo de compostagem, embora incipientes no país, se caracterizam como ferramenta essencial para o bom funcionamento do sistema de gestão, especialmente ao considerarmos que o RSU contém aproximadamente 50% de sua massa como fração orgânica, que sofre biodegradação anaeróbica, realizada não só por micro-organismos saprófitos, por meio da decomposição, mas também a partir de mecanismos químicos e físicos de degradação dos materiais inorgânicos, orgânicos e recalcitrantes a partir da acumulação contínua dos RSU em aterros (BONATTO et al., 2021).

Felicori et al. (2016) afirmam que, no Brasil, cerca de 60% dos municípios fazem a destinação inadequada dos RSU em lixões. Ainda segundo os autores supracitados, em algumas regiões do Brasil a existência de extensas áreas de preservação permanente (APP's) acabam reduzindo o número de áreas disponíveis para tratamento de resíduos. Em 2002, cerca de 30,5% dos municípios brasileiros destinavam seus resíduos em lixões, 47,1% em aterros controlados e 22,3% em aterros sanitários (IBGE, 2010). Para Massukado et al. (2012), a disposição inadequada em lixões realizados nos municípios brasileiros acaba acarretando problemas de saúde pública e ambientais.

Atualmente, em razão do crescimento populacional ocorre um incremento no volume total de resíduos gerados e, conseqüentemente, uma necessidade constante de expansão dos sistemas

operacionais de disposição final de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU), tornando-se um grande problema para a sociedade.

Este fato se revela preocupante ao considerarmos a ineficácia na disposição adequada de resíduos, especialmente na região Centro-Oeste. Segundo a ABRELPE (2020), a região supracitada é a com menor investimento *per capita* em coleta e demais serviços de limpeza urbana. Ainda segundo este panorama, a maioria de suas cidades (305 cidades ou 65% do total) não destinam adequadamente seus resíduos sólidos, e para o estado de Goiás, apesar da ampla abrangência de coleta (58,7% do RSU gerado), uma parcela ainda é encaminhado para lixões ou aterros controlados.

Ao considerar-se que municípios de pequeno e médio porte são os mais desprovidos de recursos técnicos e financeiros, pode-se verificar que a cooperação conjunta por meio de consórcios públicos frequentemente se demonstra uma alternativa viável tanto em aspectos econômicos, quanto de aproveitamento energético (SIMÃO et al., 2018; VENTURA e SUQUISAQUI, 2020).

Este trabalho tem por objetivo analisar a viabilidade econômica individual e por meio de consórcio de um aterro sanitário entre quatro municípios goianos (São Miguel do Araguaia, Novo Planalto, Mundo Novo e Nova Crixás) situados na Microrregião de São Miguel do Araguaia, na região noroeste do Estado de Goiás.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização da região

A região escolhida para a análise localiza-se no noroeste do Estado de Goiás (Figura 1) sendo composta pelos municípios: i) São Miguel do Araguaia (SMA), ii) Mundo Novo (MN), iii) Nova Crixás (NC) e iv) Novo Planalto (NP). Conforme consta no Plano Estadual de Resíduos Sólidos de Goiás (GOIÁS, 2017), os municípios citados não possuem aterro sanitário, sendo a disposição feita majoritariamente de maneira primária por meio de lixões.



Figura 1. Localização dos municípios (modificado de Abreu, 2006).

2.2 Estimativas de custos com o aterro sanitário

Para estimativas da geração de RSU por habitante, considerou-se a hipótese do crescimento populacional dar-se por meio de progressão geométrica, para isso utilizou-se a quantidade de habitantes oriunda do censo demográfico de 2000 e 2010 (IBGE, 2000, 2010). Além disso, a geração de RSU foi estimada utilizando os dados do Plano Estadual de Resíduos Sólidos de Goiás (GOIÁS, 2017) conforme faixa populacional. E o tempo de operação dos aterros considerado foi de 20 anos, sendo o ano de início 2025 e o de fim 2044.

Os custos associados aos empreendimentos foram estimados com base em um estudo encomendado pela ABETRE (Associação Brasileira de Empresas de Tratamento de Resíduos) e elaborado pela FGV (Fundação Getúlio Vargas) que apresenta os custos financeiros da implantação, operação e do encerramento de aterros sanitários para disposição de resíduos classe II-A (ABETRE & FGV, 2009). A Tabela 1 apresenta a síntese da planilha orçamentária utilizada para o recolhimento de informações sobre os custos de aterros sanitários de aterros de pequeno, médio e grande porte; 100, 800 e 2000 toneladas/dia, respectivamente.

Realizou-se a correção dos custos médios por tonelada obtidos no Relatório Final (ABETRE & FGV, 2009) considerando a variação do INCC (Índice Nacional da Construção Civil) de dez/07 até out/22. Para isso, utilizou-se a ferramenta online Calculadora de Correção de Valores por Índice (iDinheiro, 2022). A capacidade de recebimento de

RSU com o custo médio por tonelada foi obtida realizando-se regressão não linear, tal abordagem foi considerada satisfatória pois apresentou a maior correlação. Dessa forma, foi possível estimar o custo do aterro sanitário para as soluções individuais e para o consórcio baseando-se na geração de RSU média para o período de recebimento de 20 anos, conforme cada cenário estipulado (individual e consórcio).

Tabela 1. Resumo orçamentário de aterros com diferentes portes (Adaptado de ABETRE & FGV, 2009).

| Capacidade | 2000 ton/dia | 800 ton/dia | 100 ton/dia |
|---------------------------------|--------------|--------------|--------------|
| Pré-implantação | 0,25 | 0,39 | 0,83 |
| Implantação | 1,24 | 1,57 | 3,66 |
| Operação | 31,61 | 35,36 | 62,29 |
| Encerramento | 0,44 | 0,56 | 0,67 |
| Pós-encerramento | 2,44 | 2,62 | 4,40 |
| Custo médio por tonelada | 36,01 | 40,50 | 71,84 |

2.3 Estimativas de custos com transporte

Para a estimativa dos custos de transporte do RSU dos municípios para o aterro sanitário consorciado considerou-se que o aterro estaria sediado no município de São Miguel do Araguaia. As distâncias das estações de transbordo (ET), localizadas nos municípios até o aterro sanitário foram adotadas da seguinte forma: i) ET São Miguel do Araguaia - Aterro Consórcio - 5km; ii) ET Mundo Novo - Aterro Consórcio - 70,9 km; iii) ET Novo Planalto - Aterro Consórcio - 75,2 km; iv) ET Nova Crixás - Aterro Consórcio - 99,3 km. No presente estudo não foi considerado o custo de coleta do RSU dentro dos municípios.

Para os cálculos os custos de transporte de estações de transbordo para aterro sanitário utilizaram-se como base os valores estimados pelo Consórcio Nascentes do Pantanal (2017) para situação análoga em municípios do Estado do Mato Grosso. Efetuou-se metodologia similar para os demais custos, substituindo as distâncias de transporte e geração de RSU pelos dados admitidos por este estudo, é importante salientar que não estão contemplados gastos com compra veículos e máquinas, apenas os custos de operacionais. Em seguida, corrigiu-se os valores pelo Índice Geral de Preços - Mercado (IGP-M) utilizando-se a ferramenta Calculadora do Cidadão (BCB, 2022) para período de jul/2017 até out/2022. Dessa forma, para obtenção do custo total com transporte durante o período de operação multiplicou-se o custo final por tonelada encontrado pela quantidade de RSU gerado durante a

vida útil do aterro sanitário, de acordo com os diferentes cenários.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Estimativas de custo para o recebimento e o transporte

A Tabela 2 mostra os resultados de geração média diária e total de RSU durante o período de operação do aterro sanitário de acordo com o município investigado. Conforme esperado, os principais municípios geradores são os que possuem maiores populações tendo como maior gerador o município de São Miguel do Araguaia.

Tabela 2. Geração RSU durante o tempo de operação do aterro sanitário (autoria própria).

| Município | Geração média RSU (ton/dia) | Geração total (ton) |
|------------------------|-----------------------------|---------------------|
| São Miguel do Araguaia | 12,89 | 94.097 |
| Mundo Novo | 1,70 | 12.410 |
| Novo Planalto | 2,93 | 21.389 |
| Nova Crixás | 10,74 | 78.402 |
| Total | 28,26 | 206.298 |

Os custos médios para o recebimento dos RSUs encontram-se nas Tabelas 3 e 4, nota-se que a relação entre o custo médio (R\$/ton) e a capacidade de recebimento (ton/dia) apresentou comportamento não linear (Figura 2). Nesse sentido, os aterros sanitários de pequeno porte possuem a tendência de terem maiores custos para condicionar os RSU. A curva de ajuste encontrada para os pontos, nos permite encontrar o custo considerando outras capacidades de recebimento conforme os dados apresentados para geração dos municípios, entretanto deve-se levar em consideração que essa análise pode apresentar alguma variabilidade, devido à ausência de dados para capacidades de recebimento menores que 100 ton/dia. Para fins de comparação, Nascimento et al (2022) encontraram em sua estimativa considerando um consórcio dos municípios Três Corações, Cambuquira e Campanha em Minas Gerais, com capacidade de 64,27 ton/dia um custo médio para implantação e operação do aterro sanitário de 190,49 R\$/ton, que se assemelha com os valores obtidos no presente estudo.

Tabela 3. Atualização do custo estimado para 2022 (autoria própria).

| Porte | Capacidade (ton/dia) | Custo médio dez/07 (R\$/ton) | Custo médio out/2022 (R\$/ton) |
|---------|----------------------|------------------------------|--------------------------------|
| Pequeno | 100,0 | 71,84 | 207,39 |
| Médio | 800,0 | 40,50 | 116,92 |
| Grande | 2000,0 | 36,01 | 103,96 |

Tabela 4. Custo por tonelada (autoria própria).

| Município | Custo médio(R\$/ton) |
|------------------------|----------------------|
| São Miguel do Araguaia | 331,98 |
| Mundo Novo | 537,66 |
| Novo Planalto | 472,33 |
| Nova Crixás | 346,72 |
| Consórcio | 275,41 |

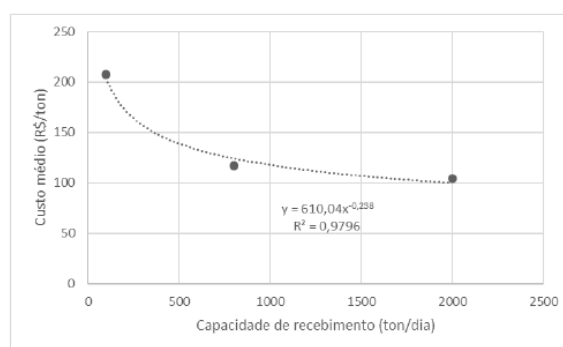


Figura 2. Curva de ajuste do custo (autoria própria).

A Tabela 5 apresenta os resultados obtidos para o custo de transporte de uma estação de transbordo (ET) localizada no município até o aterro, os resultados mostraram que em termos de custos totais, as cidades mais distantes do município sede do aterro apresentaram custos maiores. No entanto, sob a perspectiva do preço por tonelada de RSU os municípios com menor geração apresentaram custos maiores.

Tabela 5. Estimativa de custos de transporte (autoria própria).

| Cidade | Carga (ton/mês) | Distância (km/mês) | Tempo (h/mês) | Caminhão (R\$/mês) | Mão de obra (R\$/mês) | Custo total (R\$/mês) | Custo total corrigido (R\$/mês) | Custo final (R\$/ton) |
|--------|-----------------|--------------------|---------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------|
| MN | 51,71 | 616,16 | 15,40 | 3.120,17 | 348,42 | 3.468,59 | 6.218,10 | 120,25 |
| SMA | 392,07 | 173,81 | 4,35 | 2.721,88 | 172,33 | 2.894,21 | 5.188,40 | 13,23 |
| NP | 89,12 | 653,52 | 16,34 | 3.153,81 | 363,30 | 3.517,11 | 6.305,06 | 70,75 |
| NC | 326,68 | 3.451,86 | 86,30 | 5.673,43 | 1.477,28 | 7.150,71 | 12.818,95 | 39,24 |

3.2 Estimativa de custos: consórcio x soluções individuais

Considerando os dados de custo do aterro sanitário, transporte e quantidade de RSU gerada no período de operação do aterro sanitário foi possível realizar uma estimativa de custo das soluções para as cidades nos cenários de aterro individual e consórcio, a Figura 3 mostra os resultados dessas estimativas. Os resultados mostraram que o custo da solução consorciada foi menor que o custo do aterro individual. As cidades com menor população Mundo Novo e Novo Planalto, do ponto de vista da relação de custo entre as duas soluções foram as mais beneficiadas com o consórcio obtendo redução de custos de em média de 26,5%. O município menos favorecido com as reduções de custos foi Nova Crixás com uma redução de 9,0%, essa menor redução percentual de custo pode ser explicada devido a maior distância entre o município e o aterro sanitário, quando comparado com os demais, o que implica em maiores custos com transporte. Por fim, o município de São Miguel do Araguaia apresentou uma redução de custos de 13,0%. Os resultados obtidos neste estudo se assemelham com os de Alves et al (2020) que encontrou uma redução média 29,75% em seu estudo de viabilidade de consórcios públicos para gestão de resíduos sólidos no Estado do Amazonas, considerando um consórcio entre Silves e Itapiranga, cidades com faixa populacional em torno de 10 mil habitantes. Do ponto de vista do custo global das soluções de aterro (individual ou consórcio) os resultados são mostrados na Figura 4, obteve-se uma redução de 15,0% entre o somatório das soluções individuais e o consórcio.

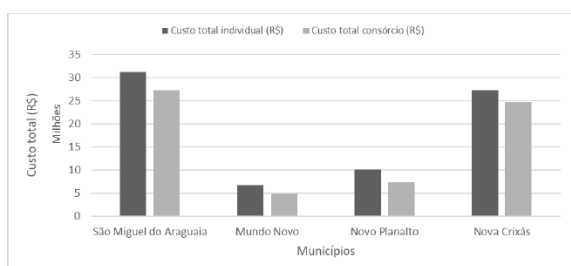


Figura 3. Comparativo de custo das soluções por município (autoria própria).

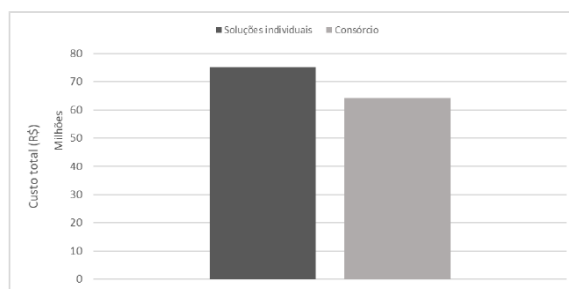


Figura 4. Comparativo entre os custos somados (autoria própria).

4 CONCLUSÕES

Considerando o cenário de disposição ambientalmente adequada dos RSU, este trabalho buscou avaliar os custos de um aterro sanitário em consórcio entre quatro municípios goianos de pequeno porte. Os resultados mostraram que essa solução em termos econômicos é uma alternativa mais vantajosa do que a solução em aterros individuais. Assim sendo, conclui-se que considerando as variáveis utilizadas neste estudo o aterro em consórcio é a melhor opção para a disposição dos RSU dos municípios estudados quando comparado com aterros individuais.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Universidade Federal de Goiás, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil (PPGGECON) e ao CNPq.

REFERÊNCIAS

- ABETRE: Associação Brasileira de Empresas de Tratamento de Resíduo (2009). Estudo sobre os Aspectos Econômicos e Financeiros da Implantação e Operação de Aterros Sanitários. 2009.
- ABRELPE: Associação Brasileira de empresas de limpeza pública e resíduos especiais. (2015) Estimativas dos custos para viabilizar a universalização da destinação adequada de resíduos sólidos no Brasil. São Paulo.
- ABRELPE: Associação Brasileira de empresas de limpeza pública e resíduos especiais (2020). Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2020: Abordagem metodológica. São Paulo. Disponível em: <<https://abrelpe.org.br/panorama/>>. Acesso em: 10 de novembro de 2022.
- ABREU, R. Mapa do Estado de Goiás. (2006). 1 imagem. 710x693 pixels. Disponível em: <<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/>

- 47/Goiás_MesoMicroMunicip.svg>. Acesso em: 14 de novembro de 2022.
- ALVES, R.C; SILVA, N. M; ANDRADE, M. V. B; PEREIRA, H. S. (2020) A (in) viabilidade dos Consórcios Públicos Intermunicipais para Gestão de Resíduos Sólidos no Amazonas, Brasil. *Research, Society and Development*, v. 9, n. 11.
- BCB: Banco Central do Brasil. (2022) Calculadora do Cidadão: Correção de Valores. Disponível em: <<https://www3.bcb.gov.br/CALCIDADAO>>. Acesso em: novembro de 2022.
- BRASIL. Presidência da República. (2010) Lei nº12305, de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei Nº9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. *Diário Oficial da União, Brasília, DF. Seção 1*, p. 3.
- BONATTO, I.C; MOREIRA, A.J.G; RESTREPO, J.J.B; FRANCO, D; CASTILHOS JUNIOR, A. B. (2021) Influência De Diferentes Tipos De Nanopartículas De Prata Na Biodegradação Da Fração Orgânica De Resíduos Sólidos Urbanos. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 26, n. 1, p. 11–19.
- DEUS, R.M; BATTISTELLE, R.A.G; SILVA, G.H.R. (2015) Resíduos sólidos no Brasil: contexto, lacunas e tendências. *Engenharia Sanitária Ambiental*, v. 20, n. 4, p. 685-698.
- FELICORI, T.C; MARQUES, E.A.G; SILVA, T.Q; PORTO, B.B; Bravin, T.C; Santos, K.M.C. (2016) Identificação de Áreas Adequadas Para a Construção De Aterros Sanitários e Usinas De Triagem e Compostagem Na Mesorregião Da Zona Da Mata, Minas Gerais. *Eng. Sanit. Ambiente*, v. 21, n. 3, p. 547–560.
- FOLLETTO, F. A; GOMES, L.P; CAETANO, M.O. (2020) Aproveitamento Energético e Ações Consorciadas no Contexto Dos Resíduos Sólidos Urbanos. *Revista DAE*, 68 (221), p. 60–70. <https://doi.org/10.36659/dae.2020.006>.
- GOIÁS, Governo Estadual. (2017) Plano Estadual De Resíduos Sólidos De Goiás. Goiânia-GO. Disponível em:<https://www.meioambiente.go.gov.br/arquivos/pers_versao_final_forum_de_residuos_solidos.pdf>. Acesso em: novembro de 2022.
- IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2000). Censo Demográfico, 2000. Rio de Janeiro. [On-line]. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/estatisticas/sociais/administracao-publica-e-participacao-politica/9663-censo-demografico-2000>> Acesso em: novembro de 2022.
- IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2010). Censo Demográfico, 2010. Rio de Janeiro. [On-line]. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/estatisticas/sociais/administracao-publica-e-participacao-politica/9662-censo-demografico-2010>>. Acesso em: novembro de 2022.
- iDinheiro. (2022). Calculadora de Correção de Valores por Índice. Disponível em: <<https://www.idinheiro.com.br/calculadoras/calculadora-correcao-de-valor-por-indice/>>. Acesso em: 14 de novembro de 2022.
- JUCÁ, J.F.T. (2003). Disposição final dos resíduos sólidos urbanos no Brasil In: V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, Porto Alegre, 2003. Porto Alegre: REGEO.
- MASSUKADO, M, L; MILANEZ, B; LUEDEMANN, G; HARGRAVE, J. (2013) Diagnóstico Da Gestão De Resíduos Sólidos Urbanos No Brasil: Uma Análise Pós PNSB 2008 - Ênfase Na Destinação Final e Nos Resíduos Orgânicos. *Revista DAE*, v. 61, n. 192, p. 22–33.
- NASCIMENTO, E. C; RODRIGUES, A. F; NEDER, C. V. G; Andrade, F. R. (2022) O consórcio intermunicipal entre as soluções de disposição de resíduos sólidos urbanos: um estudo econômico aplicado no sul de Minas Gerais. *Revista Brasileira de Gestão Ambiental e Sustentabilidade*, v. 9, n. 21, p. 497-508.
- SIMÃO, N. M; DALMO, F.C; NEBRA, S.A; SANT'ANA, P.H.M. (2018) A Política Nacional De Resíduos Sólidos e a Estratégia De Formação De Consórcios Públicos Intermunicipais. *Revista De Políticas Públicas*, v. 21, n. 2, p. 891-913.
- VENTURA, K.S; SUQUISAQUI, A.B.V. (2020) Aplicação de ferramentas SWOT e 5W2H para análise de consórcios intermunicipais de resíduos sólidos urbanos. *Ambiente Construído*, v. 20, n. 1, p. 333-349.

ANÁLISE NUMÉRICA DO PROCESSO CONSTRUTIVO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM RCD E SOLO FINO

Gustavo Batista de Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, gustavo.batista@discente.ufg.br

Laura Beatriz Utikawa Brugnolli

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, laura.utikawa@discente.ufg.br

Jennifer Isabella Rodrigues Teixeira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, jenniferisabella@discente.ufg.br

Carlos Alberto Lauro Vargas

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, carloslauro@ufg.br

RESUMO:

Em obras de corte, como no caso de rodovias, com frequência são necessárias estruturas de contenção para assegurar a estabilidade dos taludes íngremes, escavados dessa forma, para atender o traçado da rodovia. Uma forma, ambientalmente correta, de garantir a estabilidade dos taludes é o uso de uma Estrutura de contenção em Solo Reforçado (ESR) com resíduos de construção e demolição (RCD) e solo fino, como estrutura geotécnica sustentável. O objetivo do presente trabalho é compreender o comportamento mecânico do RCD (como material alternativo) na construção do Muro Reforçado. Foi usado, como estudo de caso, o Muro Reforçado com RCD construído por Santos (2011). Foi realizada uma análise de tensão de deformação com critério de ruptura para simular o processo construtivo de muro de solo reforçado, usando o método das diferenças finitas e elementos de estrutura para as geogrelhas. Foi levantada a geometria do Muro, a sequência construtiva aplicada, foram caracterizados os parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos (RCD, solo fino) e também os parâmetros do reforço com geogrelhas. Para a simulação numérica do processo construtivo e carregamento do ESR foi usado o Método das Diferenças Finitas Explícito (FLAC), considerando o modelo elasto-plástico para o solo e a inclusão de elementos estruturais para as grelhas. Como resultado foi obtida uma metodologia para aplicação da análise de tensão de deformação pelo método das diferenças finitas em Muros de ESR com RCD e uso de geogrelhas, sugestões para dimensionamento de ESR com uso de RCD e definição de prováveis modos de ruptura a serem analisados no dimensionamento.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos de construção e demolição (RCD), Análise tensão deformação, Muro de solo reforçado (ESR).

ABSTRACT: . In cutting works, as in the case of highways, containment structures are often necessary to ensure the stability of steep embankments, excavated in this way, to meet the highway's layout. An environmentally correct way to guarantee the stability of slopes is the use of a Reinforced Soil Containment Structure (ESR) with construction and demolition waste (RCD) and fine soil, as a sustainable geotechnical structure. The objective of this work is to understand the mechanical behavior of RCD (as an alternative material) in the construction of Reinforced Walls. The Reinforced Wall with RCD built by Santos (2011) was used as a case study. A strain-stress analysis with rupture criteria was carried out to simulate the construction process of a reinforced soil wall, using the finite difference method and structural elements for the geogrids. The geometry of the Wall was surveyed, the construction sequence applied, the geotechnical parameters of the materials involved (RCD, fine soil) and also the reinforcement parameters with geogrids were characterized. For the numerical simulation of the construction process and ESR loading, the Explicit Finite Difference Method (FLAC) was used, considering the elasto-plastic model for the soil and the inclusion of structural elements for the grids. As a result, a methodology was obtained for applying deformation stress analysis using the finite difference method in ESR walls with RCD and the use of geogrids, suggestions for sizing ESR with the use of RCD and definition of probable rupture modes to be analyzed in the sizing.

KEY WORDS: Construction and demolition waste, Stress strain analysis, Reinforced soil wall.

1. INTRODUÇÃO

Foi feita uma análise tensão-deformação elasto plástica do processo construtivo de um Muro Reforçado com RCD e solo fino construído por Santos (2011), com isso, adotou-se, acerca do RCD, a definição da Resolução 307, de 5 de julho de 2002, do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), que fala: “Resíduos da construção civil: são os provenientes de construções, reformas [...]”

Segundo a NBR 10004, os RCD são Classe II B – Inertes, na classificação de resíduos- e são definidos como “quaisquer resíduos que, quando amostrados de forma representativa, segundo a ABNT NBR 10007, [...]”.

A Indústria da Construção Civil (ICC) se destaca como uma das principais fontes de degradação do meio ambiente, tanto urbano quanto natural. Além de consumir entre 20 e 50% de todos os recursos naturais utilizados pela sociedade, a ICC é reconhecida por sua significativa contribuição para a geração de resíduos (RCD). O uso do RCD em solos reforçados é uma alternativa para a reciclagem desse resíduo tão prejudicial ao meio ambiente.

No presente trabalho pretende-se estudar o comportamento mecânico de um Muro Reforçado com uso do RCD e solo fino. Para isso foi feita uma análise tensão-deformação elasto plástica do processo construtivo de um Muro Reforçado com RCD e solo fino construído por Santos (2011).

2. MURO REFORÇADO ESR

A ideia principal por trás do método numérico é simular o processo construtivo do muro reforçado e comparar com o monitoramento em campo. Para a realização desta análise foi usado o método das diferenças finitas explícito (FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua) que adota uma abordagem numérica baseada em comandos. Uma característica destacada é a capacidade de realizar retroanálise de dados experimentais, permitindo a adaptação das características do solo investigado para obter resultados mais precisos. Isso possibilita a aplicação de parâmetros específicos do solo, como propriedades geotécnicas e geomecânicas, a fim de obter resultados mais representativos.

Segundo Benjamim (2006), a técnica de Estrutura de solo reforçado (ESR) com geossintéticos ganhou destaque com o desenvolvimento das geogrelhas, esse método apresenta vantagens que o deixam com custo competitivo em relação à execução quando comparadas com outras técnicas de estruturas de contenção existentes. Para o projeto de uma Estrutura de Solo Reforçado (ESR), é importante

avaliar cuidadosamente o que pode danificar os materiais de reforço escolhidos.

Além das incertezas na fabricação, a resistência dos materiais pode diminuir devido a danos causados pelo manuseio, instalação e pelas condições ambientais, como substâncias corrosivas. Segundo Santos (2011), “O dimensionamento de ESR prevê a verificação das condições de estabilidade do maciço reforçado diante de diferentes modos de ruptura”.

3. MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS EXPLÍCITO

Foi aplicado o Método das Diferenças Finitas Explícito implementado no programa FLAC, que divide a seção analisada em elementos quadrilaterais e permite aplicação de carga nos nós da malha e a relação de um nó com seus vizinhos. O método numérico usado permite, grandes deformações e uso de elementos de interface e elementos de suporte. O programa faz análise dinâmica e, para simular problemas estáticos, aplica um amortecimento ao modelo (ou relaxação dinâmica) de modo a reduzir a energia cinética.

O processo iterativo que o FLAC usa está resumido na Figura 1. Primeiro, as equações de movimento são utilizadas para calcular velocidades e deslocamentos. Em seguida, são obtidas as forças e as tensões a partir do uso das leis constitutivas do material analisado. Esta sequência de cálculo representa um passo (step) e estes passos são repetidos até que haja uma convergência aceitável, que nunca é de 100%.

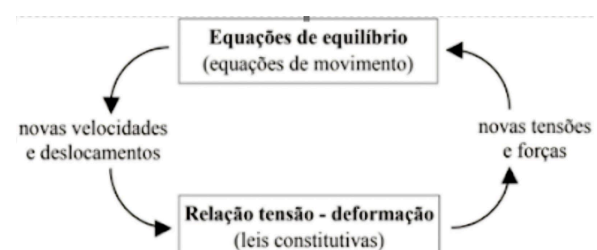


Figura 1: Processo iterativo utilizado no Software FLAC (ITASCA Consulting Group Inc., 2012 - adaptada).

O FLAC permite o uso de elementos estruturais, um deles é o elemento de cabo ou cable que pode ser usado para representar estruturas que suportam tração ou compressão, como as geogrelhas. Os elementos de cabo são elementos unidimensionais, axiais, que podem ser ancorados num ponto específico da malha (ponto de ancoragem) ou colado

à malha onde o elemento de cabo desenvolve forças ao longo de seu comprimento pela deformação da malha.

A Figura 2 mostra o comportamento mecânico do elemento de cabo onde podem se observar os parâmetros de resistência e deformação do elemento de reforço (cabo de aço ou geogrelha) e os parâmetros de resistência e deformação do contato reforço com maciço de solo (calda de cimento ou atrito do contato geogrelha-solo).

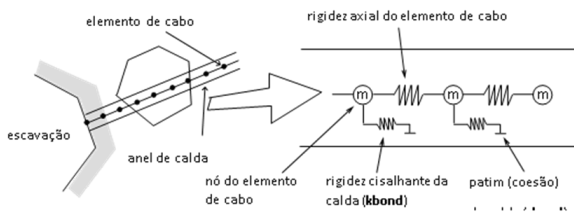


Figura 2. Comportamento mecânico do elemento de cabo totalmente colado, considerando cisalhamento da calda de cimento (modificado - ITASCA, 2012)

4. ESTUDO DE CASO

A coleta do material do RCD foi feita em dois momentos, um para fazer sua caracterização e outro para sua utilização como material construtivo para as estruturas experimentais, como as da Tabela 1, extraída de Santos (2011), a Figura 3 ilustra o material coletado por Santos (2011).

Tabela 1. Principais características dos muros da pesquisa

| Característica/Informação | Muro 1 | Muro 2 | Muro 3 |
|---|------------------------------|------------------------------|---|
| Material de aterro | RCD-R | RCD-R | Silte arenoso |
| Elemento de reforço | Geogrelha | Geotêxtil não tecido | Grelha metálica |
| Material de fabricação do elemento de reforço | Poliéster | Polipropileno | Aço |
| Local de construção | Campo Experimental (PPG-UnB) | Campo Experimental (PPG-UnB) | Lab. de Estruturas de Engenharia Civil (RMCC) |
| Altura (m) | 3.60 | 3.60 | 3.60 |
| Inclinação da face com a vertical (°) | 13 | 13 | 8 |

Legenda: PPG-UnB = Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília; RMCC = Royal Military College of Canada.



Figura 3. Pátio de estocagem de RCD, na UREB (SANTOS 2011)

Para a construção do muro experimental o solo foi inundado com um sistema de inundação apresentado na Figura 4. Na Figura 5 pode-se observar camadas feitas no muro, com suas geometrias, quantidades, e tamanhos, além de ilustrar os pontos de medição de tensões horizontal e vertical instalados no muro, com uso da Célula de Tensão Total (CTT).



Figura 4. Visão geral do sistema de inundação da fundação dos muros experimentais

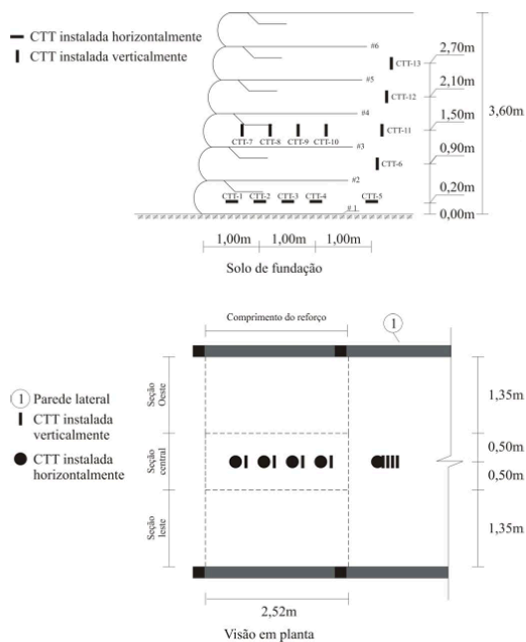


Figura 4. Distribuição das CTT no maciço reforçado de cada um dos muros (Muros 1 e 2).

Esses dados são referentes aos muros 1 e 2 do estudo feito por Santos (2011), que foi utilizado material RCD-R para processo construtivo.

A Tabelas 2 e o Quadro 3 trazem os parâmetros referentes à fundação do terreno onde foi construído o muro.

Tabela 2. Caracterização geotécnica do solo do CEFECG (modificado de Guimarães, 2002)

| Parâmetro | Profundidade (m) | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| γ_s (kN/m ³) | 26.86 | 26.78 | 26.11 | 25.97 | 26.94 | 25.75 | 26.52 | 26.25 | 27.15 | 27.62 |
| γ_d (kN/m ³) | 10.20 | 10.41 | 11.49 | 11.46 | 11.96 | 11.98 | 12.82 | 13.86 | 13.84 | 13.29 |
| γ (kN/m ³) | 13.33 | 13.67 | 14.65 | 14.45 | 14.95 | 14.39 | 15.44 | 18.00 | 17.78 | 17.53 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 16.48 | 16.53 | 17.09 | 17.03 | 17.53 | 17.33 | 17.98 | 18.60 | 18.75 | 18.47 |
| C_s | 2.739 | 2.731 | 2.662 | 2.648 | 2.747 | 2.626 | 2.704 | 2.677 | 2.769 | 2.816 |
| e | 1.60 | 1.57 | 1.27 | 1.27 | 1.25 | 1.15 | 1.07 | 0.89 | 0.96 | 1.08 |
| n (%) | 61.6 | 61.1 | 56.0 | 55.9 | 55.6 | 53.5 | 51.7 | 47.2 | 49.0 | 51.9 |
| Pedregulho CD | 0.2 | 0.2 | 0.7 | 0.8 | 1.4 | 2.1 | 4.3 | 3.6 | 0.6 | 0.0 |
| Areia CD | 41.5 | 41.5 | 41.6 | 33.7 | 31.6 | 25.7 | 22.7 | 33.8 | 10.2 | 3.4 |
| Silte CD | 24.9 | 29.2 | 25.7 | 26.3 | 26.5 | 22.9 | 24.6 | 27.4 | 80.4 | 93.2 |
| Argila CD | 33.4 | 29.1 | 32.0 | 39.2 | 40.5 | 49.3 | 48.4 | 35.2 | 8.8 | 3.4 |
| Pedregulho SD | 0.2 | 0.2 | 0.7 | 0.8 | 1.4 | 2.1 | 4.3 | 3.6 | 0.6 | 0.0 |
| Areia SD | 56.2 | 56.2 | 53.2 | 53.0 | 49.2 | 34.9 | 30.1 | 42.0 | 10.2 | 1.4 |
| Silte SD | 51.4 | 35.9 | 34.2 | 43.1 | 48.6 | 61.4 | 61.9 | 51.9 | 86.8 | 79.5 |
| Argila SD | 2.2 | 7.7 | 11.9 | 3.1 | 0.8 | 1.6 | 3.7 | 2.5 | 2.4 | 19.1 |
| w_L (%) | 38 | 36 | 39 | 41 | 45 | 44 | 46 | 43 | 44 | 46 |
| w_p (%) | 28 | 26 | 29 | 29 | 34 | 33 | 35 | 34 | 26 | 30 |
| I_p (%) | 10 | 10 | 10 | 12 | 11 | 11 | 9 | 18 | 16 | 16 |
| I_a | 0.29 | 0.33 | 0.30 | 0.29 | 0.26 | 0.21 | 0.21 | 0.21 | 2.00 | 4.71 |

Quadro 1. Parâmetros da fundação adotados de Santos (2011)

| Prof. (m) | Descrição | Densidade e (kg/m ³) | E (MPa) | v | K (Pa) | G (Pa) | coesão (kPa) | atrito |
|-----------|------------------------|----------------------------------|---------|-----|----------|----------|--------------|--------|
| 0 a 6 | Areia argilosa | 14 | 4,5 | 0,3 | 3,75E+06 | 1,73E+06 | 10 | 26 |
| 6 a 9 | Argila arenosa | 17 | 11 | 0,3 | 9,17E+06 | 4,23E+06 | 25 | 30 |
| 9 a 12 | Silte variegado a roxo | 17 | 24 | 0,3 | 2,00E+07 | 9,23E+06 | 50 | 34 |

O Quadro 2 traz os parâmetros referentes ao muro, e o Quadro 3 e 4 trazem os dados referentes à

geogrelha usada. Todos esses dados foram considerados na construção teórica do muro no software FLAC, colocados como parâmetros.

Quadro 2. Dados do muro adotados de Santos (2011)

| SOLO DO MURO | MURO 1 | RCD-R | | | | | | |
|--------------|-----------|----------------------|---------|-----|----------|----------|--------------|--------|
| Camada | | Densidade | | | | | | |
| Compata | Descrição | (kg/m ³) | E (MPa) | v | K (Pa) | G (Pa) | coesão (kPa) | atrito |
| | RCD-R | 18 | 50 | 0,3 | 4,17E+07 | 1,92E+07 | 13 | 41 |

Quadro 3. Dados da geogrelha adotados de Santos (2011)

| REFORÇO | | | | | | |
|-----------|-------------|---------|-----------------------|--------------|----------------------------|--------|
| GEOGRELHA | Espaçamento | E (MPa) | Area(m ²) | kbond (kN/m) | sbond (kN/m ²) | tração |
| | 1 | 30 | 0,005 | 9,00E+05 | 7,50E+03 | 20kN/m |

Quadro 4. Dados da geogrelha adotados de Santos (2011)

| | |
|------------------------|--------|
| esp (mm) | 5 |
| Rigidez a t | 500 |
| E (kN/m ²) | 100000 |
| E (MPa) | 100 |

5. METODOLOGIA

Foi usado o software FLAC para fazer a análise numérica, para isso foi construída a malha ilustrada na Figura 5, que corresponde ao processo construtivo do muro de RCD feito por Santos (2011). Com a parte inferior sendo a do solo de fundação onde foi instalado o muro e a parte de cima o muro de RDC dividido em 6 camadas reforçado com geogrelha entre elas. A geometria do muro e os valores dos parâmetros adotados para a aplicação dos tipos de materiais no solo foram escolhidos a partir do estudo de Santos (2011) e apresentados nas tabelas anteriores.

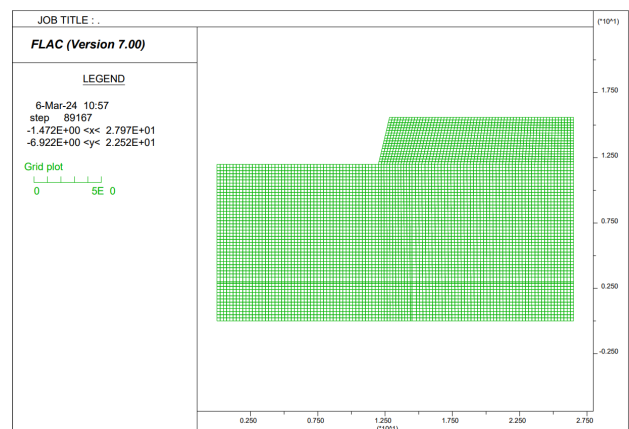


Figura 5. Malha do muro de RCD usada no FLAC.

Para as medições de tensão feitas pelo CTT no muro de Santos (2011) foram calculadas numericamente pelo FLAC e obtidas dos elementos

correspondentes aos pontos onde foram instalados os CTT.

6. RESULTADOS

A partir do exposto em metodologia foi possível obter os seguintes resultados para as camadas 1, 3 e 6. As tensões verticais são apresentadas nas Figuras 6, 8 e 10, e o deslocamento nas figuras 7, 9 e 11.

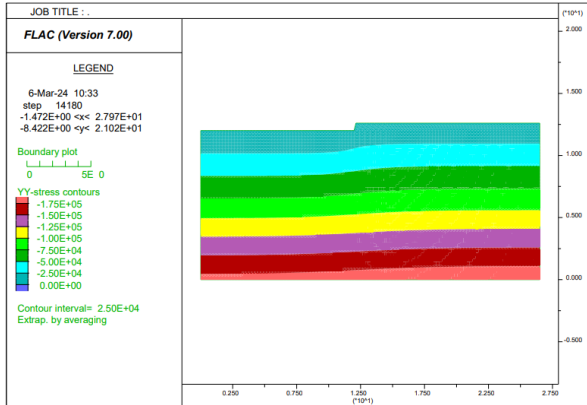


Figura 6. tensões verticais para camada 1.

A figura 6 apresenta maior tensão vertical na última camada (vermelho) e tensão vertical quase nula no topo (azul claro), estando dentro dos resultados esperados por esse tipo de experimento em campo.

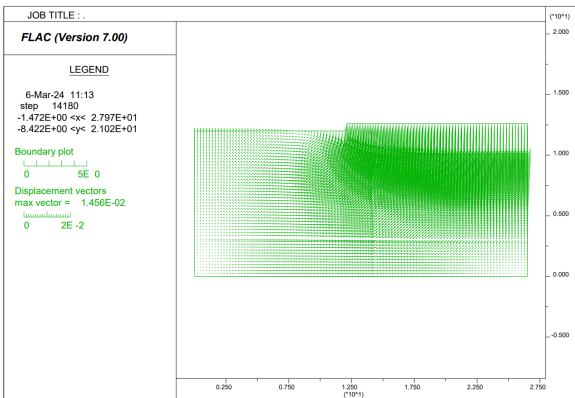


Figura 7. deslocamento para camada 1.

A figura 7 apresenta o deslocamento da interface, tendo um maior deslocamento no topo e um menor na base.

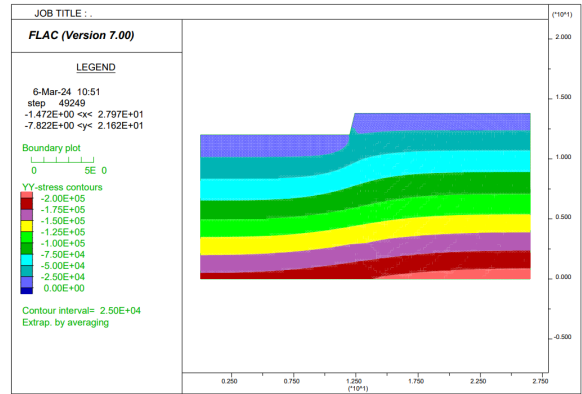


Figura 8. tensões verticais para camada 3.

A figura 8 já apresenta uma distorção nas tensões verticais, diminuindo no topo e aumentando na base.

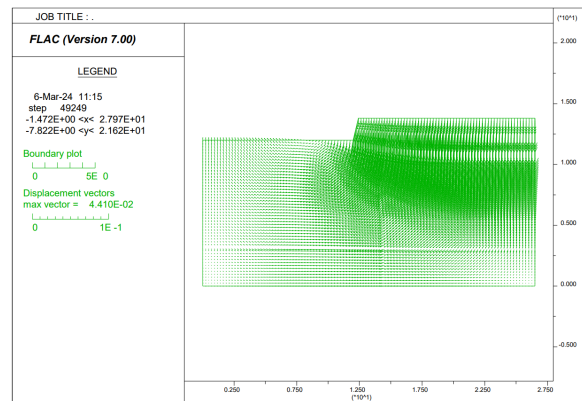


Figura 9. deslocamento para camada 3.

A figura 9 não muda muito em relação a figura 7, apresentando apenas um aumento no deslocamento na base do muro.

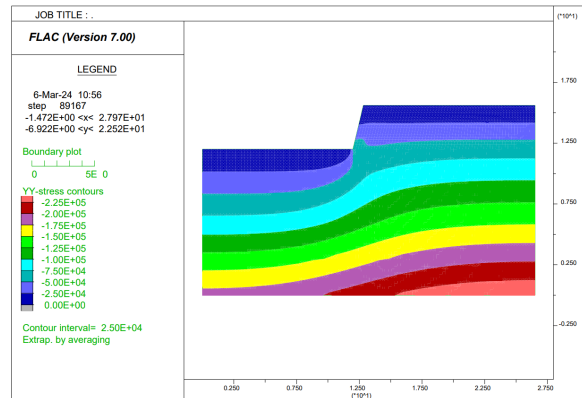


Figura 10. tensões verticais para camada 6.

Para a figura 10, com as seis camadas postas, a tensão vertical sofreu uma alteração considerável, diminuindo ainda mais em toda a estrutura.

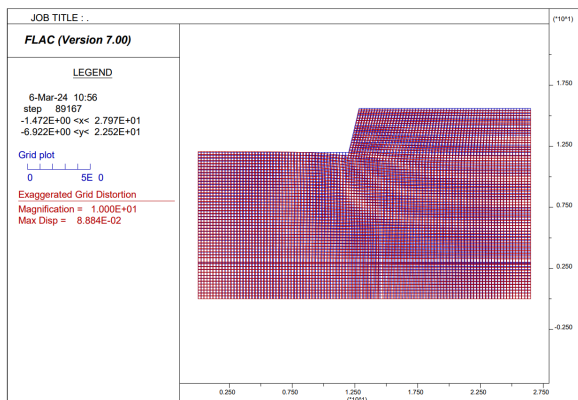


Figura 11. comparação malha original vs malha deformada..

Já a figura 11 apresenta uma comparação entre a malha original e a malha deformada, podendo ver a deformação que o muro sofreu à medida que foram postas as 6 camadas dele.

As figuras a seguir ilustram os resultados obtidos, Santos (2011) apresentou os resultados da Figura 14, tendo tensão vertical normalizada com a tensão vertical máxima no pé do muro ($\sigma_v/\gamma H$). Foi mencionado por Santos (2011) que houve uma sensibilidade da instrumentação usada, podendo alterar os resultados esperados em relação aos obtidos numericamente com o FLAC. A Figura 15 mostra os resultados obtidos com o FLAC, que divergem com o obtido por Santos, o que era esperado por causa da sensibilidade dos equipamentos.

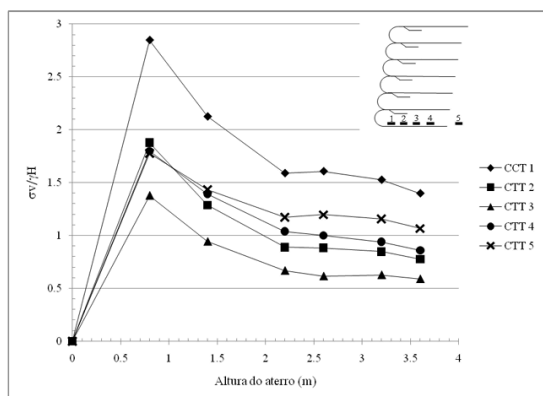


Figura 14. tensões verticais registradas pelos CTT experimentalmente.

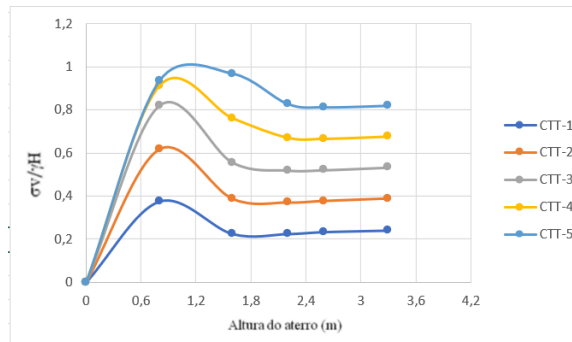


Figura 15. tensões verticais registradas pelos CTT a partir do FLAC.

7. CONCLUSÃO

A partir do exposto conclui-se que é possível simular numericamente o comportamento tensão – deformação, pelo método das diferenças finitas, do Muro de ESR com uso do RCD e geogrelhas. Os deslocamentos e tensões obtidas numericamente foram as esperadas para este tipo de estrutura. Na comparação dos resultados numéricos com os resultados de campo, foi observada que ambos seguem a mesma tendência, porém os resultados de campo das tensões verticais estão acima do possível, representando problemas nos equipamentos de medição. Já os resultados numéricos apresentam valores coerentes com o tamanho e peso do muro.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2004). NBR 10004: *Resíduos sólidos – Classificação*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 71.
- BENJAMIM, C.V.S. (2006). Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil. Tese de Doutorado. EESC, Universidade de São Paulo. São Carlos, 294p
- FLAC (2011), Fast Lagrangian Analysis of Continua version 7: Online Manual Table of Contents, 2011.
- RESOLUÇÃO CONAMA No 307, DE 5 DE JULHO DE 2002. [s.l.: s.n.]. Disponível em: <https://cetesb.sp.gov.br/licenciamento/documentos/2002_Res_CONAMA_307.pdf>.
- SANTOS, E. C. G. D. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE MUROS REFORÇADOS EXECUTADOS COM RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO RECICLADOS (RCD-R) E SOLO FINO . Acesso em: 15 out. 2023.

Modelo Analítico dos Efeitos Mecânicos e Hidrológicos da Vegetação na Estabilidade Superficial de Taludes Sob Condição Não Saturada

Davi Martins de Aragão

Estudante de Engenharia Civil – ENC/UnB, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília-DF

Ana Paola do Nascimento Dantas

Aluna do Doutorado em Geotecnia, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília-DF

André Luís Brasil Cavalcante

Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília-DF

RESUMO: Este estudo propõe a formulação de um modelo analítico destinado a avaliar os impactos mecânicos e hidrológicos da vegetação, com foco primordial na segurança, e seu subsequente efeito na estabilidade superficial dos taludes. A análise baseia-se nos parâmetros de um solo do tipo Cambissolo do Distrito Federal, conforme estudado por Wanderley Neto em 2020 e parâmetros do capim vetiver, estudados por Machado (2014), considerando um talude infinito de solo não saturado. Os efeitos hidrológicos do capim vetiver resultaram em um aumento notável da sucção, contribuindo para um significativo aumento do FS ao longo do talude. Os efeitos mecânicos, destacados pela coesão atribuída pelo capim vetiver, levaram a um aumento potencial de até 18 vezes no FS, especialmente na região da zona de raízes. Esses valores superaram consideravelmente os observados em solos não vegetados, apresentando crescimento exponencial e indicando uma relação direta entre a extensão da zona de raízes e a estabilidade, com notáveis incrementos de segurança nessa área específica. Fora dessa região crítica, a presença da vegetação aumentou o FS em até 33% a uma profundidade de 1 metro, comparado a um solo não saturado e sem vegetação. Esses resultados evidenciam a importância dos efeitos hidráulicos da vegetação em toda a extensão do talude e dos efeitos mecânicos principalmente relacionados à profundidade das raízes no solo.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Fator de segurança, Capim Vetiver, Modelo analítico, Solo não saturado.

ABSTRACT: This study proposes developing an analytical model to assess vegetation's mechanical and hydrological impacts, with a primary focus on safety and its subsequent effect on the superficial stability of slopes. The analysis is based on parameters from a Cambissolo soil type in the Federal District, as studied by Wanderley Neto in 2020, and parameters of vetiver grass, studied by Machado (2014), considering an infinite slope of unsaturated soil. The hydrological effects of vetiver grass resulted in a noticeable increase in suction, contributing to a significant rise in the FS along the slope. The mechanical effects, highlighted by the cohesion provided by vetiver grass, led to a potential increase of up to 18 times in the FS, especially in the region of the root zone. These values considerably exceeded those observed in unvegetated soils, showing exponential growth and indicating a direct relationship between the extent of the root zone and stability, with notable safety increments in this area. Outside this critical region, vegetation presence increased the FS by up to 33% at a depth of 1 meter compared to unsaturated and unvegetated soil. These results underscore the importance of the hydraulic effects of vegetation across the slope and mechanical effects primarily related to root depth in the soil.

KEY WORDS: Slope Stability, Factor of Safety, Vetiver Grass, Analytical Model, Unsaturated Soil.

1 INTRODUÇÃO

A vegetação desempenha um papel crucial na estabilização do solo, desencadeando benefícios

significativos, como a redução da poropressão e o aumento da sucção, resultantes da remoção da umidade do solo por meio dos processos de evaporação e transpiração das plantas. Tais fenômenos contribuem de maneira substancial para ampliar a resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, elevam o fator de segurança do talude, como destacado por Lemes (2001).

Feng *et al.* (2020) enfatizam que os efeitos hidrológicos gerados pela vegetação estão associados à diminuição da poropressão mediante a absorção de água pelas raízes, o que resulta em uma redução na condutividade hidráulica do solo e um incremento na resistência ao cisalhamento. Já os efeitos mecânicos compreendem o aumento da resistência ao cisalhamento do solo, proporcionado pelo reforço mecânico das raízes, considerado como uma força coesiva adicional ao solo.

O estudo do solo não saturado também encontra barreiras, devido à dificuldade de encontrar parâmetros compatíveis com as variações desse tipo de condição, além de serem de difícil determinação experimental. Nesse sentido, a pesquisa tem o objetivo de contribuir com essa área de estudo da Geotecnia e facilitar a parametrização de componentes de solos não saturados juntamente com variáveis da vegetação.

Dessa forma, este estudo propõe a aplicação de um modelo analítico dos efeitos mecânicos e hidrológicos da vegetação na estabilidade superficial dos taludes, empregando o software Wolfram Mathematica 11.3.

2 METODOLOGIA

A pesquisa continuou a proposta do artigo Modelagem dos Efeitos Mecânicos da Vegetação na Estabilidade Superficial de Taludes (Aragão, Dantas & Cavalcante, 2023). O artigo em questão tratou de analisar os parâmetros de um solo de Cambissolo do Distrito Federal, conforme estudado por Wanderley Neto (2020), além dos parâmetros de vegetação fornecidos por Fiori (2016) para o solo em condição saturada. Dentro dos intervalos de valores propostos pelo estudo hipotético, o FS pode apresentar um aumento potencial de 23,36% para um talude completamente saturado com vegetação em relação a um talude de mesmas condições sem vegetação. O mesmo tipo de observação foi pretendido no trabalho atual, porém abrangendo os efeitos hidrológicos da vegetação e focado em solos em condição não saturada.

Para facilitar o entendimento da metodologia, um

fluxograma detalhado é fornecido na Figura 1, ilustrando todas as etapas:

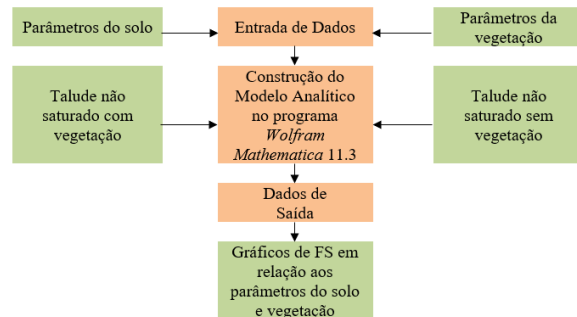


Figura 1. Fluxograma com etapas da pesquisa.

Na fase inicial, a abordagem envolveu o desenvolvimento de um modelo analítico utilizando a linguagem de programação Wolfram Mathematica 11.3.

Na segunda fase, foi adotado parâmetros para a implementação na formulação realizada na fase 1, baseados em pesquisas prévias para um tipo de solo típico do Distrito Federal. Foi explorado a curva de retenção de água no solo e a condutividade hidráulica, de acordo com a sucção observada para obtenção do teor de umidade volumétrico.

Adicionalmente, foram incluídas variáveis de vegetação com base nas equações de Feng *et al.* (2020), restringindo o modelo a uma única espécie vegetal em análise.

A interpretação dos resultados foi facilitada por gráficos, os quais ajudaram a identificar como a vegetação exerce influência sobre o FS.

2.1 Materiais

A análise foi feita para um talude hipotético de superfície plana e superfície de ruptura paralela à superfície do talude, com de inclinação de 40°. Ademais, é seguido o exemplo de Ng *et al.* (2015) para a altura do talude de até 5 metros de profundidade, com o nível d'água exatamente abaixo da altura descrita e zona de raízes de 0,5 m de espessura.

2.1.1 Capim vetiver

Para a análise foi escolhido o capim vetiver, que manifesta seu desenvolvimento ótimo em condições de elevada exposição solar, sendo sensível a sombreamento excessivo (Chaves & Andrade, 2013). Conforme apontado por Troung *et al.* (2008), apresenta notável resistência a períodos prolongados

de seca, inundações e ampla variação térmica, suportando temperaturas que variam entre -15 °C e +55 °C, ideal para o clima local. Além disso, demonstra tolerância a uma faixa de pH no solo de 3,3 a 12,5.

Machado (2014) estudou valores de resistência à tração do capim vetiver e chega aos resultados mostrados na Figura 2, em que é estabelecida a Coesão da Raiz (C_r) em função da profundidade.

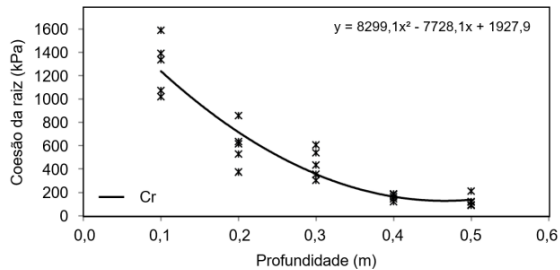


Figura 2. Coesão da Raiz (C_r) pela profundidade do solo de capim vetiver (adaptado de Machado, 2014).

Machado (2014) realizou a coleta de raízes de com a extração de monólitos de dimensões de 0,5 m de largura, 0,5 m de comprimento e 0,5 m de altura, com o intuito de verificar as propriedades de cinco indivíduos do capim vetiver, sem necessariamente atender à profundidade total das raízes desses indivíduos. Por isso, verificou-se e transformou-se a equação da curva da C_r de Machado (2014) em uma função exponencial próxima, onde percebeu-se que em até 1 m de profundidade a coesão das raízes atingiu valores não nulos, conforme a Figura 3. Adotou-se então a curva para raízes de 1 m de profundidade.

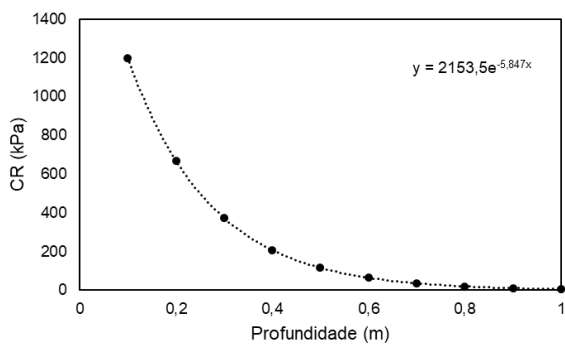


Figura 3. Função exponencial da Coesão da Raiz (C_r) em função da profundidade do solo do capim vetiver para raízes de 1 m (adaptado de Machado, 2014).

Paralelamente, procurou-se uma curva exponencial para representar raízes de 0,5 m, presente na Figura 4, onde considerou-se a C_r máxima proporcional à extensão do sistema radicular.

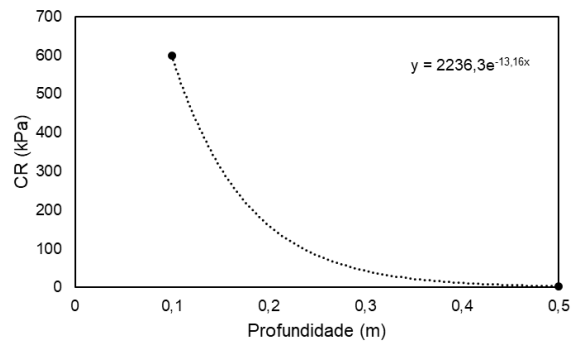


Figura 4. Função exponencial da Coesão da Raiz (C_r) em função da profundidade do solo do capim vetiver para raízes de 0,5 m (adaptado de Machado, 2014).

Teixeira (2018) encontra valores da taxa de transpiração (T) da planta de 8,6 mm/dia durante a época mais quente do ano, e de 4,6 mm/dia, no período de menores temperaturas registradas no monitoramento. Para o presente estudo foi adotada a média de 6,6 mm/dia.

2.1.2 Solo saprolítico

Foi utilizado um solo saprolítico investigado por Wanderley Neto (2020) em ensaios laboratoriais. O solo saprolítico em estudo corresponde a um saprolito fino da ardósia da Unidade A do Grupo Paranoá, localizado na região administrativa do Paranoá.

Apresenta uma textura argilo-arenosa-siltosa, com coloração variando entre cinza claro e bruna-avermelhada, principalmente em camadas menos intemperizadas, localizadas a aproximadamente 100 cm de profundidade (Wanderley Neto, 2020).

O solo é identificado por Cardoso (2002) como SF4 (Saprólito Fino 4). De acordo com o Mapa Pedológico do DF, a amostra pertence à classe Cambissolo, representando 31% da área do DF, conforme indicado pelo Atlas do DF de 2020 da CODEPLAN. Os Cambissolos são pouco desenvolvidos e associados a relevos mais movimentados, sendo a segunda classe de solo mais prevalente na região, atrás apenas dos Latossolos.

Na Tabela 1, são apresentados os principais parâmetros utilizados para a posterior análise do FS:

Tabela 1. Parâmetros iniciais do solo (Wanderley Neto, 2020).

| c (kN/m ²) | ϕ (°) | γ_{nat} (kN/m ³) | γ_d (kN/m ³) | γ_w (kN/m ³) |
|--------------------------|------------|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 19,5 | 27,8 | 20,69 | 18,41 | 9,81 |

Wanderley Neto (2020) estudou a curva característica (SWRC) do solo em função da umidade gravimétrica (w) com os principais valores da curva apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Valores relevantes da curva característica (Wanderley Neto, 2020).

| Sucção (kPa) | Entrada de ar $w(\%)$ | Sr (%) | Sucção (kPa) | Residual $w(\%)$ | Sr (%) |
|--------------|-----------------------|--------|--------------|------------------|--------|
| 30 | 18 | 100 | 15000 | 1 | 3 |

O teor de umidade volumétrica pode ser expresso em termos de umidade gravimétrica como:

$$\theta = w \frac{\rho}{\rho_w} \quad (1)$$

onde:

θ = teor de umidade volumétrica [L^3L^{-3}];

w = umidade gravimétrica [L^3L^{-3}];

ρ = densidade do solo [ML^{-3}];

ρ_w = densidade da água [ML^{-3}].

Cardoso (2002) determinou que a densidade do solo classificado como SF4 é de 2810 kg/m³. É adotada a densidade da água como 1000 kg/m³. Dessa forma o teor de umidade pode ser expresso como $\theta = 2,81 w$.

Um modelo utilizado para calibrar a curva é o proposto por Cavalcante & Zornberg (2017), com um único parâmetro de ajuste hidráulico (δ) proporcional à inclinação inicial e relacionado fisicamente com a distribuição e tamanho dos poros. O teor de umidade volumétrica pode ser descrito em função da sucção total:

$$\theta_w(|\psi|) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \exp(-\delta|\psi|) \quad (2)$$

onde:

$\theta_w(|\psi|)$ = teor de umidade volumétrica em função da sucção total [L^3L^{-3}];

θ_r = teor de umidade volumétrica residual [L^3L^{-3}];

θ_s = teor de umidade volumétrica saturado [L^3L^{-3}];

δ = parâmetro de ajuste hidráulico [$M^{-1}LT^2$];

ψ = sucção total [$ML^{-1}T^{-2}$].

Para a curva analisada é utilizada a mesma função mas em termos de umidade gravimétrica. Dessa forma, chega-se na curva de calibração da Figura 5 e no valor 0,0006 kPa⁻¹ para δ , parâmetro de ajuste que melhor se encaixa na curva. Com isso, os valores obtidos de θ_r e θ_s são de respectivamente, 0,05 e 0,45.

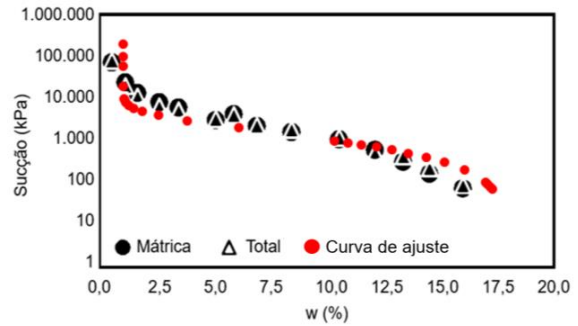


Figura 5. Calibração sobreposta em vermelho (adaptado de Wanderley Neto, 2020).

Para encontrar a condutividade hidráulica do solo utilizou-se o Mapa hidrogeológico dos aquíferos do domínio poroso do DF, conforme Figura 6. Adasa (2018) delineou as características distintas de cada sistema de aquíferos do DF com base em seus parâmetros específicos. Os sistemas P1 e P2 se destacam por suas notáveis espessuras, aproximadamente 20 metros, e condutividades hidráulicas saturadas com valores superiores a 10⁻⁶ m/s e da ordem de 10⁻⁶ m/s, respectivamente. No sistema P3, a espessura é inferior a 10 metros, enquanto a condutividade apresenta valores inferiores a 10⁻⁶ m/s. Por fim, o sistema P4 exibe as menores espessuras, frequentemente inferiores a 1 metro, e uma condutividade hidráulica extremamente baixa.

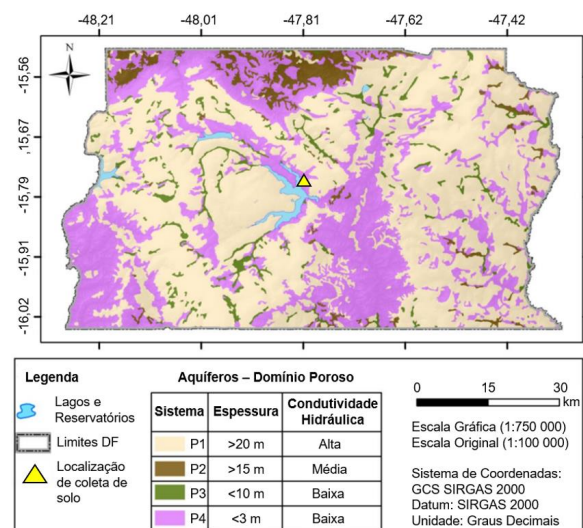


Figura 6. Mapa hidrogeológico dos aquíferos do domínio poroso do Distrito Federal (adaptada de Diniz, 2019).

De acordo com o mapa, o local de coleta do solo se encontra no sistema P4. Diniz (2019), adota para um ensaio de solo em sistema P3 com condutividade hidráulica igualmente baixa o valor de 1 x 10⁻⁷ m/s. Utilizou-se o mesmo valor para realizar a

modelagem.

2.2 Métodos

2.2.1 Análise dos efeitos hidrológicos

A avaliação dos efeitos hidrológicos da vegetação é conduzida conforme Feng *et al.* (2020), que resumem os efeitos hidrológicos da vegetação como ilustrado na Figura 7, representando um diagrama esquemático de um talude infinito vegetado. A infiltração não saturada de acordo com o balanço de massa de água pode ser expressa como:

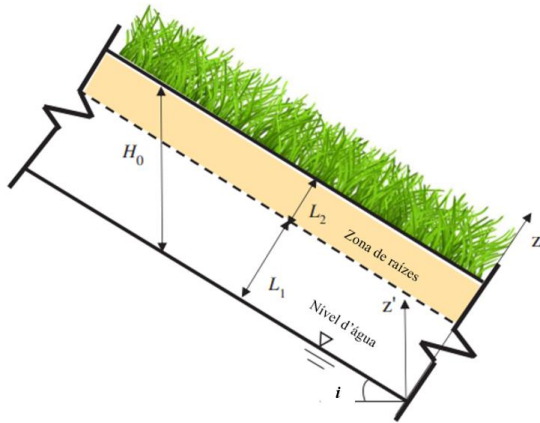


Figura 7. Diagrama esquemático de um talude infinito vegetado (adaptada de Feng *et al.*, 2020).

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial k}{\partial z} \cos i - S(z) T_p H(z - L_1) \quad (3)$$

onde:

θ_w = teor de umidade volumétrica total [$L^3 L^{-3}$];

t = tempo transcorrido [T];

z = coordenada perpendicular ao talude [L];

k = condutividade hidráulica do solo [LT^{-1}];

ψ = sucção [$ML^{-1}T^{-2}$];

$S(z)$ = função de arquitetura da raiz [L^{-1}];

T_p = taxa de transpiração [$M^{-1}T^{-1}$];

z' = coordenada vertical [L];

H_0 = distância vertical entre a superfície do talude e a base do talude [L];

i = ângulo do talude [adimensional].

$H(z - L_1)$ é definido como:

$$H(z - L_1) = \begin{cases} 1, & L_1 \leq z \leq (L_1 + L_2) \text{ - dentro da zona das raízes} \\ 0, & 0 \leq z < L_1 \text{ - fora da zona das raízes} \end{cases} \quad (4)$$

onde:

L_1 = largura da região fora da zona das raízes [L];

L_2 = largura da região da zona das raízes [L].

A função de arquitetura da raiz $S(z)$ obedece a

equação de classificação de raízes de Ng *et al.* (2015). Para o capim vetiver, que tem sistema radicular fasciculado, $S(z) = 1/L_2$.

Ng *et al.* (2015) discretizam a equação diferencial anterior em dois tipos de estados: estacionário e transiente, em que apenas o segundo considera o efeito de eventos chuvosos. A equação da condutividade hidráulica não saturada do estado estacionário para raiz do tipo uniforme é expressa como:

$$k_z = \begin{cases} A + \frac{1}{k_s \cos^2 i L_2} [\exp(-\alpha z') - 1] (L^* - L_1^*) \\ A + \frac{1}{k_s \cos^2 i L_2} \{ [\exp(-\alpha z') - 1] (L^* - z') + \exp(-\alpha z') [z' - L_1^* - \alpha^{-1} \exp(\alpha z') + \alpha^{-1} \exp(\alpha L_1^*)] \} \end{cases} \quad (5)$$

onde:

$A = \exp[\alpha(u_0 - z^*)] + q_0 [\exp(-\alpha z^*) - 1] / k_s$;

$z^* = z \cos i$ [L];

$L^* = (L_1 + L_2) \cos i$ [L];

$L_1^* = L_1 \cos i$ [L];

q_0 = fluxo superficial inicial no estado estacionário, considerado nulo [LT^{-1}];

α = coeficiente de dessaturação do solo, equivalente a $-\delta$ [$M^{-1}LT^2$];

u_0 = poropressão exatamente acima do nível d'água, considerada nula [LT^{-1}];

O primeiro termo da Equação 5 é utilizado para a zona de raízes e o segundo termo para fora da zona de raízes. Assim, a poropressão u_w pode ser expressa em função de k_z como:

$$u_w = 10 \alpha^{-1} \ln(k_z) \quad (6)$$

Neste processo, foi verificada a variação de poropressão em função da profundidade para um solo sem vegetação e com vegetação, afim de encontrar como a presença da vegetação pode aumentar a sucção presente no solo.

2.2.1 Análise dos efeitos mecânicos

A avaliação dos efeitos mecânicos da vegetação foi conduzida em conformidade com as equações da tensão efetiva e a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado a partir de Bishop propostas por Cavalcante & Mascarenhas (2021). A coesão aparente das raízes C_r foi extraída pela função do estudo de Machado (2014). A resistência ao cisalhamento do modelo obedeceu a equação proposta:

$$\tau_f = c_r + c' + [(\sigma_n - u_a) + e^{-\delta|u_a - u_w|} (u_a - u_w)] \tan \Phi \quad (7)$$

onde:

$(u_a - u_w)$ = sucção mátrica $[ML^{-1}T^{-2}]$;
 $(\sigma_n - u_a)$ = tensão normal líquida $[ML^{-1}T^{-2}]$;
 σ_n = tensão normal total $[ML^{-1}T^{-2}]$;
 u_a = pressão do ar $[ML^{-1}T^{-2}]$;
 u_w = poropressão $[ML^{-1}T^{-2}]$;
 c_r = coesão adicional $[ML^{-1}T^{-2}]$;
 c' = coesão efetiva $[ML^{-1}T^{-2}]$;
 Φ = ângulo de atrito [adimensional];
 δ = parâmetro obtido do ajuste da curva de retenção de água pelo modelo de Cavalcante e Zornberg (2017) $[M^{-1}L^1T^2]$.

A análise utilizou o Fator de Segurança (FS), conforme tópico sobre taludes infinitos com percolação de água paralela à vertente de Fiori (2016), adotando a envoltória de resistência transiente e não saturada de Cavalcante & Mascarenhas (2021). A solução analítica para o FS foi obtida através da equação:

$$F_s = \frac{c_r + c' + \left[\left[\gamma_d (H_0 - z') + \gamma_w \int_z^{H_0} \theta_w dz' \right] \cos^2 i + e^{-\delta |u_w|} (-u_w) \right] \tan \Phi}{\left[\gamma_d (H_0 - z') + \gamma_w \int_z^{H_0} \theta_w dz' \right] \sin i \cos i} \quad (8)$$

Considerou-se que a pressão do ar no solo u_a é nula.

3 RESULTADOS

A altura descrita nos gráficos de 0 m a 5 m denota que em 0 m está o nível d'água e em 5 m está a superfície do solo, esquema ilustrado na Figura 8. Os efeitos hidráulicos são percebidos no aumento da sucção no gráfico da Figura 9. Na Tabela 3, são comparados os resultados de poropressão para o solo sem vegetação e o solo com o capim vetiver. A linha cinza tracejada nas Figuras 9, 10, 11 e 13 delimita a zona de raízes entre de 4,50 m e 5 m.

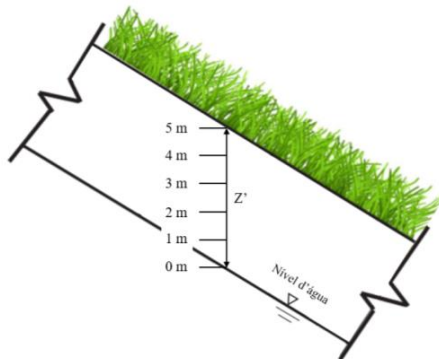


Figura 8. Ilustração da altura vertical z' utilizada nos gráficos.

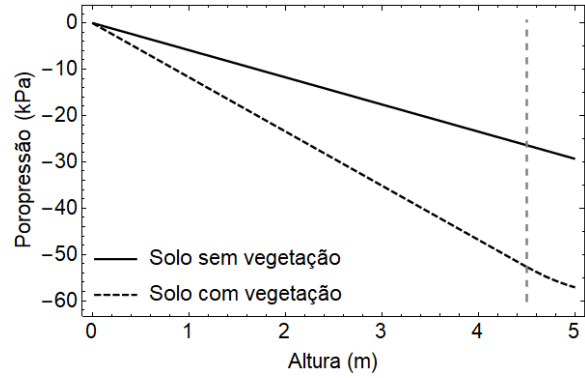


Figura 9. Poropressão em função da altura vertical z' .

Tabela 3. Poropressão em função da profundidade em pontos relevantes.

| Altura (m) | Poropressão - solo sem vegetação (kPa) | Poropressão - solo com vegetação (kPa) | Porcentagem de diferença |
|------------|--|--|--------------------------|
| 4,9 | -28,8 | -56,4 | 96% |
| 4,5 | -26,4 | -52,7 | 100% |
| 4 | -23,5 | -46,8 | 100% |
| 3 | -17,6 | -35,1 | 100% |
| 2 | -11,7 | -23,4 | 100% |

Na Figura 10 e demais figuras deste tópico em que é avaliado o FS, destaca-se em cor vermelha o FS igual a 1, denotando o ponto de ruptura. Em amarelo, evidencia-se um FS de 1,3, indicativo de um nível de segurança considerado baixo, porém aceitável conforme as diretrizes estabelecidas pela Norma Brasileira de Estabilidade de Taludes (NBR 11682/2009). Por outro lado, na coloração verde, observa-se um FS de 1,5, revelando um elevado nível de segurança, conforme as prescrições normativas previstas no mesmo documento de referência. Apresenta-se o FS em função da profundidade para o solo sem vegetação separadamente, com pico de 31,08 a 10 cm da superfície:

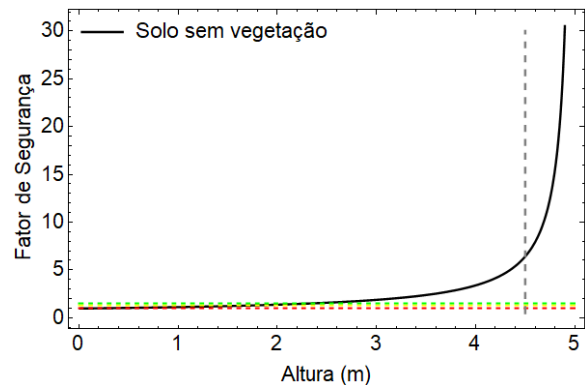


Figura 10. FS em função da altura vertical z' para o solo sem vegetação.

Já para a Figura 11, em que é apresentado o cenário com vegetação, o FS cresce exponencialmente a partir da zona de raízes, chegando ao FS de 569,29 a 10 cm da superfície. Esse fator pode ser explicado pela equação da curva de coesão das raízes de Machado (2014), que indica que a vegetação empregada pode atribuir até 1928 kPa ao solo.

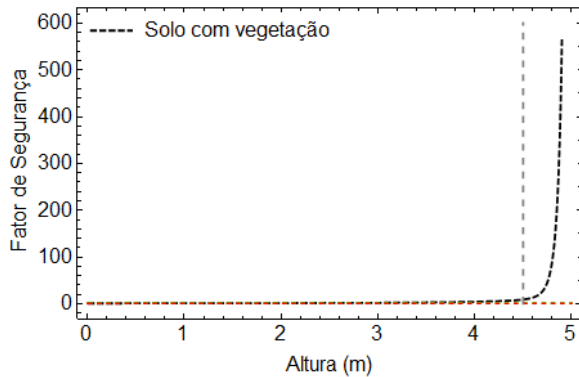


Figura 11. FS em função da altura vertical z' para o solo com vegetação.

A Figura 12 compara os dois cenários antes da zona das raízes, delimitada de 0 a 4,50 m, onde apenas o efeito hidrológico da vegetação é efetivo.

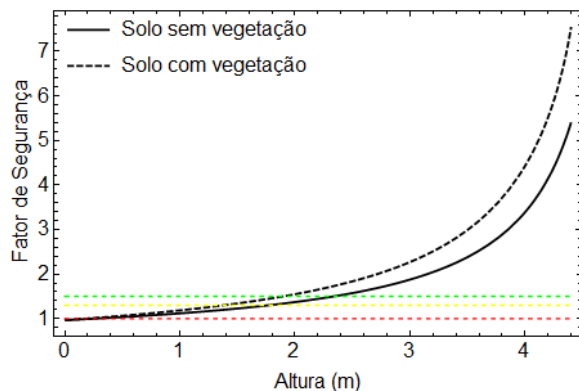


Figura 12. FS em função da altura vertical z' para os dois cenários abaixo da zona de raízes.

Por fim, tem-se a Figura 13, onde estão apresentados os valores de FS para toda a extensão de análise. Nela é perceptível a influência da zona de raízes no aumento exponencial do FS, onde os componentes físicos a favor da segurança seguem o mesmo tipo de crescimento. Na Tabela 4 apresentam-se os principais valores em diferentes faixas de profundidade.

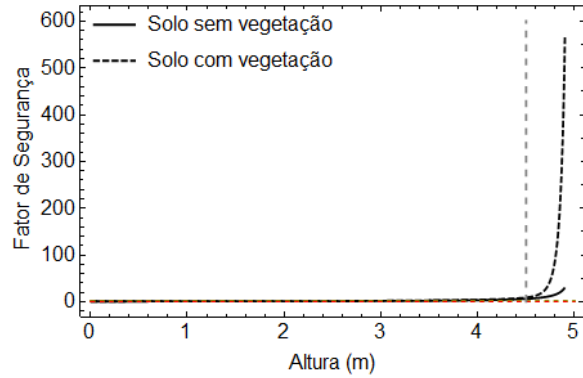


Figura 13. Fator de segurança em função da profundidade para os dois cenários até a superfície.

Tabela 4. FS em função da altura vertical em pontos relevantes.

| Altura (m) | FS - solo sem vegetação (kPa) | FS - solo com vegetação (kPa) | Porcentagem de diferença |
|------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| 4,9 | 31,1 | 569,3 | 1731% |
| 4,5 | 6,5 | 9,6 | 47% |
| 4 | 3,4 | 4,6 | 33% |
| 3 | 1,9 | 2,3 | 22% |
| 2 | 1,4 | 1,6 | 13% |

Pelas tabelas desta seção em que se compara a porcentagem de diferença entre os FS e poropressões para solos sem vegetação e com vegetação, percebe-se que a poropressão é 2 vezes maior com a presença de vegetação em todas as faixas de solo e o FS cresce de maneira não linear, atingindo patamares maiores dentro da zona de raízes, sendo até 18 vezes maior em relação ao cenário sem vegetação.

4 CONCLUSÕES

Por meio da análise dos gráficos gerados pelo modelo analítico, torna-se evidente o impacto positivo da vegetação na estabilidade do solo. No contexto dos efeitos hidrológicos do capim vetiver, observou-se um aumento significativo da sucção, alcançando até duas vezes ao longo de todo o talude. Esse fenômeno contribui de maneira benéfica para o aumento do FS. No que diz respeito aos efeitos mecânicos, a presença do capim vetiver atribui coesão ao solo, resultando em um aumento potencial de até 18 vezes no FS, particularmente na região da zona de raízes. Comparativamente, isso supera significativamente os valores obtidos em solos não vegetados, com um FS chegando a ultrapassar 500, pouco antes da superfície. Isso sugere que a extensão da zona de raízes está diretamente relacionada ao aumento da estabilidade, com incrementos expressivos de segurança nessa área específica. Valores substancialmente elevados também podem estar

associados às condições de contorno empregadas na modelagem, tornando-se mais evidentes à medida que a altura vertical se aproxima de 5 metros.

Além dessa região crítica, a presença da vegetação pode elevar o FS em até 33%, a uma profundidade de 1 metro, quando comparado ao FS de um solo não saturado e sem vegetação. Esses resultados indicam que os efeitos hidráulicos da vegetação desempenham um papel crucial ao longo de toda a extensão do talude.

Finalmente, destaca-se a importância de integrar essas descobertas em estratégias práticas de manejo do solo e da vegetação, especialmente em áreas suscetíveis a desastres ambientais. Pesquisas futuras poderiam explorar como o escoamento superficial e a percolação resultantes de eventos chuvosos impactam a estabilidade do solo, levando em consideração as particularidades de cada região, tipo de solo, clima local e outros tipos de vegetação.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao grupo de pesquisa GEOFLUXO pelo apoio e orientação prestados.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2009). *NBR 11682: Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, p. 33.
- ADASA (2018). *Avaliação de aquíferos favoráveis para complementação do abastecimento de água no Distrito Federal e locação de regiões atendidas integrado de avaliação de aquíferos favoráveis para ementação do abastecimento de água no Distrito Federal e locação de poços tubulares profundos regiões atendidas e não atendidas pelo sistema Descoberto - Santa Maria / Torto*. Relatório Final Integrado. 105 p.
- Aragão, D. M.; Dantas, A. P. N.; Cavalcante, A.L.B. (2023) *Modelagem dos Efeitos Mecânicos da Vegetação na Estabilidade Superficial de Taludes*. 29º Congresso de Iniciação Científica da Universidade de Brasília. Brasília. 12 p.
- Cardoso, F.B.F. (2002). *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.
- Cavalcante, A.L.B. & Zornberg, J.G. (2017). *Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems*. I: Analytical Solutions. Int. J. Geomech.
- Chaves, T. A. & Andrade, A. G. (2013). *Capim Vetiver (Vetiveria zizanioides): Produção de mudas e uso no controle da erosão e na recuperação de áreas degradadas*.
- CODEPLAN. (2020). *Atlas do Distrito Federal 2020*. Brasília, p. 43.
- Diniz, M. S. (2019). *Modelagem regional do fluxo de contaminantes inorgânicos sob as condições não saturada e transiente aplicada ao Aterro Controlado do Jôquei Clube de Brasília/DF*. Publicação G.DM-333/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126p.
- Feng, S.; Liu, H.W.; Ng, C.W.W. (2020). *Analytical analysis of the mechanical and hydrological effects of vegetation on shallow slope stability*. Computers and Geotechnics, 2019 Elsevier Ltd. 9 p.
- Fiori, A.P. (2016). *Estabilidade de Taludes: Exercícios Práticos*. São Paulo: Oficina De Textos. 160 p.
- Lemes, M. R. T. (2001). *Revisão dos Efeitos da Vegetação em Taludes*. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, RS, 140 p.
- Machado, L. (2014). *Comportamento do capim-vetiver (Chrysopogon zizanioides (L.) Roberty) como contribuição na estabilização de talude da margem do Rio São Francisco*. Dissertação (Mestrado em Agroecossistemas) – Universidade Federal de Sergipe. São Cristóvão. 55 p.
- Ng, C.W.W., LIU, H.W. & FENG, S. (2015). *Analytical solutions for calculating pore water pressure in an infinite unsaturated slope with different root architectures*. Can Geotech J. 52:1981–92.
- Teixeira, D. L. (2018). *Modelagem da evapotranspiração e da capacidade de extração de nutrientes/poluentes em sistemas alagados construídos – Viçosa, MG, 2018*. xiv, 91f.: il. (algumas color.); 29 cm.
- Troung, P.; VAN TAN, T.; P. E. (2008). *Sistema de aplicação Vetiver: manual de referência técnica*. 2. ed. San Antonio, Texas: The Network International. 116 p.
- Wanderley Neto, R. V. (2020). *Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 344/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 206 p.

Modelagem dos Efeitos Mecânicos da Vegetação na Estabilidade Superficial de Taludes

Davi Martins de Aragão

Estudante de Engenharia Civil – ENC/UnB, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília-DF

Ana Paola do Nascimento Dantas

Aluna do Doutorado em Geotecnia, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília-DF

André Luís Brasil Cavalcante

Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília-DF

RESUMO: Este estudo propõe a construção de um modelo analítico para avaliar os efeitos mecânicos da vegetação e seu consequente impacto na estabilidade da superfície dos taludes, com ênfase na segurança. A motivação para essa pesquisa decorre da necessidade de estudos adicionais na sequência de recentes desastres ambientais no país, que resultaram em deslizamentos de terra e a remoção forçada de muitas famílias. A análise utilizou os parâmetros de um solo de Cambissolo do Distrito Federal, conforme estudado por Wanderley Neto, em 2020, além dos parâmetros de vegetação fornecidos por Fiori, em 2016. Constatou-se que os fatores chave para a segurança são a força de tensão e o tamanho das raízes, o que permite estabilidade em uma gama mais ampla de solos com piores características do que o solo inicial. Além disso, conclui-se que a coesão do solo é um elemento crucial para a estabilidade, com a presença de vegetação proporcionando condições de segurança ideais em solos de baixa coesão. Avaliou-se também várias faixas de valores para a força de arrasto do vento e o peso da vegetação, bem como outros parâmetros do solo, como o ângulo de atrito e o ângulo de inclinação do talude.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Fator de segurança, Vegetação, Modelo analítico.

ABSTRACT: This study proposes developing an analytical model to assess the mechanical effects of vegetation and their subsequent impact on the stability of slope surfaces, emphasizing safety. The motivation for this research arises from the need for additional studies following recent environmental disasters in the country, which resulted in landslides and forced displacement of many families. The analysis uses the parameters of a Cambisol type soil from the Federal District, as studied by Wanderley Neto in 2020, as well as vegetation parameters provided by Fiori in 2016. It was found that the key factors for safety are the tension strength and the size of roots, which allow stability across a broader range of soils with worse characteristics than the initial soil. Furthermore, it is concluded that soil cohesion is a crucial element for stability, with the presence of vegetation providing ideal safety conditions in low cohesion soils. We also evaluated several ranges of values for the drag force of the wind and the weight of the vegetation, as well as other soil parameters, such as the friction angle and the slope inclination angle.

KEY WORDS: Slope stability, Safety factor, Vegetation, Analytical model.

1 INTRODUÇÃO

A expansão urbana acelerada e desordenada, aliada à intensificação dos fenômenos climáticos, tem provocado inúmeros problemas recentemente, incluindo deslizamentos e rupturas de encostas, aumento da vazão e velocidade do fluxo de água durante períodos de chuva, acréscimo do escoamento

superficial e diminuição da permeabilidade do solo. Esses fatores podem culminar em eventos catastróficos que levam ao deslocamento de grandes áreas urbanas e causam danos incalculáveis (Sousa, 2020).

A vegetação desempenha um papel crucial na estabilização do solo, ajudando a reduzir a

poropressão e aumentar a sucção pela remoção da umidade do solo por meio da evaporação e transpiração das plantas. Esses processos contribuem para aumentar a resistência ao cisalhamento e o fator de segurança do talude. No entanto, a remoção total da vegetação pode levar à formação de uma camada impermeável, ocorrendo o selamento superficial da área. Esse fenômeno, gerado por partículas finas desagregadas que bloqueiam os poros do solo, pode causar a perda de infiltração e arrasto de grandes quantidades de solo (Lemes, 2001).

Portanto, este estudo busca aplicar um modelo analítico dos efeitos mecânicos da vegetação na estabilidade superficial dos taludes utilizando o software Wolfram Mathematica. O objetivo é simular o comportamento dessas estruturas em condição natural e de saturação e avaliar como a presença da vegetação pode impactar significativamente a resistência e a permeabilidade do solo.

2 METODOLOGIA

A metodologia de realização deste estudo foi dividida em várias etapas e potenciais cenários para o talude. As etapas incluíram a entrada de dados, a elaboração do modelo e a obtenção dos resultados. Por outro lado, os cenários possíveis incluíam um talude sem vegetação, um talude com vegetação, um talude totalmente saturado sem vegetação e um talude totalmente saturado com vegetação. O objetivo principal do estudo era identificar as propriedades do solo e da vegetação que exercem maior impacto sobre o fator de segurança em um talude infinito, por meio de várias tentativas e alterações em cada parâmetro.

A abordagem do estudo foi fundamentada no Método do Talude Infinito para o cálculo da estabilidade, que se aplica a taludes de grande extensão com o mesmo tipo de solo. Neste método, o plano de deslizamento é assumido como paralelo à superfície do terreno, localizado entre a camada superior do solo e o início da camada de rochas (Fiori, 2016).

Para a entrada de dados, foram utilizados os parâmetros de um Cambissolo do Distrito Federal, conforme estudado por Wanderley Neto (2020). Já para os parâmetros da vegetação, foram usados os dados do livro "Estabilidade de Taludes: Exercícios Práticos" de Fiori (2016).

Na fase de construção do modelo analítico, foi necessário estudar a linguagem de programação Wolfram Mathematica para aplicar as fórmulas como entradas e obter gráficos avaliativos como resultados.

As fórmulas para os fatores de segurança de Fiori (2016) foram utilizadas, e as equações foram analisadas de acordo com as unidades de cada parâmetro.

Os resultados do estudo são apresentados em gráficos que permitem comparar quais parâmetros do solo e da vegetação têm maior influência no valor do fator de segurança, com os parâmetros do solo no eixo das abscissas e o fator de segurança no eixo das ordenadas. Além disso, foram escolhidos intervalos para os parâmetros da vegetação, a fim de visualizar o comportamento de mais de uma linha por gráfico. Na Figura 1, apresenta-se um fluxograma para facilitar a compreensão dessas etapas.

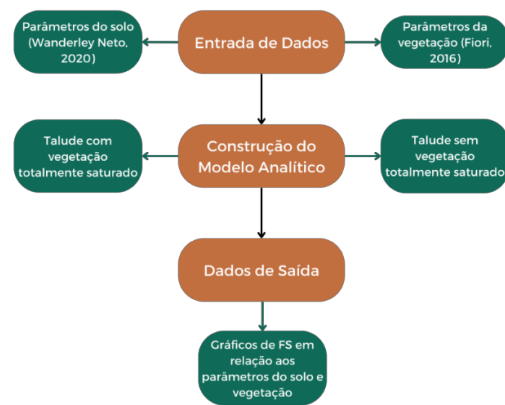


Figura 1. Fluxograma com etapas da pesquisa.

2.1 Talude sem vegetação não saturado

Conforme Fiori (2016), o fator de segurança de um talude sem vegetação com solo não saturado é dado por:

$$F_s = \frac{C_s + [h_1 \times \gamma_{nat} + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)] \cos^2 i \times tg \phi}{[(h_1 \times \gamma_{nat} + h_2 \times \gamma_{sat}) \sin i] \cos i} \quad (1)$$

onde F_s corresponde ao fator de segurança, C_s à coesão do solo (kPa), h_1 à altura do solo seco (m), h_2 à altura do solo saturado (m), γ_{nat} ao peso específico natural do solo (N/m^3), γ_w ao peso específico da água (N/m^3), γ_{sat} ao peso específico saturado do solo (N/m^3), i ao ângulo do talude ($^\circ$) e ϕ ao ângulo de atrito ($^\circ$).

2.2 Talude com vegetação não saturado

Conforme Fiori (2016), o fator de segurança de um talude com vegetação com solo não saturado:

$$F_s = \frac{C_s + s_r + [(h_1 \times \gamma_{nat} + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) + P_a) \cos^2 i + T \sin \theta] tg \phi + T \sin \theta}{[(h_1 \times \gamma_{nat} + h_2 \times \gamma_{sat} + P_a) \sin i + F_{ve}] \cos i} \quad (2)$$

onde s_r corresponde à coesão adicional das raízes (N/m^2), P_a ao peso da vegetação (N), T à força de tensão das raízes (N/m), θ ao ângulo entre raiz e plano de deslizamento ($^\circ$) e F_{ve} à força de arrasto do vento (N/m^2).

No entanto, para garantir que o fator de segurança seja adimensional neste contexto, foi necessário considerar um novo parâmetro, h_r (profundidade das raízes em metros), que não foi mencionado por Fiori (2016). Além disso, foi preciso tratar a força de tensão entre as raízes (T) e o peso da vegetação (P_a) de forma distribuída, assumindo-se quem são dadas em N/m^2 . Assim, a equação que descreve o fator de segurança de um talude com vegetação com solo não saturado, é dada por:

$$F_s = \frac{c_s + s_r + h_r + [(h_1 \times \gamma_{nat} + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) + P_a) \cos^2 i + T \text{sen } \theta] \text{tg } \phi + T \text{sen } \theta}{[(h_1 \times \gamma_{nat} + h_2 \times \gamma_{sat} + P_a) \text{sen } i + F_{ve}] \cos i} \quad (3)$$

2.3 Talude sem vegetação totalmente saturado

As principais alterações em relação ao talude infinito não saturado e sem vegetação são a inclusão do fator z , que corresponde à altura total do talude em metros, e o uso do peso específico saturado em substituição ao peso específico natural. Nesta seção, o h_2 é dispensado pois se pressupõe que seu tamanho seja igual ao do talude superficial, z .

$$F_s = \frac{c_s + [z(\gamma_{sat} - \gamma_w)] \cos^2 i \times \text{tg } \phi}{[(z \times \gamma_{sat}) \text{sen } i] \cos i} \quad (4)$$

2.4 Talude com vegetação totalmente saturado

Para um talude com vegetação totalmente saturado, mais uma vez adicionou-se a variável h_r e as alterações citadas anteriormente nas unidades de F_{ve} e P_a e obteve-se a equação do fator de segurança dada por:

$$F_s = \frac{c_s + s_r + h_r + [(z(\gamma_{sat} - \gamma_w) + P_a) \cos^2 i + T \text{sen } \theta] \text{tg } \phi + T \text{sen } \theta}{[(z \times \gamma_{sat} + P_a) \text{sen } i + F_{ve}] \cos i} \quad (5)$$

As análises práticas foram realizadas em taludes com e sem vegetação totalmente saturado para que se pudesse avaliar os resultados nas piores condições de segurança.

2.5 Parâmetros do solo

Com base nos valores iniciais de um solo saprolítico pesquisado por Wanderley Neto (2020) na região administrativa do Paranoá, foi possível realizar as análises do solo do Distrito Federal, conforme apresentado na Tabela 1. Adicionalmente, utilizaram-se intervalos de valores de coesão e ângulo de atrito oferecidos pelo programa GEO5, que fornece características padrões dos solos de acordo com a classificação do solo, sua consistência e densidade. O solo foi considerado como argila arenosa de consistência firme, conforme as opções oferecidas pelo software, e os intervalos estão descritos na Tabela 2.

O solo saprolítico em estudo é um saprolito fino da ardósia da Unidade A do Grupo Paranoá, localizado na região administrativa do Paranoá. Este possui uma textura argilo-arenosa-siltosa, cor variando entre cinza claro e bruna-avermelhada, ocorrendo em camadas menos intemperizadas (Wanderley Neto, 2020), próximas a profundidades de 100 cm. Cardoso (2002) nomeia o solo como SF4 (Saprolito Fino 4). Segundo o Mapa Pedológico do DF, o solo da amostra pertence à classe Cambissolo, que representa 31% da área do DF, conforme indicado pelo Atlas do Distrito Federal de 2020 criado pela CODEPLAN. Os Cambissolos são pouco desenvolvidos e estão associados a relevos mais movimentados, sendo a segunda classe de solo mais comum na região, atrás apenas dos Latossolos.

Na Tabela 1, apresentam-se os principais parâmetros utilizados para a posterior análise do Fator de Segurança, enquanto na Tabela 2, exibem-se os intervalos fornecidos pelo GEO5:

Tabela 1. Parâmetros iniciais do solo (Wanderley Neto, 2020).

| c (kN/m ²) | ϕ ($^\circ$) | e | γ_{nat} (kN/m ³) | γ_d (kN/m ³) | γ_w (kN/m ³) |
|---------------------------|---------------------|------|--|------------------------------------|------------------------------------|
| 19,5 | 27,8 | 0,50 | 20,69 | 18,41 | 9,81 |

Tabela 2. Intervalos de características padrões do solo (GEO5).

| Coesão c (kN/m ²) | Ângulo de atrito ϕ ($^\circ$) |
|-------------------------------|--------------------------------------|
| 10 - 18 | 22 - 27 |

Ainda assim, fez-se necessário determinar o peso específico saturado do solo γ_{sat} . Para encontrar o valor citado precisou-se recorrer às fórmulas de correlação entre índices físicos do solo, sendo γ_s o peso específico dos grãos, e o índice de vazios e γ_d o peso específico seco. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 3.

$$\gamma_s = \gamma_d(1 + e) \quad (6)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e} \quad (7)$$

Tabela 3. Parâmetros iniciais do solo (valores calculados).

| Peso específico saturado do solo γ_{sat} (kN/m ³) | Peso específico dos grãos γ_s (kN/m ³) |
|--|---|
| 21,68 | 27,62 |

2.6 Parâmetros da vegetação e do talude

Os parâmetros da vegetação e do talude empregados no estudo foram retirados do livro de Fiori (2016), como exemplificado nas Tabelas 4 e 5.

Assim, designou-se o valor de 60 cm para a profundidade das raízes, que representa a característica de pequenos vegetais, leguminosas, plantas fibrosas, perenes e outros tipos de vegetação de pequeno e médio porte (FAO, 1998).

Tabela 4. Parâmetros iniciais da vegetação (Fiori, 2016).

| P_a (kN/m ²) | s_r (kN/m ³) | h_r (m) | T (kN/m ²) | θ (°) | F_{ve} (kPa) |
|----------------------------|----------------------------|-----------|--------------------------|--------------|----------------|
| 5 | 5 | 0,6 | 5 | 45 | 1 |

Tabela 5. Parâmetros iniciais do talude (Fiori, 2016).

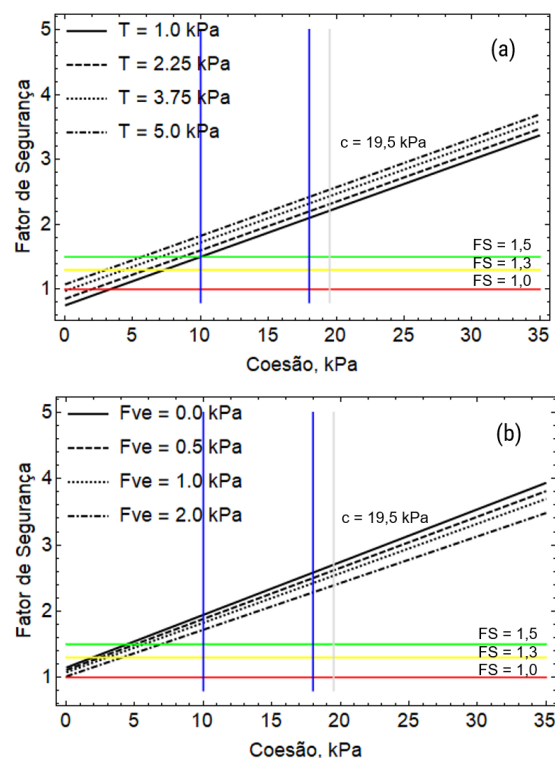
| Inclinação do talude infinito i (°) | Profundidade não saturada h_1 (m) | Profundidade saturada h_2 (m) |
|---------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| 35 | 0 | 1 |

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados são ilustrados por meio de gráficos que exibem o fator de segurança (FS) em função dos parâmetros de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e inclinação (i) para diferentes valores de tensão entre as raízes (T), força de arrasto do vento (F_{ve}), peso da vegetação (P_a) e profundidade da raiz (h_r). Para T , F_{ve} e P_a , foram utilizados os valores propostos por Fiori (2016), e realizaram-se testes com valores ligeiramente superiores e inferiores para avaliar o impacto dessas alterações. As análises são demonstradas nas Figuras 2, 3 e 4, onde estudou-se o cenário de um talude completamente saturado e com vegetação. Na Figura 5, por outro lado, apresenta-se a análise para o cenário de um talude totalmente saturado, mas sem a presença de vegetação.

Segundo a Norma de Estabilidade de Taludes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS, 2009), para um alto nível de segurança contra a perda de vidas humanas e danos materiais e ambientais, o fator de segurança mínimo recomendado é de 1,5. Esse critério se aplica a áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como prédios públicos, residências ou indústrias, além de locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, grandes obras de construção e áreas propensas a graves acidentes ambientais. Para um nível de segurança mais baixo, aceita-se um fator de segurança (FS) mínimo de 1,3. Por isso, a intenção foi superar um FS de 1,5, que é representado por uma linha verde em todos os gráficos desta seção. A linha amarela representa o FS mínimo de 1,3, enquanto a linha vermelha indica um FS de 1, ponto no qual ocorre a ruptura do talude. Uma linha vertical cinza marca o valor original do parâmetro do solo no eixo das abscissas, e as linhas azuis indicam o intervalo do GEO5.



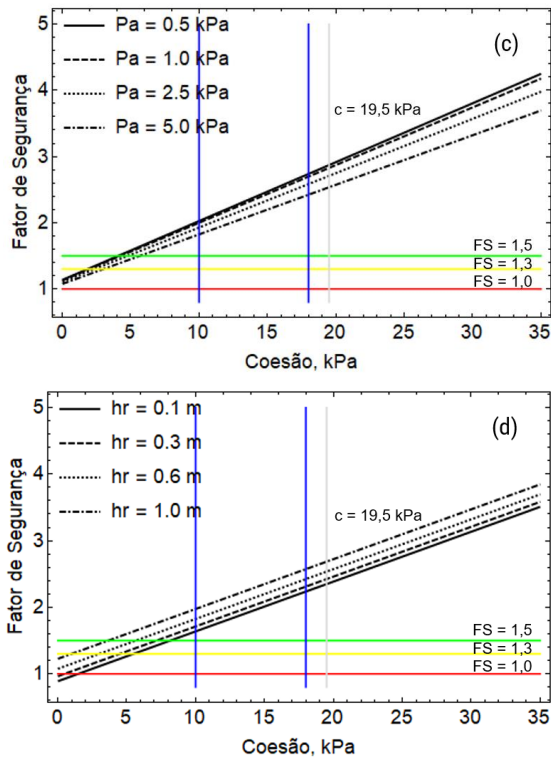


Figura 1. Fator de segurança em função da coesão do solo, para diferentes: (a) tensões das raízes, (b) forças de arraste do vento, (c) pesos da vegetação e em função e (d) tamanhos das raízes.

A análise fundamentada na coesão, representada na Figura 2, sugere que somente solos com coesão menor que 5 kPa, na maioria das situações, não alcançariam o fator de segurança recomendado, superior a 1,5. É perceptível que a força de arrasto do vento e o peso da vegetação são fatores que diminuem a segurança, pois a pressão exercida pelo vento na vegetação pode ser transferida para o solo como uma pressão adicional, reduzindo a resistência à ruptura devido à força de arrasto na direção de inclinação (Fiori, 2016). Por outro lado, a tensão de resistência das raízes e o tamanho dessas contribuem positivamente para a segurança. Segundo o software GEO5, argilas arenosas de consistência firme apresentam valores de coesão entre 10 a 18 kPa. Em todos os cenários da Figura 2, esses valores estão acima da linha verde, que indica o fator de segurança recomendado.

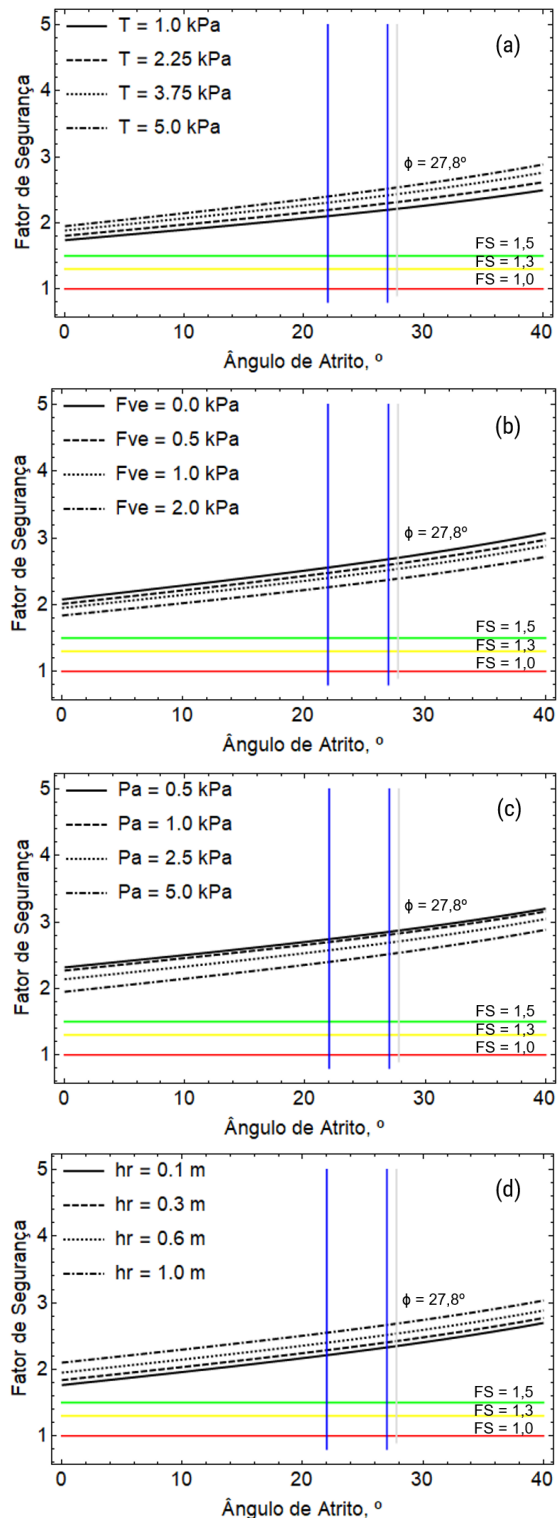


Figura 3. Fator de segurança em função do ângulo de atrito do solo, para diferentes: (a) tensões das raízes, (b) forças de arraste do vento, (c) pesos da vegetação e em função e (d) tamanhos das raízes.

No que concerne ao ângulo de atrito, na Figura 3, observa-se que esse parâmetro tem pouca influência nos resultados, independente das variações nos

valores de tensão entre as raízes (T), força de arrasto do vento (Fve), peso da vegetação (Pa) e profundidade da raiz (hr). Isso apenas enfatiza o impacto significativo das variáveis relacionadas à vegetação. O software GEO5 estabelece um intervalo de 22 a 27 graus para solos argilo-arenosos, que são facilmente cumpridos considerando as demais constantes.

Já na Figura 4, mostram-se os resultados do fator de segurança (FS) em relação ao ângulo de inclinação do talude, levando em consideração diferentes valores para T, Fve, Pa e hr.

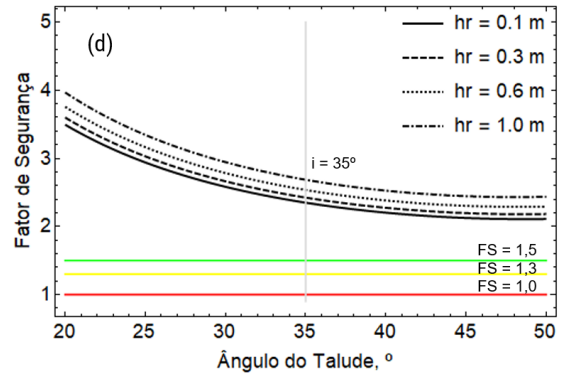
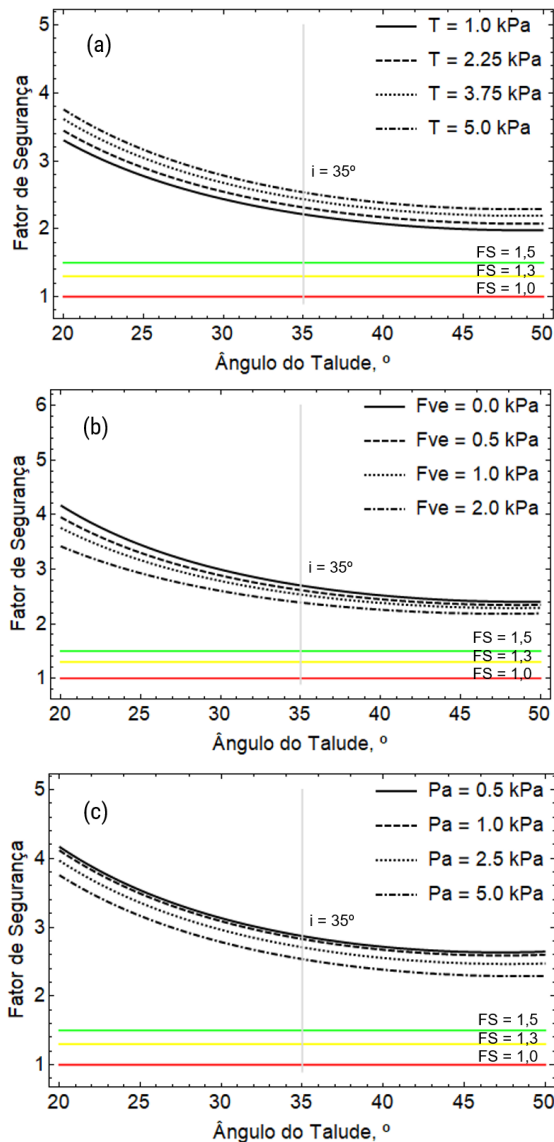
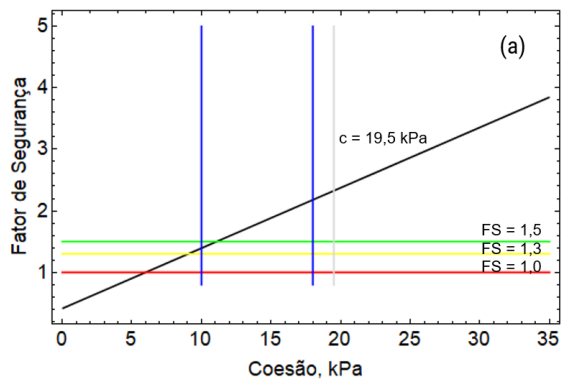


Figura 4. Fator de segurança em função do ângulo de inclinação do talude, para diferentes: (a) tensões das raízes, (b) forças de arraste do vento, (c) pesos da vegetação e em função e (d) tamanhos das raízes.

Mais uma vez, verifica-se que a existência de vegetação, especialmente com raízes maiores e maior tensão atuante, resulta em um maior fator de segurança (FS). O menor FS é encontrado entre ângulos de inclinação do talude de 40° e 50°. Esse comportamento é corroborado pelo estudo de Feng et al. (2020), que confirma que o FS atinge seu mínimo em torno de 40°, independentemente do tipo de solo e vegetação. Assim, conclui-se que esses ângulos de inclinação devem ser evitados em projetos de estabilização de taludes.

Na Figura 5, investiga-se o fator de segurança de um solo sem vegetação e completamente saturado, variando os valores de coesão, ângulo de atrito e ângulo de inclinação do talude. A coesão mostra-se como o fator mais crucial para alcançar o FS esperado, principalmente a partir de 12 kPa. Comparando com um solo vegetado e totalmente saturado, bons resultados foram obtidos a partir de 5 kPa, como demonstrado nos gráficos da Figura 2.



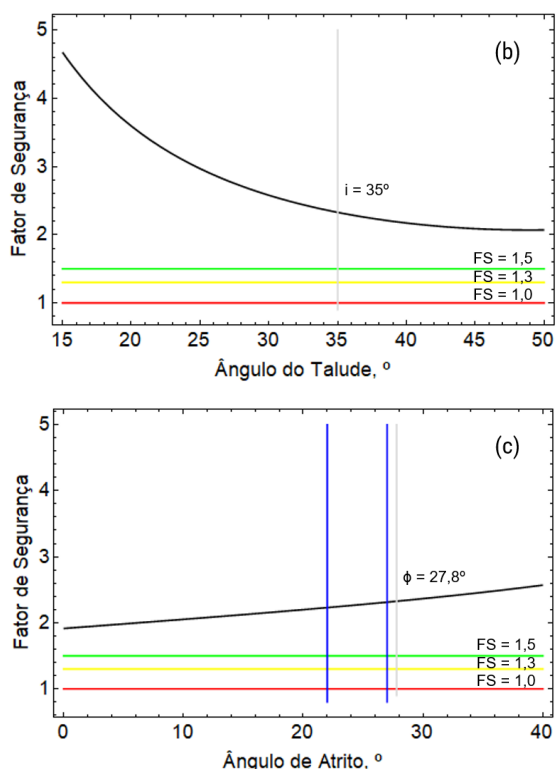


Figura 5. Fator de segurança em função da coesão (a), ângulo do talude (b), e ângulo de atrito (c) em solo totalmente saturado sem vegetação.

Calculando o FS pela Equação 4 para o solo em análise, usando os parâmetros fornecidos nas Tabelas 1, 3 e 5, o solo não vegetado e completamente saturado apresenta um FS de 2,33. Isso indica excelente resistência para taludes em processos geotécnicos que envolvem o planejamento de aterros e cortes. Quando se considera a presença de vegetação, com valores indicados na Tabela 4, o FS calculado pela Equação 5 em condição completamente saturada é de 2,54, o que representa um aumento de 9%. Analisando os intervalos dos gráficos com variações de tensão entre as raízes (T), força de arrasto do vento (Fve), peso da vegetação (Pa) e profundidade da raiz (hr), todos os gráficos que avaliaram o peso da vegetação Pa (Figuras 2, 3 e 4 (c)) alcançaram um FS máximo de 2,87 com Pa de 0,5 kPa. Isso representa um aumento de até 23,4% em relação ao FS inicial de 2,33. Na Tabela 6, mostram-se todos os valores de FS em função dos parâmetros da vegetação e a respectiva porcentagem de aumento em relação ao FS inicial do solo saturado sem vegetação.

Tabela 6. FS de acordo com os valores de T, Fve, Pa e hr dos gráficos.

| Figura | T (kN/m ²) | Fve (kPa) | Pa (kN/m ²) | hr (m) | FS | Aumento (%) |
|-------------------|------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------------|------------------------------|------------------------------|
| (1a, 2a,3a, 4a) | 1 2,25 3,75 5 | 1 1 1 1 | 5 5 5 5 | 0,6 0,6 0,6 0,6 | 2,21 2,31 2,43 2,54 | - 4,9 - 0,6 4,7 9,0 |
| (1b, 2b,3, b, 4b) | 5 5 5 5 | 0 0,5 1 2 | 5 5 5 5 | 0,6 0,6 0,6 0,6 | 2,70 2,62 2,54 2,39 | 16,1 12,5 9,0 2,7 |
| (1c, 2c, 3c, 4c) | 5 5 5 5 | 1 1 1 1 | 0,5 1 2,5 5 | 0,6 0,6 0,6 0,6 | 2,87 2,83 2,71 2,54 | 23,4 21,6 16,4 9,0 |
| (1d, 2d, 3d, 4d) | 5 5 5 5 | 1 1 1 1 | 5 5 5 5 | 0,1 0,3 0,6 1 | 2,35 2,42 2,54 2,69 | 1,0 4,2 9,0 15,4 |

4 CONCLUSÕES

Por meio dos gráficos gerados pelo modelo analítico, é possível avaliar o impacto positivo da vegetação na estabilidade do solo. Os principais fatores que contribuem para a segurança são a força de tensão e o tamanho das raízes, enquanto os fatores que podem comprometer a segurança são a força do vento e o peso da vegetação. Com base nos resultados obtidos, conclui-se que as plantas ideais para promover maior estabilidade seriam aquelas com raízes grandes e pequeno porte, já que o peso sobre o solo e a ação do vento são menores. Isso se deve ao fato de que quanto maior a área ocupada verticalmente acima do solo, maior será a influência do vento.

Em termos gerais, a presença de vegetação pode aumentar o fator de segurança (FS) para até 2,87, representando um aumento potencial de até 23,36% em relação ao FS de um solo completamente saturado e sem vegetação, dentro dos intervalos de valores propostos neste estudo hipotético.

Também se conclui que, para aumentar os fatores de segurança, o planejamento de taludes deve evitar ângulos entre 40° e 50°. O Cambissolo estudado apresenta boas características para a formação de taludes artificiais. A vegetação é uma estratégia eficaz para reforçar a estabilidade e, em solos mais fracos, como os latossolos (os solos mais comuns na região, segundo o Atlas do Distrito Federal), pode ser um fator decisivo.

Para finalizar, vale ressaltar a importância de aliar essas descobertas a estratégias efetivas de manejo do solo e da vegetação, especialmente em áreas de risco de desastres ambientais. As conclusões deste estudo

evidenciam o papel crucial da vegetação na estabilidade dos taludes e, portanto, na prevenção de deslizamentos de terra. No entanto, a natureza hipotética do estudo sugere que mais pesquisas são necessárias. Futuros estudos poderiam explorar como diferentes tipos de vegetação afetam a estabilidade do solo, o que poderia fornecer insights adicionais para desenvolver práticas de manejo mais eficazes e personalizadas, considerando as características específicas de cada região e solo.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à FAPDF pelas bolsas de pesquisa que foram essenciais para este trabalho; e ao grupo de pesquisa GEOFLUXO pelo apoio e orientação prestados.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2009). *NBR 11682: Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, p. 33.
- Cardoso, F.B.F. (2002). *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.
- CODEPLAN. (2020). *Atlas do Distrito Federal 2020*. Brasília, p. 43.
- GEO5: Software Geotécnico. (2023). Versão demo. Fine, 2023. Disponível em: <<https://www.finesoftware.com.br/software-para-geotecnia/>>. Acesso em: 23 de agosto de 2023.
- FAO (1998). *Crop evapotranspiration - Guidelines for computing crop water requirements*. Rome.
- Feng, S.; Liu, H.W.; Ng, C.W.W. (2020). *Analytical analysis of the mechanical and hydrological effects of vegetation on shallow slope stability*. Computers and Geotechnics, 2019 Elsevier Ltd. 9 p.
- Fiori, A.P. (2016). *Estabilidade de Taludes: Exercícios Práticos*. São Paulo: Oficina De Textos. 160 p.
- Lemes, M. R. T. (2001). *Revisão dos Efeitos da Vegetação em Taludes*. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, RS, 140 p.
- Souza, A.P.B.C. (2020). *Estudo do Escoamento de Águas Pluviais na Parte Norte do Campus Darcy Ribeiro – UnB*. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 89p.
- Wanderley Neto, R. V. (2020). *Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 344/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 206 p.

Estabilidade da Margem de um Córrego com Processo Erosivo com o Método de Redução de Resistência

Laura Beatriz Utikawa Brugnolli

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, laura.utikawa@discente.ufg.br

Gustavo Batista de Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, gustavo.batista@discente.ufg.br

Carlos Alberto Lauro Vargas

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, carloslauro@ufg.br

RESUMO: Taludes em margens de córregos podem sofrer erosão pela falta de resistência do solo, formando terrenos com mudanças abruptas de nível. Assim, o Método de Equilíbrio Limite (MEL) pode ser considerado para avaliar a estabilidade do talude. Entretanto, torna-se inadequado em terrenos muito íngremes e com superfície irregular. Para contornar essa limitação, o Método de Redução de Resistência (MRR), que se baseia na análise elasto-plástica do material, consiste em reduzir os parâmetros de resistência do solo até ocorrer a ruptura, permitindo estimar o Fator de Segurança (FS) contra deslizamentos. O objetivo da pesquisa foi comparar os resultados dos dois métodos em um estudo de caso de talude em Goiânia, na margem de um córrego. Portanto, para determinar as tensões, deformações e superfície de ruptura do solo, o MEL foi aplicado com uso de planilhas de cálculo, enquanto o MRR pelo método das Diferenças Finitas Explícito no Software FLAC 7.0. Os resultados obtidos foram FS próximos, porém o MRR possuiu FS maiores que do MEL, uma vez que a formação completa da superfície de ruptura precisa de maior redução dos parâmetros ou maior plastificação do modelo comparada com o MEL. Assim, o MRR se demonstrou mais eficiente para a avaliação do deslizamento do talude, visto que apresenta uma ruptura progressiva e em apenas uma análise, enquanto o MEL necessita de mais análises para uma ruptura mais próxima do real. As conclusões enfatizam a importância do MRR, permitindo melhor avaliação da estabilidade e soluções para garantir a segurança das áreas ribeirinhas.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Método de Equilíbrio Limite, Método de Redução de Resistência, Margens de córregos, Erosão.

ABSTRACT: Slopes on stream banks can suffer erosion due to the lack of soil resistance, forming terrain with abrupt changes in level. Therefore, the Limit Equilibrium Method (LEM) can be considered to evaluate slope stability. However, it becomes unsuitable on very steep terrain with an uneven surface. To overcome this limitation, the Strength Reduction Method (SRM), which is based on the elasto-plastic analysis of the material, consists of reducing the soil's strength parameters until failure occurs, allowing the Factor of Safety (FOS) to be estimated against slips. The objective of the research was to compare the results of the two methods in a case study of a slope in Goiânia, on the bank of a stream. Therefore, to determine the stresses, deformations and rupture surface of the soil, the LEM was applied using calculation spreadsheets, while the SRM was applied using the Explicit Finite Difference method in FLAC 7.0 Software. The results obtained were close to FOS, but SRM had higher FOS than LEM, since the complete formation of the rupture surface requires a greater reduction in parameters or greater plasticization of the model compared to LEM. Thus, the SRM proved to be more efficient for evaluating slope slippage, as it presents a progressive rupture and in just one analysis, while the LEM requires more analyzes for a rupture closer to the real one. The conclusions emphasize the importance of the SRM, allowing for a better assessment of stability and solutions to ensure the safety of riverside areas.

KEY WORDS: Slope Stability, Limit Equilibrium Method, Strength Reduction Method, Stream Banks, Erosion

1 INTRODUÇÃO

Talude é qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Ele pode ser natural, também

chamado de encosta, ou artificial, originado de escavações antrópicas, como aterros. Eles podem estar sujeitos a movimentos de massa gravitacionais, influenciados por uma série de

fatores. Segundo Hutchinson (1988), a instabilidade dos taludes pode ser relacionada a características intrínsecas do solo, como textura e composição mineralógica, e a condições variáveis, como o nível do lençol freático.

A falta de planejamento na construção de obras, por exemplo, pode levar à impermeabilização do solo, o que bloqueia a infiltração da água e contribui para a erosão dos taludes. A ausência de vegetação também agrava esse problema, uma vez que não há a proteção natural da superfície terrestre. Além disso, a falta de projetos de drenagem intensifica a erosão, aumentando o risco de danos significativos, como deslizamentos de terra.

Goiânia (Goiás) experimentou um rápido crescimento populacional e expansão territorial desde a década de 1960, impactando a cidade com desafios ambientais, como processos erosivos, desmoronamentos das margens e enchentes, muitos dos quais são atribuídos ao mal dimensionamento de sistemas de drenagem, lançamento inadequado de águas servidas e falta de monitoramento e assistência das galerias pluviais, conforme indicado por um estudo de Sales (2002).

Diante desse cenário, é fundamental adotar medidas de recuperação de erosões, levando em consideração o tipo de erosão identificada e o estágio em que se encontra.

O objetivo deste trabalho foi fazer a análise de estabilidade de taludes, para uma margem de córrego com processo erosivo instalado, comparando o MEL com o MRR para um talude com superfície irregular. Os resultados encontrados visam averiguar se há necessidade de dimensionamento de contenções para minimizar os impactos da erosão e prevenir danos futuros, contribuindo para a sustentabilidade ambiental e a segurança das áreas afetadas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Estabilidade de Taludes

De acordo com Pinto (2006), a ruptura dos solos é geralmente um fenômeno de cisalhamento, em que as tensões cisalhantes surgem devido a carregamentos no solo em repouso. Essas tensões são influenciadas pela própria geometria do talude, a qual é afetada por diversos fatores. O peso próprio do solo cria a força vertical, conhecida como peso efetivo, e somado à inclinação íngreme do talude, a

componente vertical do peso do solo ao longo da superfície de falha aumenta, contribuindo para as tensões cisalhantes. Além disso, as características do solo, como coesão e ângulo de atrito interno, são as que direcionam essas tensões. Compreender como cada força atua é crucial para projetar medidas preventivas eficazes (FIORI, 2015).

O material dos taludes que tende a deslizar devido à tensão cisalhante atuante é resistida pela resistência ao cisalhamento dos materiais do talude, sendo expressa pela teoria de Mohr-Coulomb na Equação 1 e representada graficamente na Figura 1:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

Onde “ τ ” representa a tensão cisalhante máxima, “ ϕ ”, o ângulo de atrito interno, “ c ” a coesão e “ σ ” a componente da tensão que atua perpendicularmente ao plano de ruptura.

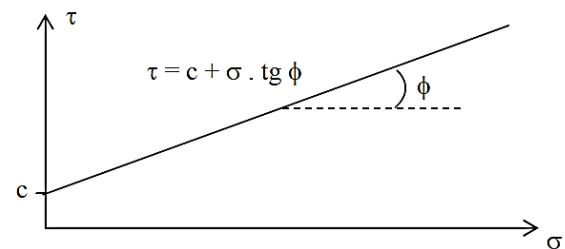


Figura 1. Critério de Mohr.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb define um limite entre a região de estabilidade e instabilidade, ou seja, define o par de pontos (tensão normal, tensão de cisalhamento) em que o solo apresenta ruptura.

A análise de estabilidade de taludes, principalmente barragens e aterros, orienta a configuração mais econômica. Além disso, a avaliação pós-ruptura é crucial para reavaliar os parâmetros de projeto.

2.2 Método de Equilíbrio Limite

Massad (2010) E Santos (2014) dizem que os métodos de Equilíbrio-Limite consideram as seguintes hipóteses: o solo é um material comportamento rígido-plástico, ou seja, que se rompe de forma brusca sem sofrer deformação; a superfície e o mecanismo de ruptura são pré-determinados; utilização de valores médios de parâmetros de resistência; o material é homogêneo e contínuo uma única camada; as equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência de ruptura; o fator de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura.

Essas considerações resultam em uma análise de uma superfície de escorregamento circular padrão e presume-se a ausência de pressão de água nos poros, sendo o volume do material dividido em fatias verticais, as quais são analisadas de maneira individual, como se fosse um único bloco deslizando, e calculado um fator de segurança sem considerar forças entre as fatias (Figura 2):

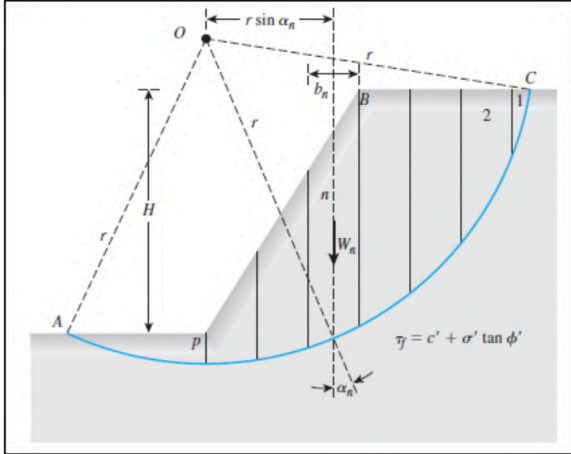


Figura 2 - Análise de um Talude Homogêneo pelo MEL

A análise de estabilidade envolve um conjunto de procedimentos visando a determinação de um índice, o fator de segurança (FS), que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado talude ou uma encosta se encontra (Equação 2):

$$FS = \frac{\Sigma \text{forças de resistência}}{\Sigma \text{forças solicitantes}} \quad (2)$$

O estado de equilíbrio limite é assumido existir quando a tensão cisalhante ao longo da superfície de ruptura assumida é igual à resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, quando $FS = 1$, permanecendo o talude em estado de ruptura iminente.

A análise de equilíbrio limite envolve iteração e ajuste para determinar a superfície de falha mais crítica e definir a estabilidade do talude. Isso é feito ajustando a forma da superfície de falha até que o menor fator de segurança seja alcançado.

Para Gerscovich (2012), o Método de Equilíbrio Limite é vantajoso pela sua simplicidade e precisão de resultados, porém, o comportamento de massa de solo não condiz com a realidade, pois a consideração da hipótese em que todos os elementos ao longo da superfície de ruptura chegam a um $FS = 1$ simultaneamente, contraria o modelo

elasto-plástico do solo. Além disso, considera que não há deformações, o que não permite saber se as deformações reais do solo são compatíveis com a faixa admissível de projeto.

2.3 Método de Redução de Resistência

Nesse sentido, para contornar essas limitações, o Método de Redução de Resistência (MRR), que se baseia na análise elasto-plástica do material, considera a superfície do talude irregular e heterogeneidade do solo. Ele pode ser aplicado para calcular o FS de uma variedade de taludes, incluindo paredes de contenção, túneis, etc. O procedimento do método é realizado reduzindo propriedades de resistência do solo selecionadas até ocorrer a falha, como propriedades de resistência para de material Mohr-Coulomb, na redução simultânea da coesão e da resistência ao atrito.

Uma série de simulações de colapso ou da redução de resistência é realizada usando valores de teste para o fator F_{trial} para reduzir a coesão c , e o ângulo de atrito Φ até ocorrer a falha do talude, utilizando as equações:

$$c^{trial} = \frac{1}{F_{trial}} c \quad (3)$$

$$\phi^{trial} = \arctan\left(\frac{1}{F_{trial}} \tan \phi\right) \quad (4)$$

Onde c^{trial} e ϕ^{trial} são os parâmetros de resistência reduzidos da análise, o F_{trial} é o fator de segurança, c é a coesão e ϕ o ângulo de atrito. A técnica de redução de resistência tem como vantagem a determinação automática da superfície de ruptura crítica. O Fator de Segurança global é igual ao valor de F_{trial} pelo qual os parâmetros devem ser reduzidos de modo que a solução por elementos finitos não manifeste mais uma convergência numérica ou grandes deformações no talude, ou seja, quando a ruptura acontece.

O MRR utiliza sucessivas análises de tensão e deformação, onde aplica-se Fator de Redução (ou aumento) aos parâmetros de resistência originais dos materiais até encontrar o estado limite de ruptura ou a formação da superfície de ruptura crítica.

Embora o método tenha sido amplamente utilizado no contexto de material Mohr-Coulomb, existem poucas referências disponíveis na literatura que estendem a abordagem a critérios de falha não lineares em geral.

2.4 Estudo de Caso

A Agência Municipal do Meio Ambiente (AMMA), através da Gerência de Contenção e Recuperação de Erosões e Afins, elaborou 14 Planos de Recuperação de Áreas Degradadas (PRAD) para bacias hidrográficas em Goiânia, incluindo o Córrego Abel (AMMA, 2019), visando identificar e corrigir processos de degradação ambiental na Sub-bacia do Córrego Abel/Basilio. Estes planos resultaram em um convênio com a Universidade Federal de Goiás, intitulado "Recuperação de área degradada por processos erosivos nas margens do córrego Abel/Basilio no Setor Santo Hilário (Goiânia-GO)".

O PRAD do Córrego Abel (AMMA, 2018) dividiu o córrego em quatro trechos, mostrado na Figura 3, descrevendo processos de degradação ambiental em cada um, desde a nascente até a foz. Utilizando imagens do Google Earth, foram identificadas as áreas degradadas e realizadas visitas técnicas para selecionar locais de amostragem.



Figura 3. Vista Geral dos Trechos (AMMA, 2019).

A análise de estabilidade foi conduzida escolhendo seções próximas aos pontos de amostragem e sondagem (Figura 4) e as que apresentaram maior irregularidade de terreno. Sendo assim, foram analisadas 17 das 50 seções indicadas na Figura 5 abrangendo as duas margens (esquerda e direita), totalizando 34 análises de estabilidade de taludes.



Figura 4. Mapa de localização dos pontos de sondagem



Figura 5. Trecho 3 - Seções de 36 a 86

Para proceder a comparação dos métodos de análise de estabilidade foi selecionado o talude com maior altura do talude e maior declividade, sendo escolhida a seção 60. Em seguida, foram coletados dados topográficos detalhados do terreno, incluindo informações sobre elevações e perfis do talude, além de características específicas do solo, através das sondagens e ensaios de caracterização e resistência.

Nesse sentido, os parâmetros do solo da seção adotada para a análise de estabilidade são apresentados na Tabela 1:

Tabela 1. Parâmetros Geotécnicos da Seção 60

| TIPO DE MATERIAL | NSPT | γ_n (kN/m ³) | c (kPa) | ϕ (°) |
|------------------|------|---------------------------------|---------|------------|
| FRACO | 2 | 17 | 10 | 28 |

Em seguida, os dados topográficos foram importados para o software Slope/w, onde as propriedades geotécnicas do solo foram definidas. O Método de Equilíbrio Limite foi empregado para calcular o Fator de Segurança e a linha de ruptura do talude. Esse processo envolveu iterações realizadas na planilha Excel.

Além disso, o mesmo talude foi modelado no software FLAC para uma análise mais aprofundada. Utilizando o Método de Redução de Resistência, foi possível avaliar a estabilidade do talude e obter um Fator de Segurança associado ao seu potencial rompimento.

A fase subsequente envolveu a comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos, destacando semelhanças e diferenças nas análises e fatores de segurança alcançados. Essa comparação permitiu uma compreensão abrangente da estabilidade do talude em questão.

3 RESULTADOS

3.1 Método de Equilíbrio Limite

Na análise pelo MEL foi usado o método de Morgenstern Price e, como primeiro estudo de comparação do MEL com o MRR, não foi considerado o nível do lençol freático. Pelo MEL é necessário escolher um talude por vez para analisar, para indicar o sentido do deslizamento. A Figura 6 apresenta o talude da margem esquerda, com FS de 1,754 e uma superfície de ruptura circular de pé pouco profunda. Na Figura 7 apresenta o talude da margem direita, com FS de 3,215 e uma superfície de ruptura circular com formato levemente global.

Como o talude esquerdo é mais íngreme que o talude direito, os formatos das superfícies de ruptura eram esperados, maior ruptura de pé para o talude íngreme e maior ruptura global para o talude suave (ou menos íngreme). Com relação aos FS acima de 1,5 também seria esperado uma vez que se trata de um solo coesivo e atrito acima de 25°.

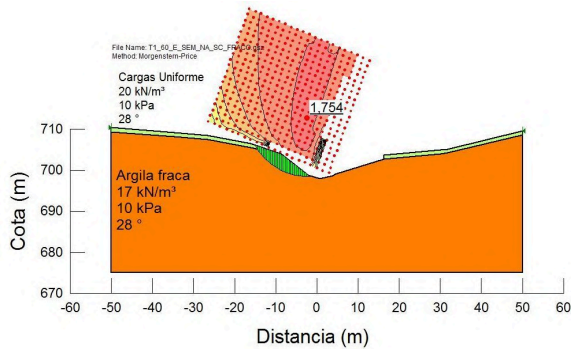


Figura 6. Análise da Margem Esquerda pelo MEL

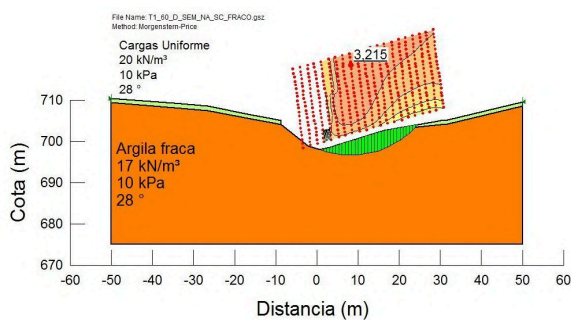


Figura 7. Análise da Margem Direita pelo MEL

3.2 Método de Redução de Resistência

Da mesma forma na análise pelo MRR, não foi considerado o nível do lençol freático. Pelo MRR não é necessário escolher um talude por vez para analisar, uma vez que a análise elastoplástica pode ser feita no terreno como um todo. A Figura 8 apresenta a distribuição dos deslocamentos cisalhante para um coeficiente de redução de resistência de 2,12 (ou FS = 2,12) onde se observa a formação de uma superfície de ruptura pouco circular (seguindo os pontos médios de cada curva de deformação cisalhante) e superfície de ruptura apenas para o talude da margem esquerda.

Como primeira observação, o MRR do talude todo indicou que a margem direita seria a mais crítica, uma vez que mostra apenas deslizamento para ela. Em segundo lugar, o MRR aparentemente tem um critério de parada (ou FS mínimo) quando a superfície de ruptura está completa a iminência de deslizamento é admitida. Sendo assim, o MRR precisa uma redução maior dos parâmetros de resistência para formar a ruptura completa e assim o FS maior que o do MEL.

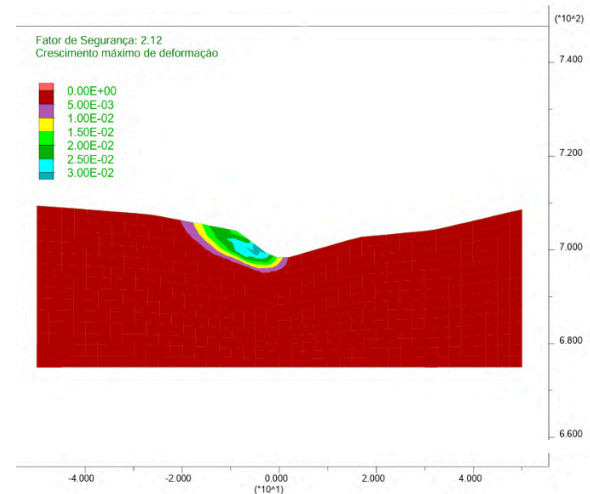


Figura 8. Análise do Talude pelo MRR

Como estudo comparativo foram separados os dois taludes para análise pelo MRR onde se observa na Figura 9 um FS de 2,12 para o talude esquerdo e superfície com ruptura de pé pouco circular. E na Figura 10 um FS de 3,66 para o talude esquerdo e superfície com ruptura pouco global também pouco circular.

Nesta segunda parte, é observado que é possível analisar pelo MRR os taludes separadamente e os FS do MRR são um tanto maiores que do MEL e que as superfícies seguem o mesmo formato porém menos circular a mais aprofundada no caso do MRR.

4 DISCUSSÃO

O estudo comparativo entre o Método Equilíbrio Limite (MEL) e o Método do Redução de Resistência (MRR) para a análise de estabilidade de uma margem de córrego com processo erosivo em Goiânia proporcionou resultados valiosos sobre as diferentes abordagens e suas implicações práticas. Os resultados, embora próximos, apresentaram nuances significativas, onde o MRR possuiu FS maiores que do MEL, uma vez que a formação completa da superfície de ruptura precisa de maior redução dos parâmetros ou maior plastificação do modelo comparada com o MEL.

A convergência dos resultados sugere que ambos os métodos podem oferecer uma estimativa razoavelmente consistente da estabilidade do talude. No entanto, as diferenças observadas indicam a sensibilidade dos resultados às abordagens adotadas por cada método, como a consideração da deformação prévia, a flexibilidade na determinação da superfície de ruptura e a modelagem dinâmica das forças.

A eficiência computacional surge como um fator crucial, sendo que o MRR demonstrou uma abordagem mais econômica ao realizar uma análise única, enquanto o MEL exige várias iterações para encontrar o melhor resultado. Esta diferença deve ser considerada em projetos que demandam eficiência de tempo e recursos computacionais.

Em última análise, a escolha entre MEL e MRR deve considerar não apenas a proximidade dos resultados, mas também a adequação às características específicas do local em questão. A abordagem mais eficiente e realista dependerá das condições geotécnicas, dos recursos disponíveis e das metas do projeto. Esta pesquisa destaca a importância da flexibilidade e adaptação na seleção de métodos, incentivando uma abordagem criteriosa e contextualizada para análises de estabilidade de taludes.

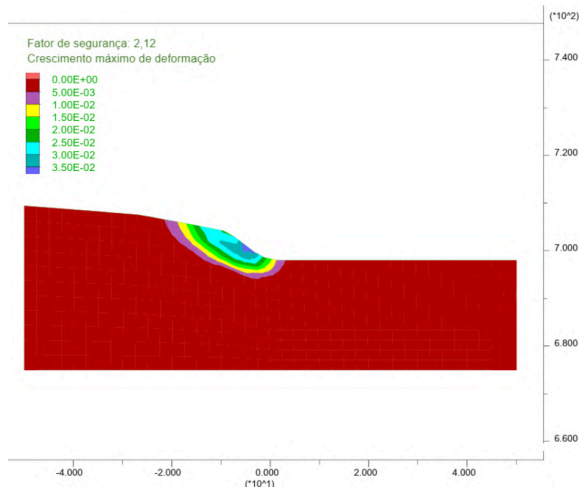


Figura 9. Análise da Margem Esquerda pelo MRR

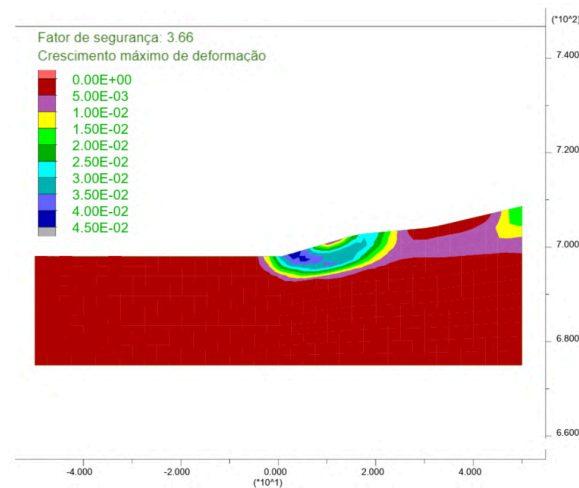


Figura 10. Análise da Margem Direita pelo MRR

É possível ver as divergências entre os Fatores de Segurança obtidos na Tabela 2:

Tabela 2. Fatores de Segurança da Seção 60

| TALUDE | FS (MEL) | FS (MRR) |
|-----------------|----------|----------|
| Completo | - | 2,12 |
| Margem esquerda | 1,754 | 2,12 |
| Margem direita | 3,215 | 3,66 |

5 CONCLUSÕES

O Método Equilíbrio Limite (MEL) apresenta algumas hipóteses que podem limitar sua aplicabilidade prática. Primeiramente, ao assumir um comportamento rígido-plástico do solo, onde a ruptura ocorre de forma abrupta sem deformação prévia, esse método não captura a complexidade de solos que se deformam antes do colapso.

Além disso, a exigência de pré-determinação da superfície e do mecanismo de ruptura no MEL pode não refletir a realidade de situações geotécnicas, onde as rupturas podem ocorrer de maneiras imprevisíveis e variadas. A utilização de valores médios para parâmetros de resistência e a suposição de homogeneidade e continuidade do solo em uma mesma camada pode ser inadequada para solos caracterizados por sua heterogeneidade.

Por fim, a aplicação de equações de equilíbrio estático até a iminência de ruptura pode não considerar adequadamente a dinâmica das forças em situações geotécnicas mais complexas. E a premissa de um Fator de Segurança constante ao longo da linha de ruptura nos MEL pode simplificar excessivamente a distribuição real das forças no talude, não refletindo completamente as condições do mundo real.

Por outro lado, o Método da Redução de Resistência (MRR) busca contornar algumas dessas limitações, permitindo uma modelagem elastoplástica das condições de campo. Ao considerar a redistribuição das forças ao longo do talude e interação entre diferentes partes do solo, o MRR tende a oferecer resultados mais próximos com a complexidade e variabilidade encontradas na prática geotécnica.

Portanto, foi analisado que o FS de todas as seções ficou acima de 1,5. Segundo a norma NBR 11682 sobre estabilidade de taludes (ABNT 2009), os referidos taludes das seções analisadas acima não precisam de suporte para garantir a estabilidade dos mesmos. Nesse sentido, conclui-se que as margens dos taludes não precisam de dimensionamento de qualquer tipo de contenção. Por outro lado, resta a verificação se os taludes precisam de proteção contra o fluxo de água no solo para evitar o processo erosivo.

Sendo assim, como estudo futuro será incorporado o nível da água no estudo comparativo. Também pretende-se comparar a superfície de ruptura formada pelo MRR para o mesmo FS do MEL.

REFERÊNCIAS

AMMA. Plano de Recuperação de Áreas Degradadas - PRAD. Goiânia, 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro. 2009.

BISHOP, A. W. The use of slip circles in stability analysis of slopes. *Geotechnique*, Vol. 5, No. 1, 1955,

DAS, Braja M. Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução da 7ª edição norte americana Cengage Learning, 2011.

FIORI, Alberto Pio. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas. Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, Denise M. S. Estabilidade de Taludes. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

HUTCHINSON, J.N. General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hidrology. In: international symposium on landslides, 5, Lausanne, 1988. Resumos, Rotterdam, Balkema, p. 3-29.

ITASCA. FLAC: online manual table of contents. 5. ed. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 2011.

MASSAD, Faïçal. Obras de terra: curso básico de Geotecnia. 2ª ed. – São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, Vol. 15, No. 1, 1965, pp. 77-93.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3ªEd. - São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SANTOS, Raphael Barbosa dos. Estuda da influência da rede de fluxo na análise de estabilidade de talude em Nova Friburgo – RJ. Trabalho de conclusão de curso. Escola Politécnica de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 62 p., 2014.

XSTABL, (1999), Slope Stability Reference Manual, Version 5.2, pp 11-26.

CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIO DE CISALHAMENTO E O EFEITO DA ERODIBILIDADE COM SIMULADOR DE CHUVA

Valéria Dutra da Silva
Eletrobras/ Furnas, Goiânia - GO, Brasil, valeriaeengenhariaifg@gmail.com

Davi Wilquer Modesto Pires
Eletrobras/ Furnas, Goiânia - GO, Brasil, davip@furnas.com.br

Marta Pereira da Luz
Eletrobras/ Furnas, Goiânia - GO, Brasil, martaluz@furnas.com.br

RESUMO: A estabilidade do solo é crucial em engenharia civil e geotecnia. Modelos de comportamento do solo, validados por ensaios de cisalhamento direto, são utilizados em análises numéricas para prever seu comportamento sob diversas condições de carregamento, justificando assim a importância dos ensaios de cisalhamento laboratoriais. No Brasil, estudos sobre erosão do solo, relacionada ao arraste de partículas por chuva e vento, estão em constante desenvolvimento. Com isso os ensaios simulados de chuva ganham forte destaque, pois podem oferecer resultados ricos do comportamento do solo em eventos extremos de chuva. Este estudo visa analisar um material coletado de um solo após a exposição a um ensaio simulado de chuva e submetido sequencialmente ao ensaio de cisalhamento direto, ensaio este que resulta no ângulo de atrito e na coesão do material nas diferentes situações: com cobertura superficial com geossintético do solo e solo totalmente exposto. Foi possível concluir com este estudo que o ângulo de atrito e coesão não alteraram de forma significativa nas duas condições desenhadas de solo, mas vale ressaltar que a quantidade pequena de envoltórias é um fator que deve ser levado em conta na apresentação de resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Cisalhamento direto, Simulador de chuva, erosões.

ABSTRACT: The stability of the soil is crucial in civil engineering and geotechnics. Models of soil behavior, validated by direct shear tests, are employed in numerical analyses to predict its behavior under various loading conditions, thus justifying the importance of laboratory shear tests. In Brazil, studies on soil erosion, related to the dragging of particles by rain and wind, are constantly evolving. Consequently, simulated rain tests gain prominence, as they can provide rich insights into soil behavior during extreme rainfall events. This study aims to analyze material collected from soil after exposure to simulated rain tests and subsequently subjected to direct shear tests. These tests result in the friction angle and cohesion of the material in different situations: with surface coverage using a soil geosynthetic and soil completely exposed. It was possible to conclude from this study that the friction angle and cohesion did not change significantly in the two designed soil conditions. However, it is worth noting that the small quantity of envelopes is a factor that should be taken into account in the presentation of results.

KEYWORDS: Direct shear, Rain simulator, erosion.

1 INTRODUÇÃO

O solo é um meio heterogêneo, e as características que determinam a estabilidade da inclinação do solo são altamente variáveis, tornando a análise uma tarefa difícil. Sua classificação de acordo com AASHTO (2021) e a SUCS (2018), os solos são classificados com base em suas propriedades físicas e composição. A classificação geralmente leva em

consideração o tamanho das partículas (areia, silte e argila), o formato da curva granulométrica e os limites de consistência.

Os resultados do ensaio de cisalhamento direto são frequentemente usados para validar modelos de comportamento do solo. Esses modelos são utilizados para prever seu comportamento sob várias condições de carregamento.

Estudos sobre erosões estão sempre em evidência no Brasil e resultam em trabalhos reletes, principalmente por essa temática envolver problemas socioambientais e econômicos de grande proporção.

Erosão pode ser definida como processo em que há arraste de partículas, e este processo pode ocorrer devido forças de chuva e do vento (PINESE JUNIOR et al. 2008).

Para Bertoni e Lombardi Neto (1999) no processo erosivo ocorre a degradação e conseqüentemente a remoção da região superficial do espelho do solo. Este processo vai gerando ao longo dos anos um empobrecimento do solo resultando em um assoreamento. Além disso, o assoreamento afeta diretamente as condições de estabilidade do solo e também a vida útil dos reservatórios adjacentes a essas regiões VAN OOST et al. (2007).

A capacidade do solo de absorver e drenar água é vital para evitar o acúmulo de água em áreas construídas. O conhecimento das propriedades hidráulicas do solo ajuda a projetar sistemas eficazes de drenagem pluvial.

Embora possua uma definição simples, a erosão hídrica pode adquirir complexidade devido à diversidade de variáveis e mecanismos que exercem influência sobre ela como nos detalha Camapum et al. (2006). Destacam-se entre esses fatores os aspectos climáticos, especialmente a chuva, também conhecidos como erosividade, os elementos topográficos, como declividade e comprimento de rampa, e os relacionados ao uso do solo, como cobertura vegetal, pastagem, terreno exposto, entre outros.

Em relação à estabilidade do solo é importante frisar que os parâmetros de ângulo de atrito interno e coesão são fatores relevantes para monitorar a estabilidade. Sendo que conforme nos relata Zorzan e Boszczowski (2019), o ângulo de atrito é uma característica dos materiais que indica sua capacidade de resistir ao escorregamento quando submetidos a uma força externa, e a coesão é uma medida da força de ligação entre suas partículas, representando a força que as mantém unidas.

A análise da erosão hídrica requer a consideração da erodibilidade do solo, a qual reflete o efeito conjunto dos processos que controlam a infiltração de água e a resistência do solo à desagregação e transporte de partículas, indicando, assim, seu grau de propensão à erosão. Uma abordagem comum para estimar a erodibilidade envolve correlacionar as características da chuva com as perdas de solo observadas em parcelas experimentais sujeitas a simulações de chuva. Silva et al. (2000), Eltz et al. (2001).

Ensaio simulados de chuva já têm sido estudado no laboratório da Eletrobras Furnas por Mendes (2019), Melo (2020) e Carneiro, Luz e Silva (2022), os estudos analisaram a perda de solo quando expostos ao ensaio simulado de chuva.

Materiais e Métodos: O presente estudo foi realizado no laboratório de ensaios especiais em solo da Eletrobras Furnas, localizado em Aparecida de Goiânia – Goiás, a partir de amostra de solo coletada nas proximidades do reservatório da UHE Itumbiara, localizada na cidade de Itumbiara – Goiás, nas seguintes coordenadas: 18° 23'12.1 "S 49° 03'28.7"W, região com processos erosivos o que justifica a escolha deste local para o presente estudo e também estudos anteriores a este.

A caracterização da amostra contou com os seguintes ensaios: granulometria NBR 7.181/84 (ABNT, 1984d); massa específica dos sólidos (densidade de partículas - Dp) NBR 6.508/84 (ABNT, 1984b); limite de liquidez (LL) NBR 6.459/84 (ABNT, 1984a); limite de plasticidade (LP) NBR 7.180/84 (ABNT, 1984c); e massa específica natural. Os resultados para a caracterização fazem parte de um estudo realizado por Santos et al. (2023) e compõe tabela 1 deste artigo.

Inicialmente, foi realizado o ensaio com simulador de chuva, no qual o solo foi submetido a uma compactação pré-determinada, conforme o estudo de Santos et al. (2023).

A realização do ensaio simulado de chuva contou com a variabilidade do material analisado, hora estar exposto totalmente a chuva simulada, e em segundo momento estar recoberto por uma cobertura sintética conhecida comercialmente como geossintético conforme a Figura 1 abaixo sendo a solo exposto e b solo recoberto com geossintético.



Figura 1. Ensaio simulado de chuva. a) solo exposto b) solo recoberto com geossintético. Fonte: Autor (2023).

O geossintético utilizado foi do tipo flexível tridimensional, com filamentos grossos, reforçados hexagonalmente por uma malha duplamente torcida de dimensões 50 cm de comprimento por 50 cm de largura.

Sobre a condição de controle do simulador de chuva: utilizou-se um simulador de chuva com bico aspersor de ¼” 1- SQ-HHS com pulverização quadrada e ângulo aberto com pressão de serviço de 70 kPa, coeficientes de uniformidade de Christiansen superiores a 70%, já a faixa de intensidade variava de 86 a 220 mm/h. Sobre o gerador de chuva a área foi delimitada de igual ou inferior a 1 m², segundo estudo proposto por Santos et al (2023).

O ensaio à que se refere o presente artigo é o ensaio cisalhamento direto, o qual trata-se de um conjunto de 3 amostras retiradas da caixa acrílica logo após ao ensaio com simulador de chuva, as amostras foram retiradas de forma “indeformadas”, retiradas com auxílio de amostradores de secção quadrada, de tamanho compatível com a caixa de cisalhamento da prensa cisalhante utilizada (10 cm de lado e 3 cm de altura), confeccionada em aço inoxidável.

A caixa acrílica utilizada tinha dimensões de: 50 cm de comprimento por 50 cm de largura por 30 cm de profundidade, e a amostra do tipo indeformada foi retirada a uma altura distante do topo em 15 cm, mensurada com auxílio de uma régua e em região mais centralizada da caixa, o gabarito foi cravado retirando simultaneamente 3 corpos de prova. Que imediatamente já foram transferidos para a realização do ensaio de cisalhamento direto.

As amostras, após saturadas, foram submetidas ao ensaio de cisalhamento direto a tensão pré-estabelecida em 03 variações de carga, como ilustrado na figura 2.



Figura 2. Ensaio cisalhamento direto em curso. Fonte: Autor (2023).

A prensa de cisalhamento direto utilizada foi a (TESTOP RONALD motorizada, permitindo diferentes velocidades de ensaio por meio de combinações de engrenagens), na qual empregou-se cargas normais de 50, 100 e 200 kPa.

A velocidade de aplicação do cisalhamento foi de 0,04 mm/min, tendo sido mantida constante durante todo o trajeto de deslocamento da caixa inferior do equipamento sendo que o máximo deslocamento foi de 10 mm. As cargas normais foram aplicadas anteriormente em uma etapa de consolidação que dura 1440 minutos. Sendo assim, para cada amostra foi aplicada uma tensão normal pré-estabelecida, obtendo-se um valor de tensão de cisalhamento. A partir dos valores encontrados, calculou-se os valores de coesão e ângulo de atrito interno.

Resultados:

Conforme Santos et al. (2023) os resultados de caracterização do material do presente estudo estão descritos na tabela abaixo:

Tabela 1. Resultados caracterização do material. Fonte: Santos et al. (2023)

| | |
|-----------------------------|-------------------------|
| Limite de Liquidez (LL) | 46 % |
| Limite de Plasticidade (LP) | 29 % |
| Massa específica dos grãos | 2,818 g/cm ³ |
| Umidade ótima | 24 % |

| | |
|------------------------------|-------------------------|
| Índice de plasticidade | 17 % |
| Massa específica seca máxima | 1,589 g/cm ³ |

O principal resultado do ensaio de cisalhamento direto é obtenção da coesão e do ângulo de atrito. Isso é expresso em termos de tensão de cisalhamento ou esforço cortante necessário para causar a ruptura da amostra. Os resultados incluem as tensões de cisalhamento em várias etapas de deformação ou ângulos de cisalhamento, conforme nos mostra a figura 3, que se refere aos ensaios realizados com o solo coberto por uma placa de geossintético, e posteriormente a figura 4 que leva em consideração os dados do ensaio do solo que estava totalmente exposto a chuva.

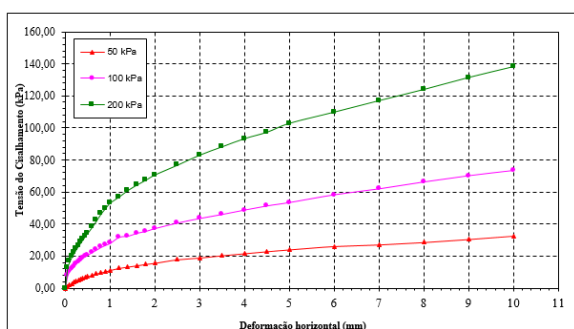


Figura 3 Gráfico Tensão x deformação solo recoberto
Fonte: Autor (2023).

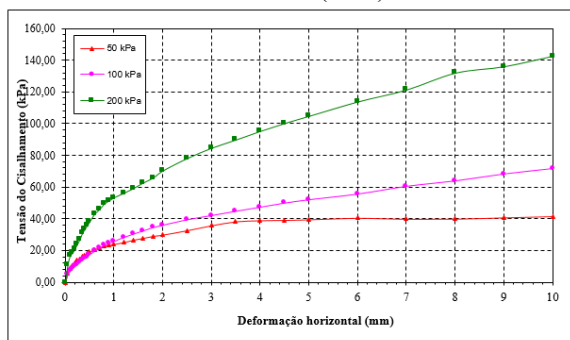


Figura 4 Gráfico Tensão x deformação solo exposto
Fonte: Autor (2023).

Discussão

O ângulo de atrito interno (ϕ) é uma medida da resistência da superfície do solo ao cisalhamento. Ele representa a inclinação da reta que descreve a relação linear entre a tensão normal (força vertical) e a tensão de cisalhamento (força horizontal) na amostra de solo.

Uma característica importante para avaliar a resistência do solo a deslizamentos e rupturas. Dessa forma, podemos visualizar os dados encontrados neste ensaio no quadro 1, no que refere ao ângulo de

atrito interno e coesão.

Já a coesão é uma medida da resistência ao cisalhamento de um solo, mesmo na ausência de tensões normais. Ela representa a força interna de coesão do solo. O valor da coesão é determinado a partir da intersecção da reta de tensão de cisalhamento com o eixo das tensões normais.

Quadro 1 - Ensaio cisalhamento direto – Fonte: autor (2023)

| COM GEOSSINTÉTICO | | SEM GEOSSINTÉTICO | |
|-------------------|-----------|-------------------|----------|
| ÂNGULO DE ATRITO | COESÃO | ÂNGULO DE ATRITO | COESÃO |
| 34,82° | 0,185 kPa | 34,19° | 6,08 kPa |

Com a disposição dos resultados traçamos a envoltória do critério de Columb como nos detalha Pinto (2006) e segundo Ferreira e George (2022) é representada por um gráfico conhecido como gráfico que exibe as tensões normais no eixo horizontal e as tensões de cisalhamento no eixo vertical.

Vale ressaltar, como nos diz Bastos (2017) o modelo de Mohr-Coulomb é o mais utilizado, pois desenha uma simplificação da realidade, mas pode não capturar todos os aspectos do comportamento do solo em todas as situações. Já em casos mais complexos o modelo de Mecânica dos Solos não Saturados, pode ser mais efetivo.

Conclusão

Conclui-se, portanto, que o ensaio de cisalhamento direto foi eficaz para caracterizar a resistência ao cisalhamento nas amostras, tanto no caso em que o solo estava totalmente exposto e na situação que o solo estava recoberto. No entanto, é importante ressaltar que a interpretação dos resultados deve considerar as limitações do método experimental e principalmente a pequena quantidade de envoltórias analisadas não sendo possível assim afirmar que há variação significativa no ângulo de atrito e coesão, embora os valores para ângulo de atrito e coesão sejam diferentes, não são expressivos. Sugere-se que estudos adicionais sejam conduzidos para aprofundar a compreensão do comportamento de cisalhamento do material em diferentes condições de carregamento e ambientais essencialmente em episódios de chuva.

Agradecimentos

Agradecemos a empresa Eletrobras Furnas por disponibilizar seu laboratório para a realização dos ensaios para o presente estudo.

Referências

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS: AASHTO M 145-91. *Standard specification for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes*. 2021, 10p.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16867. Solo - *Determinação da massa específica aparente de amostras Indeformadas – Método da balança hidrostática*. 2020, RJ, p. 5.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15856: *Geomembranas e produtos correlatos - Determinação das propriedades de tração*. 2010 RJ, p. 13.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6457. *Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. 2017, RJ, p. 8.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6458. *Grãos de Pedregulho Retidos na Peneira de Abertura 4.8 mm – Determinação da Massa Específica, da Massa Específica Aparente e da Absorção de Água*. 2016, RJ, p. 10.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6459. Solo – *Determinação do Limite de Liquidez*. 2017, RJ, p. 5.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7180. Solo – *Determinação do Limite de Plasticidade*. 2016, RJ, p. 3.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7181. Solo – *Análise Granulométrica*. 2018, RJ, p. 12.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7182. Solo – *Ensaio de Compactação*. 2016, RJ, p. 9.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 9863: *Geossintéticos - Determinação da espessura a pressões especificadas. Parte 1: Camada única*. 2021, RJ, p. 6.
- BASTOS, I. J. F. S. *Uma proposta de envoltória de resistência ao cisalhamento para solos arenosos artificialmente cimentados na região metropolitana de Fortaleza*. 2017. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.
- BARBOSA, M.C.R.; LIMA H.M. *Resistência ao cisalhamento de solos e taludes vegetados com capim vetiver. Processos e Propriedades do Solo • Rev. Bras. Ciênc. Solo* 37 (1) • Fev 2013
- BERTONI, J.; LOMBARDI, N. F. *Conservação do solo*. 4. ed. São Paulo: Ícone, 1999.
- CAMAPUM C. , J.; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; MELO, M. T. S *Processos erosivos no centro-oeste brasileiro*. Brasília: Universidade de Brasília: FINATEC, 2006a.p. 39-91.
- CARNEIRO, E. V.; LUZ, M. P.; SILVA, M. E. W. C. *Análise do comportamento de erodibilidade de solos expostos em taludes*. Escola Politécnica, Iniciação Científica, PUC Goiás, Goiânia, GO, 2022.
- CAVALCANTE, Filipe Paz, et al. *"Concientização sobre a erosão do solo causada pelo efeito splash."* Agricultura em foco: tópicos em manejo, fertilidade do solo e impactos ambientais-volume 1 1.1 (2020): 113-117.
- CHAULYA, S.K.; SINGH, R.S.; CHAKRABORTY, M.K. & SRIVASTAVA, B.K. *Quantification of stability improvement of a dump through biological reclamation*. Geotechn. Geol. Eng., 18:193-207, 2000.
- COSTA. L. E, SILVA M.A, COLOMBRO, A. ABREU, R.A. *Infiltração de água em solo, determinada por simulador de chuvas e pelo método dos anéis*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.3, n.2, p.131-134, 1999 Campina Grande, PB, DEAg/UFPB.
- ELTZ, F. L. F.; Mehl, H. U.; Reichert, J. M. *Perdas de solo e água em entressulcos em um Argissolo Vermelho-Amarelo submetido a quatro padrões de chuva*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, Viçosa, v.25, n.3, p.485-493, 2001.
- EMBRAPA. *Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*. Brasília: Embrapa -SPI; Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2006. 306p.
- FERREIRA, V. D.; GEORGE, F. A. *Diferença entre as configurações de fator de segurança usando o critério de ruptura de mohr-coulomb e a envoltória curva de Lade (2010)*. v. 13 n. 1 (2022): Revista Ibero-Americana de Ciências Ambientais - Jan 2022
- GON, F. S. *Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo diabásio da região de Campinas/SP*. Dissertação de Mestrado apresentada à Coordenação de PósGraduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. UNICAMP 2011.
- MAFRA, C.R.B. *Resistência ao cisalhamento de solo com raízes - ensaio cisalhamento direto in situ*. Tese de doutorado Engenharia florestal Universidade Federal de Santa Maria RS 2018.
- MELO, M. T. S. (2020). *Utilização de geossintéticos para controle de erosão superficial hídrica em face de talude*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-161/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.
- MENDES, T. A. *Modelagem física e numérica da infiltração e escoamento em superfícies não saturadas e com cobertura vegetativa*. 2019. 255 f. Tese de Doutorado, Publicação G.TD158/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- MOLINERO JUNIOR, J A. *Estudo geotécnico dos solos*

- de erosões resultantes de intervenções em rodovias. 2010. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharias) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2010.*
- PINESE, J.F.; GARBIN, E.; RODRIGUES, S.C. *Análise do transporte de sedimentos com diferentes tipos de uso do solo em calhas de Gerlach (1967) na Fazenda Experimental do Glória, Uberlândia MG.* In: VI Simpósio Nacional de Geomorfologia, 2008, Goiânia. Anais do VI Simpósio Nacional de Geomorfologia 2008. v. 01. p. 99.
- PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos, 2006.* Disponível em: Curso Básico Mecânica Dos Solos - Carlos de Souza Pinto - Free Download PDF (kupdf.net) Acesso em 28 de Maio de 2023.
- SANTOS, R. et al. *Estudo da erodibilidade de solos com cobertura de geossintéticos em laboratório.* [s.l.: s.n.]. Disponível em: <https://repositorio.pucgoias.edu.br/jspui/bitstream/123456789/5894/1/Artigo_Final.pdf>. Acesso em: 13 mar. 2024.
- SILVA, M. L. N.; Curi, N.; Lima, J. M.; Ferreira, M. *M. Avaliação de métodos indiretos de determinação da erodibilidade de Latossolos brasileiros.* Pesquisa Agropecuária Brasileira, Brasília, v.35, n.6, 2000.
- SISTEMA BRASILEIRO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS. 5. ed. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2018.
- SOUZA, T. M. I. VIEIRA, A. M. CLARO, B.K.S. SAMPA, C. N. *Análise Paramétrica de estabilidade de dois taludes homogêneos assentes sobre solo e rocha. XX Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica.* Campinas 2020. Disponível em : cobramseg.2022.0925.pdf (archive.org). Acesso em 20 de julho de 2023.
- VAN O., K. et al. *The impact of agricultural soil erosion on the global carbon cycle.* Science 318, 626–629 (2007).
- ZORZAN, L.; BOSZCZOWSKI, R. *Resistência ao Cisalhamento do Solo pelos Ensaios de Cisalhamento Direto e DSS: Análise Experimental e Aplicação na Estabilidade de Taludes.* [s.l.: s.n.]. Disponível em: <<https://conferencias.ufsc.br/index.php/geosul2019/2019geosul/paper/viewFile/1541/428>>.

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE UM SOLO DA BAIXADA CUIABANA COM ADIÇÃO DE RESÍDUO DE CORTE DE AÇO COMO BASE RODOVIÁRIA

William Felipe Pinto Nascente

Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, william.nascente@outlook.com

Wilson Conciani

Conciani Engenharia, Consultoria e Assessoria Ltda, concianiw@gmail.com

Renata Conciani Nunes

Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, reconciani@gmail.com

RESUMO: Este trabalho objetiva mostrar o resultado de melhoramento de solo da Baixada Cuiabana com resíduo de corte do aço. Devido ao uso expressivo do aço tipo CA, houve a implantação das máquinas de corte e dobra visto que, estas possibilitam a redução do serviço *in loco* e o desperdício nas obras. No entanto, essa industrialização gera um resíduo que normalmente é utilizado para gerar novo gusa. A mistura do resíduo com um solo da Baixada Cuiabana foi avaliada para fins de pavimentação. O solo desta pesquisa foi coletado no Aeroporto Internacional de Cuiabá – Marechal Rondon. A classificação do solo pelos métodos TRB (Transportation Research Board), SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) e MCT (Miniatura, Compacto, Tropical) e MCT expedito foi, respectivamente, A-3, ML, LA'. O resíduo de corte do aço em teores de 4 e 6% foi adicionado ao solo natural. As amostras de solo apresentaram ISC de 52,94% para o solo natural, 62,48% para a amostra com 4% de resíduo de corte do aço e 34,91% para a amostra com 6% de resíduo de corte do aço. Portanto, constatou-se que é possível a utilização deste material como camada rodoviária, para vias de baixo volume de tráfego, visto que, o ISC da amostra com 4% de resíduo de corte do aço ultrapassa o mínimo de 60% dentre outros aspectos.

PALAVRAS-CHAVE: Solo laterítico, Melhoramento de solo, Resíduo de corte de aço.

ABSTRACT: This paper aims to show the results of soil from Baixada Cuiabana improved with steel cutting process waste. Due to the significant use of construction steel, cutting and bending machines were implemented as they enable the reduction of on-site service and waste on construction sites. However, this industrialization generates a residue called cutting waste. The mixture of this waste with soil from Baixada Cuiabana was evaluated for paving purposes. The soil for this research was collected at Cuiabá International Airport – Marechal Rondon. The soil classification using the TRB (Transportation Research Board), SUCS (Unified Soil Classification System) and MCT (Miniature, Compact, Tropical) and speedy MCT methods were respectively A-3, ML, LA' and LA. The steel residue at levels of 4 and 6% was added to the natural soil. The soil samples presented a CBR of 52.94% for natural soil, 62.48% for the sample with 4% steel residue and 34.91% for the sample with 6% steel residue. Therefore, it was found that it is possible to use this material as a road layer, for roads with low traffic volume, since the CBR of the sample with 4% steel chips exceeds the minimum of 60%, among other aspects.

KEY WORDS: Lateritic soil, Soil improvement, Steel waste.

1 INTRODUÇÃO

O uso do concreto armado predomina na construção civil brasileira. Isso levou ao surgimento de empresas especializadas em fornecer o aço já cortado e dobrado. De acordo com Felício (2012) a contratação deste serviço possibilitou reduzir tanto o desperdício de aço quanto o

tempo gasto nas obras. No entanto, as máquinas específicas para corte e dobra nestas empresas produzem um resíduo denominado resíduo de corte do aço, conforme pode ser visto na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Esse resíduo também é conhecido como cavaco de aço. Apesar disso, Souza *et al.* (2006)

classificam esses resíduos em quatro tipos: fita, helicoidal, espiral e lascas. Aqui o termo cavaco de aço se aplica ao resíduo de corte do aço da construção civil (CA 50). O cavaco tradicional é produzido pela usinagem. Esse resíduo é produzido pelo corte.

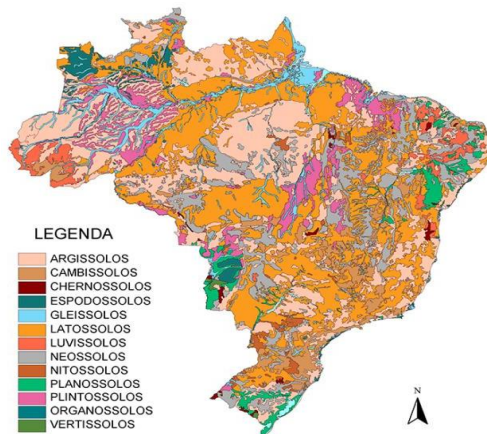
Muito embora pôde-se reduzir o resíduo de aço nas obras, ele tornou-se existente na indústria na forma de resíduo de corte do aço. E, portanto, este estudo tem o objetivo de verificar o reaproveitamento deste material, destinando-o no âmbito rodoviário, em camadas como reforço de subleito, sub-base ou base, que são constituídas de solos.

Figura 1. Resíduo de corte do aço



Conforme a EMBRAPA (2014) o material superficial preeminente no Brasil é o latossolo, comum em zonas de clima tropical, e na Figura 2 pode-se observar este fato. Dessa forma, buscou-se estudar uma forma de aproveitamento da mistura de um solo com o resíduo do aço CA-50 para que esta mistura possa ser utilizada em camadas rodoviárias. Embora não tenha se considerado o aspecto financeiro, tem-se em mente que o uso deste resíduo poderá mitigar o custo de um pavimento ao reduzir ou mesmo eliminar a compra de material específico para melhoria de desempenho.

Figura 2 - Distribuição dos tipos de solo no território brasileiro



2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para esta pesquisa foi realizada a caracterização do solo expedita e laboratorial. Com estes parâmetros classificou-se nas metodologias TRB, SUCS e MCT. A análise tátil-visual (Figura 4) foi realizada como prescrito no Anexo da NBR 6484.

A coleta do solo foi realizada na região do Aeroporto Internacional de Cuiabá, MT, nas coordenadas 15°39'17.89" S; 56°07'10.05" O (*Datum* SIRGAS, 2000), como expresso na Figura 3.

Figura 3. Local do solo coletado



Figura 4 - Detalhe do solo *in natura*



A classificação pelo método TRB (Transportation Research Board) relaciona as porcentagens passante de material nas peneiras nº 10, 40 e 200 além do limite de liquidez, índice de plasticidade e de grupo. Com o intuito de comparação foi também realizada a classificação do solo pelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) que relaciona as porcentagens passantes nas peneiras nº 4, 200 e o índice de plasticidade. O solo foi também classificado pelo método MCT (Miniatura, Compacto, Tropical) que é baseado em diversos fatores como contração, penetração de um cone em uma pastilha de solo e perda de massa por imersão, além dos parâmetros de compactação de mini-amostras. A Tabela 1 mostra os diversos métodos de ensaios empregados na caracterização do solo.

Tabela 1 - Relação de normas utilizadas

| Norma | Descrição |
|---------------|--|
| NBR 6502:1995 | Rochas e solos |
| NBR 6457:2016 | Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização |

| | |
|------------------|--|
| NBR 6458:2016 | Grãos de solo que passam na peneira de abertura 4,8mm - Determinação da massa específica ¹ |
| NBR 6459:2016 | Solo - determinação do limite de liquidez |
| NBR 7180:2016 | Solo - determinação do limite de plasticidade |
| NBR 7181:2016 | Solo - análise granulométrica |
| NBR 7182:2016 | Solo - ensaio de compactação |
| NBR 9895:2016 | Solo - Índice de Suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio |
| NBR10004:2004 | Resíduos sólidos - classificação |
| DNIT ME 051:1994 | Solos - análise granulométrica |
| DNIT ME 093:1994 | Solos - determinação da densidade real |
| DNIT ME 256:1994 | Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão. |
| DNIT ME 258:1994 | Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV |
| DNIT ME 259:1994 | Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura. |

O resíduo de corte de aço foi obtido em empresas de produção de armaduras para estruturas de concreto armado na construção civil de Cuiabá, MT. Esse resíduo é produzido pela ação de corte dos vergalhões. Isso é, o aço CA 50 é cortado por atrito entre um disco de corte e o vergalhão. O disco de corte é produzido com fibra de vidro e abrasivos. Esse material, queimado pelas altas temperaturas do processo de corte, forma um resíduo que tem a granulometria de areia. Ainda não há estudos que indiquem a composição química deste resíduo e a sua estabilidade ao longo do tempo.

A Resolução CONAMA 307 (Brasil, 2002) estabelece formas e diretrizes para caracterização dos resíduos da construção civil. Os cavacos de aço podem ser classificados como tipo B: resíduos recicláveis ou com potencial para reciclagem.

A classificação desse resíduo pela NBR10004:2004 o coloca como um resíduo não perigoso – classe II. Essa classe permite ainda uma subdivisão em inertes e não inertes. Os ensaios para essa classificação não foram realizados. Contudo, os materiais ferrosos são susceptíveis às reações oxidantes, e portanto, não inertes.

O solo aditivado com resíduo de aço foi avaliado no que concerne ao Índice Suporte Califórnia (ISC-CBR). Também foi medida a expansibilidade do solo quando aditivado com resíduo de corte do aço. Para essa avaliação empregou-se respectivamente 5 % e 6 % de cavaco.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A classificação tátil-visual do solo indicou tratar-se de uma areia. A granulometria do solo foi avaliada com e sem uso de defloculante. O resultado mostra uma pequena diferença entre as duas curvas granulométricas, conforme pode ser visto na Figura 5. Esse comportamento é esperado quando a fração predominante é a areia.

A Figura mostra a distribuição dos tamanhos das partículas do resíduo de corte do aço. Ressalta-se que, para este ensaio utilizou-se apenas o peneiramento. O resíduo de corte do aço pode ser caracterizado como areia fina.

A Tabela 2 mostra as porcentagens do peneiramento referentes a cada material. Para comparar a granulometria do solo e da adição utilizada, foi inserida nesta tabela o resíduo de corte do aço e as respectivas porcentagens referentes ao tamanho dos grãos. Percebe-se que assim como o solo, o material adicionado tem a maior parte dos grãos no tamanho na fração areia. O resultado dos ensaios de Atterberg mostrou que o solo deve ser classificado como não plástico (NP).

Figura 5 - Granulometria do solo natural

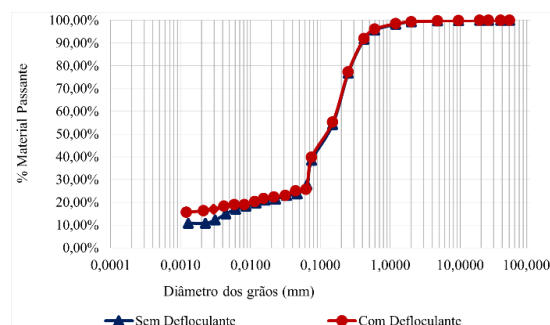


Figura 6. Granulometria do resíduo de corte do aço

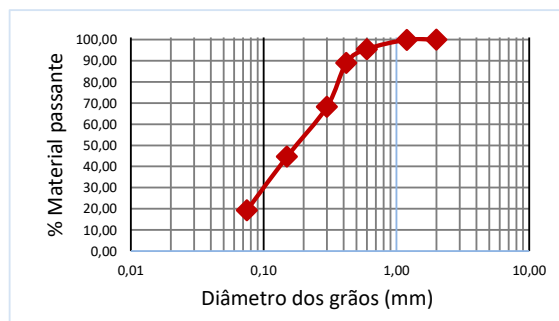


Tabela 2 – Porcentagem de cada material nas diferentes amostras

| Materiais | Fração granulométrica | Solo sem defloculante | Solo com defloculante | Resíduo de corte do aço |
|------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|
| Pedregulho (%) | 2,0 - 60mm | 0,65% | 0,65% | 0,00% |
| Areia grossa (%) | 0,6 - 2,0mm | 3,59% | 3,23% | 4,52% |
| Areia média (%) | 0,2 - 0,6mm | 19,03% | 18,80% | 50,84 % |
| Areia fina (%) | 0,06 - 0,2mm | 53,06% | 52,29% | 25,28 % |
| Silte (%) | 0,002 - 0,06mm | 12,85% | 8,79% | 19,36 % |
| Argila (%) | < 0,002mm | 10,82% | 16,23% | |

A massa específica dos grãos do solo natural (densidade real) apresentada na Tabela 3 ficou em média 2,492 g/cm³ e tem proximidade ao que diz Caputo (2015) em que a maioria dos minerais não metálicos tem sua densidade variando entre 2,65 g/cm³ e 2,85 g/cm³. A Tabela 4 mostra os parâmetros para classificação do solo no sistema unificado (SUCS). Nesse sistema o solo foi classificado como areia siltosa (SM).

A classificação MCT (Miniatura, Compactada, Tropical), tem uma parte de perda por imersão demonstrada na Figura 57. Nessa figura observa-se que apenas uma pequena fração de solo se destacou da amostra. Isso é um indicativo da laterização desse material. Nogami e Villibor (1995) acrescentam que as pequenas perdas de massa por imersão indicam um solo com comportamento pouco erosivo.

Tabela 3 – Massa específica aparente seca das amostras

| Amostra | D20 (g/cm ³) |
|--------------------------------------|--------------------------|
| Solo natural | 2,492 |
| Solo + 4% de resíduo de corte do aço | 2,723 |
| Solo + 6% de resíduo de corte do aço | 2,752 |

Sendo:

D20 – Densidade real do solo a 20°C.

Tabela 4. Parâmetros para classificação do solo pelo sistema unificado

| Composição | % passante na peneira nº200 | % passante na peneira nº 04 | Índice de Plasticidade e |
|------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|
|------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|

| | | | |
|------------------|-------|-------|----|
| Sem defloculante | 38,42 | 99,74 | NP |
| Com defloculante | 39,73 | 99,74 | NP |

A Tabela 4 resume os dados necessários para obtenção da classificação MCT. Além disso, o resultado da classificação também está disposto no gráfico da Figura 8. O resultado dessa classificação é de solo laterítico arenoso (LA').

Figura 5. Etapa de perda por imersão do método MCT



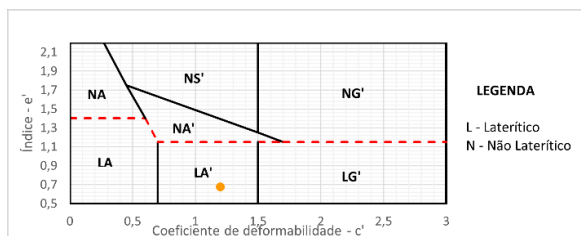
Tabela 4 – Parâmetros de classificação do solo no sistema MCT

| Amostra | Solo natural |
|--------------------------------------|--------------------------|
| Coefficiente de Compactação - d' | 68,29 |
| Perda por imersão - Pi | 110% |
| Índice - e' | 0,672 |
| Coefficiente de Deformabilidade - c' | 1,201 |
| Classificação do solo: | LA' - Laterítico Arenoso |

O índice e' pode ser usado para caracterizar o solo e provém tanto do coeficiente d' quanto da perda de massa por imersão. Percebeu-se que para um d' > 20 e Pi < 100 o comportamento laterítico é revelado, isso permitiu estabelecer a linha horizontal de e' igual 1,15, separando assim os solos de comportamento laterítico com os de comportamento não laterítico. Isso foi observado na Figura 8.

Segundo Nogami e Villibor (1995) as areias puras possuem um coeficiente de compactação d' baixo. O autor também diz que se o d' for muito elevado ou muito baixo a curva de compactação apresenta uma nítida assimetria. O valor de d' encontrado para essa areia é de 68,29. Nesse caso, pode-se observar que não se trata de uma areia pura. Isso converge com o resultado da granulometria e da classificação unificada.

Figura 8. Classificação do solo no sistema MCT (observar a posição do ponto amarelo)



O coeficiente de deformabilidade c' relaciona-se com a granulometria do material. Para valores de c' abaixo de 1,0 encontram-se areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos enquanto para valores acima de 1,5 estão as argilas. Neste intervalo (entre 1,0 e 1,5) situam-se solos de granulometrias variadas como areias argilosas, argilas siltosas, entre outros (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

O método MCT expedito foi realizado conforme o método das pastilhas de Nogami e Villibor (1994). Para essa classificação empregaram-se os dados resumidos na Tabela 5. O resultado obtido enquadra o solo em estudo como uma areia laterítica (LA).

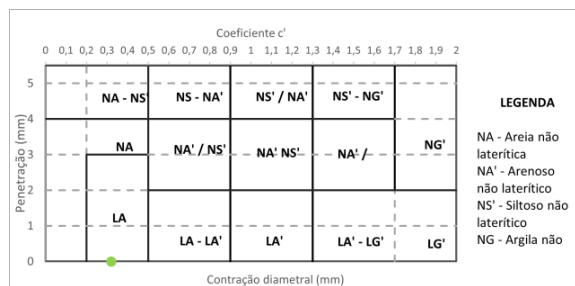
Tabela 5. Classificação do solo MCT Expedito

| | |
|-----------------------------|------------------|
| Contração diametral (mm) | 0,19 |
| Penetração (mm) | 0,00 |
| Coeficiente c' | 0,3 |
| Classificação MCT Expedita: | Areia laterítica |

O gráfico da Figura 9 também pode ser utilizado para se classificar o solo segundo o mesmo método. Com base nela, classificou-se uma areia com finos de comportamento laterítico (LA) e, apesar de não ser do mesmo grupo obtido no ensaio MCT tradicional (LA), ambas as classes se referem à um solo com areia com comportamento laterítico.

Nogami e Villibor (1995) indicam que tanto o solo do tipo LA quanto o LA' apresenta boa aptidão para ser utilizado em camadas de base rodoviária. Os ensaios de comportamento mecânico exigem primeiramente elaborar a curva de compactação baseando-se na NBR 7182:2016. Após a obtenção da umidade ótima, foi realizada a moldagem dos corpos de prova nesse teor de umidade para o ensaio do Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR).

Figura 9. Classificação MCT Expedito, observar a posição do ponto verde



A curva de compactação do solo no estado natural é mostrada na Figura 10. A umidade ótima obtida foi de 8,0 % e a massa específica aparente seca máxima encontrada é de 2,10 g/cm³. Esses valores são típicos de areias. O formato da curva indica esse mesmo comportamento de areias. Isso é, altos valores de massa específica seca para baixos teores de umidade de compactação.

Os resultados dos ensaios do Índice de Suporte Califórnia e de expansão estão dispostos na Tabela 6. O ISC do solo natural é de 52,94%. Quanto à expansão, nota-se que o solo natural tem coeficiente de expansão de 0,061 %. Esse solo é considerado não expansivo.

Figura 10. Curva obtida pelo ensaio de compactação

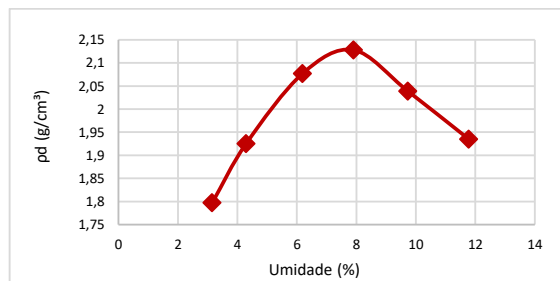


Tabela 6. ISC e Expansão nas diversas amostras

| Amostra | Pressão calculada (MPa) | ISC (%) | Expansão (%) |
|--------------------------------------|-------------------------|---------|--------------|
| Solo natural | 5,479 | 52,94 | 0,061 |
| Solo + 4% de resíduo de corte do aço | 6,467 | 62,48 | 0,022 |
| Solo + 6% de resíduo de corte do aço | 3,613 | 34,91 | 0,069 |

A mistura de solo com os resíduos de corte do aço mostrou um ponto de ótimos. O teor de 4 % indica um melhoramento do comportamento do solo. O teor de 6 % de resíduo de corte do aço mostrou uma piora no ISC. O teor de 4% de cavaco adicionado ao solo gerou uma melhoria de aproximadamente 18 % no valor do ISC. Em contrapartida, o acréscimo de 6%

de cavaco na mistura resultou em uma degradação do ISC em 34%.

A expansão do solo também se alterou nesse processo de melhoramento. O manual de pavimentação do DNIT, considera até 0,5% de expansão como baixa. A expansão de areias não é um fator a ser considerado uma vez que é sempre muito baixa. Entretanto, para fins de avaliação da mistura, observa-se na Tabela 8 que a adição de 4 % de resíduo reduziu a expansão, enquanto a adição de 6 % trouxe de volta ao valor do solo original. Portanto, a adição tem influência na expansibilidade do solo.

4 CONCLUSÃO

Os resíduos dos processos construtivos são um problema a ser enfrentado com opções de re-uso ou reciclagem.

Esse trabalho teve como objetivo a exploração do potencial de recicagem do resíduo de corte do aço CA 50. A proposta de uso desse material para melhoramento do solo foi testada com solos da Baixada Cuiabana.

O resíduo de corte de aço CA 50 é classificado como tipo B pela Resolução CONAMA 307:2002 e como Classe II pela NBR10004:2002. Portanto, esse é um resíduo que pode ser reciclado. Um uso possível para esse resíduo é a sua inclusão em aterros rodoviários.

A inclusão do resíduo de corte de aço em um solo de matriz arenosa, cujo ISC não o colocaria como uso de material para base rodoviária mudou a sua destinação.

A inclusão do resíduo tem um teor ótimo, nesse caso avaliado em 4%. Essa adição melhorou em 18 % o valor do ISC do solo.

A adição de resíduos de corte do solo também se mostrou possível para controle da expansão do solo.

Esses estudos devem prosseguir de modo a caracterizar o resíduo do ponto de vista químico e sua forma de interação com o solo.

REFERÊNCIAS

.CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. 7ª Edição. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos. Editora GEN. 2015.

BRASIL. Resolução 307 - diretrizes, critérios e procedimentos para gestão dos resíduos da construção civil: CONAMA.2002.

DIAS, Carlos. Solo brasileiro agora tem mapeamento digital. Rio de Janeiro, RJ. EMBRAPA, 2014.

FELÍCIO, Eduardo Alves. Estudo da implementação de conceito da produção enxuta para redução de resíduos em uma manufatura do ramo siderúrgico. 2012. Trabalho de conclusão de curso – Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Minas Gerais.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais. Anais do X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Foz do Iguaçu – PR. 1994

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo: Editora Villibor. 1995.

SOUZA, F.L.C.; Rodrigues, A.R.; Yamaki, W.J. & Paulo, R.G.R. Avaliação do processo de formação do cavaco no processo de torneamento do aço ABNT 1045. Feis: Unesp. 2006.

Geração e composição dos resíduos da construção civil – Estudo de caso em uma obra na cidade de Goiânia/GO

Marcela Leão Domiciano

Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, marcela.domiciano@ifg.edu.br

Priscila Fernanda Silva de Oliveira

Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, priscila.oliveira@ifg.edu.br

Rafael Louza Goulart

Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, rafael.goulart@ifg.edu.br

Rafaela de Araújo Oliveira

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, rafaela.araujo@discente.ufg.br

RESUMO: A construção civil, apesar de ser um importante setor para a economia, pode ser considerada um dos setores que provocam sérios impactos ao meio ambiente, já que ela possibilita a geração de grande quantidade de resíduos, que, na maioria das vezes, são dispostos em locais inadequados. Esses resíduos mostram-se heterogêneos, e são formados por diferentes materiais componentes, como, por exemplo, concreto, argamassa, tijolo, cerâmica e outros. Neste contexto, o objetivo deste trabalho foi realizar uma análise qualitativa da geração e composição dos resíduos provenientes de uma obra vertical na cidade de Goiânia/GO. Foram realizadas visitas *in loco* e coletadas informações a respeito da geração, composição e gestão dos resíduos, e, foi realizado levantamento fotográfico visando quantificar as ações empregadas pelo empreendimento. Conclui-se que o empreendimento gerou uma quantidade considerável de caçambas de entulho. Além disso, as medidas adotadas, com o objetivo de gerar menor desperdício, precisam ser melhoradas, principalmente no que tange à gestão dos resíduos.

PALAVRAS-CHAVE: Construção Civil, Geração, Composição.

ABSTRACT: Civil construction, despite being an important sector for the economy, can be considered one of the sectors that cause serious impacts on the environment, as it allows the generation of large amounts of waste, which, in most cases, are disposed of in inappropriate locations. These wastes appear to be heterogeneous and are made up of different component materials, such as concrete, mortar, brick, ceramics and others. In this context, the objective of this work was to carry out a qualitative analysis of the generation and composition of waste from a vertical construction site in the city of Goiânia/GO. On-site visits were carried out and information was collected regarding the generation, composition and management of waste, and a photographic survey was carried out to quantify the actions used by the enterprise. It is concluded that the project generated a considerable amount of dumpsters of rubble. Furthermore, the measures adopted, with the aim of generating less waste, need to be improved, especially with regard to waste management.

KEY WORDS: Civil Construction, Generation, Composition.

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil (ICC) é uma atividade essencial para a economia, por promover a geração de emprego e contribuir com o Produto Interno Bruto (PIB) brasileiro. No entanto, a ICC pode ser considerada uma potencial causadora de impactos ao meio ambiente e a sociedade, por meio da geração dos resíduos de construção e demolição (RCD) ou resíduos da construção civil (RCC).

Segundo Tam *et al.* (2018), o correto gerenciamento dos RCC pode reduzir o custo das obras, além de proporcionar uma redução dos problemas ambientais, sociais e econômicos ocasionados pelo grande volume de resíduos gerados pela construção civil e pela deposição desses resíduos em áreas inadequadas.

Vale ressaltar que para uma boa gestão de resíduos, a ICC brasileira precisa reduzir o desperdício dos

materiais de construção durante a execução de obras, demolição, reformas, dentre outros (BESSA *et al.*, 2019), já que grande parte dos materiais utilizados (cerâmicas, telhas, tijolos e etc.) são originados de matérias-primas naturais ou obtidos por meio do processamento dessas. Pois, observa-se a utilização de 40% do total de matérias-primas extraídas globalmente e produz cerca de 35% do lixo mundial (DI MARIA *et al.*, 2018).

Neste sentido, ao se adotar uma gestão de resíduos eficiente, as construtoras podem realizar a triagem dos materiais gerados nas obras, o que facilita sua reciclagem, reaproveitamento e descarte ambientalmente adequado.

1.1 Geração dos resíduos da construção civil

A Política Nacional dos Resíduos Sólidos (PNRS) dispõe a respeito da gestão dos resíduos e estabelece que o gerenciamento desses resíduos deve ocorrer na seguinte ordem de prioridade: i) não geração, ii) redução, iii) reutilização, iv) reciclagem, v) tratamentos e vi) disposição final adequada dos rejeitos (BRASIL, 2010). Diante disso, é importante que sejam criados incentivos à reciclagem desses materiais e pesquisas/projetos voltados a reciclagem (AZEVEDO *et al.*, 2019). Além de investimentos em educação ambiental para a população (MOURA *et al.*, 2018; AZEVEDO *et al.*, 2019; CEMBRANEL *et al.*, 2021).

Segundo Costa *et al.* (2017), as informações a respeito da geração de RCC no Brasil são obtidas por meio do “Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil” publicado pela ABRELPE (Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais) e do “Diagnóstico do Manejo de Resíduos Sólidos Urbanos” elaborado pela Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental do Ministério das Cidades. Os autores ressaltam que estes documentos são elaborados por meio de dados fornecidos anualmente pelas prefeituras municipais, porém, sabe-se que os referidos dados acabam não representando a totalidade de resíduos gerados em uma cidade, uma vez que podem não englobar os RCC que são gerados em reformas, construções e demolições de grande porte (as Prefeituras são responsáveis pelo gerenciamento dos resíduos dos pequenos geradores).

Em relação ao RCC no Brasil, estudos realizados com intuito de estimar a geração revelaram que são produzidos entre 50 e 150 kg/m² construído, sendo que esta variação está atribuída aos diferentes controles de produção realizado em cada canteiro de

obra (ANGULO *et al.*, 2011). Além disso, cerca de 70% dos resíduos são provenientes da autoconstrução e de pequenas reformas, os chamados pequenos geradores de RCC, e os outros 30% restantes são provenientes dos grandes geradores (SINDUSCON SP, 2020).

Guimarães *et al.* (2019) estudou a geração de resíduos durante o processo de assentamento cerâmico em construções de edifícios de duas construtoras no município de Criciúma/SC, e foi possível obter os dados contidos na Tabela 1. A média de resíduos cerâmicos gerados pela construtora A foi de 0,68 kg/m² e pela construtora B foi de 1,58 kg/m².

Tabela 1. Totais de resíduos gerados (Adaptado de Guimarães *et al.*, 2019).

| Item | Construtora A | | Construtora B | |
|--------|-----------------------------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------|
| | Área construída (m ²) | Resíduo gerado (kg) | Área construída (m ²) | Resíduo gerado (kg) |
| Obra 1 | 613,00 | 381,18 | 87,50 | 106,38 |
| Obra 2 | 15,00 | 12,00 | 325,55 | 567,69 |
| Obra 3 | 33,95 | 20,90 | 221,50 | 393,15 |
| Obra 4 | 292,00 | 197,38 | - | - |
| Totais | 953,95 | 611,46 | 634,55 | 1.067,22 |

Os resíduos da indústria da construção são gerados durante o ciclo de vida das construções – englobando as fases de construção, manutenção e demolição (FLEURY, 2018). Assim, o RCD é gerado devido à diversos fatores, dentre eles: i) pedidos excessivos de suprimentos para as obras, ii) manuseio incorreto de materiais por trabalhadores não qualificados, iii) demolição de edifícios para a obtenção de espaço ou porque o edifício completou sua vida útil ou para a sua reforma, iv) armazenamento inadequado de materiais, v) limpeza de catástrofes naturais ou provocadas pelo homem, vi) projetos não conectados e vii) construtoras que trabalham com vários fornecedores (NUNES *et al.*, 2009; ASGARI *et al.*, 2017; MAJLESSI *et al.*, 2018).

1.2 Composição dos resíduos da construção civil

Uma forma de se determinar a composição dos RCC ocorre por meio da composição gravimétrica, sendo que para a amostragem dos resíduos pode ser utilizada a NBR 10007 (ABNT, 2004). Santos (2007) utilizou uma metodologia para realização de análise gravimétrica dos resíduos de construção e demolição, a qual estabelece que deve ser coletada uma amostra representativa do resíduo (10 kg) e posteriormente deve ser realizada uma separação manual dos diferentes materiais componentes da referida amostra

(concreto, cerâmica, gesso, solo...) seguida da pesagem de cada material componente, visando obter um percentual de cada material em relação à amostra.

Córdoba (2010) sugeriu um método para se avaliar a composição gravimétrica dos RCC baseado em análises de imagens obtidas da base, do topo e do meio das pilhas nas quais os resíduos são armazenados. Dessa forma, é possível que, com o auxílio do AutoCAD, seja feita a quantificação e classificação dos materiais componentes do referido resíduo.

De acordo com Duran *et al.* (2006), a maioria dos resíduos gerados nos canteiros é composta por restos de: i) argamassas, ii) tijolo, iii) alvenaria, iv) concreto, v) cerâmica, vi) gesso, vii) madeira, viii) metais, dentre outros. Os autores informam ainda que esses resíduos geralmente são descartados em aterros devido à ineficiência no sistema de gerenciamento. Segundo Santos (2007), os resíduos de construção são considerados materiais heterogêneos, uma vez que são gerados em diversas etapas da construção além de sua composição estar diretamente relacionada à obra que lhe deu origem. Além disso, as composições dos resíduos podem variar de uma região para outra devido às diferentes economias, condições ambientais e práticas de construção (WU *et al.*, 2019).

A Figura 1 apresenta uma média dos diferentes tipos de materiais componentes dos RCC, de acordo com uma pesquisa bibliográfica levantada por Costa *et al.* (2017) em 10 (dez) estudos selecionados envolvendo artigos, dissertações e teses.

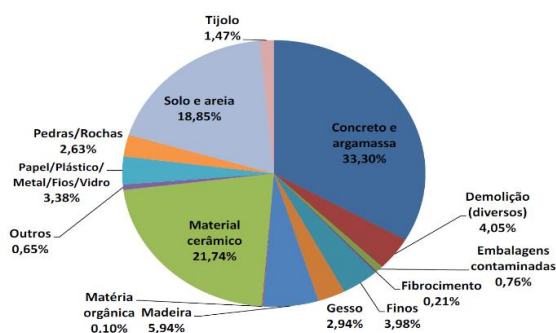


Figura 1. Média da caracterização gravimétrica encontrada em 10 trabalhos (Costa *et al.*, 2017).

A Resolução nº 307 (CONAMA, 2002), com o objetivo de reduzir os problemas gerados pela produção de resíduos na construção civil, classifica os resíduos da construção civil em: i) classe A, ii) classe B, iii) classe C e iv) classe D. Além da identificação dos resíduos, a referida resolução orienta a respeito do descarte ambientalmente correto dos materiais, conforme Tabela 2.

Tabela 2. Classificação dos resíduos gerados pela construção civil (Autores, 2024).

| Classe | Origem | Destino |
|----------|---|---|
| Classe A | Edificações (tijolo, argamassa, concreto...); pavimentação; terraplanagem; infraestrutura, dentre outros | Aterro de inertes, área de transbordo e triagem; usinas de reciclagem |
| Classe B | Plásticos, papel/papelão, metais, vidros, madeiras, entre outros | Reutilização ou reciclagem |
| Classe C | Não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem ou recuperação | Armazenados, transportados e destinados com normas técnicas específicas |
| Classe D | Tintas, solventes, óleos, entre outros | Armazenados, transportados e destinados com normas técnicas específicas |

Diante desse cenário, o objetivo deste trabalho é realizar uma análise qualitativa da geração e composição dos resíduos gerados em uma obra vertical na cidade de Goiânia/GO, visando elencar benefícios e dificuldades em relação aos procedimentos adotados no empreendimento.

2 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento desse trabalho foram realizadas visitas *in loco* e registros fotográficos – em outubro de 2021 – em uma obra vertical com 07 pavimentos localizada na cidade de Goiânia/GO (Figura 2), para recolher informações da geração e composição dos resíduos no empreendimento em questão.

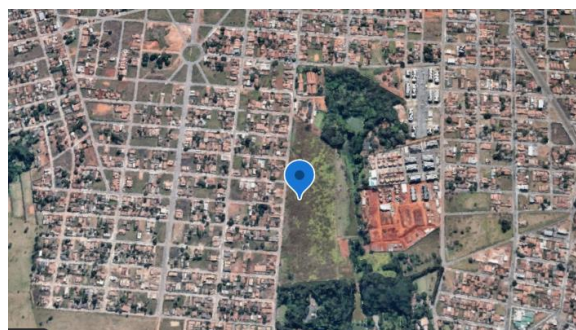


Figura 2. Localização da obra (Google Earth, 2021).

Foram coletadas informações qualitativas a respeito da geração de resíduos, visando obter dados que englobaram: i) tipos de materiais gerados na obra e ii) medidas adotadas para reter o desperdício.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Geração e composição dos resíduos

A construtora responsável pelo empreendimento adota um sistema de controle em relação aos resíduos gerados, com o objetivo de identificar os materiais que são utilizados nas diferentes etapas da obra. Para isso, realiza-se uma separação e armazenamento dos materiais, para posteriormente serem descartados de forma adequada.

Os resíduos gerados na obra, englobam:

- Madeiras,
- Metais,
- Tubo PVC,
- Papel,
- Papelão,
- Plástico,
- Gesso,
- Sucata,
- Entulho composto por:
 - i) concreto,
 - ii) argamassa,
 - iii) tijolo,
 - iv) cerâmica,
 - v) metais, dentre outros.

A Figura 3 apresenta o local de armazenamento, em baias, dos seguintes resíduos: madeira; papel/plástico/papelão/PVC, e, sucata.



Figura 3. Local de separação / armazenamento dos resíduos (Autores, 2021).

A empresa informou que não há local apropriado para os resíduos administrativos, os quais são armazenados junto com tubos PVC, plástico, papel e papelão. Cada local de armazenamento encontra-se detalhado nas Figuras 4, 5 e 6.

A construtora informou que os resíduos mostrados nas Figuras 4, 5 e 6 não foram quantificados, motivo pelo qual não foi possível informar a quantidade de cada componente gerado. Vale ressaltar que esses

resíduos são vendidos para uma empresa, a qual, quando possível, realiza a reciclagem, ou promove o descarte ambientalmente adequado.



Figura 4. Local de separação / armazenamento de madeira (Autores, 2021).



Figura 5. Local de separação / armazenamento de papel/papelão/plástico/PVC (Autores, 2021).



Figura 6. Local de separação / armazenamento de sucata (Autores, 2021).

Há ainda a geração de gesso, conforme Figura 7, o qual é armazenado em uma caçamba para posteriormente ser recolhido por uma empresa especializada que promove seu descarte.



Figura 7. Caçamba com gesso (Autores, 2021).

Em relação ao entulho, a edificação possui um duto para descida dos resíduos gerados em cada andar. Os resíduos, após a descida pelo duto, são armazenados diretamente em caçambas de entulho, as quais posteriormente são recolhidas por uma empresa que realiza seu descarte adequado.

Ressalta-se ainda que a empresa possui um britador (Figura 8), que no momento não estava funcionando (inativo). A construtora informou que possui um projeto para que o referido britador volte a funcionar possibilitando a produção ou reciclagem de RCC dentro da própria obra.



Figura 8. Britador inativado (Autores, 2021).

Além do edifício de 07 pavimentos, no mesmo loteamento também há a construção de sobrados. A empresa informou que no ano de 2020 foram geradas 290 caçambas de entulho, englobando a construção de dois edifícios de 07 pavimentos e de 40 sobrados. A empresa não soube informar a quantidade de caçambas geradas somente pela edificação vertical em estudo. Ressalta-se que as caçambas são recolhidas sempre que se encontram cheias, sem realização de triagem ou separação dos materiais ali armazenados. A relação de caçambas de entulho são apresentadas na Tabela 3. Vale salientar que no mês de abril do ano de 2020, a obra ficou paralizada por conta da pandemia da COVID-19, motivo pelo qual não houve caçambas geradas no referido mês.

Tabela 3. Quantidade de caçambas geradas no ano de 2020 (Autores, 2021).

| Mês/2020 | Quantidade de Caçambas |
|-----------|------------------------|
| Janeiro | 14 |
| Fevereiro | 16 |
| Março | 8 |
| Abril | 0 |
| Maiο | 16 |
| Junho | 19 |
| Julho | 25 |
| Agosto | 26 |
| Setembro | 42 |
| Outubro | 63 |
| Novembro | 36 |
| Dezembro | 25 |
| TOTAL | 290 |

4 CONCLUSÕES

Por meio deste estudo foi possível verificar a composição e geração dos resíduos em uma obra vertical na cidade de Goiânia/GO. Os resíduos gerados na obra em questão envolvem desde resíduos administrativos (plástico, papel, papelão...) até resíduos de materiais da construção civil (entulho) - sendo os resíduos administrativos separados dos entulhos.

Não foi possível obter dados quantitativos dos resíduos gerados pela empresa, uma vez que, aparentemente, não há tal controle. Vale ressaltar que, de acordo Reis e Marques Neto (2019), o baixo controle da geração e até mesmo da composição dos resíduos pode estar relacionado a uma gestão ineficiente ou iniciante, e tal fato pode ser constatado na obra em questão por meio de locais desorganizados para armazenamento dos resíduos. Além disso, os resíduos são separados em grandes grupos (grupos genéricos), como por exemplo: papel/plástico/papelão/tubos PVC, o que mostra uma ausência de triagem ou triagem inadequada.

Ainda, foi possível perceber falta de triagem no(a): i) resíduo de gesso, o qual se encontrava misturado com resíduos cimentícios; ii) entulho transportado pelo duto e armazenado em caçambas, as quais não são inspecionadas antes de serem transportadas pela empresa responsável para sua destinação adequada, e, iii) falta de locais apropriados para resíduos perigosos. A importância da triagem de resíduos é relatada por Evangelista *et al.* (2014), que apresentaram o potencial da reciclagem em canteiros de obras, a fim de contribuir com uma melhor destinação final dos resíduos gerados.

Por fim, é importante ressaltar que a construtora realiza treinamentos e cursos com os funcionários, visando obter uma educação ambiental da equipe e redução de desperdícios na obra. Segundo Sampaio *et al.* (2023), o treinamento dos trabalhadores, além de possibilitar um menor desperdício de materiais, contribui para a segurança, saúde e redução de acidentes nos canteiros de obra.

REFERÊNCIAS

- ANGULO, S. C.; TEIXEIRA, C. E.; CASTRO, A. L. Resíduos de construção e demolição: avaliação de métodos de quantificação. *Eng. Sanit. Ambient.*, v. 16, n. 3, p.299-306, jul. a set., 2011.
- ASGARI, A.; GHORBANIAN, T.; YOUSEFI, N.; DADASHZADEH, D.; KHALILI, F.; BAGHERI, A.; RAEI, M.; MAHVI, A. H. Quality and quantity of construction and demolition waste in Tehran, v 15, n 1, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10007: amostragem de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 21 p, 2004.
- AZEVEDO, B. D.; SCAVARDA, L. F.; CAIADO, R. G. G. Urban solid waste management in developing countries from the sustainable supply chain management perspective: A case study of Brazil's largest slum. *Journal of Cleaner Production*, 233, 1377-1386, 2019.
- BESSA, S. A. L.; MELLO, T. A. G.; LOURENÇO, K. K. Análise quantitativa e qualitativa dos resíduos de construção e demolição gerados em Belo Horizonte/MG. *Revista Brasileira de Gestão Urbana*, vol. 11, 16p, 2019.
- BRASIL. Política Nacional de Resíduos Sólidos nº 12.305 de 02 de agosto de 2010. Brasília. 2010.
- CONAMA – CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução nº 307, de 5 de julho de 2002. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. Disponível em <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res02/res30702.html>>. Acesso em: 01/11/21.
- CEMBRANEL, A. S.; BALBINOTTI, E. C.; BRAVO, C. E.; TONIAL, I. B.; PINTO, E. P. Composição gravimétrica e as causas da geração de rejeitos na triagem dos resíduos recicláveis municipal. *Brazilian Journal of Development*, Curitiba, v.7, n.4, p. 36217-36239, 2021.
- CÓRDOBA, R. E. Estudo do sistema de gerenciamento integrado de resíduos de construção e demolição do município de São Carlos – SP. 261 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- COSTA, B. V.; ROSADO, L. P.; PENTEADO, C. S. G. Geração e caracterização dos resíduos da construção civil no Brasil. V Simpósio sobre resíduos sólidos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 6p, 2017.
- DI MARIA, A.; EYCKMANS, J.; VAN ACKER, K. Downcycling versus recycling of construction and demolition waste: combining LCA and LCC to support sustainable policy making. *Waste Management*, v 75, p. 3–21, 2018.
- DURAN, X.; LENIHAN, H.; O'REGAN, B. A model for assessing the economic viability of construction and demolition waste recycling - the case of Ireland. *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 46(3), pp. 302-320, 2006.
- EVANGELISTA, P. P. A.; COSTA, D. B.; ZANTA, V. M. Alternativa sustentável para destinação de resíduos de construção classe A: sistemática para reciclagem em canteiros de obras. *Ambient. constr.* V. 10 (3). 2010.
- FLEURY, M. P. Resistência de geogrelhas após danos mecânicos causados por resíduos de construção e demolição reciclados. 2018. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2018.
- GUIMARÃES, L. P.; GIANEZINI, M./BRISTOT, V. M.; EMERIM, Y. B.; GUIMARÃES, M. L. F. Avaliação da geração de resíduos de construção civil (RCC) no processo de assentamento cerâmico. *HOLOS*, vol. 3, 12p, 2019.
- MAJLESSI, M.; ZAMANZADEH, M.; ALAVI, N.; AMANIDAZ, N.; BAKHSHOODEH, R. Generation rates and current management of municipal, construction and demolition wastes in Tehran. *Journal of Material Cycles and Waste Management*, v 21, p. 191-200, 2018.
- REIS, M. C.; MARQUES NETO, J. C. Diagnóstico da gestão de resíduos da construção civil à Municípios de pequeno porte. III Encuentro Latinoamericano y Europeo sobre Edificaciones y Comunidades Sostenibles. V 3, p. 601-613.2019.
- SAMPAIO, A. T.; LAVEZO, A. E. COUTINHO, G. D. Segurança do trabalho e medidas de proteção na construção civil. *Brazilian Journal of Development*, V. 6(3), p. 9983-9997. 2023.
- MOURA, J. M. B. M.; PINHEIRO, I. G.; CARMO, J. L.

- Gravimetric composition of the rejects coming from the segregation process of the municipal recyclable wastes. *Waste Management*, Vol. 74, p. 98-109, 2018.
- NUNES, K. R. A.; MAHLER, C. F.; VALLE, R. A. Reverse logistics in the Brazilian construction industry. *Journal of Environmental Management*, v 90, n 12, p.3717–3720, 2009.
- SANTOS, E. C. G. Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. 2007.
- SINDUSCON SP. Comasp debate sobre as legislações de resíduos da construção. 2020. Disponível em: <https://sindusconsp.com.br/comasp-debate-sobre-as-legislacoes-de-residuos-da-construcao/>. Acesso em: 03 nov. 2021.
- TAM, V. W. Y.; SOOMRO, M.; EVANGELISTA, A. J. A review of recycled aggregate in concrete applications (2000–2017). *Construction & Building Materials*, vol. 172, pp. 272-292, 2018.
- WU, H.; ZUO, J.; ZILLANTE, G.; WANG, J.; YUAN, H. Status quo and future directions of construction and demolition waste research: a critical review. *Journal of Cleaner Production*, v 240, 2019.

Perspectivas dos resíduos da construção civil classe A e seu uso no Brasil

Priscila Fernanda Silva de Oliveira
Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, priscila.oliveira@ifg.edu.br

Marcela Leão Domiciano
Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, marcela.domiciano@ifg.edu.br

Rafael Louza Goulart
Instituto Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, rafael.goulart@ifg.edu.br

Rafaela de Araújo Oliveira
Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, rafaela.araujo@discente.ufg.br

RESUMO: A construção civil é um importante setor para a economia, entretanto gera grandes volumes de resíduos que são, na maioria das vezes, descartados em locais inapropriados. Apesar disso, nos últimos anos houve um aumento no número de usinas de reciclagem e também da adoção de instrumentos para a reciclagem *in loco*. Os principais materiais que são reciclados são os resíduos classe A, e esses dão origem aos agregados reciclados. Nesse contexto, esse artigo realizou uma pesquisa bibliográfica em relação às principais formas de geração dos resíduos classe A no Brasil, assim como os principais aspectos dos agregados reciclados produzidos no país. Além disso, foi realizado um levantamento das principais aplicações dos agregados reciclados em diversas obras brasileiras e as pesquisas que têm sido desenvolvidas com os agregados reciclados. Portanto, foi verificado que os resíduos da construção civil apresentam boas características que justificam sua utilização em diversos tipos de obras.

PALAVRAS-CHAVE: Construção Civil, Resíduos reciclado, Resíduo Classe A, Geração, Reciclagem.

ABSTRACT: Civil construction is an important sector for the economy, however it generates large volumes of waste that are most often discarded in inappropriate places. Despite this, in recent years there has been an increase in the number of recycling plants and also in the adoption of instruments for on-site recycling. The main materials that are recycled are class A waste and these give rise to recycled aggregates. In this context, this article carried out a bibliographical research in relation to the main forms of generation of class A waste in Brazil, as well as the main aspects of recycled aggregates produced in the country. Furthermore, a survey was carried out of the main applications of recycled aggregates in several Brazilian works and the research that has been carried out with recycled aggregates. Therefore, it was verified that construction waste has good characteristics that justify its use in different types of works.

KEY WORDS: Civil Construction, Recycled waste, Class A waste, Generation, Recycling.

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil (ICC) é um importante setor econômico de um país, pois representa 13% da economia global (BANIHASHEMI *et al.*, 2018). Entretanto, utiliza 40% do total de matérias-primas extraídas globalmente e produz cerca de 35% do lixo mundial (DI MARIA *et al.*, 2018); além de gerar fluxos significativos de gases de efeito estufa e dióxido de carbono na atmosfera (DOBROVOLSKIENÉ *et al.*,

2017). Outros aspectos negativos ligado à ICC são a geração de grandes volumes dos chamados resíduos da construção civil (RCC), e a sua disposição de forma inadequada ao meio ambiente.

Segundo a Resolução 307 (CONAMA, 2002), os RCC podem ser reintroduzidos na cadeia produtiva por meio da reutilização, quando não ocorre a transformação dos resíduos, e da reciclagem, onde os resíduos passam por transformação. De acordo com Peng *et al.* (1997), a reciclagem desses materiais

promove novas possibilidades para o mercado de insumos, além de ser uma escolha ambientalmente correta em relação à disposição inadequada dos RCC. A utilização de métodos de gestão e reuso de RCC deve promover um reaproveitamento economicamente viável para as empresas, e a obtenção de metas de sustentabilidade e de caráter social – fatores que estimulam a implantação de novas medidas aos RCC.

De acordo com Pinto (1999), no Brasil são produzidos cerca de 0,50 toneladas de RCC/ hab/ ano, ou 150 kg/ m² construído, representando 54% a 70% dos resíduos sólidos urbanos, sendo que aproximadamente 50% são resíduos classe A, que são reutilizáveis ou recicláveis como agregados (MIRANDA, 2020). Assim, a inserção de produtos reciclados na ICC é uma das soluções que promovem a redução do volume de resíduos descartados em aterro, o que influencia na diminuição do uso de matérias-primas naturais e na emissão de carbono (MEYER, 2009).

Tendo em vista o cenário brasileiro em relação aos RCC classe A, esse trabalho tem como objetivo avaliar a sua geração e reciclagem, além de analisar as principais aplicações dos agregados reciclados na ICC.

2 RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL – CLASSE A

De acordo com a Resolução 307 (CONAMA, 2002), os resíduos de construção civil classificados como classe A, após a triagem, são os reutilizáveis ou recicláveis como agregados, oriundos de: i) construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e/ou edificações e de outras obras de infraestrutura; e ii) fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto produzidos nos canteiros de obras.

2.1 Geração de resíduos da construção civil – Classe A

O RCC classe A é reconhecidamente heterogêneo, pois é constituído por diferentes tipos de materiais que fazem parte do edifício ou infraestrutura, em diferentes atividades e técnicas do setor de construção (JOHN; AGOPYAN, 2000; DI MARIA *et al.*, 2018; ROSADO *et al.*, 2019). No entanto, apesar da heterogeneidade dos RCC, observa-se que eles são constituídos principalmente por materiais cerâmicos, blocos ou tijolos de alvenaria, telhas, argamassa, concreto e solos de terraplenagem (PEREIRA, 2018).

Ao considerar um total de 260 dias ao ano (descontando sábados e domingos), o índice de 0,50 tonelada de RCC/habitante/ano produzidos no Brasil (PINTO, 1999), uma massa unitária de RCC classe A de 1200 kg/m³ e a previsão da população brasileira de aproximadamente 213.858.000 (IBGE, 2021), estima-se que: i) há um produção diária de cerca de 411.265 toneladas de RCC; e ii) caso não haja reuso ou reciclagem, são desperdiçados cerca de 89.107.500 m³ de RCC por ano, material que poderia servir de agregados para vários tipos de obras.

O desperdício de materiais é um dos principais fatores geradores de RCC, sendo que isso está relacionado à incompatibilização de projetos, projetos desatualizados em campo, alterações após a execução de serviço, à falta de padronização e outros. Esses procedimentos geram muito retrabalho e necessidades como a quebra de paredes e “rasgos” no concreto de lajes para a passagem de tubulações elétricas e hidráulicas, sendo os resíduos gerados classificados como classe A.

Um mesmo material pode gerar resíduos em diferentes fases de uma obra. A Tabela 1 apresenta uma perspectiva da geração de resíduos de blocos desde o seu recebimento até a utilização do serviço no local.

Tabela 1. Geração de resíduos de blocos (Adaptado de Souza *et al.*, 2004).

| Formas de manifestação | Momento de incidência | Causas |
|---|-----------------------------|---|
| Blocos quebrados durante o recebimento | Recebimento | Utilização de procedimento inadequados Blocos de má qualidade |
| Blocos quebrados na estocagem | Estocagem | Falta de local adequado para a sua estocagem ou estocagem em local sujeito a choques com equipamentos Blocos de má qualidade |
| Blocos quebrados no trajeto estoque-aplicação | Transporte | Equipamento inadequado de transporte |
| Blocos quebrados na central de produção de blocos para colocação de | Processamento intermediário | Equipamento inadequados de corte |

| | | | | | |
|-------------------------------|---------------------|---|--|---------------------|---|
| caixas de eletricidade | | | | | Carrinhos ou giricas para deslocamento horizontal e condutor de entulho, elevador de carga ou grua para transporte vertical |
| | | Equipamento inadequado de corte | | | |
| | | Necessidade de corte excessivo de blocos para adequá-los às dimensões | | Transporte Interno | Carrinhos ou giricas para deslocamento horizontal e condutor de entulho, elevador de carga ou grua para transporte vertical |
| Blocos quebrados no pavimento | Processamento final | entre pilares ou entre laje e viga | | Cuidados Requeridos | Privilegiar soluções de destinação que envolvam a reciclagem dos resíduos, de modo a permitir seu aproveitamento como agregado |
| | | Choques e descuido com os blocos remanescentes nos andares executados | | | |
| | | Blocos de má qualidade | | Destinação | Área de transbordo e triagem, áreas para reciclagem ou aterros de resíduos de construção civil licenciadas pelos órgão competentes. Os resíduos Classe A podem ser reciclados para uso em pavimentação e concretos sem função estrutural |

Após a realização de pesquisas em várias obras em Salvador – BA, Lima e Ferraz (2007) constataram que as perdas de revestimento cerâmicos de paredes representam um número bastante representativo no total de perdas de materiais em diferentes etapas de uma obra – ver Figura 1. Esse fato ocorre devido a quantidade de arremates e necessidade de manter esquadro correto no assentamento das pedras, ocasionando assim perda de materiais e desperdício.

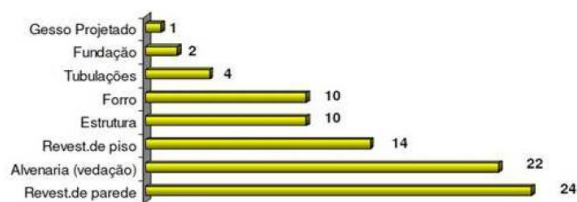


Figura 1. Serviços que mais geram resíduo em volume (Adaptado de Lima e Ferraz, 2007).

Para evitar a geração de RCC classe A é necessário adotar medidas desde a aquisição até a destinação final de cada material utilizado. A Tabela 2 apresenta cuidados que promovem a minimização da geração de resíduos e medidas quando forem gerados.

Tabela 2. Gestão dos RCC classe A em obra (Adaptado de Pinto e González, 2005).

| Blocos de concreto, blocos cerâmicos, argamassas, componentes cerâmicos, concreto, tijolos e similares | |
|---|---|
| Acondicionamento inicial | Pilhas formadas próximas aos locais de transporte interno, nos respectivos pavimentos |

2.2. Reciclagem de resíduos da construção civil (RCC) – Classe A

Estima-se que a maior parcela do RCC classe A recebido por uma usina de reciclagem passa por processo de triagem prévia, pois não possuem impurezas, o que tem demonstrado uma maior preocupação dos próprios geradores com o destino do resíduo (FLEURY *et al.*, 2017). Entretanto, deve-se ressaltar que as próprias usinas de reciclagem têm recebido cada vez menos materiais contaminados, o que leva o gerador a apresentar um maior cuidado antes de enviar o material para o seu beneficiamento.

Quanto à composição, a maioria das usinas (70%) alegam receber material predominantemente misto, composto das frações cinza e vermelha misturadas (concreto, cerâmica, argamassas e outros) (ABRECON, 2018). Assim, ressalta-se que no mercado é possível encontrar agregado reciclado majoritariamente composto por elementos pétreos de concreto e argamassa, porém dificilmente são encontrados agregados reciclados predominantemente compostos por elementos cerâmicos, pois os elementos cerâmicos sempre estão integrados ao concreto e à argamassa. Na reciclagem dos RCC são gerados materiais com diferentes granulometrias, com isso, a aplicação dos RCC reciclados na ICC mostra-se bastante abrangente (SANTOS, 2007; SILVESTRE, 2019; DOMICIANO *et al.*, 2020).

De acordo com dados da Pesquisa Setorial Abrecon 2017/2018, a maior parte das usinas brasileiras produzem de 4 a 6 produtos, sendo que a bica corrida é um dos principais produtos reciclados produzidos pelas usinas brasileiras de reciclagem – ver Figura 2. Destaca-se por consumir grande volume de resíduos, permitir material cerâmico na sua composição, material economicamente competitivo em relação a outros que têm a mesma finalidade e por ser de fácil produção e controle de qualidade. Além disso, possui uma norma brasileira regulamentadora para apoio normativo: NBR 15116 (ABNT, 2004). Entretanto, o consumo deste tipo de agregado não é o suficiente para dar destino ao volume de RCC produzido no país, assim, as usinas de reciclagem não podem limitar-se a produção deste produto (ANGULO *et al.*, 2002).

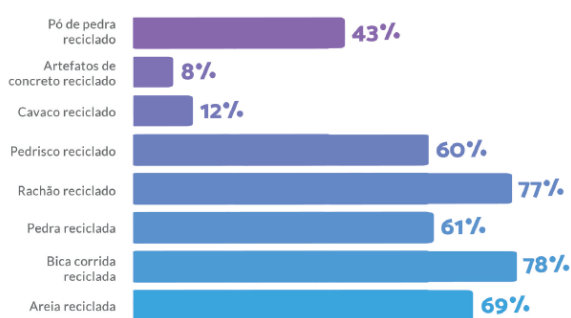


Figura 2. Principais agregados reciclados produzidos nas usinas de reciclagem brasileiras (ABRECON, 2018).

Um dos principais motivos que levam as usinas de reciclagem a realizarem ensaios técnicos nos seus produtos é a preocupação com a qualidade e exigências do consumidor. Observa-se que a realização de controle de qualidade nos materiais produzidos não é uma rotina na maior parte das usinas brasileiras (ABRECON, 2018). Assim, um gargalo tem sido criado em relação a variação na qualidade dos materiais reciclados produzidos pelas usinas de reciclagem. Nesse contexto, o que tem sido aplicado é um padrão de aplicação em baixa qualidade, rotulada como *downcycling*, ou seja, a prática de usar agregado reciclado para uma aplicação de menor valor que o objetivo original do material (ALLWOOD, 2014).

Miranda *et al.* (2009), verificaram que, mesmo que a quantidade de usinas tenha aumentado após a Resolução 307 (CONAMA, 2002), o potencial de reciclagem está muito inferior ao de geração de RCC no país. Observa-se, na Figura 3, que, mesmo com todas as usinas de reciclagem abertas no país funcionando com sua capacidade nominal, o percentual de reciclagem da quantidade total de

resíduos gerados seria de, no máximo, 4,5%.

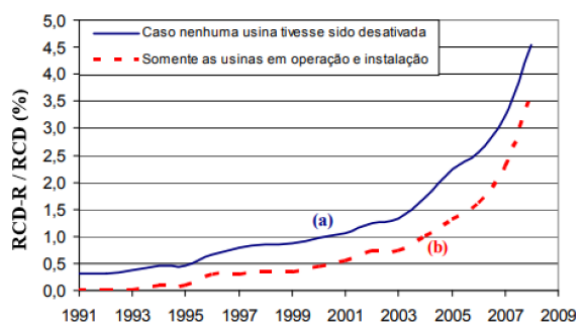


Figura 3. Relação da quantidade de resíduos reciclado em relação ao percentual gerado (MIRANDA *et al.*, 2009).

No Brasil, devido aos métodos construtivos empregados, é possível utilizar todo o resíduo classe A gerado por uma obra nova se, aproximadamente, 40% do agregado natural for substituído por reciclado na produção de argamassas de assentamento de blocos, revestimento de paredes e contrapiso, que são aplicações sem função estrutural, com provável redução no consumo de cal (MIRANDA, 2020). Assim, verifica-se que essa medida reduziria gastos com transporte e a probabilidade desses materiais serem descartados em áreas inadequadas. Entretanto, para que isso seja possível, o mercado da reciclagem deve se estruturar de uma forma melhor, de modo a existir um número maior de britadores de pequeno porte e de peneiras, por exemplo, para que possam ser alugados/comprados em obras de pequeno porte (que são a maioria dos geradores de resíduos).

3 USO DE AGREGADOS RECICLADOS

Como foi analisado, devido aos diferentes meios e tecnologias de beneficiamento dos RCC, é possível gerar diferentes produtos, formados por diferentes granulometrias e materiais. Assim, os agregados obtidos têm sido empregados em diversos setores da construção civil. Pode-se dizer que existe um grande potencial de crescimento para o setor de reciclagem no país, considerando o volume de RCC existente. Mas é preciso aumentar o mercado consumidor de agregados reciclados, tanto público quanto privado, para que o setor seja mais atraente para novos investimentos.

3.1. Aplicação em blocos de concreto

Um exemplo de utilização dos agregados reciclados, que está aumentando, é na confecção de blocos de concreto sem fins estruturais. SOUSA *et al.* (2002) realizaram uma pesquisa que utilizou uma composição de agregados reciclados entre as faixas

de 30 e 50% e obtiveram resultados de resistências compatíveis aos valores obtidos com a série de referência. Também observaram maior adensamento das partículas e dificuldades no adensamento do traço das misturas com agregado reciclado, isso devido a presença de materiais argilosos, alto índice de materiais pulverulentos e alta porosidade e índice de absorção.

Sales e Santos (2009) estudaram blocos produzidos com agregado reciclado, sendo que o resíduo foi britado no próprio canteiro de uma obra em Aracaju-SE, reduzindo custo de transporte, e que os blocos foram produzidos na própria fábrica de pré-moldados da mesma empresa. Os resultados, quanto à resistência à compressão, apresentaram valores superiores, em quase 50%, aos de blocos produzidos com agregado natural, o que demonstrou viabilidade na utilização de agregados reciclados como matéria prima na fabricação de blocos.

3.2. Aplicação na pavimentação

No Brasil, desde a década de 80, vem sendo realizadas experiências de aplicação RCC como material de pavimentação, porém sem estudos sistemáticos e monitoramentos periódicos. O uso de agregados reciclados de construção civil em base e sub-base de pavimentação asfáltica apresenta inúmeras vantagens econômicas, sociais e ambientais, sendo essa uma das maneiras mais difundidas para o seu fim (CASSA *et al.*, 2001).

De acordo com Bodi *et al.* (1995), agregados da ICC já eram utilizados em revestimentos primários de subleitos urbanos antes de existir usinas de reciclagem. Entretanto, os autores relataram que a primeira obra com acompanhamento foi na região oeste da cidade de São Paulo, onde o agregado foi empregado no reforço do subleito e apresentou um excelente desempenho.

Uma pista experimental, empregando uma mistura de agregados reciclados com um solo argiloso em suas camadas de base e sub-base, foi construída na cidade Goiânia-GO (OLIVEIRA, 2007). De acordo com Mendes *et al.* (2004), a pista experimental tem um comprimento de 100 metros e a parte construída com RCC tem 50 metros. Após decorridos aproximadamente três anos de ação de tráfego e realização de monitoramento, não foram observados defeitos superficiais, nem deformações que comprometessem a estrutura e a funcionalidade (OLIVEIRA, 2007).

Ensaio de laboratório foram realizados para avaliar aspectos físicos e comportamentos físicos de

agregados reciclados com o foco na sua utilização em camadas de base, sub-base e subleito para vias com baixo volume de tráfego (MOTTA, 2005). A autora concluiu que os agregados reciclados, em geral, absorvem mais água (8%) em relação aos materiais convencionais (2%), devido a sua maior porosidade, o que conseqüentemente gera uma maior necessidade de água na compactação do agregado reciclado.

Outra forma de utilização de agregado reciclado é sua aplicação na pavimentação em placas de concreto. Barbosa Júnior e Fortes (2008) realizaram ensaios de laboratório no concreto fresco para essa finalidade – utilizando algumas dosagens, uma de referência e outras três com agregados reciclados. Os resultados encontrados apresentaram uma melhoria expressiva da resistência à compressão e à tração na flexão, principalmente nos corpos de prova utilizando agregados de material cerâmico, percebendo que este material, quando dosado de forma adequada, apresenta espaço para sua utilização.

O agregado reciclado tem uso promissor como matéria prima na construção de bases, sub-bases e reforços do subleito, entretanto os pesquisadores ainda ressaltam que novos estudos devem ser realizados para compreender melhor esses materiais, para que possam apresentar resultados promissores em substituição, e opção viável e sustentável quando comparados aos materiais convencionais.

3.3. Aplicação em obras geotécnicas

Uma alternativa é o uso de agregados de RCC para estabilização de solos colapsíveis, uma vez que diversos danos têm sido observados em edificações assentes sobre esses tipos de solos quando não há identificação na fase de projeto. Silva *et al.* (2016) analisaram, por meio de ensaios de laboratório, a incorporação de 50% de RCC a fim de verificar a potencialidade na diminuição de colapso do solo em estudo. Os autores relataram que a dosagem adotada mostrou-se satisfatória em relação à estabilização granulométrica e melhoria da capacidade de suporte frente às solicitações de cargas e condições de inundação do solo colapsível.

Paschoalin Filho *et al.* (2013) apresentaram os aspectos gerais do manejo de resíduos gerados na demolição das obras de reforma da Arena Palestra Itália (Allianz Parque), localizada na cidade de São Paulo, por meio de atividades de reciclagem e reuso destes materiais no canteiro das obras. Uma das utilizações empregadas para os resíduos reciclados *in loco* foi em obras de drenagem superficial e profunda.

Recentemente, estudos foram realizados com o

intuito de investigar a utilização de agregados reciclados como material de preenchimento em estrutura de solos reforçados. Santos *et al.* (2013, 2014) descrevem a construção, a instrumentação e o desempenho de uma estrutura preenchida com RCC reforçada com geogrelha de face envelopada, de 3,6 m de altura, a qual foi construída sobre um solo de fundação colapsível, em Brasília-DF. Os autores ressaltaram que o desempenho e as deformações do muro apresentaram-se de maneira satisfatória e semelhante ao desempenho de estruturas similares construídas com aterros granulares convencionais.

3.4. Outras aplicações

Conforme visto anteriormente, existem diversas aplicações dos agregados reciclados em diversos setores da ICC. A Tabela 3 apresenta outras aplicações que foram verificadas e analisadas por outros pesquisadores que avaliam a utilização desses materiais, visando a redução do emprego de agregados naturais e a utilização de forma econômica e ambientalmente correta dos RCC reciclados.

Tabela 3. Usos mais frequentes para os RCC no Brasil (Adaptado de Paschoalin Filho *et al.*, 2013).

| Tipo de uso | Pesquisas brasileiras |
|---|-------------------------------|
| Agregados para concreto | Vieira e Molin (2004) |
| Produção de argamassa | Assunção <i>et al.</i> (2007) |
| Calçadas | Ricci (2007) |
| Estabilização de encostas | Nunes <i>et al.</i> (2009) |
| Em algumas etapas nas obras de construção de edifícios | Nunes <i>et al.</i> (2009) |
| Tijolos (incluindo aqueles produzidos com solo-cimento), telhas | Ferraz e Segantini (2004) |
| Recuperação topográfica do terreno ou em terraplenagem | Santos (2007) |

4 CONCLUSÕES

O artigo realizou um estudo em relação à geração e reciclagem dos RCC classe A produzidos nas diversas atividades desenvolvidas pela ICC no Brasil. Além disso, foi realizada uma análise das principais aplicações desses resíduos após a sua reciclagem e as pesquisas brasileiras que são realizadas para verificar os resultados e características quanto ao emprego desses materiais.

Por meio dessa perspectiva foi possível perceber que os resíduos classe A são obtidos a partir de diversas atividades desenvolvidas em diferentes etapas dos mais variados tipos de obras realizadas na ICC. Sendo compostos, predominantemente, de componentes cerâmicos, tijolos, blocos, telhas e placas de revestimento, concreto, argamassa e diversos tipos de solos.

A reciclagem dos RCC classe A se intensificou principalmente após a Resolução 307 (CONAMA, 2002), que proporcionou o crescimento do número de usinas de reciclagem desses materiais no país. São diversos agregados obtidos, com diferentes granulometrias e composição, após o beneficiamento dos resíduos. Essa variabilidade permite o emprego dos agregados reciclados em diversas aplicações na própria ICC, entretanto ela não ocorre de maneira controlada, de forma a sempre determinar o comportamento desses materiais quando submetidos às mais variadas aplicações. Assim, o controle tecnológico é um dos aspectos que deve existir na produção desses agregados (desde a sua separação nas obras) para que esses materiais possam ser melhor empregados.

Outro aspecto verificado é a possibilidade de se aproveitar todo o material gerado na própria obra, por meio da utilização de equipamentos que promovam a reciclagem *in loco*. Por meio dessa medida é possível reduzir gastos de transporte e com a compra de agregados naturais.

Foi possível verificar, ainda, que os agregados reciclados podem ser utilizados em diferentes tipos de obras. Entretanto, é importante ressaltar que diversos aspectos devem ser considerados para o sucesso desta prática, a exemplo da correta segregação dos resíduos classe A, novos estudos de laboratório e de campo – para conhecer melhor as características físicas e químicas desses materiais sozinhos e/ou quando usados com outros materiais – conhecimento e controle nos processos de reciclagem e utilização, entre outros.

Portanto, apesar das dificuldades a serem enfrentadas para que os agregados reciclados ganhem espaço no mercado da ICC, o emprego desses materiais apresenta indícios de viabilidade econômica, social e ambiental.

REFERÊNCIAS

ALLWOOD, J.M. Squaring the circular economy: the role of recycling within a hierarchy of material management strategies. Elsevier, Boston, p. 445–477. 2014.

- ANGULO, S. C.; ULSEN, C.; KAHN, H.; JHON, V. M. Desenvolvimento de novos mercados para a reciclagem massiva de RCD. In: Seminário de Desenvolvimento sustentável e a reciclagem na construção civil, 5. São Paulo. Anais: São Paulo: IBRACON/IPEN. 2002a. p. 293-307, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos. 18 p. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA PARA A RECICLAGEM DE RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL E DEMOLIÇÃO – ABRECON. Pesquisa Setorial 2017/2018. São Paulo. 2018.
- ASSUNÇÃO, L. T.; CARVALHO, G. F.; BARATA, M. S. Avaliação das propriedades das argamassas de revestimento produzidas com resíduos da construção e demolição como agregado. *Exacta*, v 5, n 2, p. 223-230. 2007.
- BANIHASHEMI, S.; TABADKANI, A.; HOSSEINI, M. R. Integration of parametric design into modular coordination: a construction waste reduction workflow. *Automation in Construction*, v. 88, p. 1-12, 2018.
- BARBOSA JÚNIOR, A. S.; FORTES, R. M. Estudo da utilização de agregado reciclado em misturas de concreto de cimento Portland para pavimentação. In: Congresso Brasileiro Do Concreto, 2008, Salvador. Anais... Salvador, 2008.
- BODI, J.; BRITO FILHO, J. A.; ALMEIDA, S. Utilização de entulho de construção civil reciclado na pavimentação urbana. In: 29ª Reunião Anual de Pavimentação. Rio de Janeiro, 1995.
- CASSA, J. C.S.; CARNEIRO, A. P.; BRUM, I. A. S. Reciclagem de Entulho para a produção de materiais de construção: Projeto Entulho Bom. Salvador: Editora UFBA, p. 142-186, 2001.
- CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE (CONAMA). Resolução nº 307. Brasília, 2002.
- DI MARIA, A.; EYCKMANS, J.; VAN ACKER, K. Downcycling versus recycling of construction and demolition waste: combining LCA and LCC to support sustainable policy making. *Waste Management*, v. 75, p. 3–21, 2018.
- DOBROVOLSKIENE, N.; TAMOŠIŪNIENĖ, R.; BANAITIS, A.; FERREIRA, F. A. F.; BANAITIENĖ, N.; TAUJANSKAITĖ, K.; MEIDUTĖ-KAVALIUSKIENĖ, I. Developing a composite sustainability index for real estate projects using multiple criteria decision making. *Operational Research - An International Journal*, v. 1, p. 1-19, 2017.
- DOMICIANO, M. L.; SANTOS, E. C. G.; LINS DA SILVA, J. Geogrid mechanical damage caused by recycled construction and demolition waste (RCDW): influence of grain size distribution. *Soils and Rocks*, vol. 43 (2), pp. 231-249. 2020.
- FERRAZ, A. L.; SEGANTINI, A. A. Engenharia Sustentável: Aproveitamento de resíduos de. Anais do 5o Encontro de Energia no Meio Rural. Campinas. 2004.
- FLEURY, M. P.; SIQUEIRA NETO, N.; SANTOS, E. C. G. Reciclagem de resíduos de construção e demolição (RCD) na região metropolitana de Goiânia-GO. In: GEOCENTRO - IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro Oeste, Goiânia-GO. 2017.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. Projeção da população do Brasil e das Unidades da Federação. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/apps/populacao/projecao/index.html>>. Acesso em: 16 nov. 2021.
- JOHN, V. M.; AGOPYAN, J. Reciclagem de Resíduos da Construção. Seminário de reciclagem de resíduos sólidos domiciliares. São Paulo, 2000.
- LIMA, J. A. R.; FERRAZ, T. G. A. Manual Resíduos de Construção: da geração à destinação responsável. Salvador: SENAI-BA. 20 p. 2007.
- MENDES, T. A.; REZENDE, L. R.; OLIVEIRA, J. C.; GUIMARÃES, R. C.; CARVALHO, J. C.; VEIGAS, R. Parâmetros de uma pista experimental executada com entulho reciclado. In: 35ª Reunião Anual de Pavimentação, Rio de Janeiro, 2004.
- MEYER, C. The greening of the concrete industry. *Cement & Concrete Composites*, v. 31, p. 601-605, 2009.
- MIRANDA, L.F.R. Reciclagem de Resíduos de Construção e Demolição: teoria e prática. Edit. Appris, Curitiba, 203 p. 2020.
- MIRANDA, L. F. R.; ANGULO, S. C.; CARELI, E. D. A reciclagem de resíduos de construção e demolição no Brasil: 1986-2008. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v 9, n 1, p. 57-71, 2009.
- MOTTA, R. S. Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 134 p. 2005.
- NUNES, K.; MAHLER, C.; VALLE, R. Reverse logistics in the Brazilian construction industry. *Journal of Environmental Management*, v 90, p 3717–3720. 2009.
- OLIVEIRA, J. C. Indicadores de Potencialidades e desempenho de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil em pavimentos flexíveis. 167p. Tese (doutorado) - Universidade de Brasília, Brasília, 2007.
- PASCHOALIN FILHO, J. A.; DIAS, A. J. G.; CORTES, P. L.; DUARTE, E. B. L. Manejo de resíduos de demolição gerados durante obras da arena de futebol Palestra Itália (Allianz Parque) localizada na cidade de

- São Paulo/Brasil. HOLOS, v. 6, p. 73-91, 2013.
- PENG, C. L.; SCORPIO, D. E.; KITBERT, C. J. Strategies for successful construction and demolition waste recycling operations. *Construction management and economics*, v 1, n 15, p. 49-58, 1997.
- PEREIRA, C. Tipos de Resíduos da Construção Civil. 2018. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/tipos-de-residuos/>>. Acesso em: 18 nov. 2021.
- PINTO, T.P. Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana. São Paulo. 189p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1999.
- PINTO, T. P.; GONZÁLEZ, J. L. R. Ministério das Cidades. Manejo e gestão de resíduos da construção civil: como implantar um sistema de manejo e gestão nos municípios. v. 1. 196 p. Brasília: Caixa, 2005.
- RICCI, G. Estudo das características mecânicas do concreto compactado com rolo com agregados reciclados de construção e demolição para pavimentação. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo. 2007.
- ROSADO, L. P.; VITALE, P.; PENTEADO, C. S. G.; ARENA, U. Life cycle assessment of construction and demolition waste management in a large area of São Paulo State, Brazil. *Waste Management*, v 85, p. 477–489, 2019.
- SALES, A. T. C.; SANTOS, D. G. Aplicação de Agregados Reciclados de Resíduos de Construção em Blocos Pré-Moldados de Vedação. In: Encontro Nacional Sobre Aproveitamento De Resíduos Na Construção, 2009, Feira de Santana. Anais... Porto Alegre: ANTAC, 2009. p. 496-505.
- SANTOS, E. C. G. Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado. 2007. 168 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- SANTOS, E. C. G.; PALMEIRA, E. M.; BATHURST, R. J. Behaviour of a geogrid reinforced wall built with recycled construction and demolition waste backfill on a collapsible foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, v 39, p. 9–19, 2013.
- SANTOS, E. C. G.; PALMEIRA, E. M.; BATHURST, R. J. Performance of two geosynthetic reinforced walls with recycled construction waste backfill and constructed on collapsible ground. *Geosynthetics International*, v 21, n 4, p.256–269, 2014.
- SILVA, A. C.; SANTOS NETO, F. C.; FUCALE, S.; FERREIRA, S. Avaliação da adição de Resíduos de Construção Civil (RCC) para estabilização de solos colapsíveis. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016, Belo Horizonte. Anais de COBRAMSEG... Belo Horizonte, 2016.
- SILVESTRE, G. R. Redução da resistência de geogrelhas devido a danos químicos causados por resíduos de construção e demolição reciclados. 2019. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2019.
- SOUSA, J. G. G.; BAUER, E.; SPOSTO, R. M. Blocos de concreto produzidos com agregados provenientes da reciclagem de resíduos gerados pela construção civil. In: IX Encontro Nacional De Tecnologia Do Ambiente Construído, 2002, Foz do Iguaçu, 2002.
- SOUZA, U. E. L.; PALIARI, J. C.; AGOPYAN, V.; ANDRADE, A. C. Diagnóstico e combate à geração de resíduos na produção de obras de construção de edifícios: uma abordagem progressiva. *Ambiente Construído*, v. 4, n. 4, p. 33-46, 2004.
- VIEIRA, G. L.; MOLIN, D. C. Viabilidade técnica da utilização de concretos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. *Ambiente Construído*, v 4, n 4, p 47-63. 2004

NOVA METODOLOGIA PARA IDENTIFICAR E SEPARAR OS DESLOCAMENTOS DE RECALQUES E FLEXAS EM VIGAS.

Profº Dickran Berberian
UnB – Universidade de Brasília (Professor)
Infrasolo Ltda (Presidente)
Brasília/DF
Infrasoloengenharia@gmail.com

RESUMO: Ao longo de seus 48 anos como Engenheiro Geotécnico e Patologista de Edificações, tem encontrado sistematicamente vários laudos periciais inconclusivos ou com erros de interpretação, pela falta de uma metodologia que aponte com segurança as causas das manifestações patológicas e as causas principais dessas patologias (recalques e flexas) que geram fissuras, trincas, rachaduras e colapso da estrutura. Nos anos 70, quando o autor esteve na COPPE/UFRJ, sob a batuta das grandes inteligências do Brasil nas áreas de fundações, estruturas e pavimentação, tais como: Professor Dirceu de Alencar Velloso, Professor Fernando Luís Lobo B. Carneiro, Professor Jacques de Medina, Professor Yosiaki Nagato e tantos outros, procurou resolver uma questão crucial da Engenharia Diagnóstica desenvolvendo a Regra da Mediatriz, que de forma simples e precisa, sem a necessidade de executar um grande número de ensaios técnicos, aponta para a causa do problema, definindo se são originados por recalques ou flexas. Das 4.800 obras nas áreas das fundações, sondagens e ensaios geotécnicos nas quais o autor foi responsável técnico, 1200 foram na área da Engenharia Diagnóstica. A Regra da Mediatriz foi testada em 180 casos instrumentados dos quais em 179 foram aplicadas com sucesso e somente uma única, sobre a qual persiste uma dúvida, cuja causa carece de novas pesquisas.

PALAVRAS-CHAVE: Recalque, Trincas, Patologias, Flexas, Regra da Mediatriz.

ABSTRACT: Throughout his 48 years as a Geotechnical Engineer and Building Pathologist, he has systematically found several expert reports with errors in interpretation and/or inconclusive due to the lack of a methodology that could safely point out the causes of pathological manifestations and the main causes of these pathologies (settlements and flexes) that generate fissures, cracks and collapse of the structure. In the 70s, when the author was at COPPE/UFRJ under the leadership of Brazil's great intelligence in the areas of foundations, structures and paving, such as: Professor Dirceu de Alencar Velloso, Professor Fernando Luís Lobo B. Carneiro, Professor Jacques de Medina, Professor Yosiaki Nagato and many others, sought to resolve a crucial issue in Diagnostic Engineering by developing the Bisector Rule, which, in a simple and precise way, without the need to perform a large number of technical tests, pinpoints the location and cause of the problem, defining whether they originate from settlements or flexures. Of the 4,800 works in the areas of foundations, surveys and geotechnical tests for which the author was technically responsible, 1200 were in the area of Diagnostic Engineering. The Mediatriz Rule was tested in 180 instrumented cases, of which 179 were successfully applied and only one about which doubts persist, the cause of which requires further research.

KEY WORDS: Settlements, Cracks,

1 INTRODUÇÃO

Por se tratar de uma metodologia nova, recém testada na qual toda base científica está apoiada em temas correlatos diretos, principalmente estudo de recalques através dos milhares de trabalhos teóricos experimentais existentes sobre o tema, ressaltando as pesquisas realizadas pela COPPE/USP, em paralelo tão importante quanto a análise estrutural também está baseada nos milhares de estudos teóricos e experimentais, destacando-se as pesquisas realizadas no IPT/UnB. Esses e em outros estudos permitiram ao autor a realização de centenas de cursos que culminaram na Regra da Mediatriz.

A construção dessa metodologia está nas seguintes bases:

1ª O aço mais elástico dos materiais da construção civil entra em ruptura aproximadamente com a deformação específica $\epsilon = 4,3\text{cm}/10.000\text{cm}$, concreto $\epsilon = 2.10\text{cm}/10.000\text{cm}$, solos coesivos (rijos SPT ~ 10) $\epsilon = 0,3\text{cm}/10.000\text{cm}$, rocha sã (quartzítica) $\epsilon = 0,5\text{cm}/10.000\text{cm}$, gesso não acartonado $\epsilon = 0,15\text{cm}/10.000\text{cm}$

2ª Os estudos teóricos, via elementos finitos, mostraram nitidamente que as tensões de tração que são perpendiculares às trincas de cisalhamento estão a 45°; quando as trincas aproximadamente são assimiladas a uma reta as tensões de tração são perpendiculares ao ponto médio das trincas (ou no ponto de cisalhamento máximo).

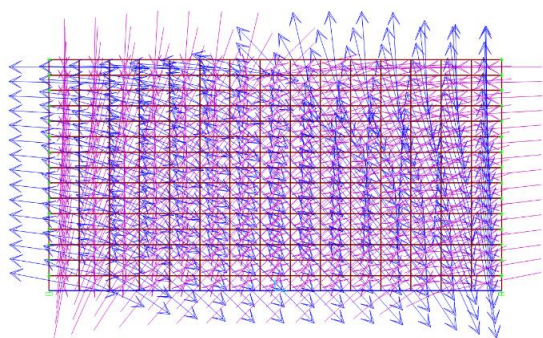


Figura 1. Diagrama de vetores de tração apontados
Pelo programa de elementos finitos
Sap 2000 - fonte Thiago UnB

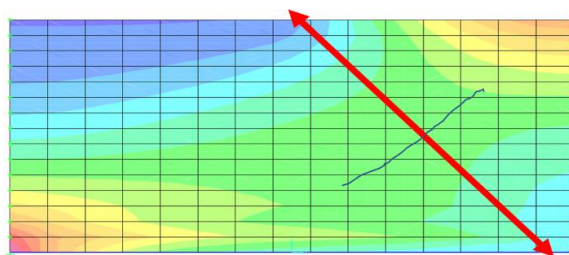


Figura 2. Diagrama mostrando a trinca que ocorre no ponto máximo das tensões de tração

3ª Os estudos analíticos do estado de tensões no elemento em estudo através do círculo de Mohr mostra de forma simples e clara que a tensão cisalhante forma com o eixo das tensões principais maiores um ângulo de 45°.

4ª Centenas de casos reais confirmam os resultados da metodologia desenvolvida pelo autor.

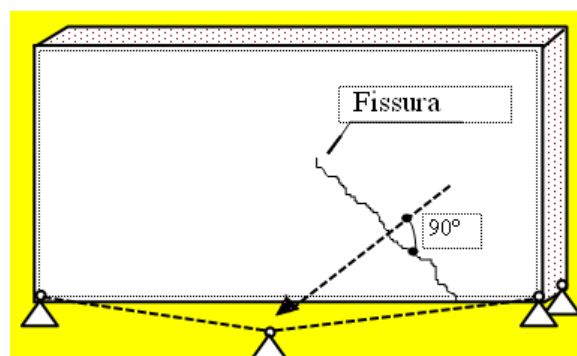


Figura 3. Aplicação da Regra da Mediatriz que indica o recalque nas fundações centrais

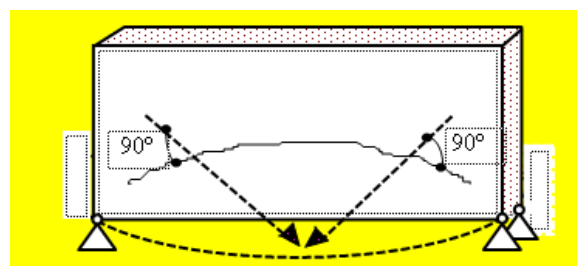


Figura 4. Aplicando a Regra da Mediatriz verifica-se que o deslocamento não se trata de recalque mas sim de flexa na viga/laje



Figura 5. Trinca real ilustrando a figura anterior mostrando inclusive que a flexão de uma laje sob carregamento uniforme é uma parábola, espelho invertido da laje real

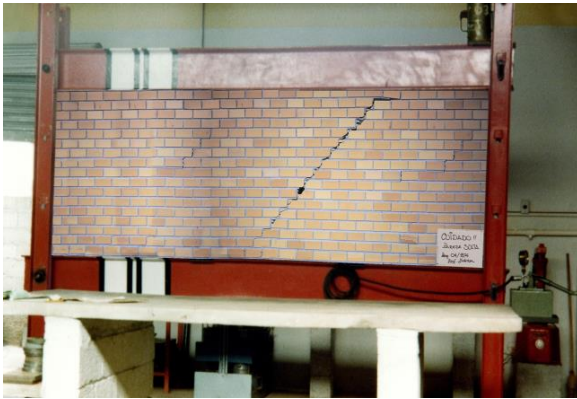


Figura 6. Comprovação experimental da utilização da Regra da Mediatriz onde se aplicou um deslocamento no apoio a direita de uma estrutura de aço com painel de fechamento em alvenaria

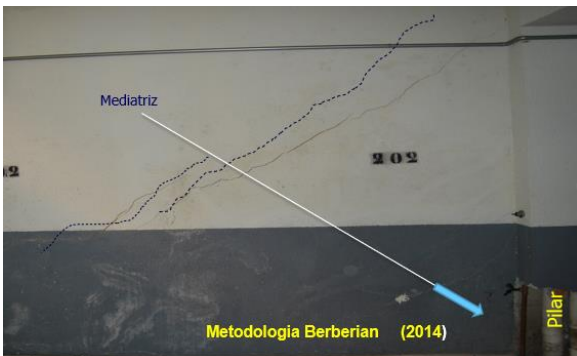


Figura 7. Aplicação da Regra da Mediatriz apontando para o recalque no pilar

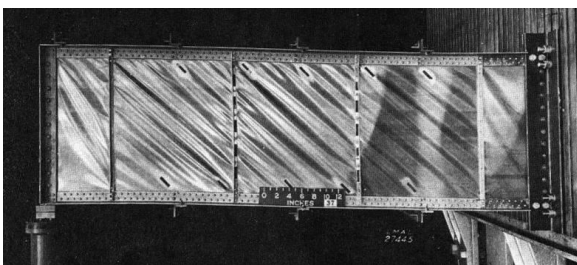


Figura 8. Pesquisas realizadas pela Nasa para estudos do estado de tensões de chapas de duraluminio utilizadas na

elaboração de naves espaciais, onde as franjas de tensões estão a 45° em relação aos eixos principais

2 CONCLUSÕES

Fica provado teorica e experimentalmente, e confirmada na prática, que a metodologia da Regra da Mediatriz soluciona de forma simples e prática um dos questionamentos “trincas e recalques” mais importantes da engenharia.

REFERÊNCIAS

Berberian, D (1970 / 2023) Cursos de Inspeção predial e Engenharia Diagnostica.

Teorema de Bayes, uma Alternativa para Redução de Incertezas da Estimativa de Recalques de um Aterro Sanitário

Thiago Souza Ornelas Moraes

Universidade do Estado do Rio de Janeiro, São Gonçalo, Brasil, thi_ornelas@hotmail.com

Bernadete Ragoni Danziger

Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, brdanzig@uerj.br

Alessandra Conde Freitas

Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, alessandracfreitas@poli.ufrj.br

RESUMO: A previsão e o monitoramento de recalques em maciços sanitários consistem num grande desafio. Muitos estudos têm sido desenvolvidos para estimar os recalques nesse tipo de estrutura. No entanto, a heterogeneidade desse maciço dificulta a ampla aplicação das formulações desenvolvidas e torna muitas vezes o estudo uma tarefa árdua, além de englobar uma série de incertezas. O presente trabalho pretende contribuir para a redução das incertezas na estimativa dos recalques dos aterros sanitários, a partir da aplicação da atualização bayesiana ao caso de uma Central de Tratamento de Resíduos, em Pernambuco, por meio da utilização de um modelo de previsão de recalques existente, combinado com dados do monitoramento de recalques ocorridos na unidade. Para o desenvolvimento desse estudo, optou-se por adotar o modelo empírico simplificado de Yen e Scanlon (1975) para obtenção dos dados *a priori* e os dados de monitoramento geotécnico mensal de 30 marcos superficiais foram utilizados na função de verossimilhança. Para a atualização da estimativa (*a posteriori*) foram empregados os conceitos estatísticos do Teorema de Bayes que permite calcular a probabilidade de ocorrência de um evento “A” considerando que um evento “B” ocorreu. Os resultados das atualizações foram favoráveis, indicando redução de incertezas a partir da obtenção de coeficientes de variação inferiores aos das parcelas *a priori* e de verossimilhança e adequabilidade do teorema ao caso apresentado, resultando em Indicadores de Falha “D” (GUTTORMSEN, 1987) na faixa de -1,5 a 1,5, dita satisfatória para atualizações realizadas pela Teoria de Bayes.

PALAVRAS-CHAVE: Previsão de Recalque, Teorema de Bayes, Aterro Sanitário.

ABSTRACT: A major challenge is the prediction and monitoring of settlements in sanitary massifs. Many studies have been developed to estimate the settlements in waste landfills. However, the heterogeneity of this mass makes it difficult to apply the formulations developed widely and often makes the study an arduous task, in addition to including a series of uncertainties. The present article aims to contribute to reducing the effects of uncertainties in estimating the settlement of sanitary fills, based on the application of the Bayesian update to the case of a Waste Treatment Center, in Pernambuco, through the use of an existing settlement prediction model, combined with data from settlements monitoring. To develop this study, the simplified empirical model of Yen and Scanlon (1975) was adopted to obtain a priori estimate and settlement monitoring data from 30 surface landmarks were used in the likelihood function. To update the estimate (*a posteriori*), the statistical concepts of Bayes' Theorem were used, which allows calculating the probability of the occurrence of an event “A” considering that an event “B” occurred. The results of the updates were favorable, indicating a reduction in uncertainty by obtaining coefficients of variation lower than those of the a priori plots and likelihood and suitability of the theorem to the case presented, resulting in Failure Indicators “D” (Guttormsen, 1987) in the range of -1.5 to 1.5, considered satisfactory for updates carried out by Bayes Theory.

KEY WORDS: Settlement prediction, Bayes theorem, Waste landfill.

1 INTRODUÇÃO

O intenso crescimento industrial e dos bens de consumo levaram ao aumento mundial da geração de

resíduos nas últimas décadas e consequente degradação do meio ambiente. A reciclagem, a compostagem e a incineração são algumas alternativas na busca por limitar o crescimento do

acúmulo desses resíduos. Porém, ainda assim, restos acabam sendo descartados. Dessa forma, busca-se melhor planejamento na destinação desses resíduos para locais adequados, baseado na Política Nacional de Resíduos Sólidos (lei 12.305 - BRASIL, 2010), dentre eles os Aterros de Resíduos Sólidos Urbanos (ARSU). Esta estrutura passou a ser utilizada no Brasil na década de 80, com o Aterro Sanitário de Bandeirantes (SP), após um período de disposição desregulada dos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU). Nos últimos anos, o adensamento urbano e as restrições ambientais têm limitado a implantação de novas unidades. Apresenta-se então com elevado grau de importância o aumento da vida útil e o máximo aproveitamento das unidades disponíveis.

A eficiência e os cuidados com disposição dos RSU constituem, no entanto, um grande esforço, devido a importância de conhecer os mecanismos que atuam sobre os maciços desse tipo, bem como os parâmetros que o caracterizam. Problemas envolvendo a deformabilidade de aterros sanitários, por exemplo, são recorrentes e devido à sua característica complexa, vêm sendo amplamente abordados nos meios especializados.

A magnitude e a variação do tempo de duração dos recalques em ARSU impõem-se como um grande desafio para profissionais do setor. Diversos estudos e pesquisas têm sido desenvolvidos a fim de reduzir a incerteza das previsões de recalques contidos em projetos, que no geral, são realizados com base em métodos teóricos, que diversas vezes se distanciam da realidade encontrada na fase de operação dos empreendimentos. Dessa forma, a proposta probabilística do Teorema de Bayes se apresenta como uma alternativa, combinando os resultados dos métodos teóricos ou empíricos, *a priori*, com os dados de leitura dos instrumentos de monitoramento, verossimilhança, resultando na obtenção de parâmetros atualizados, *a posteriori*.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

2.1 Localização

Localizada na região metropolitana do Recife, no Município de Jaboatão dos Guararapes-PE, a Unidade 01 tem formato aproximado de um retângulo e possui cerca de 178.000m² de área. A figura 1 mostra a localização do empreendimento e as principais referências do entorno, incluindo 7 km a oeste das praias locais, 5 km a noroeste Lagoa Olho d'Água e 200 m a oeste do Rio Jaboatão.



Figura 1 – Localização da Unidade 01 (Fonte: adaptada de Google Earth).

2.2 Breve histórico

A primeira célula do aterro entrou em operação em 2007 e recebeu aproximadamente 10 milhões de toneladas de resíduos até março de 2019. A implantação da segunda célula foi iniciada no final de 2014 e recebeu, de 2015 a 2019, cerca de 3.300.000 toneladas de resíduo. A unidade passou então por um processo de integração e sobreposição.

Os taludes da unidade são bem definidos, com inclinação de 2H:1V, no geral cobertos com solo e grama. O empreendimento conta também com geomembrana PEAD como parte do sistema de impermeabilização de fundo, além de dispositivos de drenagem de águas pluviais em todas as faces.

O processo de disposição, espalhamento e compactação dos resíduos é feito por trator de esteiras, que executa finas camadas, dando cerca de cinco passadas sobre elas. Esse processo é repetido até que sejam formados alteamentos de aproximadamente 6m de altura, que são intercalados por bermas de equilíbrio de 5m de largura. Ao ser finalizado, o alteamento é coberto com uma camada de aproximada 0,50m de solo de jazida local com característica argilosa e baixa permeabilidade (10⁻⁶ m/s), onde são instalados instrumentos de monitoramento geotécnico (Marcos Superficiais), através dos quais são feitos acompanhamentos dos deslocamentos verticais e horizontais do maciço.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir são apresentados os principais modelos e conceitos utilizados no estudo.

3.1 Seleção de instrumentos analisados

Como forma de possibilitar a atualização da estimativa de recalque para a unidade, foram selecionados 30 marcos superficiais com histórico de dados disponível, permitindo assim realizar os cálculos a partir modelo empírico escolhido, bem como aplicação do Teorema para atualização.

Tabela 1 – Período de monitoramento dos Marcos Superficiais analisados.

| LOC. | MS | IMPLANTAÇÃO | MONITORAMENTO |
|------|-------|-------------|-----------------------|
| SE | 01-08 | Mar./2018 | Out./2019 a Out./2021 |
| SO | 09-11 | Mar./2018 | Out./2019 a Out./2021 |
| | 12-15 | Nov./2020 | Abr./2021 a Abr./2023 |
| N | 16-19 | Nov./2020 | Abr./2021 a Abr./2023 |
| | 20-30 | Dez./2019 | Out./2020 a Out./2022 |

Fonte: Arquivo do autor.

Está apresentado abaixo o resumo dos recalques observados nos marcos superficiais (MS) selecionados.

Tabela 2 - Resumo dos recalques aferidos nos MS.

| MS | RECALQUE (m) | | | |
|----|--------------|------|----------|------|
| | 360 DIAS | % | 720 DIAS | % |
| 1 | -0,19 | 2,9 | -0,43 | 6,6 |
| 2 | -0,17 | 2,1 | -0,38 | 4,7 |
| 3 | -0,23 | 1,6 | -0,50 | 3,6 |
| 4 | -0,38 | 1,2 | -0,50 | 1,6 |
| 5 | -0,28 | 4,3 | -0,60 | 9,2 |
| 6 | -0,49 | 2,6 | -0,90 | 4,9 |
| 7 | -0,48 | 4,0 | -0,80 | 6,7 |
| 8 | -0,56 | 4,4 | -0,84 | 6,6 |
| 9 | -1,35 | 5,6 | -1,98 | 8,3 |
| 10 | -0,42 | 3,1 | -0,62 | 4,5 |
| 11 | -0,23 | 2,4 | -0,43 | 4,4 |
| 12 | -0,16 | 0,8 | -0,30 | 1,5 |
| 13 | -0,31 | 2,6 | -0,45 | 3,7 |
| 14 | -0,21 | 2,0 | -0,40 | 3,7 |
| 15 | -0,63 | 3,6 | -0,88 | 5,0 |
| 16 | -0,51 | 2,0 | -0,81 | 3,2 |
| 17 | -0,49 | 1,3 | -0,87 | 2,4 |
| 18 | -0,72 | 3,9 | -1,33 | 7,4 |
| 19 | -0,76 | 4,7 | -1,30 | 8,1 |
| 20 | -0,71 | 7,6 | -1,42 | 15,3 |
| 21 | -0,66 | 3,3 | -1,00 | 5,0 |
| 22 | -1,19 | 17,5 | -1,39 | 20,5 |
| 23 | -1,43 | 4,0 | -1,96 | 5,5 |
| 24 | -1,97 | 11,3 | -2,28 | 13,0 |
| 25 | -0,95 | 4,2 | -1,26 | 5,6 |
| 26 | -0,48 | 2,8 | -0,88 | 5,1 |
| 27 | -0,81 | 2,1 | -1,17 | 3,0 |
| 28 | -0,85 | 1,9 | -1,23 | 2,8 |
| 29 | -0,33 | 0,9 | -0,73 | 2,0 |
| 30 | -0,28 | 2,3 | -0,40 | 3,3 |

Fonte: Arquivo do autor

3.2 Modelo Simplificado de Yen e Scanlon (1975)

Modelo empírico desenvolvido a partir do monitoramento de três aterros sanitários nos EUA

por um período de 9 anos, onde foi observado que a taxa de recalques decresce linearmente com o logaritmo do tempo. Esse modelo, no entanto, aplica-se somente aos recalques secundários, objeto desse estudo, e utiliza os parâmetros m (taxa de recalques) e t_1 (idade média do aterro), obtidos pelas equações:

$$m = \left(\frac{\Delta H}{\Delta t} \right) \quad (1)$$

$$t_1 = t - \frac{t_c}{2} \quad (2)$$

onde: m = taxa de recalque; ΔH = recalque; Δt = intervalo de tempo entre leituras; t = tempo de início da construção; t_c = tempo de construção do aterro; t_1 = idade média do aterro.

Analisando a aplicação dos estudos apresentados, Ling *et al.* (1998) propuseram a utilização de uma função logarítmica simplificada para reprodução das curvas de recalque a partir da equação proposta acima, admitindo como tempo inicial (t_0) o tempo correspondente ao início das medidas de recalque, e, assim, apresentando o recalque da seguinte forma:

$$\Delta H = a' - b' \cdot \log t \quad (3)$$

Como forma de calibrar o modelo, as constantes a' e b' foram adotadas conforme cada instrumento monitorado na unidade estudada, obtidas com auxílio do excel a partir de função logarítmica e o início do monitoramento foi adotado como momento t_0 . A altura da coluna dos resíduos foi obtida a partir das cotas do fundo do aterro e das cotas nos marcos no início dos monitoramentos.

Tabela 3 – Parâmetros obtidos do Modelo Simplificado de Yen e Scanlon (1975).

| MS | a' | b' | R ² | MS | a' | b' | R ² |
|----|------|------|----------------|----|------|------|----------------|
| 01 | 0,10 | 0,14 | 0,85 | 16 | 0,24 | 0,36 | 0,88 |
| 02 | 0,13 | 0,16 | 0,79 | 17 | 0,16 | 0,31 | 0,89 |
| 03 | 0,17 | 0,20 | 0,80 | 18 | 0,29 | 0,43 | 0,88 |
| 04 | 0,13 | 0,21 | 0,94 | 19 | 0,29 | 0,44 | 0,90 |
| 05 | 0,20 | 0,25 | 0,81 | 20 | 0,41 | 0,48 | 0,86 |
| 06 | 0,21 | 0,34 | 0,87 | 21 | 0,11 | 0,34 | 0,97 |
| 07 | 0,23 | 0,31 | 0,89 | 22 | 0,12 | 0,49 | 0,98 |
| 08 | 0,14 | 0,37 | 0,93 | 23 | 0,19 | 0,73 | 0,98 |
| 09 | 0,46 | 0,78 | 0,94 | 24 | 0,12 | 0,85 | 0,98 |
| 10 | 0,10 | 0,25 | 0,96 | 25 | 0,15 | 0,43 | 0,98 |
| 11 | 0,11 | 0,17 | 0,89 | 26 | 0,26 | 0,32 | 0,89 |
| 12 | 0,08 | 0,12 | 0,87 | 27 | 0,11 | 0,42 | 0,98 |
| 13 | 0,09 | 0,16 | 0,96 | 28 | 0,17 | 0,49 | 0,97 |
| 14 | 0,10 | 0,18 | 0,88 | 29 | 0,12 | 0,29 | 0,84 |
| 15 | 0,15 | 0,37 | 0,96 | 30 | 0,05 | 0,18 | 0,97 |

Fonte: Arquivo do autor.

Os parâmetros obtidos nos instrumentos analisados se apresentam coerentes com aqueles estimados por bibliografias especializadas, dessa forma, apresentam potencial calibração ao modelo, evidenciado pelo Coeficiente de Determinação (R^2) elevado, próximo de 1 (100%). Quanto mais alto o valor de R^2 melhor entende-se ser o ajuste entre o modelo e os dados.

3.3 Estudos recentes de previsão de recalque de aterro sanitários

Como parte da revisão da literatura do presente trabalho, realizou-se uma revisão de publicações científicas nacionais relevantes dos últimos 14 anos (2010-2024) que utilizaram métodos de previsão de recalque de aterros sanitários, e as principais observações e colaborações das 11 publicações analisadas para esse trabalho estão apresentadas a seguir.

- Recorrente comparação simples de resultados obtidos a partir dos modelos de previsão tradicionais com base em dados de monitoramento de aterros existentes (SILVA, 2010; DENARDIN, 2013; TEIXEIRA, 2015; CORRÊA, 2017; KLINK, 2019; RISON, 2021):

- Constante necessidade de calibrações;
- Favorecimento de modelos mais simples. Destaque para Modelo de Sowers (1973);
- Resultado insatisfatório: Modelo Original de Yen e Scanlon (1975), utilização de simplificação;
- Tendência nos últimos anos de busca por envolver novos elementos e ferramentas nesse processo:
 - Regressão linear múltipla (GOMES *et al.*, 2021);
 - Método iterativo de Gauss-News (FARIAS, 2014);
 - Redes neurais artificiais (SOUZA *et al.*, 2020).

Nessa mesma direção, na busca por novas alternativas eficazes na calibração de resultados dos modelos de previsão de recalque, o presente estudo propõe a utilização do Teorema de Bayes (a seguir), baseado nos conceitos de probabilidade e estatística para redução das incertezas nesse processo de estimativa de recalques em maciços sanitários.

3.4 Teorema De Bayes

É um teorema que utiliza conceitos da probabilidade e da estatística. Consiste num método para calcular probabilidades condicionais, ou seja, a probabilidade de um evento ocorrer, dado que outro evento já ocorreu. Assim, a incerteza do parâmetro é modelada

por distribuição *a priori* e *a posteriori*. A distribuição *a posteriori* é calculada com a atualização da distribuição *a priori*, utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contém a observação obtida de dados disponíveis.

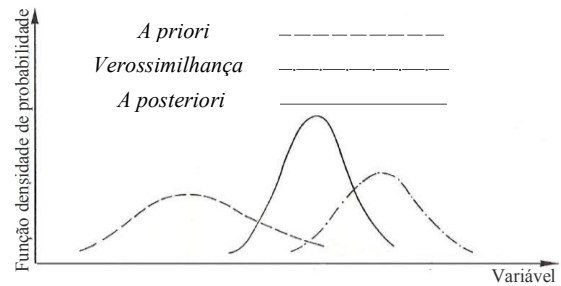


Figura 2 – Relação entre as distribuições *a priori*, a função de verossimilhança e a distribuição *a posteriori* (adaptado de CABRAL, 2008).

Lacasse *et al.* (1991) ao ponderar que a previsão do comportamento das estruturas não pode ser feita com exatidão face às variações espaciais das propriedades dos materiais, deficiências nas investigações geotécnicas, restrição dos modelos de cálculo, incertezas nos parâmetros adotados e das cargas atuantes, baseados no Teorema de Bayes, desenvolveram equações considerando o comportamento normal para as distribuições conjugadas, que permitem o cálculo da estimativa do valor esperado e da variância atualizada (*a posteriori*), em função do valor esperado e da variância da estimativa *a priori* e do valor esperado e da variância da função de verossimilhança.

$$\mu_Q = \frac{(\sigma_Q^{2L} \cdot \mu_Q^P + \sigma_Q^{2P} \cdot \mu_Q^L)}{(\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P})} \quad (4)$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{(\sigma_Q^{2L} \cdot \sigma_Q^{2P})}{(\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P})} \quad (5)$$

onde: μ_Q = valor esperado para a capacidade de carga, recalque, ou outro fenômeno que se deseja analisar obtida *a posteriori*; μ_Q^P = valor esperado para o recalque obtido *a priori*; μ_Q^L = valor esperado para o recalque obtido pela função de verossimilhança; σ_Q^{2L} = variância da distribuição da função de verossimilhança; σ_Q^{2P} = variância da distribuição *a priori*; σ_Q^2 = variância atualizada da distribuição *a posteriori*.

4 RESULTADOS

Os principais resultados e discussões obtidos no estudo estão apresentados a seguir.

4.1 Atualizações do estudo de caso para o Modelo Simplificado de Yen e Scanlon (1975)

Na tabela 4 estão resumidos os parâmetros obtidos para a aplicação do Teorema de Bayes.

Pode-se perceber em ambos cenários avaliados que aqueles oriundos do modelo simplificado de Yen e Scanlon se apresentam bastante similares aos aferidos *in loco*. A partir desses parâmetros foram geradas as curvas atualizadas.

Observa-se uma média mais elevada para o cenário de 720 dias considerando todos os setores, no entanto, na análise para o período de 360 dias a média *a posteriori* se apresenta mais próxima da média dos dados de verossimilhança e dos dados *a priori*.

Tabela 4 – Parâmetros da dist. *a posteriori* do recalque a partir do Mod. Simp. de Yen e Scanlon (1975).

| PERÍODO | SETOR | PARCELA | MÉDIA $\mu(m)$ | D. PADRÃO $\sigma(m)$ | VARIÂNCIA $\sigma^2(m)$ | A POSTERIORI | | | |
|----------|----------|------------|-------------------|--------------------------|----------------------------|--------------|-------------|---------------|------|
| | | | | | | $\mu(m)$ | $\sigma(m)$ | $\sigma^2(m)$ | |
| 360 dias | TODOS | Ver. A pri | 0,72 | 0,43 | 0,19 | 0,66 | 0,30 | 0,09 | |
| | | Ver. A pos | 0,61 | 0,43 | 0,18 | | | | |
| | SE | Ver. A pri | 0,46 | 0,19 | 0,04 | 0,39 | 0,12 | 0,01 | |
| | | Ver. A pos | 0,35 | 0,15 | 0,02 | | | | |
| | SO | Ver. A pri | 0,58 | 0,45 | 0,21 | 0,53 | 0,31 | 0,09 | |
| | | Ver. A pos | 0,48 | 0,42 | 0,17 | | | | |
| | N | Ver. A pri | 0,92 | 0,44 | 0,19 | 0,87 | 0,31 | 0,10 | |
| | | Ver. A pos | 0,81 | 0,44 | 0,20 | | | | |
| | 720 dias | TODOS | Ver. A pri | 0,83 | 0,49 | 0,24 | 0,88 | 0,35 | 0,13 |
| | | | Ver. A pos | 0,94 | 0,51 | 0,26 | | | |
| SE | | Ver. A pri | 0,53 | 0,21 | 0,05 | 0,58 | 0,15 | 0,02 | |
| | | Ver. A pos | 0,62 | 0,20 | 0,04 | | | | |
| SO | | Ver. A pri | 0,67 | 0,52 | 0,27 | 0,70 | 0,39 | 0,15 | |
| | | Ver. A pos | 0,73 | 0,59 | 0,34 | | | | |
| N | | Ver. A pri | 1,05 | 0,49 | 0,24 | 1,13 | 0,34 | 0,12 | |
| | | Ver. A pos | 1,21 | 0,47 | 0,22 | | | | |

Fonte: Arquivo do autor.

4.2 Indicador de Falha “D”

Segundo Guttormsen (1987), a aplicação da teoria Bayesiana na atualização das estimativas pode ser verificada através de um indicador de falha, possibilitando a avaliação da qualidade do resultado obtido. Dessa forma, tem-se:

$$D = \frac{(\mu_Q^L - \mu_Q^P)}{\sqrt{(\sigma_Q^{2L} + \sigma_Q^{2P})}} \quad (6)$$

onde: μ_Q^L = valor esperado para o recalque obtido pela função de verossimilhança; μ_Q^P = valor esperado para o recalque obtido *a priori*; σ_Q^{2L} = variância da distribuição de verossimilhança; σ_Q^{2P} = variância da distribuição *a priori*;

Guttormsen (1987, apud. PINTO, 2018) define que os resultados de “D” podem ser entendidos de tal forma:

- Valores de D iguais a zero indicam que a estimativa *a priori* e a obtida da função de verossimilhança são iguais. Neste caso, a atualização somente poderá reduzir a estimativa *a posteriori* da variância;
- Valores de D entre -1,5 e +1,5 indicam uma atualização satisfatória;
- Valores de D positivos indicam que a estimativa *a posteriori* será superior àquela obtida *a priori*;
- Valores de D negativos indicam que a estimativa *a posteriori* será inferior àquela obtida *a priori*.

A figura a seguir exibe a comparação dos resultados obtidos dos indicadores de falha para as análises realizadas neste estudo. Nela é possível observar que todos os Indicadores de Falha (D) se apresentaram dentro da faixa de valores satisfatórios (entre -1,5 e 1,5).

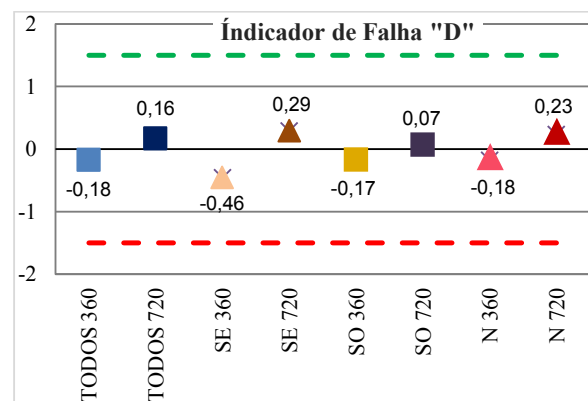


Figura 3 - Representação gráfica dos Indicadores de Falha (D) obtidos para as atualizações desse estudo.

Foi possível observar que o setor sudeste no período de 360 dias apresentou o indicador mais distante de zero, enquanto o indicador para o setor sudoeste no período de 720 dias apresentou o valor mais próximo.

Os valores obtidos para o período de 720 dias se apresentaram positivos, enquanto todos do período de 360 dias foram negativos.

De acordo com as interpretações propostas anteriormente, pode-se resumir:

- Valores de “D” positivos (estimativa *a posteriori* superior àquela obtida *a priori*): Período de 720 dias - setores unificados, setores SE, SO e N;
- Valores de “D” negativos (estimativa *a posteriori* inferior àquela obtida *a priori*): Período de 360 dias - setores unificados, setores SE, SO e N;
- Valores de “D” entre -1,5 e +1,5 (atualização satisfatória) – todas as atualizações.

4.3 Comparação entre os resultados

Um resumo comparativo das análises realizadas pode ser visto a seguir.

4.3.1 Estimativas *a priori* e função de verossimilhança

Foram calculados os parâmetros de distribuição normal considerando o Modelo de Yen e Scanlon como estimativas *a priori* para cada um dos setores analisados.

Os resultados da formulação do modelo proposto apresentaram no período de 360 dias a maior média dentro de cada período, no entanto, no período de 720 dias se apresentou inferior a verossimilhança.

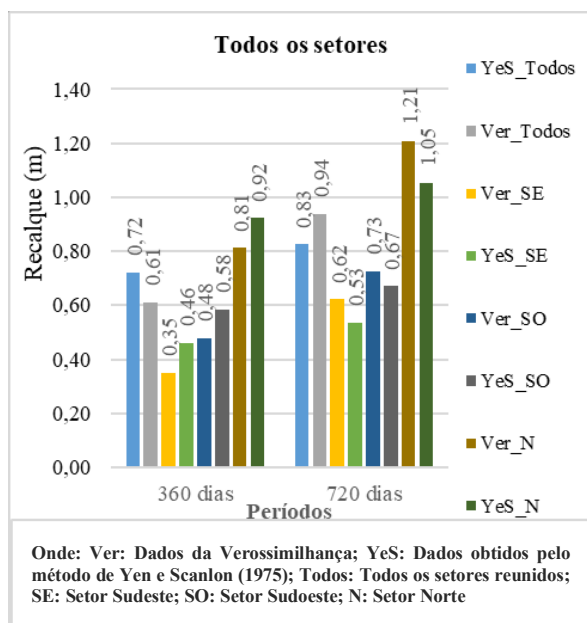


Figura 4 - Recalques médios estimados, tendo como base o modelo de cálculo utilizado (*a priori*) e os dados de aferição em monitoramento (*verossimilhança*).

Ao considerar todos os setores reunidos, as médias para 360 dias tiveram variação de aprox. 50%, enquanto para 720 dias a média variou aproximadamente 30%. No setor sudeste, as médias apresentaram a maior variação observada, 80%. O setor norte, por sua vez, apresentou a menor variação observada em ambas análises de períodos, 41%.

Ao realizar análise comparativa entre os períodos para cada setor, constata-se uma constante de 17% entre as médias máximas de cada período tanto para os setores unificados, quanto para cada setor separado.

É possível observar que os valores *a priori* obtidos a partir do Modelo de Yen e Scanlon apresentaram os menores coeficientes de variação em ambos os períodos, exceto nos setores Sudeste (360 dias) e Norte (720 dias).

Os menores valores de coeficiente de variação foram registrados para o setor sudeste em ambos períodos para o Modelo de Yen e Scanlon, bem como aqueles indicados pelos dados de campo no período de 720 dias.

Os setores unificados apresentaram a maior diferença de coeficientes entre o modelo semiempírico e a verossimilhança no período de 360 dias.

Ao considerar os coeficientes observados nos dados de verossimilhança, observa-se maior variação na análise entre períodos do que na análise com o modelo.

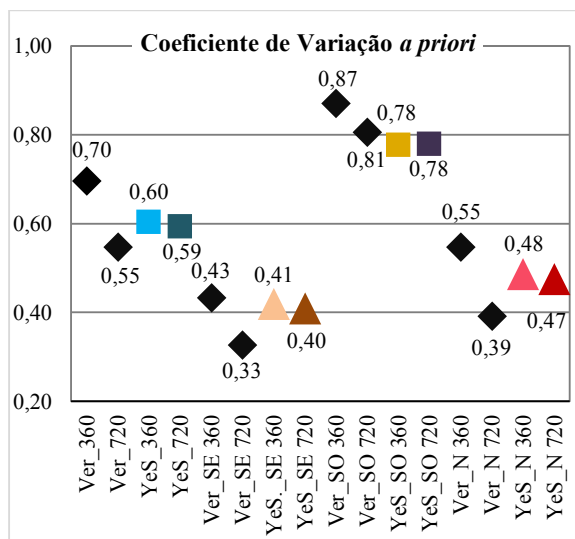


Figura 5 - Coeficientes de variação obtidos pelo modelo utilizado (*a priori*) nos períodos de 360 e 720 dias.

4.3.2 Atualização *a posteriori*

A atualização dos dados fornecidos pela formulação de Yen e Scanlon apresentou o comportamento

esperado, com as médias intermediárias, entre os dados calculados *a priori* e os dados aferidos *in loco*.

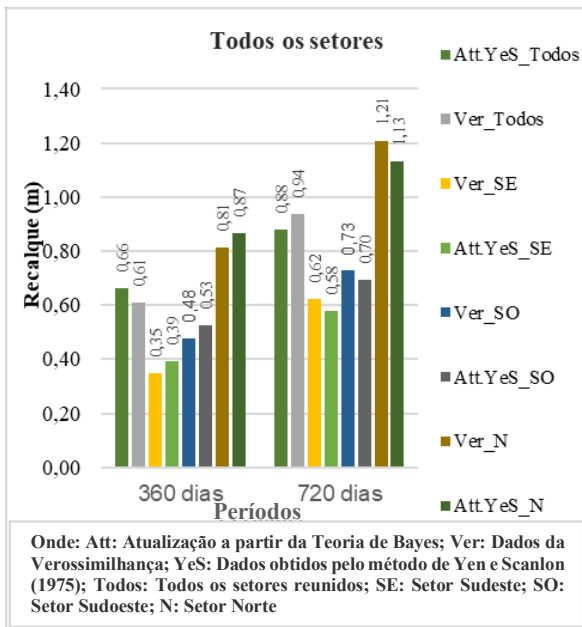


Figura 6 – Média dos recalques atualizados para todos os setores analisados, tendo como base o modelo de cálculo utilizado (*a priori*) e os dados de aferição em monitoramento (verossimilhança).

No setor sudeste, as atualizações se mantiveram apresentando a maior variação observada, embora em grandeza inferior àquela observada nas estimativas *a priori*. Os setores norte e sudoeste, por sua vez, apresentaram variações semelhantes, embora em grandeza diferentes.

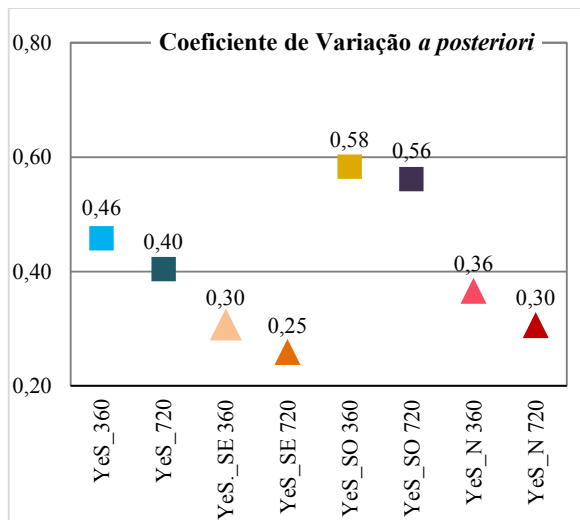


Figura 7 - Coeficientes de variação obtidos pelas atualizações (*a posteriori*) nos períodos de 360 e 720 dias.

Ao observar os coeficientes de variação gerados a partir da atualização dos recalques, verifica-se que eles são sempre menores do que os coeficientes das

demais distribuições. Este fato era esperado, visto que a distribuição *a posteriori* inclui ambas as informações, ou seja, a estimativa *a priori* e a função de verossimilhança, reduzindo assim a margem de incerteza da estimativa, objetivo dessa dissertação.

No geral, os coeficientes de variação foram menores no período de 720 dias com o menor registro verificado no setor sudeste, 0,25. Por outro lado, observa-se que os maiores coeficientes de variação foram obtidos para o setor sudoeste, apresentando para o período de 360 dias o maior valor absoluto registrado nas análises, 0,58.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em conformidade com o que se espera a partir da formulação matemática proposta, o recalque obtido *a posteriori* se apresentou sempre entre a faixa de valores obtidos *a priori* e os referentes à função de verossimilhança, se aproximando daquela que apresenta menor variância.

O modelo de previsão de recalque original proposto por Yen e Scanlon (1975) não se apresentou consistente, corroborando com o que foi apresentado por literaturas especializadas analisadas na fase de revisão bibliográfica, no entanto, a proposta simplificada se mostrou adequada ao caso.

Os coeficientes de variação, por sua vez, se apresentaram nas atualizações inferiores aos estimados *a priori* e aos aferidos a partir da função de verossimilhança, uma vez que a margem de incerteza da estimativa é reduzida à medida que são fornecidas mais informações.

Por fim, a interpretação dos indicadores de falha “D” demonstrou a adequabilidade de resultados com caráter satisfatório (faixa de resultados entre -1,5 e +1,5) e foram confirmadas as interpretações prévias propostas por Guttormsen (1987) na correlação dos resultados obtidos nos indicadores com o comportamento da atualização em relação aos dados calculados *a priori*.

Diante do exposto ao longo desse estudo e destacado nos tópicos supracitados neste item, pode-se concluir pela adequabilidade da utilização do Teorema de Bayes associado ao Modelo Simplificado de Yen e Scanlon (1975) para a redução de incertezas na previsão de recalques em maciços de aterros sanitários.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brasil. (2010). Política Nacional de Resíduos Sólidos Urbanos. Lei nº 12.305, de 02 de agosto de 2010. Diário Oficial da União. Brasília, 2010.

- Cabral, E. V. (2008). *Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana*. Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). Rio de Janeiro, 2008.
- Corrêa, L. R. (2017). *Análise de recalque a longo prazo no antigo vazadouro da Marambaia, Nova Iguaçu – RJ*. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2017.
- Denardin, G. P. (2013). *Estudo dos recalques do aterro sanitário da central de resíduos do Recreio – Minas do Leão/RS*. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria. Rio Grande do Sul, 2013.
- Farias, R. M. S. (2014). *Estudo dos recalques em aterros de resíduos sólidos urbanos: uma abordagem experimental e estatística*. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2014.
- Gomes, L. P.; Caetano, M. O.; Silva, G. C. S.; Wirth, A.; Grondona, A. E. B.; Dai-prá, L. B.; Schmitt, G. T. (2021). *Modelo de regressão linear múltipla para previsão de recalques em aterros sanitários de pequeno porte*. Revista AIDIS, nº3, 2021.
- Klink, A. F. C. (2019). *Previsão de recalques em aterros sanitários utilizando modelos de compressibilidade: estudo de caso da central de tratamento de resíduos de Nova Iguaçu – RJ*. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2019.
- Lacasse, S., Tan, A. H., e Keaveny, J. M. (1991). *Expert Assistant for Updating Axial Pile Capacity from Pile Driving Observations*. Field Measurements in Geotechnics. Balkema, 1991.
- Ling, H. I. et al. (1998). *Estimation of municipal solid waste landfill settlement*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Taiwan, 1998.
- Marques, A. C. M. (2001). *Compactação e compressibilidade de resíduos sólidos*. Tese (Doutorado) - Dep. Geotecnia EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2001.
- Pinto, J. P. C. (2018). *Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através da interpretação de provas de carga dinâmicas com aplicação da teoria bayesiana*. Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). Rio de Janeiro, 2018.
- Silva, F. H. R. (2010). *Aplicação de modelos numéricos para estimativa de recalques de uma célula do Aterro Sanitário de Belo Horizonte*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010.
- Souza, C. C.; Hehn, A. V.; Grondona, A. E. B.; Miranda, L. A. S. (2020). *Uso de redes neurais artificiais na predição da geração de resíduos sólidos urbanos – revisão bibliográfica*. Padrões ambientais emergentes e sustentabilidade dos sistemas 2. Ed. Atena. Ponta Grossa – PR, 2020.
- Teixeira, M. C. (2015). *Previsão e monitoramento de recalques em aterros sanitários, estudo de caso: central de resíduos de recreio – Minas do Leão/RS e São Leopoldo/RS*. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. Universidade Federal de Santa Maria. RS, 2015.
- Yen, B.C., Scanlon, B.S. (1975). *Sanitary landfill settlement rates*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, 1975.

Análise geotécnica do solo para aplicação em camadas de cobertura em aterro sanitário no município de Caxias/MA

Mikhael Ferreira da Silva Santos 1
UFPE, Recife, Brasil, mikhaelmkf@gmail.com

Renan Cruz Melo 2
UNIFACEMA, Caxias, MA, renanrmelo@gmail.com

RESUMO: O aterro sanitário é uma técnica de disposição final adequada para esses resíduos, visando a minimização dos impactos ambientais, muitos estudos investigam a técnica mais adequada para construir a camada de cobertura e camada de base de solo compactado, considerando fatores como condições climáticas, tipo de resíduo armazenado e infiltração de líquidos em seu interior, esta pesquisa tem como principal objetivo avaliar a viabilidade do solo em uma área específica do município de Caxias/MA, considerando seu potencial uso nas camadas de base e cobertura de um aterro sanitário. O solo estudado é adequado para ser utilizado como jazida para ser usado em camadas de aterro sanitário.

PALAVRAS-CHAVE: Caracterização geotécnica, geotecnia ambiental, aterros sanitários.

ABSTRACT: Sanitary landfilling is an appropriate final disposal technique for this waste, involving the minimization of environmental impacts. Many studies investigate the most appropriate technique for constructing the cover layer and base layer of compacted soil, considering factors such as climatic conditions, type of Stored deposit and infiltration of liquids inside, this research's main objective is to evaluate soil inspection in a specific area of the city of Caxias/MA, considering its potential use in the base and cover layers of a landfill. The trained soil is suitable for use as a deposit to be used in landfill layers.

KEY WORDS: Geotechnical characterization, environmental geotechnics, landfills.

1 INTRODUÇÃO

O rápido aumento da população resulta em um considerável aumento na produção de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU). Nesse contexto, um dos desafios mais prementes enfrentados pela sociedade contemporânea é encontrar soluções adequadas para lidar com o aumento da geração de resíduos sólidos e sua disposição final de maneira ecologicamente correta.

Mediante isso, o aterro sanitário é uma técnica de disposição final adequada para esses resíduos, visando a minimização dos impactos ambientais (SILVA, 2015).

Com destaque para a Lei nº 12.305/2010, que institui a Política Nacional de Saneamento Básico (PNSB), e se tornou o principal marco regulatório nacional nesse campo, introduziu a Política Nacional de Resíduos Sólidos, marcando um progresso notável na busca por abordagens de gerenciamento de resíduos mais sustentáveis.

O aterro sanitário consiste na utilização de princípios para confinamentos dos resíduos sólidos em camadas, que tem por finalidade impedir a contaminação do meio ambiente, evitando que substâncias se infiltrem e causem poluição das águas superficiais e subterrâneas, bem como ar (OLIVEIRA, 2022). Conforme Araújo et al. (2016), muitos estudos investigam a técnica mais adequada para construir a camada de cobertura e camada de base de solo compactado, considerando fatores como condições climáticas, tipo de resíduo armazenado e infiltração de líquidos em seu interior.

Assim, este artigo teve como principal objetivo avaliar a viabilidade do solo em uma área específica do município de Caxias/MA, considerando seu potencial uso nas camadas de base e cobertura de um aterro sanitário. Atualmente, no Brasil, as normas que regulam a gestão de aterros sanitários incluem a ABNT NBR 8419/1992, que aborda a apresentação de projetos de aterros sanitários de RSU; A ABNT NBR 15849/2010.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Visando o desenvolvimento de um futuro aterro sanitário em Caxias – MA, a escolha de um bom solo para camada de aterro sanitário, procedeu uma análise das regiões procurando contemplar aquela com maiores propriedades adequadas.

À área em questão está localizado entorno da MA – 349, nas proximidades do Instituto Federal de Educação, Ciências e Tecnologia do Maranhão (IFMA). Com latitude $-4,8929998^\circ$, como mostra a Figura 01.

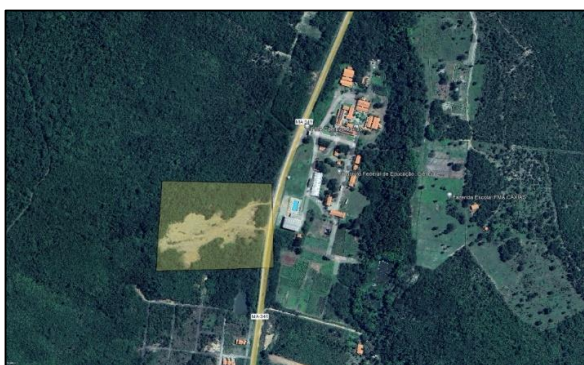


Figura 1. Localização da jazida.

2.1 Retiradas de amostras

No local foram realizadas uma escavação e coletadas as amostras de solo, na qual foram devidamente identificadas e embaladas em sacos plásticos fechados hermeticamente para assim evitar a perda de umidade do material, e levadas para o laboratório de Mecânica dos solos do Centro Universitário de Ciências e Tecnologia do Maranhão – UniFacema, conforme a Figura 02.



Figura 2. Retirada de amostras deformadas.

2.2 Ensaios de campo

Inicialmente foram realizados os ensaios em campo para a determinação do teor de umidade e massa específica natural do solo. De acordo com as normas vigentes. A determinação do teor de umidade será feita através do speedy, que foi baseado através DNER-ME 052/94, e a massa específica natural foi determinada através do frasco de areia ABNT NBR 7185 /2016.

O ensaio teve como objetivo servir de suporte e informação complementar, não sendo necessário utilizar no tratamento de dados, mesmo

2.3 Ensaios de laboratório

Após o recebimento das amostras deformadas no laboratório, procedeu-se à realização dos ensaios de caracterização do material conforme os métodos listados na Tabela 02. Os dados obtidos a partir desses ensaios de caracterização desempenham um papel fundamental na avaliação da capacidade do solo em atuar como material impermeabilizante nas camadas de cobertura de um aterro sanitário.

As amostras deformadas coletadas foram adequadamente preparadas, seguindo as diretrizes estabelecidas pela norma ABNT NBR 6457/2016. A análise granulométrica foi baseada pela ABNT NBR 7181/2016. Na qual é constituída por duas etapas: peneiramento (fino e grosso), e sedimentação. Os resultados foram representados com base na escala granulométrica definida pela norma ABNT NBR 6502/2016

Os limites de Atterberg, conhecidos como limites de consistência é denominado como, Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP), que foram avaliados de acordo com as diretrizes estabelecidas nas normas ABNT, especificamente a NBR 6459/2016 e a NBR 7180/2016.

A determinação da massa específica dos grãos conhecida como (massa específica dos sólidos) foi obtida por meio do método do picnômetro, conforme regulamentado pela norma ABNT NBR 6458/2016.

O ensaio de Proctor Normal foi conduzido através da compactação da amostra em um cilindro metálico com aproximadamente 1000 cm^3 ($0,001 \text{ m}^3$) de volume. Esse processo de compactação envolveu três camadas de solo, sendo que cada camada recebeu 26 impactos de um soquete de 2,50 kg, caindo de uma altura de 30,5 cm, seguindo as diretrizes da ABNT/NBR 7182/2016 (ABNT, 2016).

3 RESULTADO E DISCUSSÃO

O solo estudado apresenta percentuais variados de granulometria entre pedregulho à argila na qual está distinto entre, 14% de pedregulho, 7% areia grossa, 12% areia média, 33% areia fina, 1% de silte, e 33% de argila em sua composição onde pode ser visualizado na Figura 03. De acordo com a classificação do Sistema Unificado de Classificação dos solos (SUCS), é considerado um solo de argila siltosa CL (argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas), comprovando ser um solo medianamente plástico que foi verificado na literatura por Jenkins.

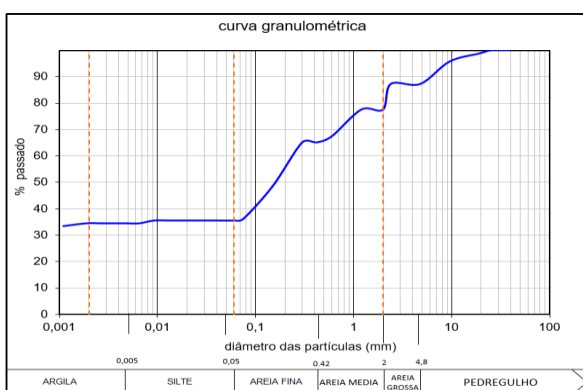


Figura 3. Curva granulométrica representativa do solo.

Mediante a análise da Figura 03 é possível perceber que o Coeficiente de não uniformidade (CNU) nulo, ele indica que o solo tem granulometria contínua. Em outras palavras há uma pequena variação dos tamanhos dos grãos em especial em silte e argila. O coeficiente de curvatura CC por sua vez também apresentou o valor nulo, significando que é um solo mal graduado, isto é, ratifica que o solo possui uma granulometria contínua.

Através da Figura 04, que ilustra a curva de compactação do solo resultante da execução do ensaio Proctor Normal, fica evidente que o solo atinge uma massa específica seca máxima de 2,13 g/cm³ e uma umidade ótima de 33%. Araújo et al (2016) encontraram valores próximos aos valores encontrados neste estudo. E teve resultado satisfatório quanto a aplicação do solo como material impermeabilizante.

Oliveira (2022), cujo o estudo é a análise da caracterização do solo para uso em camadas de aterro sanitário de Caxias-MA, encontrou uma massa específica de 1,71 g/cm³ e uma umidade ótima de 14,2%, ou seja, valores distintos encontrados em áreas diferentes da mesma cidade.

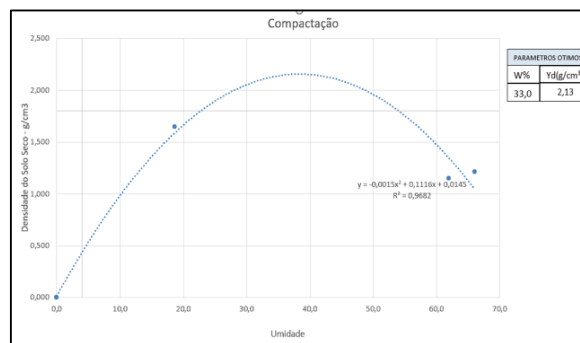


Figura 4. Resultado representativo do ensaio de compactação.

Os Limites de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP) encontrados neste solo foram respectivamente 23,3% e 15,1%, tendo assim um índice de plasticidade (IP) igual a 8,2%, descrito nas figuras 05 e 06. Através desses índices pode-se classificar o solo como solo com plasticidade mediana por possuir um IP entre 7 a 15. Conforme Jenkins (CAPUTO,2015).

| LIMITE DE LIQUIDEZ | | | | | |
|--------------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| Cápsula | N.º | 01 | 02 | 03 | 04 |
| Golpes | | 37 | 30 | 27 | 15 |
| Peso Bruto Úmido | g | 16,59 | 17,79 | 17,40 | 20,97 |
| Peso Bruto Seco | g | 14,21 | 15,08 | 14,68 | 17,73 |
| Peso da Cápsula | g | 5,31 | 5,00 | 5,02 | 5,72 |
| Peso da Água | g | 2,38 | 2,71 | 2,72 | 3,24 |
| Peso do Solo Seco | g | 8,90 | 10,08 | 9,66 | 12,01 |
| Umidade | % | 26,7 | 26,9 | 28,2 | 26,98 |

| LIMITE DE PLASTICIDADE | | | | | |
|------------------------|---|------|------|------|------|
| | | 01 | 02 | 03 | 04 |
| Peso Bruto Úmido | g | 7,48 | 8,37 | 7,26 | 7,73 |
| Peso Bruto Seco | g | 7,18 | 8,07 | 6,94 | 7,30 |
| Peso da Cápsula | g | 5,42 | 6,34 | 5,26 | 5,31 |
| Peso da Água | g | 0,30 | 0,30 | 0,32 | 0,43 |
| Peso do Solo Seco | g | 1,76 | 1,73 | 1,68 | 1,99 |
| Umidade | % | 17,0 | 17,3 | 19,0 | 21,6 |

| | | |
|------|------|-------|
| | LL | 27,2% |
| | LP | 18,8% |
| OBS: | IP : | 8,4% |

Figura 5. Tabela LL e LP representativa do solo.

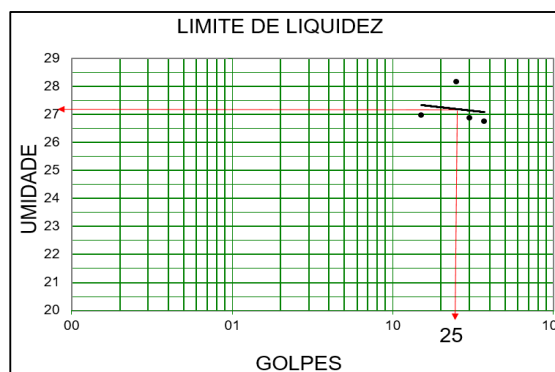


Figura 6. Gráfico do resultado LL.

Com base nos parâmetros acima, fica evidente que o solo cumpre com os critérios estipulados pela USEPA (2004). Que estabelece o índice de plasticidade $7\% \leq IP \leq 15\%$. E não atende a CETESB (1993), que determina o LL maior ou igual a 30%

Abaixo mostra a tabela resumo dos resultados obtidos com o os resultados que foram analisados, como mostra a figura 07.

| Fonte | LL (%) | IP (%) | Finos $\phi \leq 0,075$ mm (%) | Fração argila $\phi \leq 0,002$ mm (%) | Fração areia $0,075 \leq \phi \leq 4,8$ mm (%) | Fração pedregulho $\phi \geq 4,8$ mm (%) | K (m/s) |
|----------------|------------------------|------------------------|--------------------------------|--|--|--|--------------------|
| Omanira (2003) | 30 \leq LL \leq 60 | 11 \leq IP \leq 30 | ≥ 50 | ≥ 20 | ≤ 45 | ≤ 50 | $\leq 10^{-9}$ |
| USEPA (2004) | --- | 7 \leq IP \leq 15 | 30 \leq $\phi \leq$ 50 | --- | --- | 20 \leq $\phi \leq$ 50 | $\leq 10^{-9}$ |
| Cetesb (1993) | ≥ 30 | ≥ 15 | ≥ 30 | --- | --- | --- | $\leq 10^{-9}$ |
| NBR 13896/1997 | --- | --- | --- | --- | --- | --- | $\leq 10^{-8}$ |
| Solo estudado | 27,2 | 8,4 | 33 | 34 | 19 | 14 | 1×10^{-9} |

Figura 7. Resumo dos resultados encontrados.

4 CONCLUSÃO

De acordo com o presente estudo através do ensaio de granulometria, podemos perceber que o solo é considerado um solo de argila siltosa, sendo um solo coesivo, tendo 67% total do seu solo fino, sendo 34% apenas de argila.

O coeficiente de não uniformidade (CNU), apresentou-se nulo o que significa que não possui muitas variações de tamanhos especificadamente em argila e silte, o coeficiente de curvatura (CC) também se caracterizou nulo significando que é um solo mal graduado, com baixa permeabilidade. Já nos valores obtidos em limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) respectivamente 27,2% e 18,8%, o que indica um índice de plasticidade de (IP) de 8,4%.

Portanto, conforme os resultados obtidos podem concluir-se que o solo estudado apresenta quase todas as características adequadas para ser utilizadas como material impermeabilizante, exceto o limite de liquidez. Assim tornando o solo adequado para ser utilizado como jazida para ser usado em camadas de aterro sanitário. Vale ressaltar que o controle de umidade durante as etapas construtivas deve ser rigoroso justamente devido a sensibilidade do solo na presença de água. É necessário estudo mais aprofundado para efetiva utilização em camadas de aterro. Entretanto os resultados indicaram uma viabilidade do material em aterro sanitário.

É evidente a importância do estudo da análise do solo, especialmente no contexto do emprego em camadas de aterro sanitário. Dessa forma, este artigo serve como base para futuras pesquisas de caracterização do solo e aplicabilidade desses solos em projetos de aterros na cidade de Caxias-MA

REFERÊNCIAS

Esta seção não é numerada e deve ser apresentada em Times New Roman, tamanho 10. À exceção da primeira linha do texto da referência, as demais terão

um recuo de 5mm em relação ao limite esquerdo da coluna.

Os títulos de livros, dissertações, teses, revistas e anais de eventos devem aparecer em itálico. Quando a referência citada estiver disponível apenas em CD-ROM, acrescentar ao final da descrição da mesma a expressão "CD-ROM". No caso de citações de material da internet, a referência deve incluir a instituição, empresa, ou autor responsável pela informação, o endereço eletrônico e a data de acesso.

ALCÂNTARA, P.B. Avaliação da Influência da Composição de Resíduos Sólidos Urbanos no Comportamento de Aterros Simulados. 2007. 364f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 2007.

ARAUJO, P. dá S. Análise do desempenho de um solo compactado utilizado na camada de cobertura de um aterro sanitário. 2017. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Paraíba, Brasil, 2017. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/jspui/handle/riufcg/373>

ARAUJO, Pablo Da Silva et al. Análise da viabilidade do uso de solo como material impermeabilizante em aterros sanitários. Anais I CONAPESC... Campina Grande: Realize Editora, 2016. Disponível em: <<https://www.editorarealize.com.br/artigo/visualizar/17785>>. Acesso em: 25/03/2023.

FERNANDES et al. "Permeabilidade Do Solo Em área De Aterro Sanitário." Caderno De Geografia (Belo Horizonte, Brazil) 30.61 (2020): 272.

BOSCOV, Maria Eugênia Gimenez. Geotecnia ambiental. São Paulo: Oficina de Textos. Acesso em: 17 agosto. 2023, 2008.

BRANQUINHO, Philippe Cezar Gomes. Estudo de viabilidade ambiental e técnica para implantação de um aterro sanitário. Caxias: UniFacema, 2020.

CARVALHO, Ana Luísa Santos De Raiane Da Silva Cruz, LEONILTON Cagy Silva, Elfany Reis Do Nascimento Lopes, and Fabrício Berton Zanchi. "QUALIDADE

- DE ATERRO DE RESÍDUOS NA COSTA DO DESCOBRIMENTO." *Revista De Geografia (Recife, Brazil)* 37.2 (2020): 427p.
- CATAPRETA, C. A. C. Comportamento de um aterro sanitário experimental: avaliação da influência do projeto, construção e operação. 2008. 316f. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.
- COSTA, M. D. Estudos de camadas de cobertura de aterros sanitários em colunas de solos. 2015. 144f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 2015.
- DIAS, M. C. C. Viabilidade do uso de solo tropical e resíduo de construção civil em sistemas de cobertura de aterro sanitário. 2014. 114 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.
- GONÇALVES, Flávia et al. Incremento de lodo de ETA em barreiras impermeabilizantes de aterro sanitário. *Revista Dae*, v. 65, n. 205, p. 5-14, 2017.
- GONDIM, Tiago Feitosa. Aplicação geotécnica de resíduo de mineração em sistemas de cobertura final de aterros sanitários. 2020. 92f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2020.
- LIMA, Victória Basileu de Oliveira. Caracterização da camada de resíduos sólidos no antigo Aterro Controlado do Jockey Clube a partir de dados sísmicos e de eletrorresistividade. 2022. 126 f., il. Dissertação (Mestrado em Geociências Aplicadas) — Universidade de Brasília, Brasília, 2022.
- RAMOS et al. "CRITÉRIOS PARA IDENTIFICAÇÃO DE ÁREAS PARA IMPLANTAÇÃO DE ATERRO SANITÁRIO." *Colloquium Exactarum (Online)* 10.3 (2018): *Colloquium Exactarum (Online)*, 2018, Vol.10 (3).
- MEDEIROS, Rafaella de Moura. Avaliação de estabilidade de taludes de aterros sanitários. Caruaru: O Autor, 2018.
- MONTEIRO, José Henrique Penido et al. *Manual Gerenciamento Integrado de Resíduos Sólidos*. Rio de Janeiro: Ibam, 2001.
- SANTOS et al. *Análise E Dimensionamento para Implantação De Um Aterro Sanitário Para As Cidades De Jaraguá, Jesúpolis E São Francisco De Goiás*. Orientador: MSC Fabrício Nascimento Silva. 2018. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Evangélica de Goiás, Anápolis, 2018
- ABMS *Aplicativo ABMS eventos é lançado para a COBRAE2017*, <https://www.abms.com.br/aplicativo-abms-eventos-e-lancado-para-a-cobrae-2017>, acessado em 01/01/2023.
- ABNT (2004). NBR 10004: *Resíduos sólidos – Classificação*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 71.

Uso de Estacas Prancha de PVC como Solução Sustentável para Contenção

Renato Cantagalli

Engenheiro Geotecnico, VPA Infra, Belo Horizonte - Brasil, renato@vpainfra.com

RESUMO: A utilização de estacas prancha de PVC é uma opção sustentável e econômica para a contenção de solos em diversas áreas da construção, como a construção de edifícios, pontes, portos e outras infraestruturas. As estacas prancha de PVC são feitas de um material plástico durável e resistente, que é altamente resistente à corrosão e ao desgaste, e são produzidas em seções que se encaixam perfeitamente umas nas outras, formando uma barreira resistente que pode ser facilmente instalada no solo. Essas estacas são uma solução versátil e adequada para uma ampla gama de profundidades e tipos de solo, incluindo solos macios e instáveis. Uma das principais vantagens das estacas prancha de PVC é a sua sustentabilidade ambiental, ao contrário das estacas prancha tradicionais, que são geralmente feitas de aço, as estacas prancha de PVC não consomem recursos naturais não renováveis e podem ser recicladas após o fim da vida útil. Além disso, a sua produção gera menos emissões de gases de efeito estufa em comparação com outras técnicas de contenção.

A estaca prancha de PVC é uma solução econômica em relação às técnicas de contenção tradicionais. Além disso, a instalação das estacas prancha de PVC é relativamente rápida e fácil, o que pode resultar em economias significativas em termos de mão de obra.

Comparando as estacas prancha de PVC com outra técnica de contenção popular, os Gabiões, o artigo aponta que as estacas prancha de PVC é mais fácil de instalar, mais resistente à corrosão e mais durável. Em resumo, a estaca prancha de PVC é uma solução sustentável, econômica e versátil para a contenção de solos em diferentes tipos de obras.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Prancha de PVC, Contenção, Obra Sustentável, Escoramento

ABSTRACT: The use of PVC sheet piles is a sustainable and economical option for soil retention in various areas of construction, such as building construction, bridges, ports, and other infrastructure. PVC sheet piles are made of a durable and resistant plastic material that is highly resistant to corrosion and wear and are produced in sections that fit perfectly together, forming a resistant barrier that can be easily installed in the soil. These piles are a versatile and suitable solution for a wide range of depths and soil types, including soft and unstable soils. One of the main advantages of PVC sheet piles is their environmental sustainability. Unlike traditional steel sheet piles, which typically consume non-renewable natural resources, PVC sheet piles can be recycled at the end of their life cycle. In addition, their production generates fewer greenhouse gas emissions compared to other retention techniques.

PVC sheet piles are an economical solution compared to traditional retention techniques. Additionally, the installation of PVC sheet piles is relatively quick and easy, which can result in significant savings in terms of labor costs.

Comparing PVC sheet piles with another popular retention technique, Gabions, the article points out that PVC sheet piles are easier to install, more corrosion-resistant, and more durable. In summary, PVC sheet piles are a sustainable, economical, and versatile solution for soil retention in different types of construction projects.

KEYWORDS: PVC Sheet Piles, Retaining Structure, Sustainable Construction, Shoring.

1. INTRODUÇÃO

A contenção de solos é uma etapa fundamental em muitas áreas de construção, como a construção de edifícios, pontes, portos e outras infraestruturas. A estabilização do solo é necessária para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas construídas, bem como para prevenir deslizamentos de terra e outras consequências perigosas. No entanto, muitas técnicas de contenção tradicionais são caras, consomem muitos recursos naturais e podem causar impactos ambientais significativos. Nesse contexto, as estacas prancha de PVC surgem como uma solução sustentável e econômica para a contenção de solos em diversos tipos de obras.

A estaca prancha de PVC é uma tecnologia relativamente nova, mas que tem ganhado cada vez mais espaço no mercado de construção. Elas são feitas de um material plástico durável e resistente, o PVC, que é altamente resistente à corrosão e ao desgaste. As estacas prancha de PVC são produzidas em seções que se encaixam perfeitamente umas nas outras, formando uma barreira resistente que pode ser facilmente instalada no solo. Esse tipo de estaca é comumente usado como solução de contenção em obras que envolvem escavações profundas.

Um dos principais benefícios das estacas prancha de PVC é a sua sustentabilidade ambiental. Ao contrário das estacas prancha tradicionais, que são geralmente feitas de aço, as estacas prancha de PVC não consomem recursos naturais não renováveis. Além disso, o PVC é um material reciclável, o que significa que as estacas prancha de PVC podem ser recicladas após o fim da vida útil, evitando que se tornem resíduos de difícil decomposição. Outro aspecto positivo das estacas prancha de PVC é que a sua produção gera menos emissões de gases de efeito estufa em comparação com outras técnicas de contenção.

Além disso, a estaca prancha de PVC é uma solução econômica em relação às técnicas de contenção tradicionais. Embora o custo das estacas prancha de PVC possa ser mais alto do que o de contenções de madeira, por exemplo, o seu custo total ao longo do tempo é muito mais baixo devido à sua durabilidade e longa vida útil. Além disso, a instalação das estacas prancha de PVC é relativamente rápida e fácil, o que pode resultar em economias significativas em termos de mão de obra.

Outra vantagem das estacas prancha de PVC é a sua versatilidade. Elas podem ser usadas em uma ampla variedade de solos, incluindo solos macios e instáveis, e são adequadas para uma ampla gama de profundidades. Além disso, as estacas prancha de PVC podem ser facilmente ajustadas para acomodar variações no solo, o que garante uma instalação segura e eficiente.

2. ESTACAS PRANCHA PVC E GABIÃO

A estaca prancha de PVC é uma opção superior em quando comparadas aos Gabiões para estabilizar encostas, margens de rios e outras áreas onde a erosão é um problema. Elas possuem uma série de vantagens significativas que as tornam uma escolha melhor em muitas situações.

Uma das principais vantagens das estacas prancha de PVC é a facilidade de instalação. As estacas prancha de PVC são pré-fabricadas em tamanhos e formatos padronizados, o que facilita a instalação no local. Essa padronização permite que os painéis sejam rapidamente montados e instalados, reduzindo significativamente o tempo e o custo total do projeto. Por outro lado, Gabiões exigem trabalho manual intenso para montagem e instalação, tornando o processo mais longo e caro.

Outra vantagem importante das estacas prancha de PVC é a resistência à corrosão. Os Gabiões são construídos com malhas de arame que podem enferrujar ou se deteriorar com o tempo. Já as estacas prancha de PVC são feitas de materiais resistentes que não são afetados pela água ou elementos ambientais. Essa resistência à corrosão os torna ideais para ambientes aquáticos e projetos que exigem estruturas duráveis e confiáveis.

As estacas prancha de PVC também possuem uma alta durabilidade e são capazes de resistir a altas pressões hidrostáticas e à erosão. Elas são capazes de suportar o peso do solo e da água e não precisam de manutenção frequente ou substituição. Essa durabilidade faz das estacas prancha de PVC uma escolha econômica e eficaz para projetos de longo prazo.

Além disso, as estacas prancha de PVC são uma opção mais sustentável do que os Gabiões. Elas são feitas de materiais recicláveis e são mais fáceis de remover e reciclar no final de sua vida útil. Por outro lado, Gabiões são frequentemente

preenchidos com pedras que podem ser difíceis de remover e reciclar adequadamente.

Outra vantagem das estacas prancha de PVC é a sua flexibilidade e capacidade de adaptação. Elas podem ser facilmente cortadas e moldadas em diferentes tamanhos e formas, permitindo que sejam utilizadas em uma ampla variedade de projetos. Elas também são capazes de se ajustar a mudanças no solo e na água, o que é importante para garantir a estabilidade do projeto a longo prazo.

Por fim, as estacas prancha de PVC oferecem uma aparência mais limpa e moderna em relação aos Gabiões. Isso pode ser uma consideração importante para projetos em áreas urbanas ou com alto valor estético, onde a aparência do projeto é uma preocupação. Em resumo, a estaca prancha de PVC é uma escolha superior em relação aos Gabiões para estabilização de encostas, margens de rios e outras áreas onde a erosão é um problema. Sua facilidade de instalação, resistência à corrosão, durabilidade, sustentabilidade, flexibilidade e aparência moderna fazem delas uma opção mais econômica, confiável e esteticamente atraente.

3. ESTACAS PRANCHA DE PVC: VERSATILIDADE E DURABILIDADE

A estacas prancha de PVC é uma solução versátil e durável para diversas aplicações na construção civil e na engenharia. Fabricadas a partir de policloreto de vinila, essas estacas apresentam uma série de vantagens em relação às estacas tradicionais de madeira ou aço, como maior resistência, facilidade de manuseio e instalação, além de serem mais econômicas e amigáveis ao meio ambiente.

Uma das principais vantagens das estacas prancha de PVC é a sua resistência. Por serem fabricadas com materiais de alta qualidade e com tecnologia avançada, essas estacas são capazes de suportar grandes cargas sem sofrer deformações ou danos. Além disso, a resistência das estacas de PVC é mantida mesmo em ambientes com altos níveis de umidade, o que as torna ideais para serem utilizadas em áreas costeiras ou em obras que envolvem contato com água.



Figura 01. Contenção costeira com uso de Estacas Prancha Vinílicas

Outra característica importante das estacas prancha de PVC é a sua facilidade de manuseio e instalação. Por serem mais leves e menos volumosas do que as estacas tradicionais de madeira ou aço, as estacas de PVC são mais fáceis de transportar e instalar, o que reduz o tempo e o custo da obra. Além disso, as estacas de PVC não necessitam de equipamentos pesados para serem manuseadas, o que torna o trabalho mais seguro e eficiente.

Além da resistência e da facilidade de instalação, as estacas prancha de PVC também apresentam uma excelente durabilidade. Ao contrário das contenções de madeira, que podem ser atacadas por insetos e fungos, e das estacas de aço, que podem sofrer corrosão, as estacas de PVC são altamente resistentes à deterioração e têm uma vida útil muito longa. Essa durabilidade garante um excelente custo-benefício para o cliente, que terá um investimento de longo prazo em sua obra.

As estacas prancha de PVC também são uma escolha sustentável para a construção civil. Como são fabricadas a partir de materiais recicláveis e não emitem gases tóxicos durante a sua fabricação ou instalação, essas estacas têm um impacto ambiental muito menor do que as estacas tradicionais. Além disso, a sua durabilidade garante que menos recursos serão utilizados para substituí-las ao longo do tempo, reduzindo ainda mais o impacto ambiental da obra.

Por fim, as estacas prancha de PVC podem ser utilizadas em uma grande variedade de aplicações, como a construção de muros de contenção, fundações, pontes, obras portuárias, entre outras. Sua versatilidade e durabilidade fazem com que sejam uma escolha cada vez mais popular entre arquitetos, engenheiros e construtores que buscam soluções eficientes e econômicas para as suas obras.

Em resumo, as estacas prancha de PVC são uma excelente opção para quem busca uma solução resistente, durável, fácil de manusear e instalar, econômica e sustentável para a construção civil e a engenharia. Com uma ampla variedade de aplicações e benefícios, essas estacas

3.1 Aplicabilidade do produto:

As Estacas Prancha Vinílicas são uma opção cada vez mais interessante para a contenção de solos em projetos de construção civil. Presentes em mercados internacionais (Ásia, Europa e EUA) desde a década de 90 já passaram por diversos testes práticos que comprovaram sua fiabilidade e performance ao longo prazo.

Existem vários formatos de estacas prancha vinílicas para contenção, cada um com sua própria geometria e propriedades mecânicas.

| PERFIL | FORMATO | LARGURA _(a) | ALTURA _(a) | ESPESSURA _(a) | MÓDULO DE RESISTÊNCIA (cm³/m) | MOMENTO DE INÉRCIA (cm⁴/m) | MOMENTO ADMISSÍVEL (kNm/m) | MOMENTO MÁXIMO (kNm/m) |
|-------------|---------|------------------------|-----------------------|--------------------------|-------------------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------|
| VPA VNZ-26 | Z | 270 mm | 150 mm | 3,5 mm | 332 | 2.632 | 5,60 | 11,20 |
| VPA VNU-53 | U | 610 mm | 178 mm | 6,4 mm | 559 | 5.326 | 13,17 | 26,34 |
| VPA VNU-127 | U | 610 mm | 229 mm | 8,9 mm | 1.034 | 12.773 | 23,72 | 47,44 |
| VPA VNZ-227 | Z | 457 mm | 254 mm | 11,18 mm | 1.717 | 22.709 | 39,02 | 77,92 |
| VPA VNZ-324 | Z | 457 mm | 305 mm | 11,7 mm | 2.132 | 32.486 | 45,22 | 90,43 |
| VPA VNZ-472 | Z | 457 mm | 305 mm | 18,1 mm | 3.102 | 47.236 | 67,37 | 134,74 |

Figura 02. Modelos de Estacas Pranchas Vinílicas

Em relação ao layout das estacas, bem como às suas propriedades estruturais. Podemos ressaltar sua capacidade de resistir a cargas horizontais e dependendo do projeto até mesmo cargas verticais. Isso devido ao seu formato, que distribui a carga de forma homogênea ao longo do solo. Dessa forma, é possível contar com uma maior estabilidade do solo, evitando deslizamentos e outros problemas geotécnicos.

Não menos importante, sobre o ponto de vista dos benefícios de sua utilização, para além dos já mencionados anteriormente, podemos citar sua versatilidade de aplicação, facilidade de transporte devido ao seu peso reduzido, estanqueidade devido ao encaixe extremamente ajustado nos interlocks, garantindo percolação zero na estrutura.

3.2 Método de Execução

A cravação das estacas prancha de PVC pode ser feita de diversas maneiras, e uma das mais

eficientes é através do uso de um martelo vibratório acoplado em uma escavadeira. Essa técnica permite uma instalação mais rápida e precisa das estacas, reduzindo o tempo e o custo da obra.

O martelo vibratório é uma ferramenta que utiliza vibrações para cravar as estacas no solo. Ele é acoplado na escavadeira, que pode ser movimentada ao longo da obra para instalar as estacas de forma rápida e precisa. Esse método de instalação é especialmente indicado para obras que requerem a instalação de um grande número de estacas, como obras portuárias, construção de pontes e viadutos, fundações de edifícios e outras.

Uma das principais vantagens do uso do martelo vibratório acoplado em uma escavadeira é a redução do tempo de instalação das estacas. Ao utilizar essa técnica, as estacas são cravadas de forma mais rápida e precisa do que as técnicas tradicionais de cravação manual. Isso significa que a obra pode ser concluída em um tempo menor, reduzindo os custos e aumentando a produtividade.



Figura 3. Cravação de Estaca Prancha Vinílica com uso de Martelo Vibratório

Outra vantagem do uso do martelo vibratório acoplado em uma escavadeira é a precisão na instalação das estacas. Como o martelo vibratório utiliza vibrações para cravar as estacas, é possível controlar com precisão a profundidade e a posição das estacas no solo. Isso garante que as estacas serão instaladas corretamente, o que é essencial para garantir a estabilidade e a segurança da obra.

Além disso, o uso do martelo vibratório acoplado em uma escavadeira reduz o impacto ambiental da obra. Como o processo de cravação é mais rápido e eficiente, há menos emissão de poluentes e menos danos ao solo e à vegetação ao redor da

obra. Isso torna essa técnica de instalação mais sustentável e amigável ao meio ambiente.

Em resumo, a cravação das estacas prancha de PVC com o martelo vibratório acoplado em uma escavadeira é uma técnica eficiente e precisa de instalação de estacas. Com essa técnica, é possível reduzir o tempo e o custo da obra, garantir a estabilidade e a segurança da construção e reduzir o impacto ambiental da obra. Por isso, essa é uma técnica cada vez mais utilizada na construção civil e na engenharia.

4. CONCLUSÃO

A contenção de solos é uma parte crucial da construção em áreas urbanas e rurais, incluindo a construção de edifícios, pontes e portos, bem como a prevenção de deslizamentos de terra e outras consequências perigosas. As estacas prancha de PVC são uma solução sustentável e econômica para a contenção de solos em vários tipos de obras. Elas são altamente resistentes à corrosão e ao desgaste, produzem menos emissões de gases de efeito estufa em comparação com outras técnicas de contenção e são recicláveis após o fim da vida útil. As estacas prancha de PVC também são fáceis de instalar, resistentes à corrosão, duráveis e capazes de resistir a altas pressões hidrostáticas e à erosão.

Além disso, a estaca prancha de PVC é uma opção superior em comparação aos gabiões e outras soluções para estabilizar encostas, margens de rios e outras áreas onde a erosão é um problema. A facilidade de instalação, resistência à corrosão e alta durabilidade são algumas das vantagens que tornam as estacas prancha de PVC uma escolha melhor em muitas situações. Embora o custo das estacas prancha de PVC possa ser mais alto do que o das estacas de madeira, por exemplo, o seu custo total ao longo do tempo é muito mais baixo devido à sua durabilidade e longa vida útil. As estacas prancha de PVC são, portanto, uma solução sustentável, econômica e eficaz para a contenção de solos em uma ampla variedade de projetos de construção.

5. REFERÊNCIAS

Askeland, D., R., Phulé, P., *Ciência e Engenharia dos Materiais*, 2a Edição, Ed. Cengage Learning, (2012).

Dutta, P., K., Vaidya, U., K. An assessment of vinyl sheet piles for long term applications. In: *The Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*. OnePetro, (2003).

Ferguson, D.P. Trewern C. Design Challenges associated with the use of Non-Metallic Materials in Marine Sheet Pile Walls, *Australasian Corrosion Association - Corrosion and Prevention Conference*, Adelaide, (2015). Disponível em: <https://www.infracorr.com/publication4> Acesso em 11/12/2023.

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas

IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens

Houyoux C., Alberts D., Heeling A. Design method for steel structures in marine environment including the corrosion behaviour. *European Commission, Directorate-General for Research and Innovation, Luxembourg* (2007).

Marcinkowski, A., Gralowski, J. A comparação do impacto ambiental de estacas-pranchas de aço e vinil: estudo de avaliação do ciclo de vida. *Int. J. Environ. Sci. Technol.* 17, 4019–4030 (2020). Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s13762-020-02750-9> Acesso em 11/12/2023.

Mattos, A.D., *Planejamento e Controle de Obras*, São Paulo, Pini, 3a ed, (2016).

Scuero, A., Vaschetti, G. L. Polyvinyl Chloride Geocomposites as a Barrier to Seepage and Deterioration of Old and New Dams. *Proc., Geosynthetics Asia, Beijing*, (1997).

Theis, V., & Schreiber, D. Análise das Práticas Ambientais em Atividade de Inovação de Produtos em Processos. *Sustainability in Debate*, 6(2), 155–170. (2013) Disponível em: <https://doi.org/10.18472/SustDeb.v6n2.2015.12871>, Acesso em 13/12/2023.

Tombstone, N.E, Deflection and Creep of Polyvinyl Chloride (PVC) Sheet Piling, (Dissertação de Mestrado), The University of Georgia, Athens, Georgia, (2010).

Vaidya U.K., Villalobos A.A., Serrano-Perez J.C., *Design and analysis of polyvinyl chloride*

sheetpiles for waterfront protection. In: International SAMPE symposium and exhibition (proceedings) SAMPE 05: new horizons for materials and processing technologies—conference proceedings vol 50, pp 2215–2225 (2005).

Yarahmadi, N., Jakubowicz I., Hjertberg., The Effects of Heat Treatment and Ageing on the Mechanical

Properties of Rigid PVC. *Polymer Degradation and Stability*. 82: pp. 59-72, (2003).

Yeats, M., Using Section Modulus to Select and Compare Vinyl Sheet Piling; A Technical White Paper. Crane Materials International. (2006).

ESTUDO DA REPETIBILIDADE DE ENSAIOS DE ERODIBILIDADE EM CANAL HIDRÁULICO DE ONDAS

Bruna Araújo Cardoso

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, bruna_araujo2@discente.ufg.br

Márcia Maria dos Anjos Mascarenha

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, marciamascarenha@ufg.br

João Guilherme Rassi Almeida

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, joaorassi@discente.ufg.br

Nadine de Paula Santos

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, nadine.paula@discente.ufg.br

Marta Pereira da Luz

Eletrobras Furnas e Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Brasil,

martaluz@furnas.com.br

RESUMO: Para verificar a correlação da perda de massa devido à erosão pela ação das ondas são executados ensaios experimentais em canais hidráulicos. No entanto, esses ensaios são executados sem normativa devido a diversidade de canais de onda, assim como pelas metas propostas em cada estudo. Logo, o presente estudo teve como objetivo verificar a repetibilidade da estimativa de perda de massa de solo obtida por meio de ensaios de erodibilidade em canal hidráulico. Para isso, foram executados ensaios em triplicata, buscando manter constantes os parâmetros hidráulicos e geotécnicos, e executando as medições por meio dos métodos de pesagem e escaneamento do solo. O solo estudado é uma argila laterítica coletada nas margens do reservatório da UHE de Itumbiara, localizado entre os municípios de Itumbiara (GO) e Araporã (MG). Durante os ensaios de repetibilidade, os corpos de prova apresentaram semelhança visual, com uma leve manifestação erosiva no centro, mais acentuada nas bordas devido ao contato com a argamassa. Quantitativamente, a análise da metodologia identificou falhas, apontando para a necessidade de ajustes visando eliminar o efeito de borda causado pela argamassa. A metodologia proposta de mensuração pelo laser scanner apresentou resultados congruentes comparando a variação do volume gerado pela extrusão a partir de um plano fictício fixado na superfície inicial do porta amostra. Contudo, com o intuito de validar a eficácia do equipamento de laser scanner na medição de perda de massa, recomenda-se a execução de mais ensaios substituindo a argamassa pela parafina no como material de minimização dos efeitos de borda.

PALAVRAS-CHAVE: Erosão, Ondas, Repetibilidade, Reservatórios de UHEs, Canal hidráulico, Laser scanner.

ABSTRACT: To assess the correlation of mass loss due to erosion caused by wave action, experimental tests are carried out in hydraulic channels. However, these tests are conducted without standardization due to the diversity of wave channels, as well as the goals proposed in each study. Therefore, the present study aimed to verify the repeatability of soil mass loss estimation obtained through erodibility tests in a hydraulic channel. To achieve this, tests were conducted in triplicate, aiming to keep hydraulic and geotechnical parameters constant, and measurements were made using soil weighing and scanning methods. The studied soil is a lateritic clay collected on the banks of the Itumbiara Hydro Power Plant reservoir, located between the municipalities of Itumbiara (GO) and Araporã (MG). During repeatability tests, the specimens showed visual similarity, with a slight erosive manifestation in the center, more pronounced at the edges due to contact with the mortar. Quantitatively, the methodology analysis identified flaws, indicating the need for adjustments to eliminate the edge effect caused by the mortar. The proposed laser scanner measurement methodology yielded congruent results by comparing the volume variation generated by extrusion from a fictitious plane fixed on the initial surface of the sample holder. However, to validate the effectiveness of the laser scanner equipment in measuring mass loss, it is recommended to conduct more tests, replacing the mortar with paraffin as a material to minimize edge effects.

KEY WORDS: Erosion, Waves, Repeatability, HPP Reservoirs, Hydraulic Channel, Laser Scanner.

1 INTRODUÇÃO

A erosão nas margens de reservatórios é uma preocupação global devido aos processos erosivos que impactam a capacidade de armazenamento desses corpos d'água (WCD, 2000).

A perda de massa do solo devido à erosão, especialmente pela ação das ondas, é objeto de estudo em ensaios experimentais realizados em canais hidráulicos, conforme apresentado por Vilhena et al. (2020) e Schlieve et al. (2021).

De forma complementar Schlieve (2018), Vilhena (2019), Castro (2020) e Santos (2023) apontam alguns parâmetros de ensaio que podem influenciar os resultados finais e comprometer a confiabilidade dos dados, à exemplo, pode-se inferir que na metodologia de escaneamento do solo, vazios são preenchidos no processamento de dados, inferindo volumes virtuais ao modelo real.

Ademais, tratando-se de repetibilidade de ensaios para condições geotécnicas e hidráulicas semelhantes, simples alterações de parâmetros entre os corpos de prova podem influenciar significativamente a dispersibilidade dos resultados finais, tais como a variação do peso específico aparente seco do solo e a condição inicial de umidade do corpo de prova.

Dessa forma, torna-se imperativo explorar métodos que possibilitem a reprodutibilidade desses ensaios, visando estabelecer metodologias que definam padrões de confiabilidade nos resultados obtidos.

Diante o exposto, este trabalho teve como objetivo, verificar a repetibilidade de ensaios de erodibilidade em canal hidráulico por meio de dados experimentais, mantendo os parâmetros hidráulicos e geotécnicos constantes.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O solo de estudo é uma argila laterítica coletada nas margens do reservatório da Usina Hidrelétrica (UHE) de Itumbiara, localizado entre os municípios de Itumbiara (GO) e Araporã (MG). A metodologia adotada foi adaptada de Schlieve et al. (2021) considerando o efeito de adsorção de água pela argamassa proposto por Almeida (2024, em elaboração) e incluindo o método de escaneamento semelhante a Santos (2023).

Os ensaios foram realizados no canal hidráulico de ondas localizado na Escola de Engenharia Civil e Ambiental – EECA, da Universidade Federal de Goiás – UFG, conforme equipamento apresentado na Figura 1 (a), desenvolvido por Menezes (2016) e

adaptado para a execução de ensaios em inclinações de rampa, as quais buscam representar os taludes do reservatório de Itumbiara/GO.

As inclinações dimensionadas correspondem às mais próximas das observadas em campo, incluindo inclinações adicionais de 8 e 15° adaptadas por Almeida (2024, em elaboração). A Figura 1 (b) apresenta o detalhamento da rampa em conjunto com o posicionamento do porta amostra, enquanto que a Figura 2 exibe o esquema das inclinações possíveis de serem adotadas no equipamento.

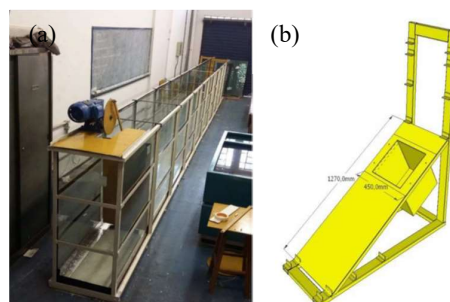


Figura 1. Vista canal hidráulico (a); Rampa com porta amostras (b) (MENEZES, 2016).

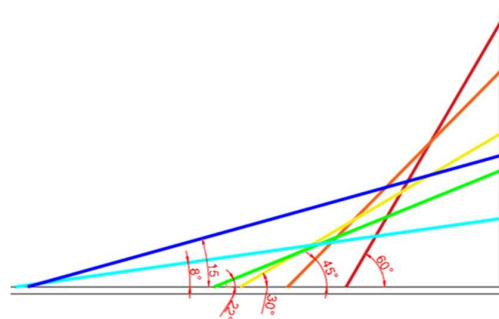


Figura 2. Variações das inclinações de talude do canal (ALMEIDA, 2024, em elaboração).

Os ensaios no canal hidráulico foram conduzidos em triplicata, buscando a padronização dos parâmetros geotécnicos, com índice de vazios (e) na ordem de 1.5, e teor de umidade de moldagem (w) na ordem de 20%.

Com relação aos parâmetros hidráulicos, buscou-se realizar os ensaios com base nos valores típicos do reservatório da UHE de Itumbiara. Os parâmetros previstos de execução dos ensaios no canal hidráulico de ondas são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros hidráulicos adotados para execução dos ensaios.

| CP | Inclinação Rampa (°) | Duração (h) | Frequência Onda (Hz) | N.A inicial |
|----|----------------------|-------------|----------------------|----------------|
| 1 | | | | 2 cm |
| 2 | 8 | 4 | 0,5 | abaixo do solo |
| 3 | | | | |

A perda de massa foi determinada por meio do Método de pesagem e pelo Método de escaneamento. Na pesagem a quantificação da massa erodida obtida dos ensaios é feita pelo cálculo da diferença entre as massas secas, medidas antes e após o ensaio (CASTRO, 2020), conforme a Equação 1.

$$m_t = \frac{m_i}{(1 + w_i)} - \frac{m_f}{(1 + w_f)} \quad (1)$$

Onde:

m_t – é a perda de massa total da amostra, em gramas;

m_i – indica a massa inicial da amostra antes do ensaio, em gramas;

m_f – indica a massa final da amostra após o ensaio, em gramas;

w_i – indica o teor de umidade inicial da amostra, em %;

w_f – indica o teor de umidade final da amostra, em %.

Já com relação ao método de mensuração da erosão pela metodologia de pesagem, a massa erodida foi obtida por meio da diferença entre os volumes iniciais e finais, multiplicando o resultado pela massa específica aparente seca da amostra, conforme Equação 2.

$$m_t = (v_i - v_f) \times \rho_d \quad (2)$$

Onde:

m_t – é a perda de massa total da amostra, em gramas;

v_i – indica o volume inicial da amostra antes do ensaio, em gramas;

v_f – indica o volume final da amostra após o ensaio, em gramas;

ρ_d – massa específica aparente seca, em g/cm³.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Figura 3 constam a imagem dos três ensaios realizados. Observa-se visualmente que as feições

erosivas são semelhantes, com uma leve manifestação erosiva no centro, com característica mais pronunciada nas bordas, devido ao contato com a argamassa.

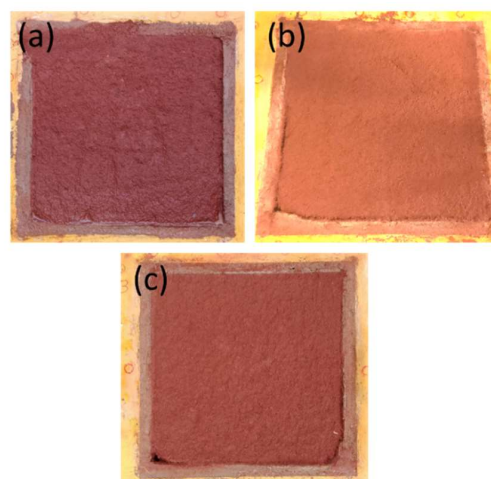


Figura 3. Amostras após ensaios no canal hidráulico de ondas.

Quantitativamente, quanto ao procedimento de pesagem das amostras, a análise da metodologia identificou falhas relacionadas ao processo de adsorção de água pela argamassa, de difícil quantificação.

Schlieve (2018), Vilhena (2019), Castro (2020) e Santos (2023) relataram problemas semelhantes com o uso da argamassa no intuito de minimizar o efeito de borda, devido à complexidade no processo de absorção de água (pré e pós ensaio) pelo material.

Almeida (2024, em elaboração) complementa que os poros da argamassa não são intercomunicantes, apresentando ascensão capilar praticamente nula, e diante a distribuição do corpo de prova frente ao nível de água no canal hidráulico, os teores de umidade na argamassa tornam-se bastante heterogêneos.

Outro aspecto descrito por Almeida (2024, em elaboração) decorre do processo de moldagem da argamassa no corpo de prova, pois devido ao estreito espaço de vibração (1,35 cm), causa uma variabilidade considerável dos parâmetros físicos da argamassa.

Além da complexidade de absorção de água pela argamassa, existe ainda a variação de massa devido ao processo de cura do cimento presente na argamassa. Almeida (2024, em elaboração) relata que este valor está na ordem de 3,5% em relação a massa da argamassa fresca, resultando em valores de variação de magnitude na ordem de 120 g, por vezes, valor este superior a própria massa de solo erodida no ensaio.

Logo, a presença da argamassa como material utilizado para minimizar os efeitos de borda torna-se uma incógnita de difícil mensuração no sistema solo-argamassa, comprometendo os cálculos de perda de massa de solo pelo método de pesagem.

Diante o exposto, o método de pesagem para mensuração dos processos erosivos apresentou resultados significativamente discrepantes, com variabilidade na ordem de dezenas a centenas de gramas. Sendo assim, a análise da repetibilidade de erodibilidade dos três corpos de prova, foi verificada pelo método do escaneamento.

Visando eliminar a dispersão nos resultados devido ao efeito de borda, durante o processamento do escaneamento, a mensuração da erodibilidade com o scanner foi limitada ao centro do corpo de prova, com uma área de dimensões (100 x 100 mm). A Tabela 2 ilustra os resultados obtidos nos ensaios em triplicata.

Tabela 2. Resultados de erodibilidade dos CPs considerando área central com dimensões (100 x 100 mm).

| CP | Umidade Moldagem (%) | Índice de Vazios (e) | Yd (g/cm ³) | Massa Seca Erodida Central - Scanner (g) |
|----|----------------------|----------------------|-------------------------|--|
| 1 | 18 | 1,24 | 1,21 | 20,4 |
| 2 | 20 | 1,35 | 1,15 | 38,94 |
| 3 | 20 | 1,42 | 1,11 | 66,42 |

Pôde-se notar que os resultados se apresentam congruentes pelo método do escaneamento, podendo inclusive justificar a dispersibilidade erosiva em função da variabilidade dos índices de vazios, infelizmente devido a não padronização no processo de moldagem entre os CPs. A Figura 4 ilustra a correlação existente entre os massa específica aparente seca e a perda de massa em cada CP.

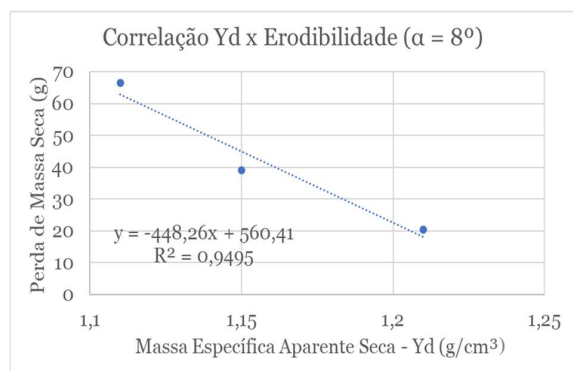


Figura 4. Correlação entre massa específica aparente seca e erodibilidade dos CPs.

Ao analisar o processo de perda de massa ao longo do tempo de ensaio, foram identificadas algumas incongruências com relação ao aumento de volume,

ou seja, ganho de massa ao longo do tempo, como por exemplo, no CP1 entre 1h e 3h, conforme pode-se verificar na Figura 5.

Na prática, esse comportamento não é possível de ocorrer para as condições de contorno do ensaio, pois significaria que o solo sofreu acreção de partículas ao invés de erosão. Provavelmente os resultados são devidos aos processos de fechamento de furos e correções de falhas da malha digitada pelo scanner.

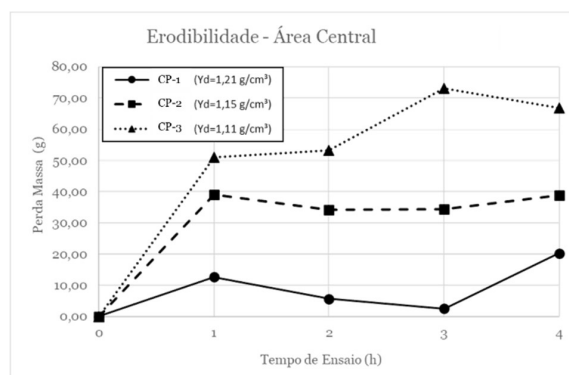


Figura 5. Evolução dos processos erosivos ao longo do tempo.

A Figura 6 ilustra a perda de massa crescente do CP-1, por meio do resultado de escaneamento ao longo das quatro horas de ensaio. Já na Figura 7, nota-se que as áreas centrais dos CPs-2 e 3 apresentaram perdas de massa homogêneas, pois as feições referentes a 4h de ensaio (em azul) praticamente não são visíveis na superfície, indicando a perda da camada mais superficial.

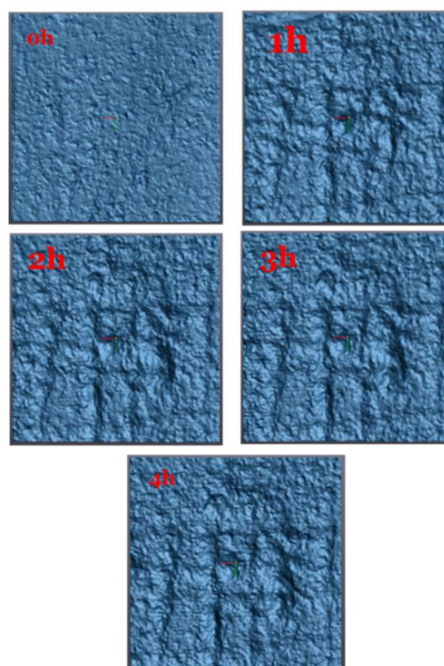


Figura 6. Evolução erosiva do CP-1 ao longo do tempo.

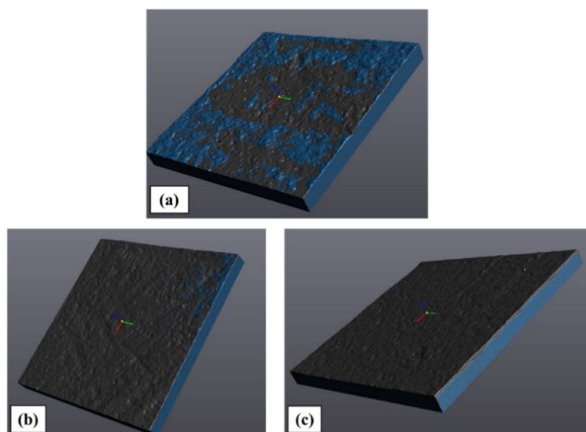


Figura 7. Visualização comparativa entre os intervalos 0h (cinza) e 4h (azul): (a) CP-1; (b) CP-2; (c) CP-3.

4 CONCLUSÃO

Pôde-se concluir que o presente ensaio apresentou magnitudes de erosão ínfimas, na ordem de dezenas de gramas, com imprecisões no processo de escaneamento e beneficiamento dos dados pelo scanner, além de impossibilitar a mensuração pelo método da paisagem, devido ao uso da argamassa como material para minimização do efeito de borda.

Diante o exposto, pesquisas estão sendo desenvolvidas no sentido de substituição da argamassa pela parafina como material de minimização do efeito de borda. Reforçando assim a necessidade de conduzir mais ensaios para validar a precisão da metodologia proposta.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Eletrobras Furnas e à Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) pela coordenação técnica e financiamento no âmbito do Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) intitulado "Modelagem em Várias Escalas da Geração de Sedimentos em Erosões e sua Contribuição aos Reservatórios de Usinas Hidrelétricas", projeto P&D Sedimentos ANEEL, código ANEEL PD.0394-1705/2017 e aos recursos fornecidos pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), processo 302985/2021-2. Agradecem também ao CNPq e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES - Código de Financiamento 001) pelo financiamento de bolsas de pesquisa.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, João Guilherme Rassi. *Estudo experimental do fenômeno de erosão devido ao efeito de ondas em um canal hidráulico instrumentado*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás. 2024 (em elaboração).
- CASTRO, Marcos Divino de. *Influência da sucção na perda de massa de um solo arenoso laterítico*. 2020. 120 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2020.
- MENEZES, Alex Vaz de. *Proposta metodológica para estudo de perda de massa de solos situados em bordas de reservatório devido ao efeito de ondas por meio de um canal hidráulico*. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Estrutura e Construção Civil, Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016. <https://repositorio.bc.ufg.br/tede/handle/tede/8727>.
- SANTOS, Nadine de Paula. *Estudo de estimativas de perda de massa de solo através dos métodos da pesagem e do escaneamento em um canal hidráulico*. 63 f. Monografia (Graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária) - Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2023.
- SCHLIEWE, Marlon Silva; MENEZES, Alex Vaz de; MARQUES, Thaynara Azevedo; MASCARENHA, Marcia Maria dos Anjos; VASCO, Joel Roberto Guimarães; LUZ, Marta Pereira da; SALES, Maurício Martines. Experimental study of erosion by waves on the lakeshore of lateritic soils. *Journal of Hydrology* 603 (2021) 127004. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2021.127004>
- SCHLIEWE, Marlon Silva. *Estudo experimental da erosão pela ação de ondas de um solo laterítico*. 2018. 145 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2018.
- VILHENA, R.M., MASCARENHA, M.M.A, SALES, M.M., ROMÃO, P.A., LUZ, M.P. Estimating the Wind-Generated Wave Erosivity Potential: The Case of the Itumbiara Dam Reservoir. *Water*, v 11, p. 342, 2019. DOI: 10.3390/w11020342.

Ensaio Geofísicos e Geotécnicos: Abordagem Integrada na Caracterização do Solo em São Carlos e Brasília

José Thiago da Silva Maciel

Terrazol Engenharia Geotécnica, Cajazeiras, Brasil, j.thiagomari@gmail.com

Bruno Andrade de Freitas

IFPB-Campus Patos, Patos, Brasil, andrade.bruno@ifpb.edu.br

Tiago de Jesus Souza

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

Antônio Felipe de Souza Machado Reis

Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil, felipe.m.reis2@gmail.com

André Querelli

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

RESUMO: Este trabalho trata de uma análise comparativa entre resultados obtidos por meio de ensaios geotécnicos convencionais e os resultados de ensaios geofísicos para a caracterização do solo, no intuito de compreender como a utilização da geofísica pode contribuir para a determinação de parâmetros geotécnicos quando combinada aos métodos de investigações tradicionais. Assim, buscou-se por trabalhos consagrados na literatura que abordam essas duas metodologias de investigação geotécnica, de forma utilizar os dados desses estudos como base para este trabalho. Foram selecionados dois estudos de caso, sendo o primeiro referente à caracterização do solo da Asa Sul de Brasília, e o segundo sendo realizado no campo experimental da Escola de Engenharia de São Carlos. Através da aplicação de correlações entre os resultados obtidos nos ensaios sísmicos com parâmetros de projeto, foi possível realizar a caracterização do solo apresentando uma boa acurácia nos resultados quando confrontados com os resultados obtidos através de investigações convencionais como ensaios SPT e ensaios de laboratório. Foi possível realizar um comparativo entre os parâmetros estimados através dos resultados de ensaios Cross-hole, Down-hole e cone sísmico, permitindo avaliar a aplicabilidade desses ensaios em pequenas profundidades, bem como constatar a viabilidade dos ensaios sísmicos para a determinação dos parâmetros geotécnicos. Observou-se uma coerência notável entre os resultados obtidos com métodos geofísicos e as características do solo analisado em Brasília, enquanto que no solo de São Carlos notou-se que nas camadas superficiais do solo, alguns fatores como compactação, ressecamento e sucção matricial podem causar variações consideráveis nos resultados de diferentes métodos.

PALAVRAS-CHAVE: Métodos Geofísicos, Ensaio Sísmico, Ensaio Geotécnico, Correlações.

ABSTRACT: This work deals with a comparative analysis between results obtained through conventional geotechnical tests and the results of geophysical tests for soil characterization, aiming to understand how the use of geophysics can contribute to the determination of geotechnical parameters when combined with traditional investigation methods. Thus, we sought established works in the literature that address these two geotechnical investigation methodologies, using the data from these studies as a basis for this work. Two case studies were selected, with the first one related to the characterization of the soil in Asa Sul, Brasília, and the second conducted in the experimental field of the School of Engineering in São Carlos. Through the application of correlations between the results obtained in seismic tests and design parameters, it was possible to characterize the soil with good accuracy when compared to results obtained through conventional investigations such as SPT tests and laboratory tests. A comparison was made between the estimated parameters through Cross-hole, Down-hole, and seismic cone test results, allowing the evaluation of the applicability of these tests at shallow depths, as well as confirming the feasibility of seismic tests for determining geotechnical parameters. A notable coherence was observed between the results obtained with geophysical methods and the characteristics of the soil analyzed in Brasília, while in the soil of São Carlos it was noted that in the superficial layers of the soil, some factors

such as compaction, drying and matrix suction can cause considerable variations in the results of different methods.

KEY WORDS: Geophysical Methods, Seismic Tests, Geotechnical Tests, Correlations.

1 INTRODUÇÃO

Devido à variabilidade do solo, um bom programa de investigação geotécnica é imprescindível para a elaboração de projetos de Engenharia. Dentre os métodos de investigação mais utilizados destacam-se os métodos diretos de campo (como sondagem à percussão) e laboratório (caracterização geotécnica, cisalhamento direto e triaxial); investigação semi-direta (ensaio da palheta e piezocone). São necessários vários testes de campo e laboratório para a determinação de parâmetros selecionados, o que envolve um alto custo além de demandar um longo tempo para a execução. Nas últimas décadas o uso de métodos indiretos de investigação têm ganhado espaço para complementar a investigação do subsolo.

Alguns autores têm sugerido a utilização de técnicas híbridas, com a utilização da geofísica, para a estimativa de parâmetros do solo sem a necessidade da aplicação de correlações empíricas (MAYNE, 2000; SOUZA, 2011; POULOS, 2021). Esses métodos apresentam como vantagem uma investigação em área, ao contrário de outros ensaios, que tratam de uma investigação pontual. Assim, os métodos geofísicos oferecem um bom suporte para encontrar parâmetros de forma a melhorar o entendimento sobre o comportamento dos solos. Eles consistem em caracterizar o solo a partir das características físicas indiretas tais como a velocidade de propagação de ondas mecânicas ou a resistividade elétrica (CASTRO et al., 2016). Fonseca (2008) classifica estes como sísmicos, elétricos, eletromagnéticos e técnicas mistas (geotécnicas e geofísicas), podendo atuar na superfície ou entre sondagens no solo.

Nesse sentido, em virtude da grande variedade de métodos geofísicos, é necessário que se conheça quais os métodos que oferecem uma maior contribuição ao projeto geotécnico, de forma a se obter um dimensionamento mais assertivo e com um menor custo, já que projetos desse tipo normalmente são feitos utilizando fatores de segurança elevados devido às incertezas do solo, o que encarece ainda mais a obra.

Assim, este trabalho tem como objetivo realizar uma análise do uso combinado de ensaios geofísicos e geotécnicos na estimativa de parâmetros do solo utilizados em projeto geotécnicos, identificando como eles podem complementar os métodos de

investigação mais comumente utilizados para otimizar o dimensionamento geotécnico de forma segura e econômica, por meio de correlações diretas entre os resultados obtidos por esses ensaios e os parâmetros desejados, com ênfase nos métodos que utilizam de prospecção sísmica.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A primeira etapa desse trabalho consistiu em uma pesquisa bibliográfica sobre os métodos geofísicos de investigação, com ênfase nos métodos sísmicos que trabalham com a leitura da velocidade das ondas P (ondas de compressão) e S (ondas de cisalhamento).

Em seguida, buscou-se na literatura estudos que apresentassem correlações entre o valor da velocidade de onda de cisalhamento (V_S) e parâmetros obtidos nos métodos de investigação convencionais, como sondagem SPT e CPT, bem como parâmetros obtidos em ensaios de laboratório como módulo de cisalhamento (G_0), resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), módulo de poisson (ν) e o módulo de deformabilidade (E).

Foram selecionados dois estudos envolvendo investigações geofísicas e ensaios SPT e CPT, que correspondem aos estudos de Fernandez (2017) em que foram utilizadas sondagens SPT, e o estudo de Souza (2011) que utilizou o ensaio de cone sísmico (SCPT).

Com base nos dados de V_S desses trabalhos, foram estimados os valores de G_0 , S_u , ν e E a partir do valor da velocidade de onda cisalhante e onda de compressão (V_P).

A seguir, serão apresentadas as principais correlações utilizadas, além de serem caracterizados os estudos de caso, bem como os dados que serão utilizados para este trabalho.

3 CORRELAÇÕES ENTRE RESULTADOS DE INVESTIGAÇÕES GEOFÍSICAS E GEOTÉCNICAS

3.1 Correlações entre G_0 e V_S

A determinação de G_0 é feita através da Teoria da Elasticidade, ao medir os tempos de chegada da onda de cisalhamento em sensores posicionados a uma

determinada profundidade no solo e em seguida calculando a velocidade do percurso da onda entre os dois sensores (SCHNAID, ODEBRECHT, 2012).

Nesse sentido, como aponta Fonseca (2008), é com base em conceitos elásticos da Teoria de Onda que se tem a simples relação entre a velocidade de ondas sísmicas de corte, de pouca amplitude, e o módulo de deformação cisalhante como apresentado na Equação 1.

$$G_0 = \gamma \cdot V_S^2 \quad (1)$$

Onde γ é o peso específico em kN/m^3 .

O valor do módulo de cisalhamento pode ser influenciado por diversos fatores, como apontam os estudos de Giacheti (2001) e Hardin e Drnevich (1972) (*apud* SOUZA, 2011), em que os enquadrados como mais importantes são a amplitude de deformação, a tensão normal efetiva e o índice de vazios do solo. Além destes, nos solos coesivos o grau de saturação também representa um fator de grande influência no módulo de cisalhamento.

3.2 Correlações entre S_u e V_S

Assim como no CPTU, correlações entre a velocidade das ondas de cisalhamento e o valor de S_u para argilas podem ser determinadas, uma vez que ambas dependem de parâmetros em comum (L'HEUREUX, LONG, 2016). Assim, L'Heureux e Long (2016) apresentam a Equação 2, em que exibe a correlação entre esses parâmetros:

$$S_u = 0,02 \cdot V_S^{1,45} \quad (2)$$

Outra correlação também é apresentada por Agaiby e Mayne (2015, *apud* POULOS, 2021), como indicado na Equação 3:

$$S_u = 0,152 \cdot V_S^{1,142} \quad (3)$$

Onde em ambas equações, V_S é dada em m/s e S_u em kPa .

3.3 Correlações entre ν e V_S

O módulo de Poisson do solo pode ser obtido através da Equação 4, apresentada por Fernandez (2017):

$$\nu = \frac{k-2}{2k-2} \quad (4)$$

Em que $k = (V_P / V_S)^2$. Sendo V_P a velocidade da onda P ou de compressão.

3.4 Correlações entre E e V_S

O Módulo de Young ou Módulo de Deformabilidade (E) pode ser obtido através de ν e de G_0 utilizando a Teoria da Elasticidade, como apresentado na Equação 5:

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0 \quad (5)$$

Como já apresentado, esses parâmetros podem ser obtidos através do valor de V_S , com o G_0 dado em MPa e ν adimensional, obtendo o valor de E em MPa . Assim, temos que E também pode ser obtido diretamente através de V_P e V_S , além do peso específico (γ em kN/m^3), como se pode constatar pela Equação 6, apresentada por Duarte (1997 *apud* FERNANDEZ, 2017):

$$E = \gamma \cdot V_S^2 \cdot \left(\frac{3V_P^2 - 2V_S^2}{V_P^2 - V_S^2/3} \right) \quad (6)$$

4 ESTUDOS DE CASO

4.1 Caracterização Geológico-Geotécnica da Asa Sul de Brasília

O estudo realizado por Fernandez (2017) consistiu na realização de sondagens sísmicas por meio do MASW (*Multistation Analysis of Surface Wave*, Análise em Multi-estações de Ondas de Superfície), realizadas na Asa-Sul de Brasília. O autor definiu dois perfis principais onde foram locados pontos de sondagem geofísica de forma que se pudesse ter uma boa comparação com os perfis de sondagem que já haviam sido realizados na área. Os perfis definidos correspondem às quadras 215 Sul e 115 Sul, como mostram a Figura 1 e a Figura 2, indicando o local onde foram realizadas as sondagens SPT por Oliveira (1996, *apud* FERNÁNDEZ, 2017).

O autor então realizou sondagens utilizando métodos geofísicos nessa área de forma a gerar um novo perfil geológico-geotécnico a partir da integração de parâmetros obtidos por meio da geofísica e do ensaio SPT.

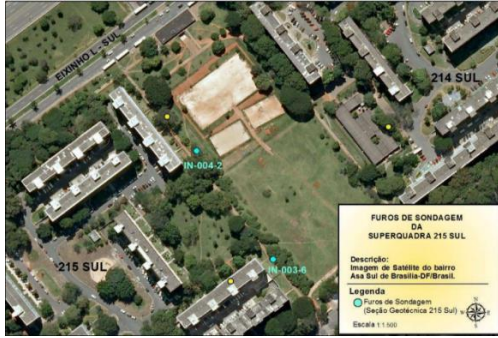


Figura 1. Croqui com localização das sondagens SPT da Quadra 215 Sul. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017.



Figura 2. Croqui com localização das sondagens SPT da Quadra 115 Sul. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017.

A locação das sondagens utilizando a sísmica é mostrada na Figura 3 e Figura 4.



Figura 3. Croqui com localização das sondagens Sísmicas da Quadra 215 Sul. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017.



Figura 4. Croqui com localização das sondagens Sísmicas da Quadra 115 Sul. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017.

4.1.1 Sondagem SPT

Dentre os estudos de caso abordados nesse trabalho, não foi possível obter os relatórios de sondagem SPT do trabalho de Fernández (2017). Logo, foram utilizados a título de comparação os intervalos de valores de N_{SPT} definidos pelo autor para as sondagens utilizadas em sua pesquisa, sendo 3 na Quadra 115 Sul e 2 na Quadra 215 Sul.

Tabela 1. Sondagens SPT na Quadra 115 Sul. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017 (Adaptado).

| Ensaio | SD-007-2 | SD-007-3 | SD-007-4 | | | |
|-------------|-----------|----------|-----------|-------|-----------|-------|
| Prof. Total | -13,45 | -11,45 | -13,45 | | | |
| N.A. | NE | NE | -12,45 | | | |
| Prof. (m) | N_{SPT} | Solo* | N_{SPT} | Solo* | N_{SPT} | Solo* |
| 1 a 5 | 4 | CSi | 4 | CSi | 4 | CSi |
| 6 | | | 5 a 15 | CSi | 5 a 15 | CSi |
| 7 | 5 a 15 | CSi | >15 | SiC | >15 | Si |
| 8 | | | | | | |
| 9 a 12 | >15 | Si | - | - | - | - |
| 13 a 14 | | | | | | |

*CSi – Argila Siltosa, Si – Silte, SiC – Silte Argiloso.

Tabela 2. Sondagens SPT na Quadra 215 Sul. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017 (Adaptado).

| Ensaio | IN-004-2 | IN-003-6 | | |
|-------------|-----------|----------|-----------|-------|
| Prof. Total | -20,65 | -19,45 | | |
| NA | -11,2 | -9,5 | | |
| Prof. (m) | N_{SPT} | Solo* | N_{SPT} | Solo* |
| 1 a 2 | 4 | C | 4 | C |
| 3 a 14 | 5 a 15 | CSi | 5 a 15 | CSi |
| 15 | 5 a 15 | CSi | | |
| 16 a 20 | >15 | SiC | >15 | SiC |
| 21 | | | - | - |

*C – Argila, CSi – Argila Siltosa, SiC – Silte Argiloso.

4.1.2 Sondagem Geofísica

A Tabela 3 e a Tabela 4 mostram os perfis de solo obtidos a partir dos valores de V_S obtidos por meio do ensaio MASW, realizado por Fernandez (2017) nas quadras 215 Sul e 115 Sul, respectivamente. Assim, o autor definiu três pontos em cada perfil para registrar os valores máximos e mínimos de V_S em cada metro de profundidade. É possível notar que os perfis dos solos da quadra 215 apresentam uma maior estratificação, sendo possível identificar 5 camadas

de solo com valores de V_S relativamente próximos e com pequena taxa de variação.

Tabela 3. Valores de V_S e de peso específico obtidos por meio de MASW na SQS 215. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017 (Adaptado).

| Prof. (m) | γ (kN/m ³) | $V_{S,MED}$ (m/s) | | |
|-----------|-------------------------------|-------------------|--------------|--------------|
| | | Perfil 1/215 | Perfil 2/215 | Perfil 4/215 |
| 1 | 17,6 | 117,5 | 121 | 122 |
| 2 | 17,6 | 117,5 | 121 | 122 |
| 3 | 17,7 | 147 | 141 | 141,5 |
| 4 | 17,7 | 147 | 141 | 141,5 |
| 5 | 17,8 | 176 | 180,5 | 178,5 |
| 6 | 17,8 | 176 | 180,5 | 178,5 |
| 7 | 17,8 | 176 | 180,5 | 178,5 |
| 8 | 17,8 | 176 | 180,5 | 178,5 |
| 9 | 17,9 | 220 | 206 | 212 |
| 10 | 17,9 | 220 | 206 | 212 |
| 11 | 17,9 | 220 | 206 | 212 |
| 12 | 18,0 | 258 | 206 | 249 |
| 13 | 18,0 | 258 | 266,5 | 249 |
| 14 | 18,0 | 258 | 266,5 | 249 |

Tabela 4. Valores de V_S e de peso específico obtidos por meio de MASW na SQS 115. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017 (Adaptado).

| Prof. (m) | γ (kN/cm ³) | $V_{S,MED}$ (m/s) | | |
|-----------|--------------------------------|-------------------|--------------|--------------|
| | | Perfil 1/115 | Perfil 2/115 | Perfil 4/115 |
| 1 | 17,6 | 123,5 | 119 | 122 |
| 2 | 17,6 | 123,5 | 119 | 122 |
| 3 | 17,7 | 151 | 150,5 | 153 |
| 4 | 17,7 | 151 | 150,5 | 153 |
| 5 | 17,7 | 151 | 150,5 | 153 |
| 6 | 17,7 | 151 | 150,5 | 153 |
| 7 | 17,7 | 151 | 150,5 | 153 |
| 8 | 17,7 | 151 | 150,5 | 153 |
| 9 | 17,8 | 206 | 221,5 | 221,5 |
| 10 | 17,8 | 206 | 221,5 | 221,5 |
| 11 | 17,8 | 206 | 221,5 | 221,5 |
| 12 | 17,8 | 206 | 221,5 | 221,5 |
| 13 | 17,8 | 206 | 221,5 | 221,5 |
| 14 | 17,8 | 206 | 221,5 | 221,5 |

Além dos valores de V_S , as sondagens através do MASW permitiram obter os valores de onda de compressão (V_P). As Tabelas 5 e 6 apresentam os valores de V_P encontrados para as quadras 215 Sul e 115 Sul.

Tabela 5. Valores de V_P obtidos por meio de MASW na SQS 215. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017 (Adaptado).

| Prof. (m) | $V_{P,MED}$ (m/s) | | |
|-----------|-------------------|--------------|--------------|
| | Perfil 1/215 | Perfil 2/215 | Perfil 4/215 |
| 1 | 411 | 411 | 411 |
| 2 | 411 | 411 | 411 |
| 3 | 411 | 411 | 411 |
| 4 | 411 | 411 | 411 |
| 5 | 411 | 411 | 411 |
| 6 | 411 | 411 | 411 |
| 7 | 411 | 411 | 411 |
| 8 | 411 | 411 | 411 |
| 9 | 411 | 411 | 411 |
| 10 | 411 | 411 | 411 |
| 11 | 411 | 411 | 411 |
| 12 | 1601 | 1601 | 1601 |
| 13 | 1601 | 1601 | 1601 |
| 14 | 1601 | 1601 | 1601 |

Tabela 6. Valores de V_P obtidos por meio de MASW na SQS 115. Fonte: FERNÁNDEZ, 2017 (Adaptado).

| Prof. (m) | $V_{P,MED}$ (m/s) | | |
|-----------|-------------------|--------------|--------------|
| | Perfil 1/115 | Perfil 2/115 | Perfil 4/115 |
| 1 | 405 | 405 | 405 |
| 2 | 405 | 405 | 405 |
| 3 | 405 | 405 | 405 |
| 4 | 405 | 405 | 405 |
| 5 | 405 | 405 | 405 |
| 6 | 405 | 405 | 405 |
| 7 | 405 | 405 | 405 |
| 8 | 405 | 405 | 405 |
| 9 | 405 | 405 | 405 |
| 10 | 405 | 405 | 405 |
| 11 | 405 | 405 | 405 |
| 12 | 405 | 405 | 405 |
| 13 | 405 | 405 | 405 |
| 14 | 405 | 405 | 405 |

4.2 Campo Experimental de São Carlos

O estudo realizado por Souza (2011) envolveu a análise de várias campanhas de ensaios realizadas no campo experimental de EESC-USP São Carlos, com o intuito de aplicar um método para a previsão da curva tensão-recalque de fundações diretas assentes em solos tropicais arenosos a partir de resultados de ensaios de cone sísmico. Foram executados dois ensaios *down-hole* (DH1 e DH2) com o sistema desenvolvido por Vitali (2011), um ensaio SCPT (SCPT3) com cone sísmico comercial e três ensaios CPT (CPT1, CPT2 e CPT3), além de dois ensaios *cross-hole* (CH1 e CH2) e de três ensaios SCPT (SCPT1, SCPT2 e SCPT3). A Figura 5 apresenta a locação dos ensaios realizados.

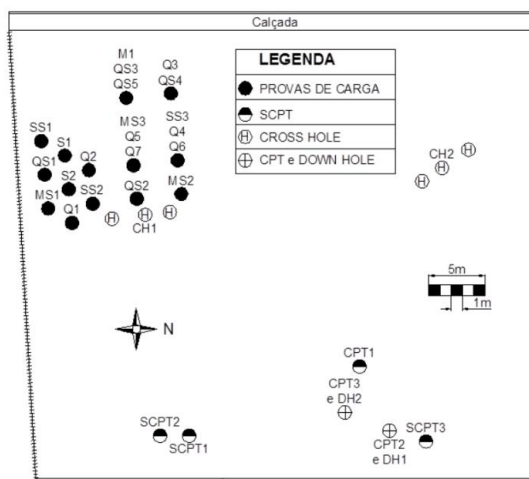


Figura 5. – Localização dos ensaios de campo realizados no campo experimental da EESC/USP – São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

4.3.1 Ensaios de Laboratório

Para esse estudo, foram realizados diversos ensaios de laboratório para caracterizar os solos que ocorrem neste local. Como o foco do trabalho de Souza (2011) foi a análise do comportamento de fundações diretas, então só foram obtidos os índices físicos para as camadas superiores do solo, como mostra a Tabela 7.

Tabela 7. Índices físicos médios para o campo experimental de São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

| Prof. (m) | γ (kN/m ³) | W (%) | e | n (%) | S (%) |
|-----------|-------------------------------|---------|-------|---------|---------|
| 1 | 14,2 | 13,7 | 1,174 | 54 | 38 |
| 2 | 15,6 | 14,6 | 0,993 | 50 | 52 |
| 3 | 16,0 | 15,8 | 0,965 | 50 | 58 |
| 4 | 16,7 | 16,8 | 0,943 | 49 | 70 |
| 5 | 14,8 | 16,4 | 0,822 | 47 | 60 |

4.3.2 Sondagens Geofísicas

Os dados obtidos por Souza (2011) para os valores de V_s são mostrados nas Tabelas 8 à 10, sendo divididos entre cada método utilizado para a obtenção dos dados.

Tabela 8. Resultados de V_s do ensaio *Down-hole* para o campo experimental de São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

| Prof. (m) | DH1 | DH2 | DH3 |
|-----------|-------------|-------------|-------------|
| | V_s (m/s) | V_s (m/s) | V_s (m/s) |
| 2,5 | 310,71 | 329,18 | - |
| 3 | 285,05 | 314,29 | 391,16 |
| 3,5 | 292,70 | 335,83 | - |
| 4 | 297,04 | 317,76 | 352,43 |
| 4,5 | 335,40 | 316,29 | - |
| 5 | 330,65 | 317,03 | 314,34 |

Tabela 9. Resultados de V_s do ensaio *Cross-hole* para o campo experimental de São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

| Prof. (m) | CH1 – V_s | Prof. (m) | CH2 – V_s |
|-----------|-------------|-----------|-------------|
| | (m/s) | | (m/s) |
| 0,7 | 238 | 0,5 | 193,33 |
| 1,2 | 260 | 1,5 | 223,58 |
| 1,7 | 263 | 2,5 | 254,42 |
| 2,2 | 270 | 3,5 | 269,12 |
| 2,7 | 266 | 4,5 | 293,42 |
| 3,2 | 277 | 5,5 | 304,62 |
| 3,7 | 311 | - | - |
| 4,2 | 311 | - | - |
| 4,7 | 317 | - | - |
| 5,2 | 308 | - | - |
| 5,7 | 282 | - | - |

Tabela 10. Resultados de V_s do ensaio SCPT para o campo experimental de São Carlos. Fonte: SOUZA, 2011.

| Prof. (m) | SCPT 1 – V_s (m/s) | SCPT 2 – V_s (m/s) |
|-----------|----------------------|----------------------|
| 1,4 | 185,30 | 149,97 |
| 2,4 | 264,84 | 221,08 |
| 3,4 | 298,67 | 288,68 |
| 4,4 | 293,39 | 281,29 |
| 5,4 | 300,04 | 303,74 |

5 RESULTADOS

5.1 Parâmetros de Projeto Estimados a Partir de V_s

Os parâmetros de projeto foram estimados a partir das correlações apresentadas anteriormente. Foram utilizados os valores de V_s do estudo de Fernández (2017) para se estimar os valores dos parâmetros analisados. Os resultados encontrados foram comparados com os valores de referência encontrados na literatura para os tipos de solos encontrados nas sondagens.

Através da análise dos resultados obtidos, foi possível dividir o perfil do solo em camadas distintas baseadas nos valores dos parâmetros encontrados. Na quadra 215 Sul foi possível dividir em 5 camadas, já a quadra 115 Sul apresentou 3 camadas distintas de solo.

A Tabela 11 apresenta os resultados para os valores médios estimados para os parâmetros do solo a partir das correlações representadas pelas Equações 1 à 6.

Tabela 11. Caracterização do perfil de solo da quadra 115 Sul a partir dos ensaios sísmicos.

| Camada | Prof. (m) | G_0 (MPa) | S_u (kPa) | ν | E (MPa) |
|--------|-----------|-------------|-------------|-------|-----------|
| 1 | 1 – 2 | 25,99 | 28,79 | 0,45 | 75,47 |
| 2 | 3 – 8 | 40,63 | 38,00 | 0,42 | 115,59 |
| 3 | 9 – 14 | 83,40 | 59,61 | 0,30 | 220,14 |

Tabela 12. Caracterização do perfil de solo da quadra 215 Sul a partir dos ensaios sísmicos.

| Camada | Prof. (m) | G_0 (MPa) | S_u (kPa) | ν | E (MPa) |
|--------|-----------|-------------|-------------|-------|-----------|
| 1 | 1 – 2 | 25,42 | 28,40 | 0,45 | 73,95 |
| 2 | 3 – 4 | 36,29 | 35,39 | 0,43 | 104,07 |
| 3 | 5 – 8 | 56,61 | 46,67 | 0,38 | 157,58 |
| 4 | 9 – 12 | 81,02 | 58,33 | 0,32 | 216,18 |
| 5 | 13 – 14 | 119,75 | 74,48 | 0,49 | 356,08 |

A caracterização do solo, utilizando parâmetros determinados a partir das correlações com o valor de V_s obtido em ensaios sísmicos, mostrou-se similar com a caracterização tátil visual encontrada no relatório de sondagem SPT apresentado por Fernández (2017).

5.3 Parâmetros de Projeto Estimados por Diferentes Ensaios Sísmicos

A partir dos dados obtidos do estudo de caso realizado por Souza (2011) no campo experimental de São Carlos, foi possível estimar os valores de G_0 , S_u e o valor de E através do valor da velocidade de onda cisalhante obtida por ensaios *cross-hole*, *down-hole* e SCPT. Os resultados podem ser visualizados graficamente na Figura 6 e Figura 7 em que são apresentados os valores médios e os intervalos de desvio padrão (DP).

Através da análise dos gráficos, é possível notar uma grande variação entre os dados nas camadas superiores do solo. No entanto, conforme avança na profundidade, os resultados tornam-se mais homogêneos entre os métodos, além de apresentarem uma menor dispersão entre si, com um coeficiente de variação inferior a 30%. Essa variação nas camadas superiores, segundo Souza (2011), pode ser atribuída à variação na compactação da camada superficial do solo, na sua composição, na variação da sucção matricial ou de uma possível interferência de ondas de superfície na interpretação dos valores de V_s . Além disso, devido às camadas iniciais geralmente se tratarem de camadas de aterro, estas tendem a apresentar uma variabilidade em seus parâmetros comparado ao que se espera de um solo natural, o que também pode refletir em divergências nos resultados obtidos por diferentes ensaios.

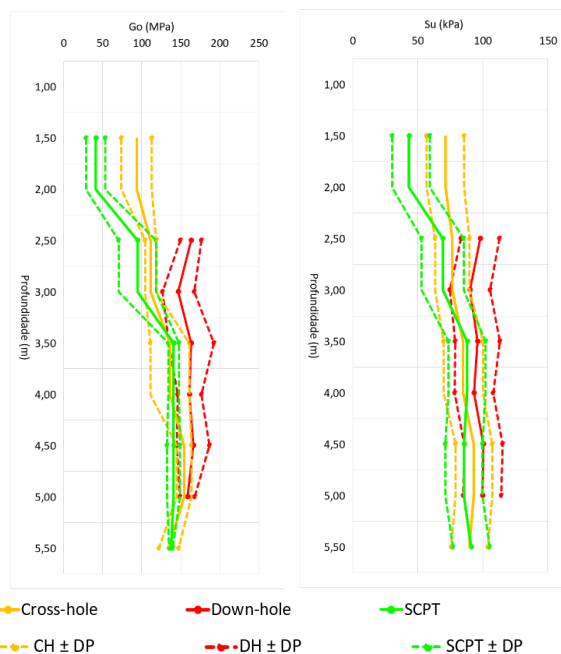


Figura 6. Resultados de G_0 e S_u obtidos através de diferentes ensaios no campo experimental de São Carlos. Fonte: Autores.

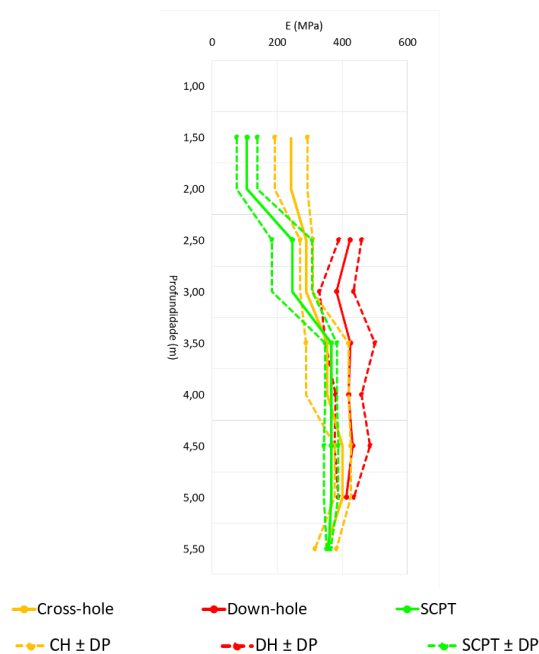


Figura 7. Resultados do módulo de deformabilidade obtidos através de diferentes ensaios no campo experimental de São Carlos. Fonte: Autores.

Vale destacar que os resultados obtidos servem como base inicial para estudo preliminar. Empregar as formulações propostas no artigo em epígrafe em solos porosos e não saturados, é crucial exercer grande cautela. A determinação do módulo de elasticidade envolve a degradação do módulo cisalhante inicial (G_0) para um valor de módulo

cisalhante (G), permitindo, então, a determinação do módulo de deformabilidade com base na teoria da elasticidade. Assim, é importante destacar que esse módulo é dependente do grau de degradação ou deformação cisalhante (gama S)

6 CONCLUSÃO

A conclusão deste estudo destaca a significativa contribuição da integração entre métodos geofísicos, especificamente a aquisição sísmica, e a geotecnia na caracterização de parâmetros geotécnicos do solo. Os resultados obtidos para os perfis das quadras 115 Sul e 215 Sul, por meio de métodos geofísicos, revelaram uma coerência notável em relação às características do solo analisado, quando comparados aos resultados de sondagens SPT.

No entanto, ao estender a análise para o campo experimental de São Carlos, surgiram considerações importantes. Ao comparar os valores dos parâmetros estimados por diferentes métodos de aquisição sísmica, observou-se uma divergência significativa nas camadas superiores do solo. Este fenômeno pode ser atribuído a variáveis como a compactação superficial do solo, ressecamento e sucção matricial, ou mesmo a interferências na aquisição dos registros de ondas S devido à presença de ondas de superfície.

Essa divergência, entretanto, não se manifestou nas camadas mais profundas, onde os parâmetros obtidos pelos ensaios cross-hole e down-hole mostraram-se próximos aos determinados pelos ensaios de cone sísmico. Este achado sugere que tais ensaios são promissores para a determinação de valores de G_0 , E e S_u . No entanto, é imperativo ressaltar que a utilização desses métodos deve ser realizada com extrema cautela, exigindo uma validação cuidadosa.

Portanto, embora a integração da geofísica à geotecnia esteja ganhando espaço no Brasil, é crucial reconhecer a necessidade de validação rigorosa das informações obtidas. Recomenda-se que estudos futuros incorporem uma análise comparativa mais aprofundada entre esses métodos, especialmente em investigações mais profundas, e explorem a possibilidade de estimar parâmetros adicionais de resistência do solo, como coesão e ângulo de atrito.

REFERÊNCIAS

- Castro, Bruno Carrilho de, *et al.* (2016). *Perfis geotécnicos da Cidade de Palmas-TO por meio de sondagens SPT e ensaios geofísicos*. Anais XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XVIII COBRAMSEG), Belo Horizonte.
- Fernández, B. P. (2017). *Caracterização geológico-geotécnica de solos da Asa Sul a partir de métodos de aquisição sísmica*. Brasília, Distrito Federal-Brasil. Dissertação (Mestrado em Geociências Aplicadas). Instituto de Geociências da Universidade de Brasília. Brasília, 2017.
- Fonseca, A. Viana da. (2008). *Caracterização de solos residuais em projeto geotécnico assistido por ensaios*. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal. Disponível em <https://hdl.handle.net/10216/67289>. Acesso em 12 out 2021.
- L'heureux, J.S.; Long, M. (2016). *Correlations between shear wave velocity and geotechnical parameters in Norwegian clays*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 04017013-1 to 20. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/317759597_Correlations_between_shear_wave_velocity_and_geotechnical_parameters_in_Norwegian_clays. Acesso em 20 fev. 2022.
- Mayne, Paul W. (2000). *Enhanced geotechnical site characterization by seismic piezocone penetration tests*. Invited Lecture, Fourth International Geotechnical Conference, Cairo University, janeiro 2000, pp. 95-120
- Poulos, Harry George. (2021). *Use of Shear Wave Velocity for Foundation Design*. 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-493427/v1>. Acesso em 20 fev. 2022.
- Schnaid, Fernando; Odebrecht, Edgar. (2012). *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- Souza, Luiz Antonio; Gandolfo, Otavio. (2012). *Métodos geofísicos em geotecnia e geologia ambiental*. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. 2. 9-27. 2012. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/268799604_Metodos_geofisicos_em_geotecnia_e_geologia_ambiental. Acesso em 20 fev. 2022.
- Souza, Tiago de Jesus. (2011). *Previsão da curva tensão-recalque em solos tropicais arenosos a partir de ensaios de cone sísmico*. 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. doi:10.11606/D.18.2011.tde-25042012-163755. Acesso em: 27 fev. 2022.
- Vitali, Osvaldo Paiva Magalhães. (2011). *Desenvolvimento de um sistema para a realização de ensaios sísmicos down-hole em conjunto com o CPT*. São Carlos, São Paulo. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação e Área de concentração em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia. DOI: 10.11606/D.18.2011.tde-01122011-100235.

Análise da Influência do Grau de Saturação na Estabilidade de Talude com Proteção Geossintética

Mariany Veríssimo Dutra

FGR Incorporações, Goiânia, Brasil, marianydutrav@gmail.com

Rhayanne Rafaela Rodrigues Ribeiro

Lundin Mining - Mineração Maracá, Alto Horizonte, Brasil, rhayannerrr@gmail.com

Maria Tereza da Silva Melo

Universidade Federal de Catalão, Catalão, Brasil, maria_tereza@ufcat.edu.br

RESUMO: Os movimentos de massa são processos naturais que são potencializados pela ação humana, quando estes ocorrem geram prejuízos econômicos e sociais. Dessa forma, é essencial garantir a estabilidade de um talude, para isso muitas obras geotécnicas têm optado pela aplicação de geossintéticos, um material inovador no mercado, com inúmeras qualidades e aplicações. Portanto, este estudo aborda a aplicação de geossintéticos em um talude, avaliando sua estabilidade considerando diferentes metodologias de cálculo e variação no grau de saturação. Para o desenvolvimento dessa análise foi utilizado o software GeoStudio, no qual aplicou-se diferentes inclinações da face, considerando duas situações para a umidade do solo, saturado e natural. Para verificação da contribuição do geossintético foi aplicado dois diferentes tipos, biomanta e a geomanta. Por fim, foi possível comprovar que, estas proteções são capazes de garantir maiores valores para os fatores de segurança da estrutura, além de controlar a infiltração de água dentro do maciço e a erosão superficial na face.

PALAVRAS-CHAVE: Geossintéticos, Talude, Estabilidade, Grau de Saturação, Erosão.

ABSTRACT: Mass movements are natural processes that are being enhanced by human action, when they occur they generate economic and social damage. In this way, it is essential to guarantee the stability of a slope, for this reason many geotechnical works have opted for the application of geosynthetics, an innovative material on the market, with numerous qualities and applications. Therefore, this study intends to address the application of geosynthetics on a slope, evaluating its stability considering different calculation methodologies and variation in the degree of saturation. For the development of this analysis, the GeoStudio software will be used, in which different inclinations of the face were applied, considering two situations for soil moisture, saturated and natural. To verify the contribution of geosynthetics, two different types were applied, biomat and geomat. Finally, it was possible to prove that these protections are able to guarantee higher values for the safety factors of the structure, in addition to controlling water infiltration into the massif and surface erosion on the face.

KEY WORDS Geosynthetics, Slope, Stability, Degree of Saturation, Erosion.

1 INTRODUÇÃO

As regiões tropicais são caracterizadas pelo clima quente e pela abundância de chuva sazonal, principal responsável por formar profundas camadas de solo residual provenientes do intemperismo químico. As encostas compostas por estes solos são mais suscetíveis a sofrer escorregamento, as chuvas fornecem condições propícias para a diminuição da resistência do solo, atuando como um dos principais agentes deflagradores de movimentos de encostas em ambientes tropicais úmidos, como é o caso do Brasil (GUIDICINI & IWASA, 1976).

Dessa forma, torna-se necessário conceituar os taludes, sendo essas superfícies inclinadas em maciço de solo que limita um aterro, eles podem ser tanto naturais (encostas) quanto artificiais (obras de corte e aterro). A fim de prevenir movimentos de massa nessas estruturas, podem ser aplicadas diferentes técnicas construtivas.

Diante a vulnerabilidade que um talude pode apresentar, frente aos seus aspectos característicos como instabilidade, subsidências e erosões, torna-se imprescindível a aplicação de métodos voltados para proteção preventiva e corretiva (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2009).

Um recurso que vem sendo muito utilizado atualmente, para efetivar essa proteção, são os geossintéticos, polímeros derivados do petróleo, os quais formam uma gama de tipologia de acordo com os aditivos inseridos no processo de fabricação. Esses materiais são bastante úteis em obras geotécnicas e de proteção ambiental e podem desempenhar diversas funções para soluções de problemas (PALMEIRA, 2018).

Visto as suas diversas vantagens, esse material foi ganhando cada vez mais espaço no Brasil. A princípio houve uma resistência para utilização de geossintéticos no país, mas a partir da década de 1990 os índices de utilização tornaram-se significativos, exigindo um rigoroso controle da fabricação, e aplicação de normas, visto sua vasta versatilidade em obras.

Dessa forma, o presente trabalho pretende simular uma alteração na condição de saturação do talude, que advém da alteração na umidade do solo por meio da infiltração da água no maciço. Além disso, avaliar a utilização de geossintéticos que sejam capazes de controlar a situação proposta por meio de diferentes metodologias de cálculo que garantam a estabilidade do talude.

Mediante as diferentes propriedades desses materiais, as quais lhe permitem serem aplicados em diversos âmbitos, pretende-se explicar sobre a utilização de geossintéticos aplicados no revestimento de taludes, para reduzir o impacto da chuva sobre sua face, prevenindo o processo erosivo e avaliando as opções disponíveis no mercado que atendam às necessidades frente ao problema de estabilidade do talude em estudo.

2 MATERIAL E MÉTODOS

No desenvolvimento da pesquisa foi necessário definir algumas etapas para obter a análise de estabilidade do talude em estudo. Sendo elas a avaliação da estabilidade pelos métodos Bishop e Fellenius, utilizando o *software* GeoStudio, alterando os parâmetros do talude, como a geometria e as propriedades do solo. Por fim considerando dois tipos de proteção de face, com geomanta e biomanta.

2.1 Métodos de cálculo da estabilidade do talude

A estabilidade do talude é uma verificação mecânica que permite quantificar se a estrutura do maciço está próxima ou não da ruptura, para isso considera-se uma série de procedimentos aliados ao conjunto de fatores que atuam sobre a superfície do talude.

Existem diversos métodos de cálculo para essa estabilidade, os mais utilizados atualmente são os de

equilíbrio limite, os quais consideram diferentes superfícies de ruptura. Além disso, as equações aplicadas são desenvolvidas de acordo com as hipóteses sobre as forças entre as fatias do talude. Para o presente estudo será analisado a estabilidade do talude pelos métodos de Bishop e Fellenius, chamados métodos das fatias, sendo utilizados atualmente para estudos de estabilidade (CAVA, 2019).

Na prática, a análise da estabilidade do talude é comumente feita por *softwares* como GeoStudio, no qual é possível traçar diversas superfícies de ruptura e identificar qual representa a pior situação, ou seja, qual tem o menor fator de segurança. Além disso, através dessa ferramenta computacional é possível variar o método adotado e o cálculo da estabilidade.

2.1.1 Método de Fellenius

O método de Fellenius, também conhecido como “método ordinário de fatias”, é um método de análise linear, muito aplicado na prática da engenharia pela sua simplicidade e pela linearidade da equação do fator de segurança, como demonstrado na Equação 1.

$$FS = \frac{\sum c' \cdot l \cdot R + P - u \cdot l \cdot P \cdot \tan \phi'}{\sum W \cdot x - \sum P \cdot f + \sum k \cdot W \cdot e \pm A \cdot a \pm L \cdot d} \quad (1)$$

Onde:

Fs: fator de segurança;

c': coesão efetiva do solo;

l: largura da base inclinada;

R: raio ou braço de alavanca;

P: força normal na base da fatia;

u: poropressão;

ϕ' : componente atrítica;

W: peso por metro do solo;

x: distância horizontal do centro da fatia ao centro de rotação;

f: distância perpendicular da força normal ao centro de rotação;

k: coeficiente sísmico para determinar a força dinâmica horizontal;

e: distância vertical entre o centro de gravidade da fatia e o centro de rotação;

A: resultante da pressão de água nas fissuras;

a: distância perpendicular da resultante da pressão da água ao centro de rotação;

L: linha de força;

d: distância perpendicular da linha de força com o centro de rotação.

Esse método é considerado um método conservativo por apresentar baixos valores para o fator de segurança. Não sendo o mais indicado para círculos com rupturas profundas, ou em casos de altos valores de poropressão.

2.1.2 Método de Bishop

Esse método foi desenvolvido por Bishop em 1955, para uma superfície de ruptura circular, mas atualmente pode ser adaptado para superfícies não circulares, é baseado na hipótese de que as forças entre as fatias são nulas. A força normal que atua no centro da base dessa fatia advém da soma das forças verticais, nesse método o equilíbrio das forças horizontais não é atendido (STRAUSS, 1998).

Dessa forma, o fator de segurança é advindo de um somatório dos momentos em um ponto comum, para o seu cálculo utiliza-se a mesma equação do método de Fellenius (Equação 1), no entanto se diferencia por levar em consideração a força normal. É necessária a realização de interações para obter o fator de segurança, mas com a utilização da equação de definição da força normal obtém-se uma rápida convergência.

Ao garantir o equilíbrio dos momentos de cada fatia é possível determinar a linha de aplicação das forças, conhecida como linha de pressão, mas para que a solução seja válida é imprescindível verificar se a linha de pressão está situada dentro da massa deslizante.

2.2 Software GeoStudio

O GeoStudio se trata de um *software* capaz de fazer modelagens de terra, análise numérica e gerenciamento de dados. O programa existe desde 1977 e tem sido utilizado desde pequenas empresas de engenharia a agências governamentais e universidades, para projetar, construir e manter estruturas geotécnicas nos setores civil, mineração e energia (GEOSTUDIO, 2020).

A ferramenta para análise de estabilidade de taludes de solo e rocha é chamada SLOPE/W, na qual se pode estudar problemas para vários formatos de superfícies de deslizamento, condições de poropressão, propriedades do solo e condições de carregamento.

2.2.1 Operação dos Fatores de Segurança do Software

Conforme traz o manual da GeoSlope (2017), *Stability Modeling with GeoStudio*, os métodos de fatores de segurança são manipulados da seguinte forma:

No Método de Fellenius, todas as forças entre cortes são ignoradas e o peso da fatia é decomposto em forças paralelas e perpendiculares ao fundo. Na qual a força normal ao fundo da fatia é usada para calcular a resistência ao cisalhamento disponível.

Quanto ao Método Simplificado de Bishop, inclui

a força normal entre os cortes, mas ignora a força de cisalhamento. Bishop desenvolveu a equação para a normal na parte inferior da fatia tentando somar as fatias na direção vertical.

O resultado é que a normal básica se torna uma função do fator de segurança. Isso, por sua vez, torna a equação não linear (ou seja, FS aparece em ambos os lados da equação), exigindo assim um processo iterativo para calcular o fator. Neste método, o polígono de força fecha muito bem adicionando uma força normal entre os cortes, o que o torna confiável.

2.2.2 Definição da Superfície de Pesquisa

Para a visualização da extensão da superfície de deslizamento, foi adotado o método de Entrada e Saída, o qual é especificado onde as superfícies de deslizamento entrarão e sairão. O software conecta um ponto na área de entrada com um ponto na área de saída para formar uma linha. No ponto médio desta linha de conexão, SLOPE/W cria uma linha vertical. Pontos de raio ao longo da linha perpendicular são criados para formar o terceiro ponto necessário de um círculo (Figura 1).

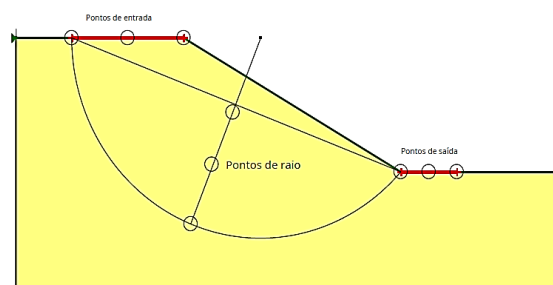


Figura 1. Esquema da superfície de deslizamento de entrada e saída.

As áreas de entrada e saída são cuidadosamente definidas nos locais das superfícies de deslizamento críticas esperadas. Pois uma definição aleatória de grandes áreas de entrada e saída no solo resulta em muitas superfícies de deslizamento impossíveis e pode perder a superfície de deslizamento crítica real (GEOSLOPE, 2017).

O número de entradas e saídas podem ser especificados com o número de incrementos ao longo da linha, que nesta pesquisa foi adotado como 8.

2.3 Parâmetros do solo constituinte do talude analisado

O presente trabalho visa analisar a influência do valor do grau de saturação na estabilidade de um talude, localizado na área de implantação do Aproveitamento Hidroelétrico de Simplício, essa

obra está instalada entre os estados do Rio de Janeiro e de Minas Gerais, nas proximidades com o rio Paraíba do Sul.

Viana (2010) e Marinho (2007) desenvolveram estudos geológicos e geotécnicos a respeito do solo local, através do levantamento bibliográfico de estudos já existentes para a região, além de inspeções de campo, fotografando os locais de interesse e retirando amostras para a realização de ensaios. A partir desses ensaios foi possível caracterizar o solo do local, sendo este composto por material intemperizado, apresentando processos erosivos que são influenciados pelas características do clima, relevo, constituição geológica e ocupação humana.

De acordo com Melo (2020), o solo apresentou valores médios da massa específica *in situ* igual a 1,38 g/cm³ e umidade natural de 15,54%, devendo considerar as variações de umidade devido às alterações climáticas durante o ano. Nestas condições o grau de saturação é de 45%.

Ainda foi realizado ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade natural resultando uma envoltória de resistência com valores de ângulo de atrito de 34° e coesão de 16,5 kPa. Também foi realizado o ensaio de cisalhamento direto na condição inundada obtendo os valores de 30° para o ângulo de atrito e 1,6 kPa para a coesão. Esse comportamento de redução expressiva no valor da coesão demonstra uma perda de resistência do solo em presença de água (MELO, 2020).

Para a verificação da estabilidade do talude serão considerados os valores da resistência ao cisalhamento do solo na condição de umidade natural e na condição inundada. Posteriormente será realizada a análise comparativa entre os resultados avaliando as alterações na estabilidade.

2.3.1 Propriedades do solo

Conforme os dados informados e adotando a hipótese de que o talude é composto de uma única camada homogênea de solo, bem como seu subsolo. Será feita a análise com o solo natural e saturado considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, adotando o peso específico de 140,82 kN/m³ e a coesão efetiva de 16,5 kPa para o solo natural e de 1,6 kPa para o solo saturado. Outro fator importante a ser considerado é o ângulo de atrito efetivo que para o solo em seu estado natural é de 34° e para o estado saturado de 30°.

2.3.2 Definição da Geometria

De acordo com Viana (2019), os taludes em solo têm geometria típica de 1:1,5 (inclinação média de 33°). Na pesquisa foram utilizadas três inclinações: 25°,

30° e 45°. Mantendo a altura de 10 metros e largura de crista com dois metros. O subsolo foi adotado com altura de um metro e largura de dois metros após o pé do talude.

2.4 Geossintéticos aplicados na face do talude

A erosão em taludes pode provocar a perda de estabilidade e a ruptura do maciço, isto ocorre devido à força de percolação, o aumento do peso específico, a perda de resistência por encharcamento, e entre outros eventos. Dessa forma é imprescindível prever métodos de proteção a fim de minimizar o problema, sendo estes divididos em preventivos e corretivos (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2009).

Neste cenário, surge como alternativa a utilização de geossintéticos. Existe uma grande variedade de materiais para o controle da erosão, que desempenham funções como a proteção do solo presente na face do talude e o auxílio no plantio de vegetação.

Estes materiais se dividem em dois grupos, os temporários e os permanentes. O primeiro grupo é chamado de TERMS (Temporary Erosion and Revegetation Materials), estes funcionam com o objetivo de servir de cobertura da superfície do solo e de implementar sementes contra o impacto da água da chuva até o desenvolvimento da vegetação. Já os PERMs (Permanent Erosion and Revegetation Materials) se mantêm intactos mesmo com a vegetação já estabelecida (BARRELA, 2007).

Como se sabe, a cobertura vegetal minimiza a energia do impacto das gotas de chuva que atingem o solo, além disso, reduz o volume de água que chega à superfície e altera o tamanho das gotas. Neste trabalho, a proposta é utilizar um geossintético para o recobrimento do talude e que auxilie no controle da infiltração.

Dessa forma, Melo (2016) traz como proposta a geomanta ou a biomanta. Ambos protegem o talude da ação erosiva da chuva e do escoamento superficial, diminuem a força cinética do escoamento e aumentam o poder de infiltração do solo.

As geomantas, nesse quesito, fixam e desenvolvem a vegetação, dessa forma é necessário realizar testes de permeabilidade na área a ser aplicada, com o propósito de analisar a estabilidade e a necessidade de drenagem.

Quanto à biomanta, Mariani (2016) cita ser um geotêxtil biodegradável que auxilia na estabilização de encostas por reduzir o escoamento superficial e reter as partículas do solo. Além do baixo custo de manutenção, também não exige grande investimento na sua aplicação, já que não se utiliza maquinário.

A Tabela 1 apresenta a composição dos geossintéticos aplicados na face do talude.

Tabela 1. Composição dos geossintéticos

| Geossintético | Composição |
|--|---|
| <p>Geomanta</p>  | <ul style="list-style-type: none"> - Polipropileno - Malha hexagonal de aço de dupla torção |
| <p>Biomanta</p>  | <ul style="list-style-type: none"> - Fibra de Coco - Tela de polipropileno |

Como se sabe os solos residuais contêm uma grande quantidade de partículas finas que tendem a gerar pressão neutra dentro do maciço quando úmidas. Felizmente, esses solos geralmente exibem propriedades de resistência ao cisalhamento, especialmente no estado não saturado, o que pode ser obtido revestindo-os com estes geossintéticos citados.

Alguns dos requisitos necessários para verificar são: a retenção de finos do solo subjacentes ou materiais erodíveis transportados conforme traz e a resistência às velocidades de escoamento e aos esforços tangenciais provocados pelo fluxo de águas superficiais (GEROTO, 2015).

O autor também afirma que em sistemas de proteção de superfície o geossintético deve ser dimensionado e verificado levando em consideração o desempenho de fluxo, fatores mecânicos e outros relacionados a aplicação durante a erosão.

É verificado dentro do software GeoStudio o comportamento do material sob tensão de esforços de tração, para o qual foi necessário analisar o equilíbrio de forças.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A aplicação da metodologia e dos conceitos apresentados nos itens anteriores fundamentou os resultados obtidos no presente trabalho. Estes resultados referem-se à análise realizada pelo *software* GeoStudio, mais especificamente com a ferramenta SLOPE/W.

No presente capítulo são apresentados os dados obtidos na definição da geometria dos taludes, na caracterização do solo, assim como na análise da estabilidade de taludes. Identificando os agentes que mais influenciam nos fatores de segurança. A Figura 2 a seguir apresenta um fluxograma capaz de evidenciar todas as análises realizadas no desenvolvimento da pesquisa.

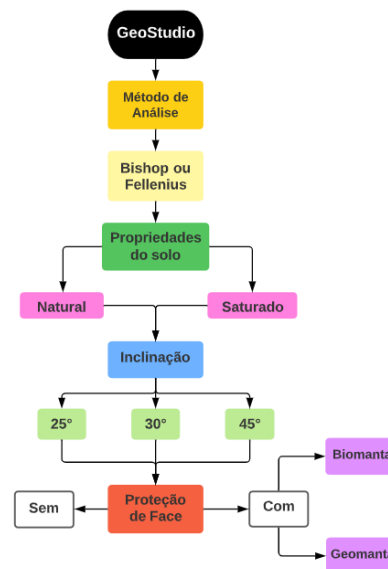


Figura 2. Fluxograma dos parâmetros utilizados

3.1 Importância do Fator de Segurança para a análise de estabilidade de taludes

Considerando que os taludes são estruturas compostas por solo, a sua estabilidade depende dos parâmetros do material constituinte (ângulo de atrito, coesão, resistência ao cisalhamento etc.), além das propriedades características da estrutura (inclinação, cobrimento da face etc.).

A partir dessas propriedades são feitas análises da estabilidade de taludes e assim define-se o Fator de Segurança da estrutura, que é entendido de modo geral como a relação estabelecida entre a resistência ao cisalhamento disponível do solo constituinte e a tensão cisalhante mobilizada.

Devido a importância que esse parâmetro possui frente as definições da estabilidade de uma estrutura a Norma Brasileira de estabilidade de encostas ABNT NBR 11682 (2009) faz recomendação aos valores que devem ser atendidos em relação ao fator de segurança com base nos níveis de segurança.

Dessa forma é possível observar que, tendo como referência a norma acima, os valores de fatores de segurança para taludes devem ser superiores a 1,2 e considerando os mais altos níveis de segurança tanto para as vidas humanas quanto para os danos ambientais devem corresponder a 1,5.

3.2 Fatores de segurança obtidos para taludes sem proteção de face

3.2.1 Método de análise

Dentro das possibilidades de análises disponíveis no *software*, foi realizada a variação de dois métodos de cálculo de estabilidade, sendo eles Bishop e Fellenius. Usando como critério de avaliação apenas

esses dois itens, foi possível observar que o método de Bishop, que considera a hipótese de que as forças entre as fatias são nulas, apresentam maiores valores de fatores de segurança, em geral 3% maiores que os valores obtidos no método de Fellenius. Se caracterizando, como um método mais conservador.

3.2.2 Condição saturada do solo

Na condição saturada, ou seja, quando todos os vazios do solo são preenchidos por água, as estruturas compostas por solo são mais suscetíveis a eventos de desestabilização, devido à diminuição da força de atrito entre as partículas. Assim, os valores do fator de segurança obtidos para essa situação se apresentam mais próximos de 1,2 (valor de referência estabelecido pela norma).

3.2.3 Inclinação

Um dos fatores que mais interferem na estabilidade de um talude é a inclinação que essa estrutura possui, visto que, quanto maior a inclinação maior a chance de deslizamento. Isto advém do arranjo físico das partículas e do ângulo de atrito entre elas.

Após o lançamento de todas as propriedades do material constituinte, foi definido o método de análise e a condição de saturação solo, observou-se que no geral o talude com inclinação de 45° não apresenta estabilidade nenhuma, tendo em todas as situações fator de segurança menor que 1.

Já para o talude com inclinação de 30° foi possível obter fator de segurança maior que 1,2 para a condição de solo natural nos dois métodos de análise (Bishop e Fellenius). No entanto, para a condição saturada o mesmo apresenta fatores de segurança próximos à 1, o que não atende a norma de segurança de estabilidade de talude.

Em contraproposta taludes com inclinação de 25° atendem em todas as condições (saturado/natural) com valores de segurança maiores que 1,2, conforme apresenta a Tabela 2.

Tabela 2. Resultados dos fatores de segurança para o talude sem proteção de face.

| INCLINAÇÃO | FATOR DE SEGURANÇA | | | |
|------------|--------------------|----------|---------|----------|
| | FELLENIUS | | BISHOP | |
| | NATURAL | SATURADO | NATURAL | SATURADO |
| 25° | 1,688 | 1,296 | 1,735 | 1,325 |
| 30° | 1,407 | 1,05 | 1,442 | 1,076 |
| 45° | 0,888 | 0,619 | 0,933 | 0,632 |

3.3 Fatores de segurança obtidos para taludes com aplicação de geomanta

3.3.1 Método de análise

Para o talude em estudo foram feitas verificações quanto a sua estabilidade considerando a aplicação de geossintético em sua face, primeiramente foi estudado a adoção de geomanta e analisado os benefícios agregados à estrutura quando este recurso é aplicado.

A geomanta é um tipo de geossintético capaz de proteger a face do talude contra a ação de desprendimento de partículas, comumente gerada pelo impacto da água da chuva na face do talude. Além disso, ela é capaz de reter umidade no solo proporcionando melhores condições para a germinação de sementes.

Considerando a aplicação de geomanta em toda a face do talude foram feitas as análises através dos mesmos métodos utilizados para o talude sem proteção de face, sendo eles Bishop e Fellenius.

Levando em consideração apenas o método de análise, é possível observar que o método de Bishop, apresenta maiores valores para os fatores de segurança, em geral 5% maiores que os valores obtidos no método de Fellenius.

3.3.2 Condição saturada do solo

Conforme Melo (2016), as geomantas possuem a capacidade de diminuir a força cinética do escoamento da água da chuva pela face do talude, além de aumentar o poder de infiltração do solo. Dessa forma, assim como as estruturas sem proteção na condição saturada o talude apresenta menores fatores de segurança quando comparados à situação de solo natural.

Entretanto, comparando os valores obtidos para todas as inclinações e levando em consideração os dois métodos de análises (Bishop e Fellenius) o talude com geomanta apresenta fatores de segurança, em média 10% maiores, que o talude para as mesmas condições sem aplicação de nenhum geossintético.

3.3.3 Inclinação

Como foi possível observar nas análises feitas para o talude sem aplicação de geossintético, a inclinação da face com 45° não apresenta estabilidade. O mesmo acontece para a situação com geomanta. Concluindo assim, que o talude com essas propriedades não pode ser construído com inclinação igual ou superior à 45°.

Em contraproposta, para a face com inclinação de 30° foi possível obter fator de segurança maior que 1,2 para a condição de solo natural nos dois métodos de análise (Bishop e Fellenius). No entanto, para a condição saturada o mesmo apresenta fatores de segurança próximos à 1,1 o que não atende a norma de segurança de estabilidade de talude, a qual estabelece o valor mínimo de 1,2.

Por fim, o talude com inclinação de 25° atende em todas as condições de umidade (saturado/natural) com valores para o fator de segurança maiores que 1,2. Conforme evidenciado na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados dos fatores de segurança para o talude com aplicação de geomanta.

| INCLINAÇÃO | FATOR DE SEGURANÇA - GEOMANTA | | | |
|------------|-------------------------------|----------|---------|----------|
| | FELLENIUS | | BISHOP | |
| | NATURAL | SATURADO | NATURAL | SATURADO |
| 25° | 1,722 | 1,349 | 1,772 | 1,388 |
| 30° | 1,435 | 1,124 | 1,489 | 1,158 |
| 45° | 0,964 | 0,748 | 1,017 | 0,792 |

3.4 Fatores de segurança obtidos para taludes com aplicação de biomanta

3.4.1 Método de análise

Considerando o talude em estudo foram feitas verificações quanto a sua estabilidade aplicando ainda o geossintético, do tipo biomanta e avaliando os benefícios agregados à estrutura quando este tipo de material é aplicado.

A biomanta, assim como a geomanta, é um tipo de geossintético capaz de proteger a face do talude contra o escoamento superficial da água e reter umidade no solo proporcionando melhores condições para a germinação de sementes. No entanto, a biomanta apresenta limitação quanto a aplicação em inclinações elevadas, pois nesta situação há aumento do peso do material o que pode desestabilizá-lo.

Considerando a aplicação de biomanta em toda a face do talude foram feitas análises utilizando os mesmos métodos empregados no talude sem nenhuma proteção, sendo eles Bishop e Fellenius. Levando em consideração apenas o método de análise, é possível observar que o método de Bishop, apresenta maiores valores de fatores de segurança, em geral 4% maiores que os valores obtidos no método de Fellenius. Se confirmando, mais uma vez, como um método mais conservador.

3.4.2 Condição saturada do solo

De forma semelhante às geomantas, as biomantas possuem a capacidade de diminuir a força cinética do escoamento da água da chuva pela face do talude. Dessa forma, assim como as estruturas sem geossintético, na condição saturada o talude apresenta menores fatores de segurança quando comparados à situação de solo natural.

Mas comparando os valores obtidos para todas as inclinações e levando em consideração os dois métodos de análises (Bishop e Fellenius), o talude com proteção do tipo biomanta apresenta fatores de segurança, em média 10% maiores que o talude para

as mesmas condições sem nenhuma proteção.

3.4.3 Inclinação

De modo semelhante aos resultados obtidos para a situação de talude sem proteção de face e com proteção com geomanta, a estrutura protegida com biomanta apresenta resultados semelhantes quanto a estabilidade considerando variações na inclinação.

O maciço com inclinação de 45° não apresenta estabilidade, tal condição é evidenciada pelos fatores de segurança obtidos na análise do *software* serem inferiores a 1,0.

Considerando o talude com inclinação de 30° é possível obter estabilidade para a estrutura na condição do solo natural, a qual apresenta valores de fator de segurança maiores que 1,4, nos dois métodos de análises. Mas para a situação saturada, onde todos os vazios do solo constituinte do maciço estarão preenchidos por água, o fator de segurança permanece menor que 1,2.

Para a inclinação de 25° os resultados se apresentam muito satisfatórios quanto a estabilidade por atender tanto na condição saturada quanto na condição natural o fator de segurança maior que 1,2. Conforme evidenciado na Tabela 4, com resumo de resultados para a aplicação da biomanta.

Tabela 4. Resultados dos fatores de segurança para o talude com aplicação de biomanta.

| INCLINAÇÃO | FATOR DE SEGURANÇA - BIOMANTA | | | |
|------------|-------------------------------|----------|---------|----------|
| | FELLENIUS | | BISHOP | |
| | NATURAL | SATURADO | NATURAL | SATURADO |
| 25° | 1,694 | 1,343 | 1,741 | 1,343 |
| 30° | 1,418 | 1,070 | 1,453 | 1,098 |
| 45° | 0,906 | 0,666 | 0,955 | 0,680 |

Por fim, ao comparar as situações do talude sem proteção de face e com proteção, é possível concluir que a aplicação de geossintético contribui significativamente para a estabilidade do talude, além de garantir maior controle da infiltração de água no maciço e proteção da face. Cabe destacar que ambos os geossintéticos analisado apresentaram bons resultados não se distanciando significativamente.

4 CONCLUSÃO

A partir do desenvolvimento da presente pesquisa foi possível identificar que apesar da recente inserção dos geossintéticos no mercado nacional, esses elementos quando aplicados na proteção dessas estruturas agregam grandes benefícios à sua estabilidade. O que permite a construção de estruturas mais seguras e econômicas, quando comparadas à aplicação dos métodos convencionais.

Como foi possível observar nos resultados obtidos, o cenário que apresenta os melhores fatores de segurança são os taludes com inclinação de 25°, na condição não saturada, sendo reforçado com geomanta, tendo nesta situação um fator de segurança maior que 1,7.

Foi possível concluir, ainda, que o talude com inclinação de 45° não apresenta estabilidade em nenhuma condição, sendo assim não recomendável a construção de talude com inclinação igual ou superior a este valor.

Entre as recomendações de melhorias na análise para pesquisas futuras, tem-se a recomendação de considerar maiores variações nas condições de saturação do solo e variação do método de análise. Sendo possível aplicar outras simulações de reforços com geossintéticos. Cabe destacar a possibilidade da criação de modelos laboratoriais para a realização de ensaios capazes de avaliar o desprendimento de partículas sólidas sobre a ação da chuva.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2009). NBR 11682: *Estabilidade de Encostas*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 33p.
- BARRELA, C. (2007). *Aplicação de geossintéticos no controle da erosão superficial e costeira*. Relatório 206/2007 – NGE, LNEC, Departamento de Geotecnia, Núcleo de Geologia de Engenharia, Lisboa, Portugal, 51p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; FAZIO, J.A.; GOUTTE-LIMA, M.; JESUS, A.S.; MORTARI, D.; NOGUEIRA, J.F.; SANTOS, R.M.M. (2009). *Erosão dos solos*. (Org.). Livro Comemorativo dos Vinte Anos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. 1ed. Brasília: FT, v. 1, pp. 155-175.
- CAVA, F. (2019). *Como verificar a estabilidade dos taludes através o método de Fellenius*. Além da Inercia. Disponível em: <<https://alemdainercia.com/2019/04/22/como-verify-a-estabilidade-dos-taludes-atraves-do-metodo-de-fellenius/>>, acessado em: 18 julho 2021.
- GEOSLOPE. (2017). *Permanent Erosion and Revegetation Materials*. Canada: GEO-SLOPE International, Ltd. Disponível em: <<http://www.geoslope.com>>, acessado em: 15 mar. 2022.
- GEOSTUDIO. (2020). *Uncover the digital Earth*. GeoStudio, Canadá. Disponível em: <<https://www.geoslope.com/seequent/>>, acessado em: 15 de jul. 2021.
- GEROTO, R.E. & MARQUES, A.C.M. (2015). *Aplicações em Controle de Erosão Superficial*. Manual Brasileiro de Geossintéticos, J.C. Vertematti (coord.), Editora Edgar Blücher, 2ª edição, São Paulo, SP, pp. 421-456.
- GUIDICINI, G. & IWASA O.Y. (1976). *Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamentos em meio tropical úmido*. IPT, São Paulo, SP, 48p.
- MARIANI, P.P. (2016). *Produção e Aplicação de Biomantas para Controle de Erosão em Taludes*. Dissertação de Mestrado em Ciência do Solo. Programa de Pós-Graduação em Ciência do Solo, Faculdade de Agronomia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 76p.
- MARINHO, C.A.S. (2007). *Estudos Geológico-Geotécnicos do AHE Simplicio*. Trabalho de Graduação, Curso de Geologia, Departamento de Geociências, Instituto de Agronomia, Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 88p.
- MELO, J.F.G. (2016). *Utilização de Geossintéticos no Controle da Erosão*. Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, PB, 61p.
- MELO, M.T.S. (2020). *Utilização de geossintéticos para controle de erosão superficial hídrica em face de talude*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-161/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152p.
- PALMEIRA, E.M. (2018). *Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente*. São Paulo: Oficina de Textos, 294p.
- STRAUSS, M. (1998). *Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.
- VIANA, L.L. (2010). *Individualização de Orto e Paragnaisnes que Ocorrem no Sítio de Obras da UHE Simplicio – Queda Única, Rio de Janeiro, RJ*. Trabalho de Graduação, Departamento de Geociências, Instituto de Agronomia, Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 34p.
- VIANA, V.F. (2019). *Avaliação de técnicas de bioengenharia e biotecnologias em taludes de corte de alta inclinação: estudo de caso: Uhe Simplicio*, 153p.

Mapeamento Sistemático Quantitativo sobre Erosão e Simulador de Chuva: Uma Análise da Produção Científica no Portal de Periódico da Capes

Débora Vasconcelos Melo

Universidade Federal de Catalão, Catalão, Brasil, debora.pvasconcelos@gmail.com

Maciel Júlio de Souza Honório

Universidade Federal de Catalão, Catalão, Brasil, macielhonorio@discente.ufcat.edu.br

Matheus Sousa Neto

Universidade Federal de Catalão, Catalão, Brasil, sousa.neto.matheus@gmail.com

Maria Tereza da Silva Melo

Universidade Federal de Catalão, Catalão, Brasil, maria_tereza@ufcat.edu.br

RESUMO: O estudo aborda a importância da simulação de chuva como meio essencial para compreender os processos ambientais, promover a gestão sustentável e mitigar os impactos degradantes em relação ao solo. Destaca-se que a erosão, impulsionada por fatores naturais e atividades humanas, representa a principal causa de degradação do solo, exercendo influência significativa na produção agrícola global, no desmatamento, na urbanização com a construção de obras civis, implantação de loteamentos e drenagem urbana deficiente. O processo erosivo desencadeado pela ação da chuva pode acarretar consequências substanciais, como a perda de fertilidade, desequilíbrio da qualidade da água devido à sedimentação, danos a estruturas e propriedades próximas a áreas afetadas. O propósito deste estudo vai além de simplesmente resumir a literatura existente; ele busca igualmente disponibilizar dados mais precisos para pesquisadores e profissionais envolvidos na gestão ambiental e conservação do solo. Para tanto, realizou-se um levantamento por meio de mapeamento sistemático quantitativo sobre erosão e simulador de chuva, utilizando publicações científicas disponíveis no portal de Periódicos da Capes. Os resultados revelaram uma concentração expressiva de publicações nas regiões Sul e Sudeste do Brasil, com destaque para Rio Grande do Sul e Santa Catarina. Tal padrão está relacionado às condições climáticas, tipos de solo, práticas agrícolas predominantes e à presença de instituições de pesquisa ativas nessas regiões. Adicionalmente, conclui-se que existe uma preocupação tanto em nível nacional quanto internacional em relação aos interesses que envolvem o estudo da erosão, abrangendo áreas técnicas, econômicas e sociais.

PALAVRAS-CHAVE: Ação da chuva, Erosão, Simulador de chuva, Mapeamento Sistemático.

ABSTRACT: The study addresses the importance of rain simulation as an essential means of understanding environmental processes, promoting sustainable management, and mitigating degrading impacts on the soil. It is noteworthy that erosion, driven by natural factors and human activities, represents the main cause of soil degradation, exerting a significant influence on global agricultural production, deforestation, urbanization with the construction of civil works, implementation of subdivisions and urban drainage deficient. The erosive process triggered by rain can have substantial consequences, such as loss of fertility, imbalance in water quality due to sedimentation, damage to structures and properties close to affected areas. The purpose of this study goes beyond simply summarizing the existing literature; it also seeks to make more accurate data available to researchers and professionals involved in environmental management and soil conservation. To this end, a survey was carried out using systematic quantitative mapping on erosion and rain simulator, using scientific publications available on the Capes Periodicals portal. The results revealed a significant concentration of publications in the South and Southeast regions of Brazil, with emphasis on Rio Grande do Sul and Santa Catarina. This pattern is related to climatic conditions, soil types, predominant agricultural practices, and the presence of active research institutions in these regions. Additionally, it is concluded that there is concern at both a national and international level regarding the interests involving the study of erosion, covering technical, economic, and social areas.

KEY WORDS: Rain action, Erosion, Rain Simulator, Systematic Mapping.

1 INTRODUÇÃO

As práticas de simulação de chuva e o processo erosivo originado no solo são áreas críticas de investigação com implicações diretas para a compreensão dos processos ambientais, gestão sustentável do solo e mitigação de impactos negativos. Segundo Macedo (2022), a erosão é um fenômeno natural e um dos fatores mais importantes de poluição do solo, causando enormes perdas na agricultura em todo o planeta.

A simulação de chuva, neste caso entra como uma técnica fundamental utilizada na pesquisa para entender como diferentes tipos de solos reagem às condições climáticas e como essas respostas influenciam o processo erosivo. Ao reproduzir artificialmente as condições de chuva em laboratório ou em campo, pode se observar como a água interage com o solo em diferentes cenários, variando desde a intensidade da precipitação até a inclinação do terreno (CARVALHO *et al.*, 2012; BOSIO *et al.*, 2023).

As simulações fornecem percepções valiosas sobre a dinâmica do solo, incluindo sua taxa de infiltração, capacidade de retenção de água e suscetibilidade à erosão. Além disso, permitem a avaliação de práticas de conservação do solo e estratégias de manejo agrícola para reduzir a perda de solo e nutrientes (CARVALHO *et al.*, 2012).

Por outro lado, o processo erosivo é um fenômeno natural e inevitável, mas pode ser acentuado por atividades humanas, como desmatamento, agricultura intensiva e urbanização desordenada, mineração, incêndios florestais causando danos econômicos, sociais e ambientais (KALIBOVÁ *et al.*, 2016).

A erosão do solo não apenas diminui a fertilidade do solo e compromete a produtividade agrícola, mas também contribui para a degradação dos recursos hídricos, com sedimentos e nutrientes transportados para rios e lagos, afetando a qualidade da água e os ecossistemas aquáticos (BRANDÃO *et al.*, 2004; BERNARDO, 2008).

Dentre os tipos de degradação do solo, a erosão é a que mais afeta sua capacidade de produção (SANTOS & MONTENEGRO, 2008; CONFESOR & RODRIGUES, 2018). A erosão é resultado da interação de diversos fatores, tais como: características das chuvas, clima, tipos de solo, manejo, topografia e cobertura do solo, sendo que o principal fator causador da erosão nas regiões tropicais e subtropicais é a água (MENEZES & PEJON, 2010; CONFESOR & RODRIGUES, 2018).

Segundo Confesor & Rodrigues (2018), a erosão provoca a decomposição e transporte de materiais grossos ou finos, mas a intensidade e a velocidade da

erosão aumentam exponencialmente como resultado das atividades humanas, especialmente quando se trata de cultivo e manejo inadequados. Živanović *et al.* (2022) afirmam que a erosão está associada a vários problemas ambientais e sociais e é uma forma de degradação do solo generalizada.

A erosão afeta diretamente a remoção de partículas de solo, nutrientes, matéria orgânica, sementes e defensivos agrícolas, causando diversos danos ambientais (KALIBOVÁ *et al.*, 2016; CONFESOR & RODRIGUES, 2018).

A migração desses elementos culmina no empobrecimento local do solo e subsequente poluição das águas superficiais (eutrofização e assoreamento), levando a perdas ambientais e econômicas significativas (CONFESOR & RODRIGUES, 2018). Assim, agentes externos, como as chuvas, têm influência direta nas perdas de solo por processos erosivos (PONCIANO *et al.*, 2021).

Dada a importância do estudo dos mecanismos de erosão, enfatiza-se o uso de ferramentas como simuladores de chuva. Ngasoh *et al.* (2020) observaram que existem três tipos diferentes de simuladores de chuva: (i) por gotejamento; (ii) por aspersão e (iii) híbrido. Contudo, Morin *et al.* (1967) e Sousa Júnior (2011) os subclassificam apenas pelo mecanismo de atuação, que são por gotejamento e aspersão.

Cada tipo de simulador é adequado para um uso específico de aplicação, dependendo de suas características, vantagens e limitações. Vergni *et al.* (2018) recomendam que o simulador por gotejamento seja usado para estudar superfícies erodidas e o de aspersão para superfícies não erodidas.

Os simuladores do tipo gotejamento geralmente possuem um tanque com furos uniformes por onde a água flui, criando múltiplas gotas, cuja força é controlada pelo diâmetro dos furos e pela carga hidráulica do tanque. Já nos simuladores com aspersores, a água é pressurizada até os bicos, o que pode gerar gotículas que chegam à superfície em maior velocidade, o que permite simulações de maiores precipitações (KAVIAN *et al.*, 2019).

Sousa Júnior (2011) diz que os simuladores de chuva do tipo aspersor são dispositivos projetados para criar condições controladas de chuva e podem ser utilizados em campo e laboratório. Eles funcionam aspergindo água de forma controlada e uniforme sobre uma área específica, simulando diferentes intensidades e padrões de chuva. Já o simulador do tipo gotejador é uma outra categoria de dispositivos utilizados para simular condições de chuva em ambientes controlados. Ao contrário dos aspersores, que dispersam água em forma de gotas,

os gotejadores liberam água em um fluxo mais lento e constante, simulando a chuva mais leve e mais contínua e para uma distribuição uniforme necessitam de uma grande quantidade de gotejadores (agulhas hipodérmicas, tubos capilares).

Alguns trabalhos relacionados às perdas de solo e água têm utilizado dispositivos que simulam chuvas a fim de quantificar o real potencial das práticas agrícolas conservacionistas diante dos mais diversos cenários de intensidade de chuvas e declividade superficial (LEVIEN, 2000; ELTZ *et al.*, 2001; SILVA, 2001; BERTOL *et al.*, 2003; SANTOS & MONTENEGRO, 2008; JUNQUEIRA *et al.*, 2018; SILVA *et al.*, 2019; SANTOS *et al.*, 2020; PONCIANO *et al.*, 2021; CONFESSOR *et al.*, 2022; MACEDO, 2022).

De acordo com Nascimento (2016), o mapeamento de sistemas como método de investigação é uma ferramenta valiosa para identificar tendências, lacunas de informação e interesses ao longo do tempo. Ao combinar esses dois elementos – erosão e simulador de chuvas – num estudo sistemático, pretendeu-se alcançar uma compreensão profunda da investigação existente, das suas metodologias, resultados e implicações, mas também desenvolver estratégias de manejo sustentável do solo.

A organização deste mapeamento facilita uma análise minuciosa dos artigos escolhidos, promovendo a ordenação do conhecimento e a detecção de padrões cruciais para o avanço das áreas em questão. Dessa forma, este estudo não apenas sintetiza a literatura já existente, mas também oferece *insights* relevantes tanto para pesquisadores quanto para profissionais atuantes nos campos da gestão ambiental e conservação do solo.

Portanto, o trabalho resultante tem relevância na preservação do meio ambiente em prol das comunidades nacional e internacional, impulsionando a busca por soluções mais eficazes e sustentáveis diante aos desafios ambientais.

2 METODOLOGIA

Segundo Dermeval *et al.* (2020) um mapeamento sistemático é uma revisão abrangente das pesquisas existente sobre um tópico de investigação específico, com o objetivo de identificar as evidências disponíveis sobre ele. O mapeamento sistemático é, portanto, um estudo que visa identificar e classificar estudos relacionados a um amplo tema de pesquisa.

O mapeamento sistemático foi conduzido no portal da CAPES Periódicos, utilizando os indexadores “erosão” e “simulador de chuva” como palavras-chave, unidas pelo termo de ligação AND.

Para essa primeira etapa limitou-se os resultados apenas a artigos científicos.

Explorar o Portal da CAPES Periódicos representa uma escolha estratégica, proporcionando inúmeras vantagens e benefícios para pesquisadores, estudantes e profissionais em diversas áreas do conhecimento. Este portal oferece uma extensa coleção de periódicos científicos, bases de dados e recursos de pesquisa, abrangendo uma ampla gama de disciplinas acadêmicas. Sua notável qualidade e credibilidade, aliadas ao acesso gratuito disponibilizado para instituições de ensino superior, pesquisa e pós-graduação no Brasil, tornam-no uma fonte valiosa.

Além disso, a facilidade de acesso e o suporte ao Ensino e Pesquisa destacam-se como elementos fundamentais. O acesso a recursos de alta qualidade não apenas fortalece o ensino, mas também impulsiona a pesquisa e a produção científica, contribuindo significativamente para a excelência acadêmica no Brasil.

Numa primeira etapa, foram obtidos 118 artigos, dos quais com a leitura cuidadosa dos títulos, autores, palavras-chave e resumos permitiu excluir artigos que não estavam disponíveis em acesso aberto e as duplicatas, resultando em uma amostra final de 56 artigos, nos quais foram feitas as análises mais detalhadas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

De forma geral foi encontrado resultado em uma linha temporal de 1991 a 2023. Ao explorar a coleção de artigos no Portal de Periódicos da CAPES, o mapeamento sistemático resultou em dados significativos sobre a produção científica no campo da erosão e simulador de chuva. Com 107 artigos, a DOAJ (Directory of Open Access Journals) emergiu como a principal fonte, indicando uma forte presença de pesquisas de acesso aberto no campo, a Web of Science, com 6 artigos, ressalta a internacionalização e o reconhecimento global da pesquisa nessa área e com 5 artigos, a presença na SciELO reforça a representação regional e nacional da produção científica.

Dos assuntos estudados, com 35 artigos, a temática de chuva simulada destaca-se como central na pesquisa, evidenciando o foco na simulação controlada de condições meteorológicas para estudos relacionados à erosão. Já o assunto Ciência do Solo e Agricultura, com 24 e 30 artigos, respectivamente, destaca a importância da pesquisa agrônômica e do manejo do solo no contexto da erosão. Perda de Solo e Erosão Hídrica, com 20 e 17 artigos, respectivamente, ressalta a preocupação com as

consequências ambientais da erosão em diferentes contextos. A Figura 1 apresenta esses resultados encontrados na pesquisa.

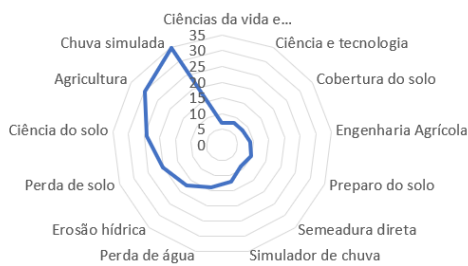


Figura 1: Assuntos encontrados no mapeamento sistemático utilizando os termos erosão e simulador de chuva.

Em relação aos idiomas encontrados a predominância do inglês (79 artigos) refere-se à internacionalização das pesquisas, o que facilita a divulgação global dos resultados, o português (56 artigos) reflete a importância da produção científica nacional e da promoção do conhecimento no Brasil, e a presença do espanhol em 4 artigos indica uma importante contribuição cultural sobre o tema. Também foi identificado que as três revistas com o maior número de publicações são Revista Brasileira de Ciência do Solo (54 artigos), Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental (15 artigos) e Engenharia Agrícola (13 artigos).

A primeira desempenha um papel na disseminação do conhecimento científico relacionado ao solo. Ela se destaca pela sua centralidade na área de ciência do solo, tem foco em pesquisas nacionais, internacionalizando os estudos com compromisso à qualidade. A Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental é voltada para pesquisas originais, vinculada com a Associação Brasileira de Engenharia Agrícola (SBEA) tem uma abrangência multidisciplinar, com enfoque na sustentabilidade e inovações tecnológicas, também com visibilidade nacional e internacional, promove a democratização do conhecimento com seu sistema open-access. E a última, diferencia-se por pesquisas com aplicações práticas, pela sua interdisciplinaridade e também adota políticas open-access.

Nas análises detalhadas dos 56 artigos, foram encontrados dois tipos de simuladores de chuva, os aspersores e os gotejadores, sendo que o primeiro representa 85,71% da amostra. Esse resultado corrobora com o trabalho de Calheiros *et al.* (2023) que encontrou três tipos de simuladores: aspersores, gotejadores e híbridos.

A Figura 2 apresenta a distribuição temporal da produção científica no período analisado, onde

encontrou-se uma distribuição temporal flutuante ao longo dos anos.

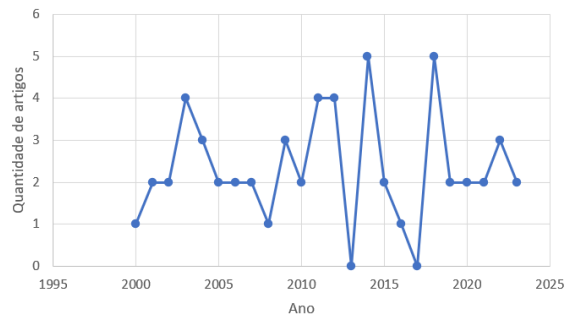


Figura 2: Distribuição temporal da análise detalhada da produção científica sobre erosão e simulação de chuvas.

Observa-se um maior interesse sobre o tema estudado a partir do início dos anos 2000, atingindo seu pico em 2014 e 2018, sugerindo uma concentração de pesquisas e eventos relevantes, levando a avanços na compreensão do assunto. Os anos de 2013 e 2017 não registraram publicações, indicando possíveis lacunas na área, contudo a produção se recupera nos anos seguintes, sendo que atualmente nota-se uma continuidade no interesse ao tema.

Fatores como eventos científicos, avanços tecnológicos, alterações na política de pesquisa ou o surgimento de novas áreas de interesse podem influenciar a variação anual. Esses dados oferecem uma perspectiva abrangente da evolução ao longo do tempo de erosão e simulação de chuvas, evidenciando períodos de intensa atividade e lacunas temporais. Uma análise mais detalhada desses dados proporcionou conexões com eventos ou desenvolvimentos específicos.

Ter apenas uma publicação em alguns anos e em determinados campos destaca lacunas que podem representar áreas de pesquisa menos exploradas ou desafiadoras, o que corrobora com o estudo de Eltz *et al.* (2001), que observaram a incipiência do estudo do efeito da chuva sobre a erosão, no começo dos anos 2000. O começo do estudo se caracteriza com uma publicação que explora a influência da formação de crostas superficiais no solo nas taxas de infiltração de água (LEVIEN, 2000).

Em 2014, que foi um dos anos de maiores publicações, em conjunto, os estudos abordam diferentes aspectos da erosão, tendo em conta variáveis como práticas de gestão do solo, utilização de resíduos orgânicos, métodos de irrigação e propriedades especiais do solo. Todos esses elementos contribuem para uma compreensão mais ampla dos fatores que afetam a erosão e fornecem orientações sobre práticas agrícolas sustentáveis e conservação do solo (BARBOSA *et al.*, 2012;

MAZZER *et al.*, 2014; JÚNIOR *et al.*, 2014; RAMOS *et al.*, 2014; VOLK & COGO, 2014). Esse resultado corrobora com o encontrado por Calheiros *et al.* (2023), que encontrou pesquisas com questões relacionadas a conservação ambiental.

No ano de 2018 ganham destaque pesquisas sobre uma compreensão mais abrangente dos desafios e das soluções relacionadas à erosão do solo em diferentes cenários e pela publicação de artigos voltados ao projeto de simuladores de chuva para a avaliação da perda de solo e do escoamento superficial (OLIVEIRA *et al.*, 2009; CONFESOR & RODRIGUES, 2018; JUNQUEIRA *et al.*, 2018; MORAES *et al.*, 2018; SOUZA *et al.*, 2018; CALHEIROS *et al.*, 2023).

A amostra fecha com trabalhos que compartilham a abordagem experimental e a ênfase em coleta automatizada de dados, destacam a busca por compreender e quantificar impactos de maneira eficaz, sendo relevantes para a gestão sustentável de resíduos agrícolas e para a preservação da qualidade do solo (BERTOL *et al.*, 2023; MACEDO, 2023). Já Calheiros *et al.* (2023) observou que trabalhos que discorrem sobre questões urbanas e relacionadas a sustentabilidade estão cada vez mais sob investigação.

Utilizando da ferramenta online de criação de infográficos (Infogram®) observa-se que as palavras-chave mais encontradas foram: chuva simulada, perda de solo, simulador de chuva e erosão hídrica, indicando a importância relativa no contexto do assunto analisado, conforme Figura 3.

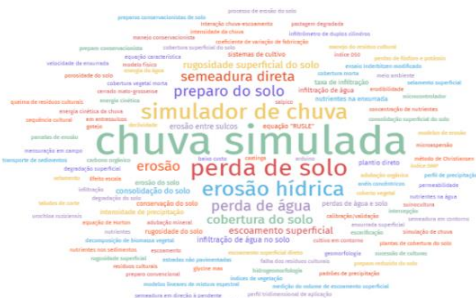


Figura 3: Representação da visão como nuvem das palavras-chave encontradas.

A interpretação dessas palavras-chave indica que o artigo se concentra em estudos que simulam a precipitação e sua relação com fenômenos como perda de solo e erosão hídrica. O simulador de chuva é uma ferramenta fundamental na investigação, enquanto a erosão hídrica e a perda de solo apareceram como os principais temas explorados.

As palavras mais proeminentes encontradas são consistentes com o escopo do trabalho, elas se relacionam com as propriedades físicas do solo,

como estrutura, textura e composição. Essas propriedades desempenham um papel determinante no comportamento da erosão, como por exemplo, os solos argilosos tendem a ser mais coesos, enquanto os solos arenosos podem ser mais suscetíveis à erosão (JUNQUEIRA *et al.*, 2018).

Além disso, a infiltração no solo também é fundamental. Solos bem permeáveis absorvem a água da chuva, reduzem o escoamento superficial e minimizam a possibilidade de erosão. A inclinação do solo afeta diretamente o escoamento: encostas íngremes e longas podem aumentar a velocidade da água, aumentando o potencial de erosão e formando sulcos e ravinas. Pequenas diferenças na topografia do solo, como micro taludes ou depressões, podem afetar o acúmulo de água, influenciando a geração de escoamento superficial e, portanto, o processo de erosão (SILVA *et al.*, 2019).

A chuva simulada desempenha um papel crucial na dinâmica da erosão. Chuvas fortes e prolongadas podem aumentar o escoamento superficial e intensificar a erosão, especialmente em solos com baixa capacidade de absorção (MELO, 2020). Este fenômeno foi observado por (SANTOS *et al.*, 2020), que calibraram um sistema de chuva simulada, determinando a uniformidade, velocidade e diâmetro de gotas de chuva pelo método da farinha. Eles observaram que o solo compactado pode ter menos infiltração, resultando em maior escoamento e erosão do solo.

Em encostas íngremes, o escoamento do solo pode causar a formação de sulcos e furos, e esse escoamento transporta sedimentos erodidos, o que afeta diretamente a qualidade da água e contribui para a sedimentação de corpos de água. Observado por (CONFESOR *et al.*, 2022), que avaliaram as perdas de água e solo de pastagens na região do Cerrado na primavera e no verão, com o objetivo de compreender a dinâmica hidro geomorfológica do solo.

Observa-se que a interação entre simulação de chuva e erosão representa um complexo campo interdisciplinar onde convergem aspectos de várias áreas, como da ciência do solo, agronomia, geologia, geografia e engenharia.

Quanto a distribuição das regiões onde as pesquisas foram feitas, destaca-se os estados brasileiros do Rio Grande do Sul, com 14 publicações, Santa Catarina, com 12, Minas Gerais e Rio de Janeiro, com 7 publicações cada um (Figura 4).

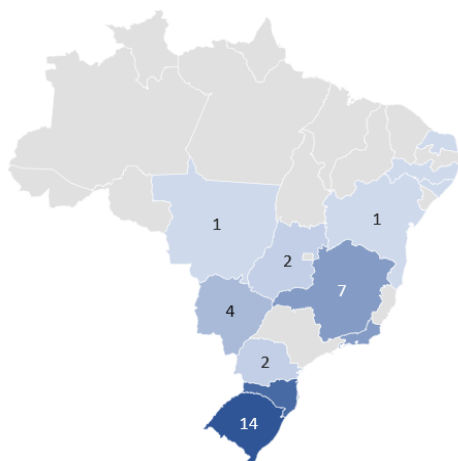


Figura 4: Mapa quanto a distribuição dos lugares em que são realizadas as pesquisas.

A presença de pesquisas no Rio Grande do Sul indica um interesse expressivo nessa área em particular, o que pode refletir certas características geográficas, climáticas ou agrícolas que tornam importante a simulação da erosão e da precipitação. Assim como o Rio Grande do Sul, Santa Catarina também apresenta uma quantidade relevante de pesquisas.

A proximidade geográfica destes estados pode indicar desafios e preocupações semelhantes em relação à erosão e à gestão do solo. Minas Gerais e Rio de Janeiro também apresentam presença significativa, embora em menor proporção, isto pode demonstrar diferenças nas condições ambientais, práticas agrícolas ou interesse acadêmico nessas áreas.

Foi encontrado também um artigo na Espanha e um em Portugal, denotando uma presença internacional do assunto, podendo indicar a cooperação internacional ou a importância global da erosão e a simulação de chuvas. A análise mais aprofundada desses estudos pôde revelar padrões específicos relacionados com as condições ambientais, práticas agrícolas e desafios regionais em cada local, influenciando a concentração dos estudos em determinadas áreas, o que pode ajudar na gestão sustentável do solo em diferentes contextos geográficos.

O maior número de publicações serem em estados agrícolas, como Rio Grande do Sul e Santa Catarina, mostra interesse especial nessa relação analisada. O estudo desses artigos mostra uma abordagem de uma variedade de manejos do solo, a investigação nestas áreas explora práticas de gestão sustentável, tais como, o uso da vegetação, rotação de culturas e práticas de conservação que visam mitigar os efeitos da erosão.

4 CONCLUSÃO

O mapeamento sistemático realizado proporcionou um panorama abrangente da produção científica relacionada aos simuladores de chuva e erosão. A análise dos dados coletados forneceu informações valiosas que ajudam a compreender padrões, tendências e lacunas do determinado tópico.

A distribuição geográfica dos estudos revela concentração significativa nas regiões Sul e Sudeste do Brasil, com destaque para Rio Grande do Sul e Santa Catarina, a prevalência nestas regiões deve-se a fatores como condições climáticas, tipos de solo, práticas agrícolas prevaletentes e presença de instituições de investigação ativas nestas regiões.

Os achados desse estudo oferecem uma base sólida para informar políticas e estratégias de gestão ambiental sustentável, visando a conservação dos recursos naturais e a mitigação dos impactos ambientais adversos.

Destacou-se também a necessidade de considerar contextos regionais específicos ao lidar com questões relacionadas a simuladores de chuva e erosão. Estudos na Espanha e Portugal mostram a internacionalização da investigação referindo à cooperação internacional e enfatiza a importância global destas questões. A troca de conhecimentos e experiências entre diferentes países pode enriquecer as abordagens metodológicas e contribuir para uma compreensão mais ampla dos desafios da erosão do solo.

A análise temporal revelou flutuações na produção científica ao longo dos anos, com picos notáveis em 2014 e 2018. A discussão do tema reflete uma abordagem abrangente ao estudo dos aspectos ambientais, agrícolas e científicos do simulador de chuva e erosão, mostrando uma interligação dos fatores envolvidos, o que proporciona uma base abrangente para a compreensão e gestão desses processos.

Limitou-se os resultados apenas a artigos científicos, não contemplando teses, dissertações, monografias etc. A escolha de focar apenas em artigos científicos para a revisão sistemática baseou-se na busca por fontes de dados confiáveis, precisas e revisadas por pares. Os artigos de pesquisa passam por um processo de revisão que garante a qualidade e validade dos resultados apresentados, além disso, são produzidos por cientistas especializados em suas áreas, o que aumenta a confiabilidade das informações obtidas.

Esta abordagem garante que a revisão sistemática se baseia em evidências científicas sólidas, o que contribui para a integridade e credibilidade da investigação. Na análise geral dos 79 artigos em

língua inglesa, destaca-se a atualidade e a abrangência internacional do tema, a utilização do inglês como principal língua de comunicação científica permite uma maior divulgação dos resultados e um melhor acesso à investigação na área. Portanto, estes 79 artigos não só enriquecem quantitativamente o mapeamento sistemático, mas também aumentam muito a diversidade de perspectivas e a aplicabilidade global dos resultados.

A próxima etapa do estudo é fazer o mapeamento sistemático com as palavras chaves em inglês para complementar e enriquecer a pesquisa.

REFERÊNCIAS

- BARBOSA, F.T.; BERTOL, I.; WERNER, R.S.; RAMOS, J.C.; RAMOS, R.R. (2012). *Comprimento crítico de declive relacionado à erosão hídrica, em três tipos e doses de resíduos em duas direções de semeadura direta*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 36, n. 4, p. 1279–1290.
- BERNARDO, S. (2008). *Manual de Irrigação*. 8. ed. Viçosa: UFV, Imprensa. Universitária.
- BERTOL, I.; MELLO, E.L.; GUADAGNIM, J.C.; ZAPAROLLI, A.L.V.; CARRAFA, M.R. (2003). *Nutrient losses by water erosion*. Scientia Agricola, v. 60, p. 581-586.
- BERTOL, I.; JÚNIOR, J.M.; SANTOS, M.A.N.; KAUFMANN, D.S.; OLIVEIRA, M.F. (2023). *Dejeito líquido de suínos: efeito no solo e nas perdas de K, Ca e Mg por erosão hídrica*. Revista de Ciências Agroveterinárias, EBSCOhost. v. 22, n.1, p. 109–122.
- BOSIO, R.; CAGNINEI, A.; POGGI, D. (2023). *Large Laboratory Simulator of Natural Rainfall: From Drizzle to Storms*. Water, 15, 2205, p. 17. <https://doi.org/10.3390/w15122205>
- BRANDÃO, V.S.; PRUSKI, F.P.; SILVA, D.D. (2004). *Infiltração da água no solo*. 2. ed. Viçosa: UFV.
- CALHEIROS, H.C.; MOTA, I.C.; FARIA, K.Á.R.; FERREIRA, E.F. (2023). *Uma revisão Sistemática integrativa de simuladores de chuva*. Em: Engenharias: qualidade, produtividade e inovação tecnológica. Editora Atena, p. 14-23.
- CARVALHO, M.F.; TARQUI, J.L.Z.; SILVA, V.S.; LOBO, B.R.H. (2012). *Avaliação do Funcionamento de um Simulador de Chuva pelo Método da Farinha*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 17, n. 3, p. 115-124.
- CONFESOR, J.G.; RODRIGUES, S.C. (2018). *Método para calibração, validação e utilização de simuladores de chuvas aplicados a estudos hidro geomorfológicos em parcelas de erosão*. Revista Brasileira de Geomorfologia, v. 19, n. 1, p. 221-229.
- CONFESSOR, J.G.; SILVA, L.L.; ARAÚJO, P.M.S. (2022). *Avaliação das Perdas de Água e Solo em Pastagem Inserida em Ambiente de Cerrado Brasileiro sob Chuva Simulada*. Sociedade & Natureza, v. 34, p. 14.
- DERMEVAL, D.; COELHO, J.A.P.M.; BITTENCOURT, I.I. (2020). *Mapeamento Sistemático e Revisão Sistemática da Literatura em Informática na Educação*. Em: Mapeamento Sistemático. Editora SBC, p. 26.
- ELTZ, F.L.F.; MEHL, H.U.; REICHERT, J.M. (2001). *Perdas de solo e água em entressulcos em um Argissolo Vermelho-Amarelo submetido a quatro padrões de chuva*. Rev. Bras. Ciênc. Solo, v. 25, n. 2, p. 485–493.
- JÚNIOR, J.M.; BERTOL, I.; BARBOSA, F.T.; OSELAME, G.S. (2014). *Erosão hídrica influenciada por uma aplicação de dejeito líquido de suínos no solo cultivado em semeadura direta*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 38, p. 1601–1611.
- JUNQUEIRA, R.; MELLO, C.R.; OLIVEIRA, A.S.; ALVES, G.J.; AIRES, U.R.V. (2018). *Análise da Condutividade Hidráulica Saturada em uma Floresta de Cedro, Madrid, Espanha*. Revista Agrogeoambiental, v. 10, n. 3, p. 75-89.
- KALIBOVÁ, J.; JAČKA, L.; PETRŮ, J. (2016). *The effectiveness of jute and coir erosion control blankets in different field and laboratory conditions*. Solid Earth Discussions, p. 22. DOI: 10.5194/se-2016-8
- KAVIAN, A.; MOHAMMADI, M.; CERDÀ, A.; FALLAH, M.; GHOLAMI, L. (2019). *Calibration of the SARI portable rainfall simulator for field and laboratory experiments*. Hydrological Sciences Journal, v. 64, n. 3, p. 350-360.
- LEVIEN, R. (2000). *Influence of surface crust on water infiltration rates measured by a rotating-boom rainfall simulator and a double-cylinder device*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 24, n. 3, p. 479-486.
- MACEDO, P.M.S. (2022). *Erosão Hídrica sob Chuva Simulada Com Variação Instantânea de Intensidade de Precipitação e Avaliação Automática da Enxurrada*. Seropédica, RJ: Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, p. 86.
- MACEDO, P.M.S. (2023). *Desenvolvimento de um coletor automático de escoamento para estudos com simuladores de chuva*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v. 27, p. 828–836.
- MAZZER, H.R.; SCHLTS, N.; OLIVEIRA, P.T.S.; PINTO, M.F.; CONFORTO, B.B.A.A.; CARVALHO, D.F. (2014). *Avaliação de desempenho do microaspersor amanco em bancada de testes*. Irriga, v. 13, n. 3, p. 426–437.
- MELO, M.T.S. (2020). *Utilização de geossintéticos para controle de erosão superficial hídrica em face de talude*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-161/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, p. 152.

- MENEZES, M.B.M.; PEJON, O.J. (2010). *Análise da Influência do Teor de Umidade na Absorção D'água e Sucção dos Solos em Estudos de Erodibilidade*. Geociências, UNESP, São Paulo, 29(2), p. 211-228.
- MORAES, A.G.L.; CARVALHO, D.F.C.; ANTUNES, M.A.H.; CEDDIA, M.B. (2018). *Relationship between remote sensing data and field-observed interrill erosion*. Pesquisa Agropecuária Brasileira, v. 53, p. 332–341.
- MORIN, J.; GOLDBERG, D.; SEGNER, I. (1967). *A rainfall simulator with a rotating disk*. Transactions of the ASAE, v.10, p.74-79.
- NASCIMENTO, R.A.B. (2016). *A importância de mapeamento sistemático na literatura*. Cadernos de Filosofia e Educação, v. 4.
- NGASOH, F.G.; MBAJIORGU, C.C.; KAMAI, M.B.; OKORO, G.O. (2020). *A revisit of rainfall simulator as a potential toll for hydrological research*. MEENA, RAM SWAROOP (Ed.), Agrometeorology. IntechOpen, p. 14-23.
- OLIVEIRA, J.F.; GRIEBELER, N.P.; CORRECHEL, V.; SILVA, V.C. (2009). *Erodibilidade e tensão crítica de cisalhamento em solos de estradas não pavimentadas*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, p. 955–960.
- PONCIANO, V.F.G.; PONCIANO, I.M.; GAMA, L.M.S.; SILVA, M.R.K.S. (2021). *Desenvolvimento de um simulador de chuva pendular portátil*. Revista Ciência Agrícola, v. 19, n. 1, p. 17–24.
- RAMOS, J.C.; BERTOL, I.; BARBOSA, F.T.; MARIOTI, J.; WERNER, R.S. (2014). *Influência das condições de superfície e do cultivo do solo na erosão hídrica em um cambissolo húmico*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 38, p. 1587–1600.
- SANTOS, C.G.; SANTOS, M.A.L.; LIMA, S.F.; SANTOS, I.G.O.; CARVALHO, T.N.A.; SANTOS, V.R.; ALVES, E.S. (2020). *Calibração de um sistema de chuva simulada por diâmetro da gota pelo método da farinha e coeficiente de uniformidade*. Revista Ciência Agrícola, v. 18, p. 43–47.
- SANTOS, T.E.M.; MONTENEGRO, A.A.A. (2008). *Erosão Hídrica e Perda de Carbono Orgânico em Diferentes Tipos de Cobertura do Solo no Semi-Árido, em Condições de Chuva Simulada*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 13, n. 2, p. 113–125.
- SILVA, D.D. (2001). *Influência da declividade do solo e da energia cinética de chuvas simuladas no processo de erosão entre sulcos*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.5, p. 124-130.
- SILVA, J.R.I.; SOUZA, E.S.; SOUZA, R.; SANTOS, E.S.D.; ANTONIO, A.C.D. (2019). *Efeito de diferentes usos do solo na erosão hídrica em região semiárida*. Revista Engenharia na Agricultura - REVENG, v. 27, n. 3, p. 272–283.
- SOUSA JÚNIOR, S.F. (2011). *Desenvolvimento e Avaliação de um Simulador de Chuva para Estudos Ambientais*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia do Meio Ambiente, UFG, Goiânia, GO, p 195.
- SOUZA, T.E.M.D.S.; GONÇALVES, E.P.; PEREIRA, D.S.; SANTOS, L.M.; MACHADO, L.S.; SOUZA, E.R. (2018). *Reducing erosion in sorghum crops with mulching*. Revista Caatinga, v. 31, p. 730–736.
- VERGNI, L.; TODISCO, F.; VINCI, A. (2018). *Setup and calibration of the rainfall simulator of the Masse experimental station for soil erosion studies*. Catena (Giessen), v. 167, p. 448-455.
- VOLK, L.B.S.; COGO, N.P. (2014). *Erosão hídrica, em três momentos da cultura do milho, influenciada por métodos de preparo do solo e semeadura*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 38, p. 565–574.
- ŽIVANOVIĆ N.; RONČEVIĆ V.; SPASIĆ M.; ČORLUKA S. & POLOVINA S. (2022). *Construction and calibration of a portable rain simulator designed for the in situ research of soil resistance to erosion*. Soil & Water Research, p. 12. DOI: 10.17221/148/2021-SWR

Aplicação de Sondagens Geofísicas no Estudo de Recalques em Aterros de Solo Compactado

Wilson Conciani

Conciani Assessoria e Consultoria, Cuiabá, Brasil, concianiw@gmail.com

Carlos Petrônio Leite da Silva

Instituto Federal de Brasília, Brasília, Brasil, carlos.silva@ifb.edu.br

RESUMO: Este artigo apresenta o resultado de uma análise dos recalques observados nos aterros realizados na obra de implantação de obra industrial em Campo Novo do Parecis em Mato Grosso. Essa análise foi realizada utilizando o conhecimento da geologia local, das propriedades geotécnicas do solo obtidas por meio de sondagens e utilização de ensaios geofísicos (Eletrorresistividade e Ground Penetration Radar) como estudos complementares. As sondagens geofísicas do tipo eletrorresistividade e GPR foram empregadas para construir modelos em três dimensões onde se pudesse observar as falhas do aterro e confronta-las com o controle topográfico realizado.

PALAVRAS-CHAVE: Recalque, Eletrorresistividade, GPR, Solo não Saturado, Ensaios de Campo.

ABSTRACT: This paper presents the results of an analysis of settlements observed on embankments carried out in the implantation of an industrial plant at Campo Novo do Parecis, Mato Grosso. This analysis was performed using the knowledge of local geology and geotechnical soil properties obtained by means of geophysical soundings (elastoresistivity and Ground Penetration Radar) as complementary studies. The geophysical soundings kind eletrorresistivity and GPR were used to build three dimensional models where it was possible to observe failure on the earth fill and compare then with performed topographic control.

KEY WORDS: Settlement, Eletrorresistivity, GPR, Unsaturated Soil, Field Test.

1 INTRODUÇÃO

A região de planalto mato-grossense se tornou conhecida pela elevada produção e produtividade de grãos. Essa nova fronteira agrícola traz a demanda por infraestrutura. As construções de silos, galpões, armazéns, estradas, escolas, igrejas e hospitais, para abrigar as colheitas e pessoas trouxe uma outra questão: as técnicas de construção tradicionais não se mostraram adequadas. Esse solo do planalto é poroso, não saturado e por conseguinte sujeito a grandes recalques.

O solo é um material de textura e propriedades que podem variar enormemente em espaços tão pequenos quanto alguns centímetros. Desta forma, as estruturas embutidas e assentes no solo carecem de maiores cuidados no seu projeto e execução.

O solo pode ser usado como material de construção ou como suporte para estruturas. Como material de construção o solo pode ser manuseado e trabalhado para homogeneizar comportamentos. Esse é o caso dos aterros. O solo usado nos aterros é

retirado de uma jazida, isento de raízes, estudado, tratado e depositado no local da obra com umidade e peso específico controlados. Assim pode-se também controlar a sua resistência e permeabilidade.

As técnicas de fundação podem variar a depender das cargas, tipo de obra e de carregamentos, do solo, das tecnologias disponíveis na região e até das condições ambientais. Gusmão Filho (1998) afirma que a geologia é o um dos principais condicionantes das fundações.

A compatibilização entre a capacidade de carga e os recalques está entre os desafios de um projeto de fundações. A NBR 6122:2022 coloca esses dois quesitos como ponto de partida para quaisquer projetos de fundação, independente das soluções adotadas.

A ocorrência de erosão subterrânea e de carstes não é detectada pelos processos de sondagem convencionais, salvo raras exceções. Os cartes têm impacto sobre as obras que se instalam na superfície, de modo geral se traduzindo em subsidências, Conciani *et al.* 2012).

Os carstes são formações geológicas constituídas por rochas carbonáticas, arenitos e outras rochas passíveis de dissolução ou erosão interna. Essas formações ao sofrerem a dissolução ou erosão formam vazios internos que, por vezes, se refletem na superfície sob a forma de dolinas ou mesmo de enormes crateras.

Este artigo apresenta o resultado de uma análise dos recalques observados nos aterros realizados na obra de implantação de uma obra industrial em Campo Novo do Parecis, Mato Grosso. Essa análise foi realizada utilizando o conhecimento da geologia local, das propriedades geotécnicas da obra por meio de sondagens e utilização de ensaios geofísicos de eletrorresistividade e GPR (*Ground Penetrating Radar*).

2 LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DA OBRA

O empreendimento em questão é uma planta industrial que tem como insumo principal os grãos cereais produzidos na região. Essa indústria será construída em Campo Novo do Parecis, MT. O local em questão está a, aproximadamente, 11 km ao norte em linha reta, até o centro de Campo Novo do Parecis, conforme pode ser observado na Figura 1.

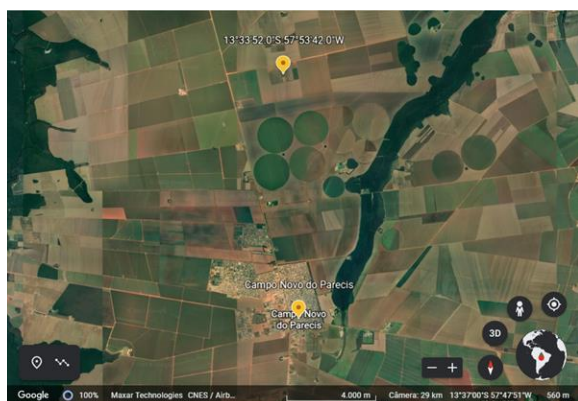


Figura 1. Localização do empreendimento (Imagem do Google Earth®)

3 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

A região onde se encontra o empreendimento está situada no Planalto do Parecis, com altitudes médias da ordem de 500 m. A Chapada do Parecis, pertencente à Formação Parecis, tem topografia plana e suavemente ondulada. A declividade é maior na borda da escarpa e decresce suavemente no sentido norte. De acordo com a planta de locação de

sondagens no local da obra, os desníveis são da ordem de 3 m e o declive ocorre de noroeste para sudoeste. Isso resulta numa declividade máxima da ordem de 2%.

A Chapada do Parecis se assenta sobre rochas do Pré-Cambriano. A Formação Parecis é constituída por sedimentos do período Cretáceo. Esses sedimentos afloram nos vales dissecados pelas erosões. Essa Formação Parecis é caracterizada por siltitos e arenitos finos oriundos de deposição fluvial, lacustre e até marinha (Santos, 2000).

A região onde se localiza o município de Campo Novo do Parecis é caracterizada por latossolo vermelho e latossolo vermelho-amarelo. Nas regiões mais altas, são encontrados neossolos quartzarênicos (alto da chapada). Em Campo Novo do Parecis, os solos quartzarênicos surgem na calha dos rios e em suas proximidades. Nesse local também pode ocorrer algum afloramento rochoso, da Formação Parecis, em geral de arenitos friáveis e conglomerados.

O perfil de solo em Campo Novo mostra-se bem desenvolvido. Este solo tem índice de vazios por volta de 1,5, podendo em alguns casos ser maior que 2. Tal porosidade, associada aos baixos graus de saturação indicam solos colapsíveis. Isso de fato já foi comprovado em diversas publicações especializadas tal como descrito em Acerbi *et al.* (2007).

Albrecht (1998) relata a ocorrência de carstes em Campo Novo do Parecis. A ocorrência de canais de erosão subterrânea no local deste empreendimento pode ser registrada com facilidade. A Figura 2 mostra alguns destes canais que ocorrem na região lindeira do empreendimento. Essas evidências mostram que há um potencial para ocorrência de carstes sob os aterros da área onde a indústria será implantada.

4 SONDAGENS GEOTÉCNICAS E CONTROLE TECNOLÓGICO

O recalque de aterros é, com frequência, atribuído à falhas na execução. Por isso, foram realizadas análises do controle de compactação. Essas análises indicam que o maciço foi compactado na umidade ótima $\pm 1\%$. O grau de compactação variou entre 94 % e 105 %. Essa variação de umidade e grau de compactação é aceitável, uma vez que a umidade estava dentro da faixa de tolerância e o grau de compactação estabelecido no projeto é de 95 % do Proctor intermediário.



Figura 2. Cavidades devidas à erosão subterrânea expostas nas margens da rodovia

Uma vez que a causa dos recalques não está no corpo do aterro, cabe procurá-la sob ele. Isso é feito estudando-se o leito natural. A Figura 3 mostra o perfil de resistência à penetração (SPT) do terreno.

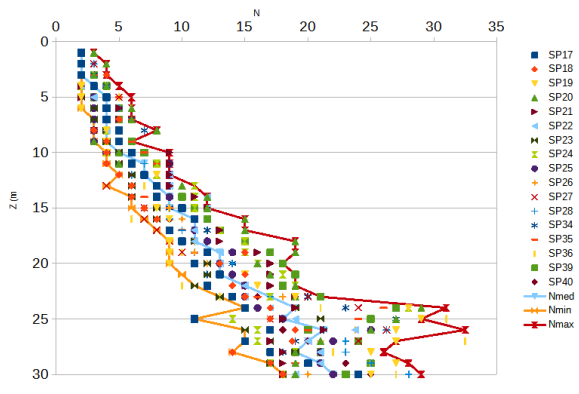


Figura 3. Perfil de resistência à penetração do terreno (SPT)

Na Figura 3 nota-se, também, um perfil de solo de baixa resistência à penetração. Alguns poucos furos atingiram N_{SPT} igual ou superior a 30, e quando atingido, foi em profundidade avançada. Os valores do índice de resistência à penetração nos primeiros 5 metros são inferiores a 5. Até 9 m de profundidade ainda predominam os valores de N_{SPT} inferiores a 5. A 10 m de profundidade essa marca de N_{SPT} médios igual a 5 é superada com predominância. Portanto, essa é a parte do perfil do solo mais sensível a variações.

O nível de água médio de todos os furos foi de 26,9 m, considerando o nível de água encontrado no momento da sondagem. No entanto, em alguns furos pode se observar a fuga de água. Cerca de 47% dos furos apresentaram-se secos após as 24 h de sondagem. Essa informação, juntamente com relatos dos sondadores, foi tratada com falta de qualidade das sondagens. O relato dos sondadores é que, as vezes, o trépano ou o amostrador desciam sem resistência por um espaço. A falta de detalhes desse espaço não permite caracterizar a extensão das “falhas”. Entretanto, as variações bruscas de resistência e do nível de água, são indicativos da ocorrência de cavidades no terreno.

A colapsibilidade desse solo leva a procurar as causas do recalque na variação da sua umidade. Entretanto, não foi observado um acoplamento entre os períodos de chuva e os recalques ocorridos na plataforma de aterro. O período entre a ocorrência de chuvas e a ocorrência dos recalques é da ordem de 20 dias. Por outro lado, há o caso de recalques em aterros de altura de 0,3 m que ocorreram sem que houvesse chuva. A única característica comum desses recalques com o colapso do solo é a sua ocorrência brusca. Relatos da equipe de obra dão conta que um intervalo de 4 h separa a observação do terreno antes e depois do recalque.

5 SONDAGENS GEOFÍSICAS

Para estudo do solo, por meio de eletrorresistividade, foram idealizadas 9 linhas em campo. O equipamento utilizado foi o X7XTAL 7 com 32 canais e multieletrodos (Figura 4), utilizando o método Dipolo-Dipolo para leitura dos valores de resistividade elétrica do solo/rocha. O comprimento das linhas foi de 120 m e a profundidade de análise, sugerida pela obra foi de aproximadamente 10 m, e o objetivo é a detecção de camadas de solo mole e possíveis zonas cársticas abaixo da camada de aterro.



Figura 4. Equipamento X7XTAL 32 canais multieletrodos.

O Ensaio de Georadar (GPR) e de Rádio Detecção teve a finalidade de escanear o solo para detectar a

existência de vazios e outras interferências enterradas. Como conclusões o relatório de GPR detectou um solo compactado entre 0 - 2,5 m de profundidade coincidindo com a camada de aterro. Após a camada de aterro, detectou-se a existência de vazios pontuais de pequena dimensão e com profundidade variando entre 2,5 m - 5,0 m situado na camada de solo nativo. O ensaio também recomendou analisar os dados obtidos juntamente com os ensaios de eletrorresistividade e SPT.

A Figura 5 mostra o resultado da linha de eletrorresistividade 1 (local sem deformação visível). Na coluna das abscissas tem-se a profundidade ensaiada. No eixo das ordenadas tem-se a posição horizontal do aterro. Quanto maior a resistividade, mais compacto (ou com menos vazios) é o solo. Assim, as regiões verdes, amarelas e marrons no topo da figura mostram o aterro. A observação destas linhas verdes e amarelas indicam também o quanto o aterro recalçou durante a fase de execução. Esse recalque imediato não é percebido pelos executores uma vez que não há controle de deformações nessa fase.

Nesta figura mostra-se também o resultado do levantamento topográfico e da sondagem elétrica. Na linha da topografia as áreas em azul mostram os recalques. Os círculos amarelos no perfil de GPR indicam cavidades sob o solo. O quadro verde indica uma tubulação de águas pluviais. A imprecisão no ajuste das escalas entre os perfis obtidos pelos três métodos faz com que o a tubulação apareça deslocada no perfil eletrorresistivo.

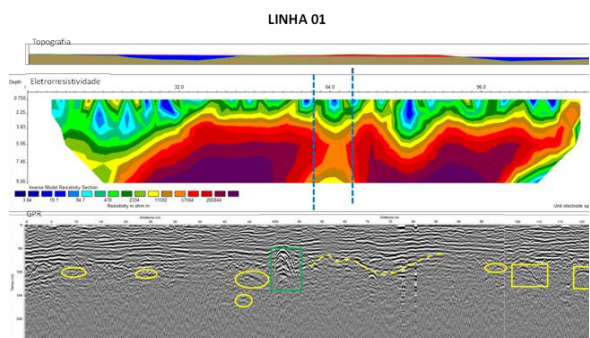


Figura 5. Combinação dos resultados de recalque, Linha 1 do levantamento eletrorresistivo e GPR

A Figura 6 mostra o resultado da linha 2 de eletrorresistividade (local com deformação visível). Percebe-se que nos locais em campo com deformações visíveis a eletrorresistividade acompanhou o contorno do contato do aterro com o solo natural (observar a transição de cor amarela para o verde). Os locais em destaque na Linha de GPR podem ser perfeitamente comparados com as linhas

de eletrorresistividade, mostrando consistência e compatibilidade dos dados obtidos em campo. A caixa “verde” destacada na linha de GPR é a manilha de águas pluviais, esta pode ser comparada com a cor roxa na linha de eletrorresistividade, as linhas em “amarelo” destacadas na linha de GPR tem o mesmo contorno quando comparadas com os contornos de cor amarela da linha de eletrorresistividade, mostrando os locais de zonas cársticas no aterro.

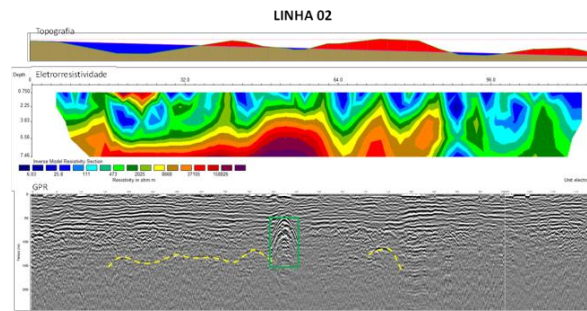


Figura 6. Combinação dos resultados de recalque, Linha 2 do levantamento eletrorresistivo e GPR

Como forma de facilitar a visualização dos dados, foi gerado um modelo 3D de eletrorresistividade (Figura 7) mostrando na cor cinza as regiões mais afetadas pelos recalques na superfície do terreno.

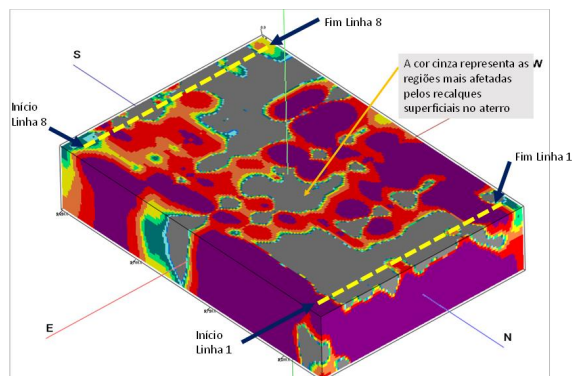


Figura 7. Modelo 3D com os resultados das linhas de eletrorresistividade

O modelo apresentado na Figura 7 tem uma boa convergência com as observações de campo. As informações da tomografia elétrica são compatíveis com o levantamento topográfico mostrando que a posição dos recalques foi identificada nessa sondagem. A posição dos recalques também converge com os vazios identificados sob a plataforma de aterro.

Os vazios também foram identificados na sondagem feita pelo GPR. Outra vez, os dados de ambos os sistemas são convergentes, confirmando a ocorrência de cavidades sob o aterro.

As sondagens indicam que as cavidades sob o aterro têm algo em torno de 20 cm de altura. O comprimento pode chegar a alguns metros. Contudo, cabe lembrar que os recalques ocorridos foram superiores a 30 cm. Portanto, a dimensão dos vazios pode ter sido muito superior à 50 cm.

diagnóstico sócioeconômico-ecológico do estado de Mato Grosso e assistência técnica na formulação da 2ª aproximação- aspectos geológicos da folha Utiariti. Cuiabá: SEPLAN-MT.2000.

6 CONCLUSÕES

O recalque de estruturas apoiadas no solo é sempre esperado. Esses recalques imediatos nem sempre são observados pelos construtores ou usuários dos bens. A ocorrência de recalques depois de concluída a obra, executada sobre solos porosos não saturados em geral é atribuída ao colapso. Neste caso pela falta de convergência temporal entre os recalques e as chuvas, essa hipótese foi afastada.

A geologia indicava a possibilidade de ocorrência de carstes na região. A ocorrência de erosão subterrânea evidenciada em alguns locais próximos a obra reforçaram a hipótese de carstes.

As sondagens geofísicas realizadas mostraram que existem cavidades sob os corpos de aterro. Essas cavidades estão na profundidade média de 5 m. As sondagens mostraram também que há coincidência de local dessas cavidades com os recalques ocorridos nos aterros.

Finalmente, é possível afirmar que os métodos geofísicos deveriam ser empregados na fase de estudo do terreno, uma vez que havia evidência de que essas formações poderiam ocorrer.

REFERÊNCIAS

- Acerbi, J.M. C.; Rezende, M.E.B. & Ferreira, G. Análise da resistência de colapsabilidade de um solo Laterítico de Uberlândia. Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro Oeste. Cuiabá. Anais eletrônicos. 2007.
- Albrecht, K.J. Avaliação geológica-geotécnica de terrenos sujeitos a problemas cársticos. Tese de doutorado apresentada ao depto. de geotecnia da USP-São Carlos. 1998.
- Conciani, W; Conciani, R. e Dias, M.C.C. Infiltração: outros impactos físicos e químicos. In Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Brasília: UnB /ABMS. 2012.
- Gusmão Filho, J. A. Fundações – do conhecimento geológico à prática da engenharia. Recife: Ed. Universitária/ UFPE. 1998.
- NBR 6122:2022. Fundações – projeto e execução. Rio de Janeiro: ABNT. 2022.
- Santos, M.V. Zoneamento sócio-econômico-ecológico:

Inovação em Fundações de Silos: Sistema de Colunas de Brita Compactada

Renato Cantagalli

Engenheiro Geotecnico, VPA Infra, Belo Horizonte - Brasil, renato@vpainfra.com

RESUMO: Silos desempenham um papel crucial no armazenamento de grãos, sementes e fertilizantes, demandando fundações robustas para suportar suas elevadas cargas. Este artigo apresenta o Sistema de Colunas de Brita Compactada como uma alternativa eficiente, segura, econômica e sustentável para a fundação de silos.

O sistema envolve a instalação de colunas de brita compactada, formadas pela compactação desse material em perfurações no solo. A resistência e durabilidade da brita compactada permitem suportar cargas substanciais. A disposição regular das colunas cria uma estrutura tridimensional que distribui as cargas de maneira uniforme, conferindo estabilidade e resistência, mesmo em solos instáveis.

O artigo destaca vantagens técnicas, como maior estabilidade e resistência, menor custo de construção, menor tempo de execução e menor impacto ambiental em comparação com sistemas tradicionais. Essas características fazem do Sistema de Colunas de Brita Compactada uma opção promissora para a construção de silos, atendendo a critérios de eficiência, economia e sustentabilidade.

Em resumo, as técnicas de melhoramento de solos com colunas de brita compactada representam uma abordagem técnica avançada e eficaz para resolver problemas geotécnicos complexos em projetos de engenharia. Sua capacidade de aprimorar as características do solo e proporcionar fundações estáveis faz dela uma opção valiosa para engenheiros geotécnicos em busca de soluções sólidas e personalizadas para suas necessidades específicas.

PALAVRAS-CHAVE: Melhoramento de Solo, Melhoria de Capacidade de Carga, Redução de Recalques, Fundações

Abstract: Silos play a crucial role in storing grains, seeds, and fertilizers, requiring robust foundations to withstand their high loads. This article presents the Compacted Aggregate Columns System as an efficient, safe, economical, and sustainable alternative for silo foundations.

The system involves installing compacted aggregate columns, formed by compacting this material in holes drilled into the ground. The strength and durability of compacted aggregate allow it to support substantial loads. The regular arrangement of the columns creates a three-dimensional structure that distributes the loads evenly, providing stability and resistance, even in unstable soils.

The article highlights technical advantages, such as greater stability and resistance, lower construction cost, shorter execution time, and lower environmental impact compared to traditional systems. These features make the Compacted Aggregate Columns System a promising option for silo construction, meeting efficiency, economy, and sustainability criteria.

In summary, soil improvement techniques with compacted aggregate columns represent an advanced and effective technical approach to solving complex geotechnical problems in engineering projects. Its ability to enhance soil characteristics and provide stable foundations makes it a valuable option for geotechnical engineers seeking solid and customized solutions for their specific needs.

Keywords: Soil Improvement, Bearing Capacity Improvement, Settlement Reduction, Foundations

1. INTRODUÇÃO

1.1 A Importância dos Silos na Segurança Alimentar Global

Os silos assumem um papel crucial na logística e na segurança alimentar global. As estruturas imponentes, erguidas em paisagens agrícolas e portos, servem como guardiões de commodities essenciais para a nutrição da população mundial: grãos, sementes e fertilizantes.

1.2 Desafios na Construção de Fundações Robustas

A construção de silos, no entanto, impõe desafios consideráveis em termos de engenharia. As elevadas cargas concentradas, resultantes do peso do silo e do material armazenado, exigem sistemas de fundação robustos e com alta capacidade de carga. A busca por soluções confiáveis e eficientes é fundamental para garantir a segurança e a durabilidade das estruturas, protegendo o precioso conteúdo que armazenam.

pactação é realizada com martelos vibratórios em conjunto com um sistema patenteado, garantindo a alta densidade e resistência do material.



Figura 1. Execução Coluna de Brita Compactada

2. O SISTEMA DE COLUNAS DE BRITA COMPACTADA

2.1 Descrição do Sistema

O sistema consiste na instalação de colunas de brita compactada no solo, através de um processo de perfuração e compactação. As colunas, com diâmetros pré-definidos, são formadas pela compactação de brita graduada, um material granular de alta qualidade composto por pedras britadas de diferentes tamanhos.

2.2 Processo de Instalação

1. **Perfuração:** Perfurações são realizadas no solo com o auxílio de equipamentos específicos, como drill metálico. O diâmetro e a profundidade das perfurações são dimensionados de acordo com as características do projeto e do solo.
2. **Instalação:** Após o pré furo é inserida a brita. Em caso de solos colapsáveis, se utiliza um mandril para impedir o fechando do pré furo.
3. **Compactação da Brita:** A brita graduada é cuidadosamente depositada no interior e compactada em camadas sucessivas. A com-

2.3 Mecanismo de Ação

O sistema funciona através de dois mecanismos principais:

- **Transferência de Carga:** As colunas de brita compactada transferem as cargas do silo para camadas mais profundas do solo, com maior capacidade de suporte. Isso aumenta significativamente a capacidade de carga global do sistema e reduz o risco de recalques.
- **Distribuição Uniforme da Carga:** A disposição regular das colunas no solo cria uma estrutura tridimensional que distribui a carga do silo de maneira uniforme. Isso evita concentrações de carga em pontos específicos e garante a Estabilidade da

estrutura.

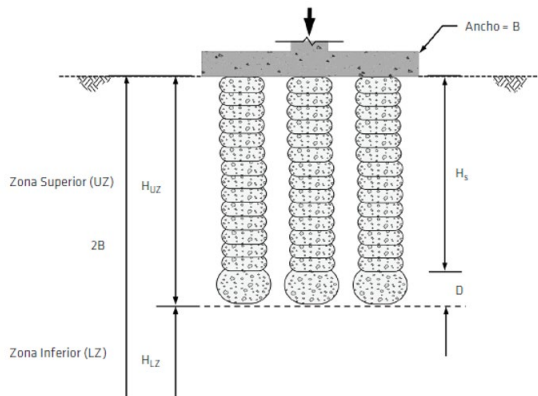


Figura 2. Sistema de Coluna de Brita Compactada

2.4 Vantagens do Sistema

O sistema oferece diversas vantagens em comparação com os métodos tradicionais de fundação de silos:

- **Maior Estabilidade e Resistência:** As colunas de brita compactada proporcionam alta resistência à compressão e à flexão, garantindo maior estabilidade e segurança à estrutura do silo, garantindo uma rigidez de até 3 vezes mais do que colunas de britas convencionais.
- **Menor Custo de Construção:** O sistema apresenta um custo competitivo em comparação com métodos tradicionais, como fundações profundas de hélice contínua, principalmente em projetos com grandes áreas de fundação.
- **Menor Tempo de Execução:** A instalação das colunas de brita compactada é um processo relativamente rápido, o que contribui para a redução do tempo total de construção do silo.
- **Menor Impacto Ambiental:** O sistema gera menos resíduos e perturbação do solo em comparação com métodos tradicionais, tornando-o uma opção mais sustentável.

O sistema também é adequado para solos com baixa capacidade de carga e em áreas com restrições de espaço.

4. ESTUDO DE CASO

4.1 – Projeto

Silo de armazenamento de grãos com diâmetro de 41,15 metros e altura de 22,25 metros. O silo foi

construído sobre solos mole, necessitando de uma solução de fundação que aumentasse a capacidade de carga do solo e minimizasse o recalque e com um custo que viabilizasse o projeto.

O subsolo consistia em uma primeira camada de argila e na sequência uma camada de de areia argilosa densa (deposição fluvial) e argila limosa arenosa firme a muito rígida. Sendo que encontrado o lençol freático entre 2,70 e 8,50 metros de profundidade.

4.2 – Solução

A solução utilizada foi a coluna de britas compactadas o qual melhorou as condições do solo, aumentando a capacidade de carga do solo para 289,6 kPa e com condições de suportar as cargas da viga anular de 390 kN/m e pressões do piso de até 255,1 kPa.

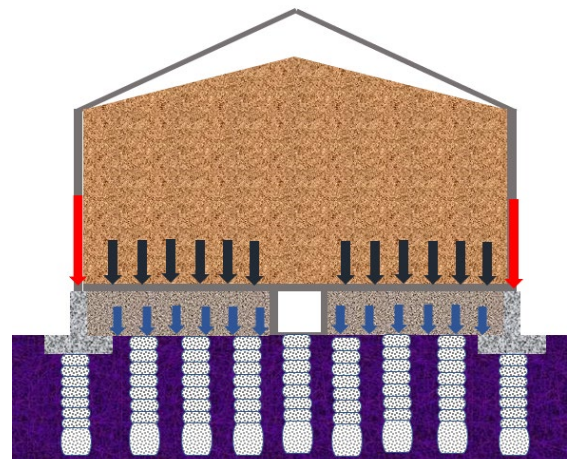


Figura 3. Coluna de Brita Compactada em Silo

4.3 – Instalação

Mais de 750 colunas de britas compactadas foram instalados em 17 dias úteis a uma profundidade de 5,50 metros.



Figura 4. Processo de execução

4.4 – Monitoramento e Resultados

O silo foi preenchido em intervalos de 25% e o recalque foi monitorado em vários locais da fundação. Os resultados indicaram:

- Recalque total de 4,8 cm no centro do silo
- Recalque total de 3,3 cm a 4,3 cm ao redor do perímetro do silo

O desempenho dos solos reforçados superou as expectativas do projeto. O recalque total foi menor do que o previsto (7,6 a 10,2 cm), demonstrando a eficácia da solução apresentada para silos de armazenamento de grãos em solos macios.

5. CONCLUSÃO

O sistema de colunas de brita compactada se destaca como uma solução eficiente e confiável para a construção de fundações de silos, especialmente em terrenos com baixa capacidade de carga e em áreas com restrições de espaço. As principais vantagens do sistema incluem:

Em resumo, o sistema de colunas de brita compactada oferece uma solução completa para a construção de fundações de silos, combinando segurança, economia, rapidez e sustentabilidade.

O estudo de caso apresentado demonstra a efetividade do sistema em silos de grande porte, mesmo em solos moles. O monitoramento do silo durante o processo de enchimento comprovou a capacidade do sistema em controlar o recalque dentro de limites aceitáveis, superando as expectativas do projeto.

REFERÊNCIAS

ICC-ES, ESR-1685 (2016). *Rammed Aggregate Pier Intermediate Foundation/Soil Reinforcement System*, ICC Evaluation Service, LLC, p. 1-3.

Kempfert, H.G. and Gebreselassie, B., (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*, Springer Berlin Heidelberg, New York, p. 472.

Richart, F.E., Jr., Hall, J.R., and Woods, R.D., (1970). *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice Hall, p.220.

U.S. Department of Defense, (1997). *Military Handbook 1007/3– Soil Dynamics and Special Design Aspects*, p. 19-39.

Vucetic, M. And Dobry, R., (1991). “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No.1, ASCE, p. 89 – 107.

White, D., (2004). *Personal Communication with Geopier Foundations Co., Inc.*, 2004.

Estudo de caso - Recalque de fundações em um silo da região central de Mato Grosso

Wilson Conciani

Conciani Assessoria e Consultoria, Brasília, Brasil, concianiw@gmail.com

Renata Conciani Nunes

Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, reconciani@gmail.com

RESUMO: Este estudo de caso trata de um silo em Sorriso, MT que sofreu recalques e consequentemente trincas e fissuras após o primeiro carregamento. Foi realizado um reforço e posterior monitoramento dos recalques. Analisou-se os dados da região levando em consideração a geologia e as sondagens do local, que permitiram estimar parâmetros do solo. As estacas executadas foram do tipo hélice contínua. Dessa forma, realizou-se uma previsão de carga admissível para estas estacas executadas. Esse valor é maior que aquele das cargas atuantes previstas na fase de projeto e menor que os valores de cargas atuantes previstos neste trabalho. No entanto, essa previsão de carga admissível anterior não levou em conta a possibilidade de colapso do solo de embutimento destas fundações. Logo, sugeriu-se um reforço que foi realizado por injeções de calda de cimento sob a ponta e no entorno das atuais estacas e posterior monitoramento. Os recalques medidos antes do melhoramento e após as primeiras manifestações patológicas variam entre 1,5 cm e 4 cm. Os recalques pós melhoramento do solo sob o anel variam entre 0,4 cm e 2,0 cm.

PALAVRAS-CHAVE: manifestações patológicas, reforço de fundações, silos, controle de recalques, colapso do solo.

ABSTRACT: This case study deals with a silo in Sorriso, MT that had settlements and consequently cracks and fissures after the first loading. Reinforcement and subsequent monitoring of settlements were carried out. Data from the region was analyzed taking into account the geology and local surveys, which made it possible to estimate soil parameters. The piles executed were of the Continuous flight auger process. In this way, a prediction of Admissible Soil Stress was made for these constructed piles. This value is greater than the acting loads predicted in the design phase and lower than the acting load values predicted in this work. However, this Admissible Soil Stress prediction did not take into account the possibility of collapse of the soil underlying these foundations. Therefore, reinforcement was suggested, carried out by injections of cement grout under the tip and around the current piles and subsequent monitoring. The settlements measured before improvement and after the first pathological manifestations vary between 1.5 cm and 4 cm. Post-improvement settlements of the soil under the ring vary between 0.4 cm and 2.0 cm.

KEY WORDS: pathological manifestations, reinforcement of foundations, silos, settlement control, soil collapse.

1 INTRODUÇÃO

As regiões de expansão da fronteira agrícola enfrentam desafios como a escassez de conhecimento das propriedades geológicas e geotécnicas regionais, carência de tecnologia e de equipamentos para execução das obras de infraestrutura, para além das questões ordinárias de financiamento. Todos estes fatores levam à ocorrência de algumas manifestações patológicas nas edificações.

O relato dos casos dessas manifestações mencionadas nem sempre chega à imprensa ou aos congressos especializados tendo em vista a preocupação com os impactos financeiros desses acontecimentos. Contudo, o trabalho de Conciani (2014) reuniu alguns destes casos para um estudo

mais cuidadoso. Dentre eles pode-se citar:

- conjunto de armazenagem em Campo Novo do Parecis, MT, que na safra 1993/94 sofreu recalques da ordem de 1 m, causando a perda de 1500 t de grãos (Conciani & Soares, 1996);
- conjunto de armazenagem, ligado a agroindústria, em Nova Mutum, MT, que na safra 2007/08 teve a queda de um silo que ruiu sobre armazém graneleiro com perda de grande quantidade de grãos;
- silo em Sorriso, MT, que logo no seu primeiro enchimento em 2015, sofreu um recalque da laje de piso da ordem de 10 cm. A faixa de variação foi entre 6 e 18 cm, a depender do local considerado. Esse recalque comprometeu a estrutura de esvaziamento do silo uma vez que o acesso às correias

transportadoras ficou acima do seu fundo;

- conjunto de silos em Nova Ubiratã, MT, que no ano de 2013, no primeiro enchimento, teve um recalque diferencial entre as unidades vizinhas o qual gerou a paralisação das estruturas de enchimento e descarregamento, além da destruição das lajes de fundo destes silos;
- torre de caldeira em empreendimento agroindustrial na cidade de Primavera do Leste, MT, que apresentou recalque diferencial de cerca de 15 cm, exigiu a imediata paralisação do parque fabril;
- conjunto de armazenagem no sul de Goiás, que apresentou recalque da ordem de 25 cm no fundo dos silos em 2008, logo no primeiro enchimento.

Os empreendimentos citados anteriormente são um pequeno resumo das manifestações patológicas relacionadas às fundações em obras de infraestrutura para a agricultura. Em todos esses casos as manifestações decorreram de falhas dos processos investigativos ou de propriedades geotécnicas do terreno.

O objetivo deste trabalho é fazer uma análise das manifestações patológicas e comportamento de um silo ao longo de seus primeiros anos de funcionamento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção, apresenta-se uma caracterização do silo, da geologia local e do subsolo da região do estudo.

2.1 Caracterização do Silo

Este estudo de caso trata de um silo construído na cidade de Sorriso, MT. O silo em questão tem diâmetro de 27 m. O fundo do silo tem a forma de um tronco de cone (tremonha). Este tronco de cone tem altura de 9,7 m. O silo tem altura de 20,1 m, acrescidos de uma cobertura cônica com 7 m de altura. A laje que reveste o piso se apoia diretamente no terreno. O centro deste cone descarrega os grãos sobre um esteira situada no túnel abaixo do piso. O piso não é ligado à viga baldrame onde se apoia a parede metálica. O piso transmite ao solo uma carga vertical de 206 kN/m².

A viga baldrame deste silo é um anel de concreto que recebe todas as cargas verticais e de empuxo dos grãos armazenados. Este anel se apoia sobre 57 blocos de 2 estacas. Cada bloco recebe um quinhão de 1200 kN.

Para esta análise, procurou-se buscar a ordem dos fatos construindo-se uma linha do tempo. O primeiro

registro de manifestação patológica para o problema em questão é de março de 2020. Ele relata que após o primeiro carregamento, o túnel do silo apresentou fissuras de flexão e cisalhamento na laje do teto. Essas manifestações foram causadas pelo recalque da laje de piso que pressionou o teto do túnel em alguns pontos. Como o eixo longitudinal do túnel não coincide com o centro do silo, ocorreu um esforço de torção no túnel. Isto é, o teto do túnel foi comprimido em região fora do seu eixo, gerando esforços de punção, flexão e torção na estrutura do túnel.

Após esse evento foi realizada uma injeção de calda de cimento sob o piso da tremonha. O túnel foi reforçado com uma estrutura metálica instalada na sua face interna. Também foram observadas algumas fissuras no anel de concreto.

As Figuras 1 e 2 ilustram algumas dessas situações. A Figura 1 mostra fissuras inclinadas típicas de cisalhamento e torção. A posição dos blocos de fundação não alinhados com os montantes pode ser a causadora dessa falha. O projeto estrutural do anel, caso geral, é feito colimando o montante com a fundação. Esse alinhamento reduz ou elimina os esforços de cisalhamento.



Figura 1. Trincas e Fissuras observadas na face do silo.



Figura 2. Trincas e reforço no túnel.

O reforço foi concluído em setembro e o silo passou por um controle de recalques no túnel e no anel de concreto. Esse monitoramento teve início em 15 de setembro de 2020. Após um ciclo de enchimento e esvaziamento o silo foi mantido com uma carga máxima por volta de 50 % (103 kN/m²). Nesse monitoramento se observou um recalque imediato, do túnel, de 3 mm para uma carga de 200 kN/m². Esse recalque foi apenas no centro do túnel. Os demais pontos de medida apresentaram recalques da ordem de 1 mm. As medidas tomadas após a aplicação da máxima carga mostraram que essa deformação se estabilizou, não havendo recuperação elástica.

Uma nova medida de recalques foi realizada em 20 de dezembro de 2020. Nessa ocasião o silo estava com 55 % da sua capacidade, o que implica em uma carga de 113 kN/m². O monitoramento mostrou um recalque adicional de aproximadamente 0,8 cm. Esse recalque se manteve após a remoção do carregamento.

O recalque medido no anel de concreto seguiu aproximadamente o mesmo comportamento. As subsidências imediatas foram da ordem de 2 cm. A medição realizada em dezembro mostrou um recalque adicional da ordem de 1 cm. Um dos pontos de medida exibiu recuperação da ordem de 3 mm quando do descarregamento. A Figura 3 mostra o comportamento do recalque medido no anel de concreto do silo. Todos os valores aqui reportados são adicionais aqueles que deram origem à necessidade de reforço.

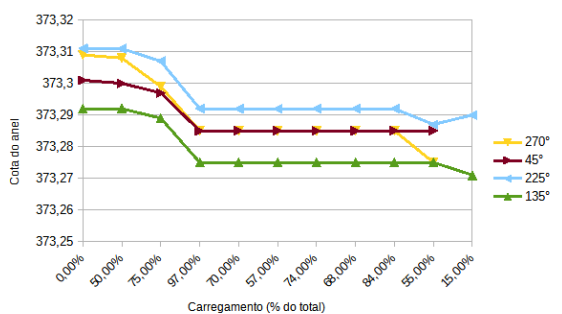


Figura 3 - Monitoramento dos recalques do anel de concreto durante o carregamento e descarregamento do silo, as leituras foram realizadas em setembro de 2020, exceto as duas últimas que foram realizadas no mês de dezembro de 2020.

2.1 Caracterização regional

O empreendimento em estudo está localizado na mancha urbana da cidade de Sorriso, MT. A cidade de Sorriso fica a 398 km da capital do estado de Mato Grosso. O município tem cerca de 95 mil habitantes.

Trata-se de uma cidade polo, que fica na Microrregião do Alto Teles Pires. O Município está entre as 5 maiores economias de Mato Grosso. Individualmente, Sorriso é considerado o maior produtor de soja e milho do Brasil, e um dos maiores do mundo. Neste município, obras de silos e armazenagem são comuns devido à essa atividade econômica.

Moreira & Vasconcelos (2007) fazem um resumo da caracterização de Sorriso e afirmam que o clima é Equatorial, quente e úmido (Aw na classificação do Köppen). O município de Sorriso está em uma região de transição entre os climas Equatorial Continental e Tropical Continental. Essa transição se reflete no ingresso de monções e frentes frias na cidade. A própria vegetação nativa é afetada por essa transição. Por isso, ora se encontram cerrados e campos e ora se encontram florestas tropicais. A temperatura média anual é da ordem de 24 °C. A precipitação média anual é da ordem de 1620 mm. Esta precipitação se concentra nos meses de outubro a abril. Portanto, há um período de seca extrema e outro de chuvas regulares. Os meses de janeiro e março são os mais chuvosos. A hidrografia do município é representada pelo Rio Teles Pires, um dos afluentes do Tapajós, tributário da Bacia Amazônica. A altitude média da cidade é de 365 m acima do nível do mar.

2.2 Geologia e Geomorfologia

O Município de Sorriso está no Planalto do Parecis estando entre as regiões mais baixas deste planalto. Desta forma, predomina o relevo plano, com baixa declividade. Essa região é conhecida pelas rampas tabulares.

A litologia desta região é dominada por formações dos períodos Paleozóico e Mesozóico, sobrepostas ao complexo Xingú. Essas formações estão recobertas por sedimentos detríticos, aluvionares do período terciário e quaternário. Segundo Santos (2000) a ocorrência de neossolos aluvionares (período quaternário) se constitui de areias, siltes e cascalhos. Esse material traz um potencial erosivo para solos dessa região. Isso ocorre principalmente nas baixadas e no entalhamento de cursos de água. Na cidade de Sorriso isso se faz presente, de modo evidente, no córrego que corta o Parque Claudino Frâncio.

Na maior parte da cidade predomina o latossolo vermelho amarelado. Esse solo é do período terciário, conhecido como planoplenizado. O perfil pedológico deste solo mostra uma camada profunda, cerca de 10 m de solo evoluído pedogeneticamente. Esse solo é poroso e não saturado. A elevada porosidade e o baixo grau de saturação levam este solo a exibir um comportamento colapsível. Sotoposta a essa camada

de solo poroso surge uma linha de material petroplíntico, conhecido na região como “pedra canga”. Esta camada tem espessura de aproximadamente 1 m, mas pode não aparecer em todos os locais. Abaixo da linha de concreções lateríticas surge um solo silto-argiloso, mais claro e de consistência mole e média. Portanto, trata-se de uma região onde as investigações para projetos geotécnicos devem ser pormenorizadas.

O material da era Cretácea, do período Mesozóico está abaixo destes sedimentos inconsolidados acima descritos. Essa era é representada por sedimentos arenosos feldspáticos com intercalações de siltitos e argilitos e raros níveis de conglomerados da Formação Utariiti.

2.3 Perfil de solo no local

A sondagem do local foi realizada nos arredores do silo, em maio de 2022. Trata-se de uma sondagem adicional àquela realizada por ocasião do projeto. Nessa etapa foram executados 4 furos ao redor do silo, com profundidade de 30 metros. A síntese dos resultados dessa sondagem pode ser visualizada na Figura 4.

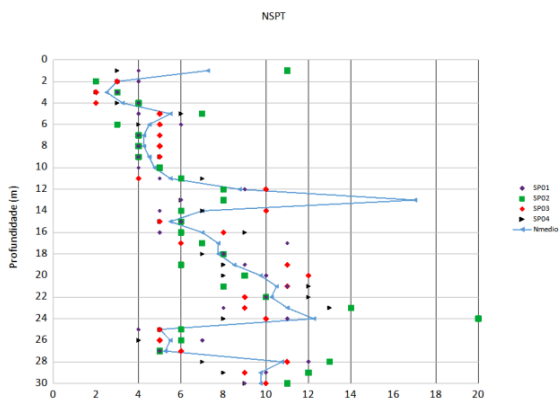


Figura 4 – Dados da sondagem por profundidade.

O perfil de sondagem apresenta um solo silte-argiloso, mole. O valor de NSPT nos primeiros metros é da ordem de 2. Quase todos os valores dos índices de resistência à penetração medidos são menores que 20. No gráfico pode-se ver a nuvem de pontos ao longo do perfil e uma linha com a média de cada profundidade. O pico da linha média próximo aos 13 metros de profundidade, é devido ao furo SP03 que aos 13 metros de profundidade, encontrou-se pedregulho, provavelmente uma faixa de seixos, e isso pode ser comprovado nos outros furos, com o aumento do NSPT na mesma profundidade.

A Figura 5 mostra a diferença de valores médios de NSPT do terreno para os valores médios de ao

redor do silo. Embora não seja possível estabelecer uma regra de variação entre os dois perfis, pode-se observar que nas profundidades maiores o terreno tende a ser mais resistente em torno do silo. O pico de resistência que ocorre na profundidade de 13 m ao redor do silo, também ocorre no terreno em geral, porém, na profundidade de 12 m.

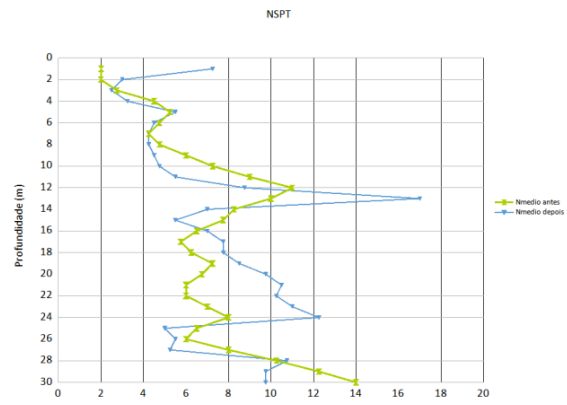


Figura 5 - Comparação dos valores médios de NSPT do terreno todo e do local do silo.

O nível de água encontrado nesta sondagem foi em média 24,3m, coerente com a época do ano, pois provavelmente não houve chuva nos dois meses que antecederam a sondagem. Na primeira campanha realizada o nível freático estava por volta de 15,8 m. Essa primeira campanha foi realizada no mês de março. A diferença de quase 10 m no nível freático é frequente nesta região.

Apesar de encontrar praticamente silte-argiloso em todo o perfil, as amostras variaram de cor, conforme a profundidade. Os furos apresentaram solo marrom no primeiro metro, coerente com alto teor de matéria orgânica encontrada nos horizontes O e A. Sotoposta a essa camada, encontra-se o característico solo laterítico da região, vermelho-escuro a vermelho-amarelo, até a profundidade de 10 m. Após isso, encontra-se o que, aparentemente, é um cascalho laterítico (que levou ao aumento do NSPT). Essa camada é mais resistente e pouco compressível, e pode ser utilizada como apoio para fundações diretas. A partir daí, o solo encontra-se em tons variados sendo classificado como variegado, ora na cor branca, ora vermelho ou amarelo, o que reduziu o valor do NSPT. Esse material é mais resistente que a primeira camada. Porém, é mais variável. Essa descrição pode ser constatada pela Figura 6.



Figura 6 – Amostras de solo do furo SP 01 (Fonte: Relatório de sondagens: Guaracon engenharia)

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Observando a descrição do solo e os índices de resistência à penetração (NSPT) observa-se que se trata de um solo poroso, compressível e não saturado. Essas características reunidas e adicionadas à origem pedológica, latossolo, indicam que o solo é potencialmente colapsível. Os primeiros metros de profundidade exibem valores de NSPT da ordem de 2. Valores de NSPT maiores que 5 só acontecem na profundidade de 8 m. Essa profundidade está acima do lençol freático. Assim, é de se esperar que o solo apresente colapso quando ocorrer o período chuvoso.

3.1 Previsão das cargas

As cargas foram revisadas empregando-se os conceitos estabelecidos em Palma (2005). Para isso alguns parâmetros relativos aos grãos estocados, no caso o milho, foram adotados. Esses parâmetros estão resumidos na Tabela 1 e foram extraídos de Palma (2005).

Tabela 1. Parâmetros para revisão de cargas atuantes no silo.

| Parâmetro (unidade) | Valor |
|---|-------|
| Peso específico do milho (kN/m ³) | 7-8 |
| Ângulo de atrito interno do milho (°) | 35 |
| Coefficiente de empuxo do milho | 0,6 |
| Coefficiente de atrito do milho na chapa | 0,58 |
| Coefficiente devido às tensões adicionais geradas no carregamento e descarregamento do silo | 2,36 |

Estes parâmetros juntamente com a geometria do silo foram considerados para verificar as cargas atuantes no silo. O silo foi construído sobre um aterro de altura média 2 m. Isso adiciona uma carga que pode ser arbitrada como sendo de 50 kN. A Tabela 2 mostra as solicitações atuantes nessa estrutura. Observa-se que a carga prevista neste trabalho é maior que a carga prevista no projeto.

Tabela 2 - Cargas atuantes no silo.

| Parâmetro (unidade) | Valor de projeto | Valor obtido |
|--|------------------|--------------|
| Carga no piso do silo (kN/m ²) 7*(20,1+9,7+7) | 206 | 258 |
| Carga vertical no piso incluídos os efeitos de descarregamento e carregamento (kN/m ²) | * | 609 |
| Carga horizontal no piso incluídos os efeitos de carregamento e descarregamento (kN/m ²) | * | 366 |
| Carga vertical atuante em cada bloco de estacas (kN) 258,3*0,6 (milho)+15,6 (parede)+0,4*0,8*35 (anel)+50 kN (aterro)=231,4*0,95 (espaçamento entre eixos dos blocos) | 230 | 220 |
| Carga vertical máxima atuante em cada bloco no enchimento e descarregamento (kN) [609*0,6*2,36 (milho)+15,6 (parede)+0,4*0,8*35 (anel)+50 kN (aterro)=912,3*0,95] (espaçamento entre eixos dos blocos) | * | 867 |
| Carga vertical máxima atuante em cada estaca | 115 | 433 |

3.2 Avaliação das estacas

As estacas executadas são do tipo hélice contínua e têm diâmetro de 40 cm, com comprimento de 15 m. A previsão de carga admissível aqui realizada empregou o método de dimensionamento Décourt-Quaresma por ser o que melhor se ajusta à região do planalto matogrossense. A previsão de carga admissível é da ordem de 263 kN para estas estacas executadas. Esse valor é maior que aquele das cargas atuantes previstas na fase de projeto e menor que os valores de cargas atuantes previstos neste trabalho.

A previsão de carga admissível feita no parágrafo anterior não levou em conta a possibilidade de colapso do solo de embutimento destas fundações. A diferença de cota entre o nível freático na estação seca e na estação chuvosa indica que a variação pode ser superior a 10 m. Além disso, a própria umidade do solo aumenta no período chuvoso. Portanto, o colapso do solo deve ser previsto.

O fenômeno do colapso do solo de embutimento das estacas foi bastante estudado nos anos 1990. Estes artigos (e.g. Carvalho e Souza, 1990) indicam que pode haver uma perda de carga de até 50 % da capacidade de carga da estaca. Nesse caso, o colapso reduziria a previsão de carga de serviço destas estacas para 134 kN. Ainda assim os valores da carga admissível estariam acima da carga de trabalho prevista no projeto.

Os relatos mais atuais tais como o de Chaves et al. (2018) mantém os mesmos registros. O colapso do solo é uma redução súbita de volume ocasionada por um aumento no teor de umidade. O modelo de Alonso et al. (1990) indica que essa redução é proporcional à carga atuante e ao acréscimo de umidade. No caso de estacas o colapso do solo no entorno da estaca ocasiona uma perda de capacidade de carga com deslocamentos imediatos do seu topo. O modelo de Silva Filho et al. (1998) adiciona que a espessura do pacote colapsível interfere na magnitude dos deslocamentos. O colapso é frequente nos períodos chuvosos e obras novas. Ou seja, obras que ainda não experimentaram o acréscimo de umidade do solo das fundações quando em sua plenitude de uso.

A ocorrência de colapso nas fundações pode ser inferida das medidas de recalques realizadas. Um recalque, adicional, ocorrido em dezembro, teve ordem de grandeza de 1 cm, como mostrado na Figura 2. Esse recalque aconteceu para uma carga menor que a máxima que já tinha sido aplicada e após a estabilização dos movimentos. Dezembro é o mês que inicia o período chuvoso. Essa medição foi realizada após 2 meses de paralisação no monitoramento. Nesse período, o maior

carregamento experimental foi de 30 % da capacidade do silo. Essas circunstâncias caracterizam o colapso do solo.

As cargas de serviço atuantes nas estacas do anel deste silo deveriam ser majoradas com os valores do peso do solo colapsível no seu entorno. Essa ação é o que se chama prevenção do atrito negativo atuante na estaca. Nesse caso, o atrito negativo é decorrente do colapso do solo de embutimento. Portanto, aqui há a necessidade de um reforço de fundações para prevenir estes recalques.

O reforço foi realizado por injeções de calda de cimento sob a ponta e no entorno das atuais estacas. O monitoramento dos recalques após o reforço foi realizado nos mesmos 4 pontos já indicados anteriormente, durante o enchimento do silo. O carregamento do silo foi efetuado nos meses de fevereiro e março, portanto no auge do período chuvoso. A Figura 7 mostra o desempenho das fundações reforçadas. A variação dos deslocamentos entre dois pontos esteve em torno de 3 mm. O deslocamento máximo medido foi de 10 mm. Nesse caso, o reforço foi aceito como adequado.

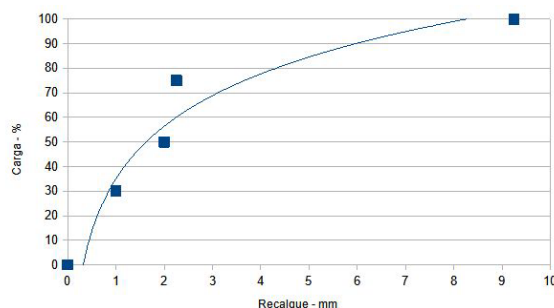


Figura 7 - Deslocamento médio do anel do silo, durante o enchimento, após o reforço das fundações.

Uma outra forma de avaliar esses recalques é aplicar o método do American Petroleum Institute (API) descrito por Weber et al. (2023). Esse método foi criado para avaliação de recalques em tanques de petróleo. Esse método constrói uma curva de referência para os deslocamentos e a compara com os deslocamentos medidos. O objetivo é avaliar os recalques absolutos e diferenciais.

A curva de referência é construída com base em avaliação probabilística de recalques que possam causar danos à estrutura, sobretudo as paredes do tanque. Nesse caso, o tombamento e a ruptura das paredes são os objetivos básicos da análise do método API 653. A aplicação desse método ao caso dos silos é um exercício de transposição que enfrenta algumas limitações. A primeira delas é que o método recomenda 10 pontos de monitoramento no perímetro. Entretanto, somente se dispõe de 4 pontos de medida. Outra limitação é quanto ao tipo de chapa

empregada na construção dos silos. Os tanques empregam chapas lisas na construção das paredes, enquanto os silos têm chapas corrugadas.

A Figura 8 mostra os resultados da aplicação do método API 653 nos silos em questão. Como pode ser visto nessa figura o recalque máximo admissível é de 10 cm. Os recalques absolutos medidos são no máximo de 2,0 cm. Os recalques diferenciais previstos pelo método, quando comparados com os obtidos pela aplicação método API, se mostram convergentes. Isso é, estão na mesma ordem de grandeza. Todos os recalques medidos e previstos estão abaixo do admissível do método.

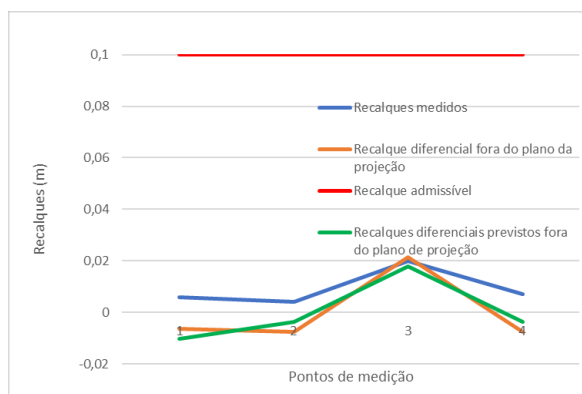


Figura 8 - Comparação dos recalques medidos e previstos pelo método API 653

A medição dos recalques teve início apenas após as primeiras manifestações patológicas. Portanto, não é possível saber os valores absolutos desse fato. Os recalques medidos antes do melhoramento e após as primeiras manifestações patológicas variam entre 1,5 cm e 4 cm. Os recalques pós melhoramento do solo sob o anel variam entre 0,4 cm e 2,0 cm.

4. CONCLUSÕES

O projeto de fundações de silos na Região Centro Oeste tem enfrentado dificuldades com o conhecimento das propriedades do solo. A dificuldade com a previsão de cargas parece existir em função de divergências quanto à forma de tratar os empuxos provenientes dos produtos estocados. Esse trabalho tomou valores de carga previstos de forma acima do que é tradicionalmente feito pelos projetistas, tendo em vista as divergências entre os valores apresentados pelos projetistas e pelos consultores da obra.

O valor dos recalques absolutos que ocorreram são desconhecidos. Como esses recalques foram suficientes para prejudicar a operação do silo, estima-

se que tenha sido superior a 2 dm. Isso é, caso geral, a ordem de grandeza do colapso do solo de embutimento das estacas na região. Os recalques monitorados após os valores iniciais indicam uma tendência de estabilização, apesar de o silo não ter sido carregado em sua plenitude. O reforço das fundações foi realizado com injeções de calda de cimento que envolveram a estaca já executada de modo a aumentar o seu diâmetro e comprimento para ampliar a sua capacidade de carga.

O enchimento do silo com o monitoramento dos recalques foi realizado em condições climáticas que favorecem o colapso do solo. Desta forma, a condição extrema foi testada. Os recalques medidos estão dentro do comportamento carga-recalque esperado para esse tipo de estrutura. A aplicação de diferentes formas de avaliação dos recalques absolutos, diferenciais e distorcionais mostrou que edificação está em condição segura no que se refere às fundações.

A magnitude das deformações medidas também indicar uma necessidade de revisão na forma de obtenção dos esforços atuantes nas fundações, uma vez que o reforço considerou cargas atuantes maiores que aquelas usuais nos projetos.

REFERÊNCIAS

- Alonso, E.A.; Gens, A. & Josa, A. *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique, 40. N 3. Pg 403-430. 1990.
- Carvalho, D. & Souza, A. *Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos*. in Cobramseg, IX. ABMS. Salvador, Anais eletrônicos. 8 Pg. 1990.
- Chaves, A.M.M.; Oliveira, S.J.C.; Mascena, E.W.A. & Bandeira, A.P.N. *Solo Colapsível do Campo Experimental da UFCA*. in Cobramseg, XIX. ABMS. Salvador, Anais eletrônicos. 8 Pg. 2018.
- Silva Filho, F.C.; Almeida, M.M.S & Futai, M.M. *Avaliação de Um Modelo Elasto-plástico de Estados Críticos para Solos Não Saturados*. in COBRAMSEG, XI. ABMS. Brasília, anais eletrônicos. 8 pg. 1998.
- Moreira, M.L.C. & Vasconcelos, T.N.N. *Mato Grosso Solos e Paisagens*. Cuiabá: Entrelinhas. 2007.

Santos, V. M. Zoneamento Sócio-econômico-ecológico: *Diagnóstico Sócio-econômico-ecológico do estado de Mato Grosso e assistência técnica na formulação da 2ª aproximação*. Cuiabá: SEPLAN. Maio de 2000.

Palma, G. *Pressões e fluxos em silos esbeltos (H/D<1,5)*. Dissertação de mestrado apresentada ao Dpto de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2005.

Weber, F.P.; Ruver, C.A; Benitez G.S.P.A. & Silva, T.L.C. *Recalques diferenciais em tanques de armazenamento conforme critérios da American Petroleum Institute 653*. Seminário de Fundações Especiais - SEFE -10, São Paulo. Anais eletrônicos. 2023.

Fundações profundas de obras industriais em solos da Bacia do Parecis – um relato de experiência

Wilson Conciani

Conciani Assessoria e Consultoria, Brasília, Brasil, concianiw@gmail.com

Renata Conciani Nunes

Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, reconciani@gmail.com

Luiz Carlos Figueiredo

Instituto Federal de Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, lucafi13@gmail.com

RESUMO: As obras geotécnicas em geral nos locais com poucos dados e estudos sobre os solos tem sido um desafio para os projetistas geotécnicos. Esse é o caso das regiões nordeste e centro-oeste do Brasil. Trabalhos anteriores mostram que nem todos os solos estão sujeitos às teorias geotécnicas clássicas de Terzaghi. Há que se considerar o comportamento dos solos tropicais e não saturados. O objetivo deste trabalho foi relatar uma experiência de projeto de fundações em terrenos pouco conhecidos geotécnicamente que visa desenvolver algumas rotinas práticas de projeto nestas regiões. O estudo comparou provas de carga em estacas em duas diferentes condições: saturada e não saturada. A estaca embutida no solo saturado teve um recalque cerca de 3 vezes maior que o da estaca em solo não saturado. Por outro lado, a carga de ruptura em ambas as estacas é muito diferente. A obtenção dos resultados das provas de carga representou um ganho de segurança para o projeto de fundações deste empreendimento.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Provas de carga, Estacas, Solo Não Saturado, Colapso.

ABSTRACT: Geotechnical works in general in places with little data and soil studies have been a challenge for geotechnical designers. This is the case in the Northeast and Central-West regions of Brazil. Previous work shows that not all soils are subject to Terzaghi's classical geotechnical theories. The behavior of tropical and unsaturated soils must be considered. The objective of this work was to report an experience of designing foundations in geotechnically little-known terrain that aims to develop some practical design routines in these regions. The study compared Proof-Load Tests in piles in two different conditions: saturated and unsaturated. The pile embedded in saturated soil had a settlement approximately 3 times greater than that of the pile in unsaturated soil. On the other hand, the breaking load on both piles is very different. Obtaining the results of the load tests represents a safety gain for the foundation design of this project.

KEY WORDS: foundations, Proof-Load Tests, piles, unsaturated soil, creep.

1 INTRODUÇÃO

Os estados do centro-oeste e parte do nordeste brasileiro estão passando por um momento de intensa expansão da fronteira agrícola. A expansão vem acompanhada de obras de infraestrutura tais como estradas, armazéns, portos, indústria de beneficiamento de grãos, dentre outras.

Os solos destas regiões são pouco estudados e, com alguma frequência, se ouve relato de dificuldades e patologias nestas obras de infraestrutura. As manifestações patológicas são, em muitos casos, relacionadas com a geotecnia. Alguns exemplos destas manifestações são a infiltração de água do lençol freático nas estruturas de

armazenagem e até recalques. Estas situações circulam nas rodas de profissionais, mas não chegam à imprensa por uma questão de sigilo empresarial.

As obras de fundações nestes solos enfrentam as mais diversas dificuldades. A falta de conhecimento amplo e de mapas de solos em escala compatível com o uso na engenharia é uma delas. A escassez de profissionais e de tecnologias para o reconhecimento de solos é uma outra limitação. Além disso, estas regiões são pouco estudadas por trabalhos acadêmicos que poderiam aportar mais conhecimento e tecnologia.

As regiões de expansão da fronteira agrícola do Centro Oeste e do Nordeste do Brasil, apenas ocasionalmente recebem obras de grande porte ou

que exijam um projeto geotécnico mais elaborado. Dentre essas obras estão silos, armazéns graneleiros, pontes e pequenas centrais de geração de energia. Essas obras, caso geral, estão distantes umas das outras. As cidades que se formam nessas regiões são prósperas, mas têm poucas instalações industriais, sendo a maioria de pequeno porte. Desta forma, não existe um banco de dados que permita formar experiência local para uso de modelos empíricos.

A literatura técnica apresenta alguns casos de obras em que o desconhecimento, ou negligência, da geologia e origem dos solos causaram danos às estruturas. Alguns destes casos estão em regiões de fronteira agrícola. Conciani & Miranda (1995) relatam o caso de um conjunto de silos que experimentou recalques da ordem de 1 m. Esses recalques comprometeram o funcionamento da estrutura de trabalho o que ocasionou a perda de quase 5 mil toneladas de grãos. Conciani (2016) reuniu em uma publicação diversos casos de insucesso nas fundações de silos e armazéns graneleiros do estado de Mato Grosso. As falhas no (re)conhecimento do solo são comuns em todos estes casos relatados por Conciani (2016).

Aflitos et al. (1990) relatam o caso de rupturas em canais de adução e de irrigação, chaminés equilíbrio e estações de bombeamento em Bom Jesus da Lapa, BA. A causa da ruína destas obras está ligada ao desconhecimento das propriedades de solos tropicais não saturados. As sondagens de simples reconhecimento indicaram solos compatíveis com as pequenas cargas da obra. Portanto, os projetistas adotaram fundações superficiais. Estas fundações experimentaram grandes recalques por ocasião de chuvas, enchimento dos canais e reservatórios e vazamentos nas estruturas hidráulicas. Estes recalques se devem ao fenômeno conhecido como colapso. Ferreira et al. (2002) indicam outros casos de insucesso de fundações em Petrolina, PE, devido ao desconhecimento da história dos solos não saturados locais.

No âmbito das fundações industriais, Conciani e Barbosa (2013) relatam o caso de uma planta industrial da cidade de Primavera do Leste, MT que foi construída sobre um estaqueamento profundo. Apesar disso, depois de um tempo de funcionamento as fundações apresentam recalques que variaram entre alguns milímetros e mais de 10 cm. Neste caso, as fundações estavam embutidas em um solo transportado, evoluído pedologicamente para uma areia laterítica. Alguns vazamentos e águas de lavagem atingiram a região das fundações e o solo colapsou. Estes danos exigiram a paralisação da indústria por risco de queda da torre da caldeira. Mais uma vez o conhecimento da origem e história do terreno teria evitado esse prejuízo à estrutura e risco

às pessoas.

Os projetos de fundações nessas regiões são feitos com base em fórmulas empíricas. As fórmulas empíricas se fundam em correlações entre os resultados de uma sondagem ou ensaio de campo e os resultados de provas de carga. O resultado de provas de carga está relacionado com o tipo de solo e a geologia do perfil estudado. Assim sendo, o uso destas fórmulas é limitado pela experiência local e pela disponibilidade de provas de carga. A NBR 6122:2022 estabelece como boa prática a realização de provas de carga piloto, antes da fase de dimensionamento da fundação. Desta forma, com os resultados de provas de carga e de sondagens em mãos é possível ajustar os métodos e reduzir as margens de erro, sem comprometer a segurança. A NBR 6122:2022 permite que os coeficientes de segurança globais sejam reduzidos para até 1,6 no caso das provas de cargas prévias. Isso resulta em economia na escala das obras industriais.

O uso destes modelos empíricos é fortemente influenciado pela experiência do projetista e dos sondadores. Os sondadores fazem uma identificação tátil-visual do solo. O resultado dessa identificação guia o projetista na escolha de coeficientes de ajuste dos métodos empíricos. Por outro lado, até a revisão da NBR 6484 realizada em 2020 não havia qualquer indicação da origem do solo e sua história geológica. Portanto, o projetista tem dificuldade de transpor a sua experiência de um lugar para outro.

A preocupação com a história do solo vem de longa data. Vargas (1985) já apontava para a necessidade de as sondagens trazerem mais que uma identificação textural dos solos. As sondagens deveriam trazer um indicativo de origem dos solos. Desta forma, o consultor geotécnico teria condições de avaliar o impacto da origem do solo sobre o comportamento das fundações. Essa demanda somente foi incorporada à norma de sondagens tipo SPT na revisão de 2019.

Por outro lado, a geologia local pode afetar grandemente os projetos de fundações. Uma obra sobre uma falha geológica pode sofrer deslocamentos para além do previsto, mostrar variações de solo que levam a inundações das escavações e demandar por alterações de projeto ao longo da execução.

Gusmão Filho (1998) aponta que o comportamento da fundação é afetado pela história geológica do terreno. Dias (1985) fez um extenso trabalho mostrando uma correlação de propriedades pedológicas dos solos com seu comportamento geotécnico. Ferreira (1991) fez um recorte deste trabalho de Dias quando associou o colapso e expansão do solo com suas classes pedológicas. Desta forma, para além das informações geológicas e geomorfológicas tradicionais, a origem e a pedologia

dos solos têm impacto sobre o comportamento das fundações.

O objetivo deste trabalho é relatar uma experiência de projeto de fundações em terrenos pouco conhecidos geotecnicamente que visa desenvolver algumas rotinas práticas de projeto nestas regiões.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização do Empreendimento e do Local

O empreendimento em questão é uma agroindústria. Esta indústria tem instalações tão diversas quanto silos e armazéns graneleiros, tanques de combustível e produtos químicos, escritórios, ETA, ETE, torres de caldeiras e bases de turbinas, dentre outras. Isto implica em uma grande variedade de solicitações, tais como cargas verticais de compressão e tração, momentos, cargas horizontais, etc. Além disso, as magnitudes destas cargas podem variar em até 50 vezes de um ponto para outro do terreno. O empreendimento em questão está situado na zona rural do Município de Vera, no estado de Mato Grosso.

A geologia da região é caracterizada por um manto de sedimentos inconsolidados de origem aluvionar, do período quaternário. O local escolhido está no domínio tectônico da Bacia do Parecis onde ocorrem rochas areníticas formadas em antigos desertos da Era Mesozoica.

O local da obra está situado na Unidade de Conservação chamada de Planalto dos Parecis, na faixa de transição florestal - savânica e é constituído de rampas tabulares. Estas faixas, são caracterizadas pela longa extensão, baixa declividade e fraco entalhamento da drenagem. Essa região é recoberta por latossolos vermelho-amarelos e por areias quartzosas remanejadas com moderada predisposição à erosão.

De acordo com a classificação pedológica (IBGE 2009), a região é caracterizada por um latossolo vermelho-amarelo distrófico típico, argiloso médio, plano a ondulado e neossolo quartzarênico órtico. São solos que se originaram a partir da intemperização de rochas diversas, desde sedimentos da Superfície Peneplanizada Terciária, de arenitos diversos e de coberturas sobre litologias do Grupo Cuiabá e do Complexo Xingu. O relevo onde ocorrem varia de suave ondulado a plano, sob vegetação de Cerrado e Floresta. Em resumo, estes solos estão entre os chamados solos tropicais não saturados.

Os latossolos são materiais lixiviados, não saturados, e de elevada porosidade. Tipicamente estes solos exibem índices de vazios superiores a 0,8.

Essa porosidade associada à baixa umidade do solo costuma dar origem a solos colapsíveis. Para Ferreira (1991) esses solos são potencialmente colapsíveis.

2.2 Perfil de Solos Tropicais Não Saturados

Camapum de Carvalho e Gitirana Júnior (2021) fizeram um estudo abrangente dos solos tropicais não saturados. Aqui serão trazidos alguns dos conceitos abordados por estes autores. Os solos tropicais não são aqueles que ocorrem entre os trópicos, mas são os que se desenvolvem segundo algumas características específicas de clima, relevo e geologia. Os solos tropicais desenvolvem algumas características físico-químicas e propriedades mecânicas diferenciadas dos solos de clima temperado. Um aspecto relevante neste conceito de solos tropicais é o seu grau de saturação. Em geral, estes solos têm umidade abaixo da saturação. Desta forma, os conceitos trazidos da mecânica dos solos clássica não são aplicáveis a este tipo de solo.

Para melhor entender estes solos, Nogami e Villibor (1995) tomaram um conceito pragmático de solos tropicais já que há uma variedade de conceitos aplicáveis segundo a área de estudo e região de interesse. Por isso, criaram um conceito que se limitava ao comportamento do solo. Esses dois pesquisadores se preocuparam, também, em abranger, em seu conceito de solo tropical, os lateríticos e os saprolíticos. Isso é, os solos que foram lixiviados e os que são jovens, residuais e guardam as características da rocha mãe.

Os perfis de solos tropicais têm em comum uma camada de solos lixiviados próxima à superfície do terreno. Esse processo de lixiviação se dá pela ação das águas das chuvas. A água que penetra no solo vai solubilizando alguns minerais, como por exemplo a caulinita, e levando para regiões mais baixas do terreno. Portanto, em algum lugar, abaixo da camada lixiviada, haverá um horizonte de acumulação de material argiloso. Por outro lado, no período da seca, os cátions de ferro e alumínio são carregados para superfície pela ascensão capilar da água ou pelos seus vapores que sobem pelo perfil. Uma vez próximos à superfície esses cátions secam e formam cimentos para as partículas. Nessa fase se formam minerais sílico aluminosos ou férricos como a goethita, gibsitita e hematita. Uma descrição pormenorizada deste processo de formação e do comportamento de solos tropicais não saturados pode ser encontrada em Conciani et al. (2015).

Essa mudança mineralógica tem impacto no comportamento do solo. A parte mais próxima da superfície se torna laterizada. Solo laterítico aqui tem o sentido proposto por Nogami e Villibor (1995). Em

suma, pode-se caracterizar o comportamento dos solos lateríticos, como os da região de implantação da obra em questão, da seguinte forma:

- Índice de vazios maiores do que os associados à curva granulométrica;
- distribuição de poros marcada pela presença de micro e macro poros;
- não há estabilidade dos agregados devido à cimentação que os une, principalmente quando submetidos à variações de umidade e energia mecânica;
- resistências mais baixas e compressibilidades mais altas em decorrência da estrutura porosa e meta-estável do solo;
- permeabilidades mais altas do que aparentam na distribuição granulométrica, devido à presença dos macro poros.

O perfil de solo tropical não saturado tem algumas especificidades. O horizonte bem evoluído, poroso, em geral não saturado, apresenta valores de NSPT baixos. Logo a seguir existe uma zona de transição com solos mosqueados e uma grande variabilidade nos valores de NSPT. No horizonte de acumulação ou no horizonte saprolítico que se sucede, os valores de NSPT são crescentes e erráticos.

Uma característica importante destes solos tropicais não saturados é a sua variação de resistência ao longo do ano. A umidade do solo varia ao longo do ano. Isso acontece em função da alternância entre os períodos seco e chuvoso. A resistência do solo acompanha essa variação. Quanto maior a umidade menor a resistência. A Figura 1 mostra essa variação com resultados de sondagens tipo SPT feitas em duas épocas distintas do ano e em um mesmo terreno.

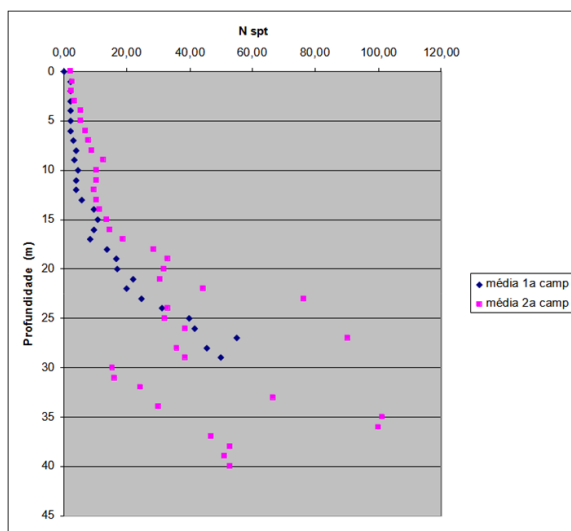


Figura 1. Variação da resistência em um perfil de solo, ao longo do ano, obtida por SPT.

As médias apresentadas na Figura 1 são de 35 furos de sondagem em cada campanha realizada em um terreno de 10.000 m² em Brasília, DF. Desta forma, para além do conhecimento da geologia local é preciso estudar o impacto do clima nestes solos (Marchezini et al., 2012). Nessa imagem, os símbolos rosa são da 2ª campanha realizada no período da estiagem e os símbolos azuis são da 1ª campanha realizada no período chuvoso.

2.3 Mecânica dos Solos Não Saturados

A mecânica dos solos tradicional, elaborada por Terzaghi, se baseia no comportamento de solos saturados. O princípio das tensões efetivas mostrado na Equação 1 explica o comportamento do solo com base no valor da pressão de água no solo (U_w). A pressão efetiva (σ_d) (que realmente atua no comportamento) em uma partícula do maciço de solos é a diferença entre a tensão total (σ) e a pressão da água.

$$\sigma_u = \sigma_d - U_w \quad (1)$$

A inexistência de água no maciço, sob a forma líquida, enseja que as tensões totais são iguais às tensões efetivas. Entretanto, não é isso que se verifica experimentalmente. Desta forma, um amplo trabalho de pesquisa foi desenvolvido para criação de modelos constitutivos que pudessem explicar esse comportamento diferenciado. Os modelos mais conhecidos são os de Fredlund (1979) e o de Alonso et al. (1990). Esses modelos são complexos e sua aplicação depende de um número de variáveis que pode chegar a quase 100. De todas estas variáveis as mais importantes são as que avaliam o comportamento do solo sob diferentes potenciais de água ($U_w - U_g$). O potencial de água aqui dito considera a pressão da água no solo mas também as pressões de ar e vapores de água (ou outro fluido) presentes no solo.

Futai et al. (2000) e Futai et al. (2001) desenvolveram um trabalho de simplificação destes modelos e elaboram uma proposta onde se trabalha com apenas 9 variáveis. Ainda assim, esse número é elevado para as obras correntes. Desta forma, o uso de fórmulas empíricas continua sendo a maneira mais prática de dimensionar as fundações e estimar os recalques.

2.4 Procedimentos Adotados para essa Obra

O procedimento tradicional para estudo dos terrenos de fundação é realizado através de uma campanha de

sondagens a percussão com circulação de água. Para Décourt (1992) a medida de torque no SPT permitiria avaliar comportamentos atípicos do solo. Entretanto, Palcheco (2001) mostra que a medida de torque sofre influência da velocidade de execução do ensaio, da posição do operador, da forma de medida e aplica um desgaste ao equipamento ensaio. Assim, a medida de torque traz resultados cuja aplicação está sujeita a incertezas. Para reduzir as incertezas o procedimento de medida do torque foi padronizado pela NBR 16797/2020. Apesar disso, a medida de torque ainda é pouco usual.

Ferreira e Vilar (2015) citam um conjunto de ensaios e métodos para avaliar o colapso ou a expansão dos solos. A maioria dos métodos propostos se baseiam em resultados de ensaios de ensaios de plasticidade, liquidez e índice de vazios. Alguns ensaios como o expanso-colapsômetro foram citados por esses autores. Conciani & Miranda (1995) desenvolveram um ensaio expedito, realizado no local da obra que permite estimar se o solo é colapsível. O ensaio é bastante simples e consiste em coletar uma amostra de solo indeformada em uma anel metálico. Essa amostra é submetida a um carregamento maior que a carga de solo que havia sobre ela e depois inundada. Os solos colapsíveis exibem uma redução de volume imediatamente após a inundação.

O ensaio expedito foi realizado na obra em questão antes de começar a campanha de sondagem. A profundidade escolhida foi de 0,5 m. A escolha dessa profundidade se dá em razão da ocorrência de uma capa endurecida de solo e da existência de cargas que poderiam ensejar o uso de fundações rasas. A Figura 2 mostra a realização deste ensaio no local da obra. O resultado deste ensaio confirma a previsão feita pela aplicação do conceito de avaliação do solo com base na sua pedologia.

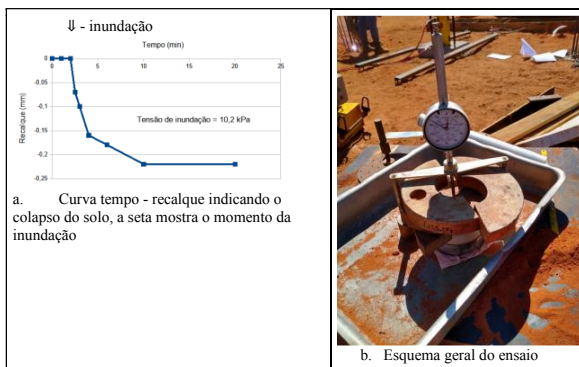


Figura 2. Ensaio expedito de colapso realizado no local da obra.

A ocorrência de solos colapsíveis levou a opção de realizar sondagens SPT sem circulação de água até

a profundidade em que se encontra o lençol freático. Assim, os resultados desta camada de solo não saturado não seriam influenciados pela inundação provocada pela lavagem. A campanha de ensaios foi realizada nos meses de agosto e setembro de 2021. Esse é o período seco do ano.

Neste trabalho se apresentam os resultados de dois furos de sondagem realizados ao lado de provas de carga em estacas. Estas estacas foram ensaiadas ainda durante a fase de sondagens conforme recomendado pela NBR 6122:2022.

A Figura 3 mostra o perfil do solo no local do solo no local das provas de carga. Nessa figura é possível comparar os furos onde estão as provas de carga com a média dos resultados do terreno. No total foram realizados 22 furos de sondagem. O perfil de solo foi descrito como sendo areia argilosa ao longo de toda a profundidade.

Os primeiros 5 metros de profundidade do perfil mostram os dois furos com apenas uma diferença de resistência à penetração - na profundidade de 3 m. A variação destes dois furos em relação à média geral dos furos também é pequena, como indica o desvio padrão. Isso confirma a regra de que os primeiros metros de solo de um perfil tropical não saturado têm baixa resistência e pouca variabilidade. De fato, o método de sondagem à percussão com circulação de água não tem sensibilidade suficiente para detectar as variações deste solo.

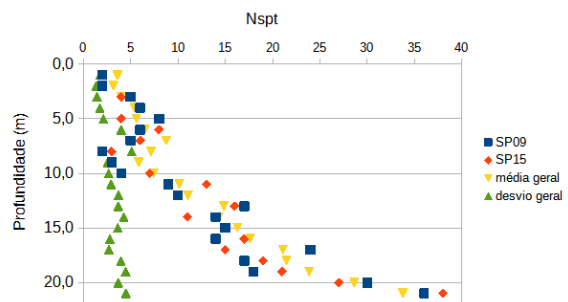


Figura 3 - Perfil do solo no local das provas de carga.

A resistência à penetração do solo começa a crescer e volta a cair entre 5 e 10 m de profundidade, isso se deve, provavelmente, a dois fatores. O primeiro diz respeito ao crescimento de NSPT. Nesse caso, a resistência cresce por conta da entrada na região de transição do solo, onde se tem mais material argiloso e portanto menos porosidade. O segundo fator justifica a queda da resistência à penetração. Nesse caso, a proximidade com o lençol freático aumenta a umidade do solo e faz cair sua resistência. O nível freático deste terreno varia por volta de 9 m de profundidade.

O ingresso na parte mais profunda do perfil encontra solos saprolíticos. A resistência à

compressão se torna maior e mais errática. A variabilidade pode ser observada tanto entre os furos SP09 e SP 15 quanto com a média dos demais. O desvio padrão cresce por conta desta variabilidade. Essa variabilidade se deve a diferença no grau de intemperismo no interior do maciço. Sobre isso, vale consultar o artigo de Conciani et al. (2015).

As provas de carga foram realizadas em estacas hélice contínua. As estacas têm diâmetro de 30 cm, e comprimento de 16 m. Para melhor retratar a condição de serviço destas fundações, cada estaca foi ensaiada em uma condição de umidade. A estaca da prova de carga 1 foi ensaiada após intensa saturação do solo. A estaca da prova de carga 2 não passou por esse processo. A sucção do solo foi medida com uso de tensiômetros convencionais. Os tensiômetros foram instalados nas profundidades de 0,3 m; 0,6 m e 1,0 m. A distância entre os tensiômetros e as estacas foi de aproximadamente 0,15 m.

Uma outra avaliação feita nesta obra foi o controle de recalques de tanques cilíndricos verticais. Os tanques têm diâmetro de 13,4 m e 9,75 m e transmitem ao solo uma carga distribuída de 178 kN/m² e 124 kN/m² respectivamente. O uso de estacas para absorver as cargas levaria as estacas para profundidades da ordem de 15 m. O aterro por si só não teria capacidade de absorver os esforços uma vez que a camada compressível tem espessura da ordem de 10 m.

Esses tanques foram instalados sobre uma plataforma de aterro de 3 m de espessura. A execução do aterro previu a remoção e compactação de 2,5 m de solo do perfil natural. Esse aterro foi apoiado sobre uma malha de estacas de diâmetro 30 cm e comprimento 3 m. A distribuição das estacas guardou uma distância entre eixos média de 2 m.

Após a execução do tanque procedeu-se a um teste de desempenho. Para isso o tanque foi cheio com água. O carregamento foi mantido por um período de 24 h. Durante o enchimento os deslocamentos do perímetro da base foram monitorados por topografia com uso de uma estação total. As leituras obtidas têm a resolução de 1 mm. Os tanques tiveram os recalques medidos em 4 posições diametralmente opostas. Cada ponto de medida fica a 90° dos pontos adjacentes.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados das provas de carga em estacas são sumarizados na Tabela 1. Como pode ser visto nesta tabela a previsão da capacidade de carga feita pelo método Décourt Quaresma se aproximou dos valores obtidos para a estaca embutida no solo saturado.

A Tabela 1 mostra também a diferença de comportamento entre as duas estacas. A estaca embutida no solo saturado (ensaio 1) teve um recalque cerca de 3 vezes maior que o da estaca em solo não saturado (ensaio 2). Por outro lado, a carga de ruptura em ambas as estacas é muito diferente. A estaca embutida em solo não saturado tem maior capacidade de carga e menor deslocamento. A Figura 5 estabelece uma comparação entre os resultados das duas provas de carga.

Tabela 1. Resumo de informações das estacas ensaiadas.

| Propriedade | Estaca 1 | Estaca 2 |
|--|----------|----------|
| Capacidade de carga prevista pelo método Décourt - Quaresma (kN) | 398,8 | 398,0 |
| Carga máxima aplicada na prova de carga (kN) | 337,3 | 486,6 |
| Deslocamento máximo medido na prova de carga (mm) | 6,1 | 1,97 |
| Sucção no solo até o primeiro metro de profundidade (kPa) | 0,0 | 32,0 |
| Carga de ruptura estimada pelo método de Van der Veen (kN) | 410,0 | 670,0 |
| Carga de ruptura estimada pelo método Chin & Kondren (kN) | 467,0 | 925,9 |

Esse resultado é importante por mostrar que sempre se deve levar em conta a condição de umidade do solo ao fazer o projeto das fundações. O ensaio expedito de colapso já apontava para essa diferença de comportamento observada na Figura 4.

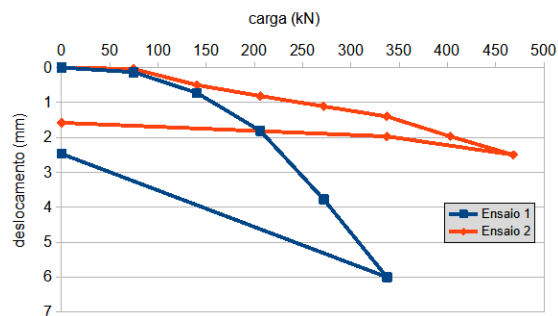


Figura 4 - Comparação entre os resultados das duas provas de carga, onde o ensaio 1 foi realizado com a estaca na condição de solo inundado.

O monitoramento dos recalques dos tanques trouxe resultados compatíveis com os previstos. Os recalques previstos eram da ordem de 10 cm. Os recalques foram medidos em quatro pontos diametralmente opostos. Estes resultados mostram recalques absolutos de até 8,8 cm. Alguns pontos exibiram adernamento. Isso é, um lado sofreu recalque e o lado oposto sofreu ligeira elevação. Os recalques diferenciais variaram entre 16 mm e 8 mm. A Tabela 2 mostra os valores medidos.

Os tanques de diâmetro 13,4 m exibiram recalques de ordem de grandeza bastante diversa. Isso é, a magnitude dos recalques totais e diferenciais varia entre os tanques. Isso se deve à variabilidade do solo e ao desempenho das estacas adicionadas.

A ocorrência de recalques negativos mostra que a rigidez do conjunto aterro-tanque promoveu a uma boa interação fundação-estrutura. Os valores de recalques absolutos medidos não comprometem o funcionamento da maquinaria instalada junto aos tanques. A movimentação dos tanques não afeta a sua estabilidade.

A Tabela 2 mostra também os recalques distorcionais. Os recalques distorcionais máximos ocorridos variaram entre 41/100.000 e 333/10.000. Esses recalques distorcionais foram obtidos usando-se o recalque diferencial de maior grandeza e a distância entre os pontos onde eles ocorreram. A magnitude destes recalques não implicam em danos para as estruturas. Se considerados os valores toleráveis para estruturas de concreto em edificações o limite para observação de fissuras é da ordem de 1/1000. Para distorções acima desse valor são esperadas algumas patologias em estruturas de concreto e de alvenaria estrutural.

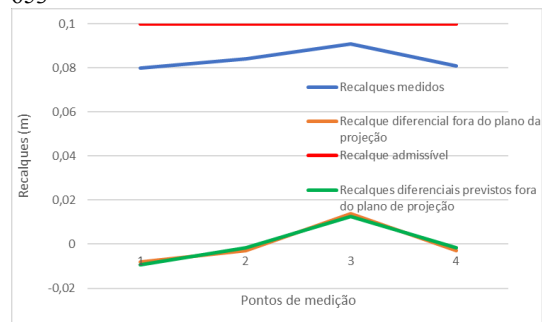
Os recalques dos tanques podem também ser avaliados pelo método API 653 (American Petroleum Institute). Weber et al. (2023) relatam o emprego deste método para avaliação do recalque diferencial de tanques de combustível. O método estabelece um mínimo de 10 pontos de medição. Apesar disso, resolveu-se aproveitar as medidas já realizadas para uma avaliação expedita. Os autores descrevem o método em detalhes e a sua aplicação. Este método se ocupa dos recalques diferenciais máximos. O valor de 100 mm foi estabelecido como um limite máximo em quaisquer circunstâncias.

Tabela 2 - Valores de recalques observados nos tanques já testados e em funcionamento.

| Tanque | Altura (m) | D (m) | Carga (kN/m ²) | Recalque medido (mm) | | | | Recalque diferencial máximo (mm) | Recalque distorcional máximo (m/m) |
|--------|------------|-------|----------------------------|----------------------|----------|----------|----------|----------------------------------|------------------------------------|
| | | | | Ponto 01 | Ponto 02 | Ponto 03 | Ponto 04 | | |
| TQ. 01 | 18,0 | 13,4 | 177 | 88 | 82 | 84 | 77 | 11 | 0,00183 |
| TQ. 02 | 18,0 | 13,4 | 177 | 101 | 85 | 92 | 89 | 16 | 0,00267 |
| TQ. 03 | 18,0 | 13,4 | 177 | 69 | 61 | 49 | 53 | 20 | 0,00149 |
| TQ. 04 | 18,0 | 13,4 | 106 | 3 | 4 | -2 | -4 | 8 | 0,00059 |
| TQ. 05 | 18,0 | 13,4 | 177 | 73 | 81 | 87 | 74 | 14 | 0,00104 |
| TQ. 06 | 18,0 | 13,4 | 177 | 72 | 67 | 75 | 73 | 8 | 0,00134 |
| TQ. 07 | 18,0 | 13,4 | 177 | 50 | 62 | 67 | 47 | 20 | 0,00333 |
| TQ. 08 | 18,0 | 13,4 | 177 | -3 | 0 | 9 | -2 | 12 | 0,00089 |
| TQ. 09 | 13,0 | 9,75 | 124 | 7 | -2 | 0 | 1 | 9 | 0,00137 |
| TQ. 11 | 13,0 | 9,75 | 124 | 6 | -2 | -1 | -1 | 8 | 0,00183 |
| TQ. 12 | 13,0 | 9,75 | 124 | 5 | 2 | -1 | -4 | 9 | 0,00092 |
| TQ. 13 | 10,5 | 4,9 | 100 | 1 | 0 | 0 | -1 | 2 | 0,00041 |

O método API emprega relações estatísticas e de probabilidade para chegar a valores de recalques diferenciais que poderiam causar ruptura por inclinação do tanque. No método o valor dos recalques absolutos não são discutidos, embora haja a afirmação de que eles não devam atingir a tubulação de operação. A Figura 5 mostra os resultados dessa avaliação para o tanque 5.

Figura 5 - Recalques medidos e previstos pelo método API 653



A observação da Figura 5 permite ver que os recalques absolutos são inferiores ao recalque diferencial admissível. A figura também permite observar que os recalques previstos e medidos fora da projeção do tanque, característicos do método, são muito próximos e estão abaixo do limite admissível estabelecido.

4 CONCLUSÕES

A NBR 6122:2022 recomenda a execução de provas de carga em estacas teste antes do projeto em obras de grande porte. Esses testes permitem ajustar o método de dimensionamento das estacas, tanto no quesito carga admissível quanto na previsão dos recalques. Usualmente o empreendedor busca um ganho de custos por conseguir uma redução no coeficiente de segurança preconizado pela norma. A obtenção dos resultados das provas de carga representou um ganho de segurança para o projeto de fundações deste empreendimento.

A previsão de colapso do solo de fundações ajudou a estabelecer procedimentos construtivos e de projeto em geral que venham a prevenir a entrada de água na região das fundações. Esse cuidado foi tomado para mitigar possíveis recalques causados pelo colapso do solo.

O teste de desempenho dos tanques de combustível com o monitoramento dos recalques permitiu avaliar a segurança dos tanques no concerne à operação e a segurança ao tombamento. As respostas dos testes de desempenho são compatíveis

com as deformações estruturais tanto quanto com os parâmetros probabilísticos do método API 653.

O trabalho de estudo das propriedades do solo e as provas de carga permitiram prever comportamento e ajustar projetos para margens de deformações seguras e com soluções econômicas.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento ao eng. Josemar Marcon e eng^a. Ana Paula dos Anjos (ambos da TAO Engenharia) por todo o suporte para esse trabalho.

REFERÊNCIAS

- AFLITOS, A.O.; FEITOSA, J.H.F.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. & MENDONÇA, M.B. (1990) Projeto Formoso A - implantação de obras localizadas com fundações em solos colapsíveis. COBRAMSEF, IX, Salvador, Ba. Vol 2, pg 101-111.
- ALONSO, E.A.; GENS,A. & JOSA, A. (1990) A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, Vol 40. N 3, Pg. 405-430.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.C. & GITIRANA JÚNIOR, G.F.N. (2021) Unsaturated soils in the context of tropical soils. In *Soils and Rocks*, 44(3). disponível em <https://soilsandrocks.com/sr-2021-068121>
- CONCIANI,W. & SOARES, M.M. (1995) A simple in situ test to measure soil collapse. in PanAmerican Soil Mechanics and geotechnical Engineering Conference, X, Mexico, pg. 91-101.
- CONCIANI,W. (2016) Possíveis melhoramentos no projeto e construção de silos. Monografia apresentada ao IFB, para candidatura ao cargo de professor titular. 94 pg.
- CONCIANI,W. BURGOS, P.C. & BEZERRA, R.L. (2015) Origem e formação dos solos - perfis de intemperismo. in *Solos não saturados no contexto geotécnico*. org. J.Camapum de Carvalho; G.F.N.Gitirana Júnior; S.L. Machado; M.M.A. Mascarenha e F.C. Silva Filho. São Paulo: ABMS. pg. 21-38.
- DÉCOURT. L. SPT in non classical materials. in US/Brazil Workshop on applicability of classical soil mechanical principles to structured soils.organizado por D.C. Lima; A. S. Nieto; C.B. Viotti e B.S. Bueno. Belo Horizonte, Brasil. pg 64-100.
- FERREIRA, S.R.M. (1991) Metodologia para Identificação de Locais de Ocorrência de solos Potencialmente Colapsíveis e expansivos com Base na Classificação e Levantamentos Pedológicos. XIV Simpósio de Geologia do Nordeste, Recife, Boletim 12, pg. 120-123.
- FERREIRA, S.R.M; FUCALE, S.P.; SILVA, M.R.J. & AMORIM, S.F. (2002) Análise de variação de volume devido à inundação de alguns solos colapsíveis no município de Petrolina - PE. X Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto. V 1. pg 1-14.
- FREDLUND, D.G. (1979) Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 16. pg 121-139.
- FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S.; SILVA FILHO, F.C. & CONCIANI, W. (2001) Experimental and theoretical evaluation of plate load tests in collapsible soils. in International Conference on Unsaturated Soils - Recife. Netherland: Balkema . V. 2. pg 721-726.
- FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S.; SILVA FILHO, F.C. (2000) Pile collapse analyses using an elasto-plastic model. In *GEOENG, 2000*, Austrália.
- GUSMÃO FILHO, J.A. (1998). *Fundações*. UFPE, Recife. 239 Pg.
- IBGE, (2009) Estado de Mato Grosso, *Pedologia: Mapa exploratório de solos*. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. 1 ed.
- MARCHEZINI, S. F. ; CUNHA, R. P. ; CONCIANI, W. . Comparative study of the SPT penetration resistance measured in two seasons in a tropical soil. In: *ISC 4, 2012, Porto de Galinhas*. ISC 4, 2012.
- PALCHECO, A.S.P. (2001) Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações. Tese (doutorado) apresentada para o Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas. 468 p.
- VARGAS, M. (1985) The Concept of tropical soils. I International Conference on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, v. 3, pg. 101-134.
- VILAR, O.M. & FERREIRA,S.R.M. (2015) Solos colapsíveis e expansivos. in org. J.Camapum de Carvalho; G.F.N.Gitirana Júnior; S.L. Machado; M.M.A. Mascarenha e F.C. Silva Filho. São Paulo: ABMS. pg.415-440.
- WEBER, F.P.; RUYER. C.A. BENITEZ, G.S.P.A. & SILVA T.L.C. Recalques Diferenciais em Tanques de Armazenamento Conforme Critérios da American Petroleum Institute 653. São Paulo: SEFE X, Anais eletrônicos. 2023.



7º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Centro-Oeste
GEOCENTRO 2024 - 4, 5 e 6 de abril de 2024 - Cuiabá-MT, Brasil

Mapeamento das Áreas Potenciais Para a Técnica de Rochagem no Estado de Mato Grosso

João Vitor Lorenço de Sousa

Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, joaovitorlorencoesousa@gmail.com

Caiubi Emanuel Souza Kuhn

Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, caiubigeologia@hotmail.com

Ana Cláudia Franca Gomes

Cuiabá Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, ana.gomes1@ufmt.br

Isa Lacerda de Carvalho

Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, lacerdadecarvalhoisa@gmail.com

Daniel do Nascimento Cardoso

Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, Brasil, dcardoso18@gmail.com

RESUMO: A agricultura moderna no Brasil, baseada em fertilizantes solúveis NPK, enfrenta desafios de custos elevados e dependência de importações. Nesse contexto, a técnica de rochagem, utilizando pó de rocha, surge como alternativa para melhorar a fertilidade do solo e reduzir os custos, visto que é uma técnica que se vale na maioria das vezes, do rejeito da mineração. Com isso, o presente trabalho, através dos dados disponibilizados pela Agência Nacional de Mineração e pela Secretaria de Desenvolvimento Econômico, realizou um mapeamento utilizando o Software de georreferenciamento QGIS, para estimar o potencial de aplicação da técnica de rochagem no estado de Mato Grosso, nos dias atuais e futuros. Como resultado, o estudo identificou municípios que se destacaram, como Campo Verde no presente e prevendo ampliação do potencial em municípios como Nova Ubiratã e Sorriso no futuro. Apesar da falta de remineralizadores reconhecidos, o estado demonstra considerável potencial, necessitando de mais pesquisas para validar a eficácia do pó de rocha local na agricultura.

PALAVRAS-CHAVE: Rochagem, mapeamento, áreas potenciais, remineralizador, QGIZ.

ABSTRACT: Modern agriculture in Brazil, based on soluble NPK fertilizers, faces challenges of high costs and dependence on imports. In this context, the rocking technique, using rock powder, appears as an alternative to improve soil fertility and reduce costs, as it is a technique that uses mining waste in most cases. Therefore, this work, using data made available by the National Mining Agency and the Secretariat of Economic Development, carried out mapping using the QGIS georeferencing software, to estimate the potential application of the rock rocking technique in the state of Mato Grosso, in the current and future days. As a result, the study identified municipalities that stood out, such as Campo Verde in the present and predicting expansion of potential in municipalities such as Nova Ubiratã and Sorriso in the future. Despite the lack of recognized remineralizers, the state demonstrates considerable potential, requiring further research to validate the effectiveness of local rock dust in agriculture.

KEY WORDS: Rocking, mapping, potential areas, remineralizer, QGIZ.

1 INTRODUÇÃO

A técnica dominante de fertilização na agricultura moderna, envolve o uso de fontes industrializadas de nutrientes, como os fertilizantes solúveis NPK. Essa prática visa garantir uma rápida disponibilidade de nutrientes para as plantas. (Toscani *et al.*, 2017). O Brasil é um dos maiores consumidores de fertilizantes do mundo, representando cerca de 8% do consumo global, com a maioria desses insumos sendo importada. Os altos custos de aquisição no país são influenciados por diversos fatores, como a concentração econômica na comercialização, restrições ambientais à mineração e a indexação dos preços ao dólar americano. Isso afeta especialmente os pequenos e médios produtores rurais, dificultando programas de incentivo à produção de alimentos para consumo interno (SAE,2020).

Desta maneira, outras técnicas devem ser testadas e utilizadas, como a técnica da rochagem que é a utilização do pó de rocha como alternativa de adubação do solo, é uma prática muito antiga para aumentar o teor de nutrientes do solo e a produtividade das culturas, principalmente para solos tropicais. Quando essas rochas são moídas, viabilizam a remineralização dos solos ao adicionar nutrientes que foram perdidos ao longo dos processos intempéricos ou antrópicos (Manning, Theodoro, 2018). Pois este pode potencializar os nutrientes disponíveis para as plantas, e fortalecer as reservas nutricionais do solo e melhorar a resistência das plantas tanto a estresses bióticos quanto a abióticos (Leonardos, Theodoro e Assad 2000; Mancuso *et al.*, 2014; Ramos *et al.*, 2015; Silva *et al.*, 2014). A técnica é dada pela forma pulverizada resultante das etapas de britagem, moagem e classificação por tamanho de partículas de uma rocha. No entanto, é importante ressaltar que nem todos os pós de rochas são adequados para uso na agricultura. Apenas aqueles que comprovadamente demonstrarem eficiência e apresentarem teores de metais pesados dentro dos limites estabelecidos pela legislação, são considerados apropriados para aplicação agrícola (Martinazzo *et al.*, 2022).

As limitações na utilização da rochagem estão principalmente relacionadas aos custos de produção máximos e à distância do transporte desde a mina até a área agrícola. A eficácia no solo é maior quando o pó de rocha é mais fino, porém, o custo de produção de partículas muito finas aumenta significativamente. Além disso, a logística de transporte é influenciada pela composição, sendo necessário aplicar doses elevadas para alcançar os efeitos desejados em termos de fornecimento de nutrientes e melhoria do solo. Essa limitação logística pode exigir distâncias de transporte que variam de 100 a 500 km da mina, dependendo das características específicas, especialmente quando consideramos o transporte rodoviário (MAPA,2021).

2 METODOLOGIA

A metodologia do presente trabalho pode ser dividida em três etapas fundamentais para se alcançar o mapeamento almejado. De forma resumida, inicialmente foi realizada uma revisão bibliográfica acerca da geologia regional e da técnica de rochagem (1ª Etapa), então, em seguida foi feito um levantamento dos dados necessários para a elaboração dos mapas (2ª Etapa) e por fim, a confecção destes por meio do auxílio do software *QGIS* (3ª Etapa), como ilustrado no fluxograma metodológico (Figura 01).

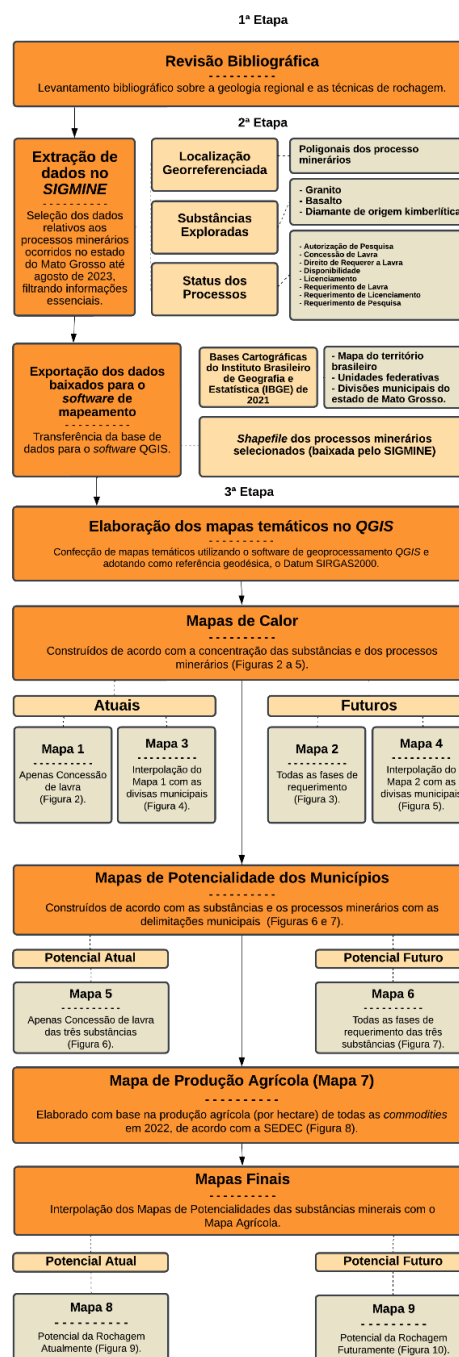


Figura 1. Fluxograma da Metodologia.

Na primeira etapa, utilizou-se a plataforma *SIGMINE*,

uma iniciativa desenvolvida pela Agência Nacional de Mineração (ANM) do Brasil. Por meio dessa plataforma, foram extraídos dados relativos aos processos minerários ocorridos no estado do Mato Grosso até agosto de 2023.

A coleta abrangeu informações essenciais, como localização georreferenciada, tipos de minerais explorados e o status dos processos minerários de cada substância, que foram baixadas em formato de *shapefile*, para serem filtradas posteriormente. Além disso, foi incorporada outra fonte fundamental de dados provenientes da Secretaria de Desenvolvimento Econômico (SEDEC). Essa base de dados compreende informações cruciais sobre a produção agrícola por hectare, das *commodities* (soja, milho, algodão, arroz, feijão, sorgo, girassol, café, amendoim e trigo) no estado do Mato Grosso durante o ano de 2022.

Dessa forma, após a conclusão do levantamento dos dados, procedeu-se à elaboração de mapas temáticos utilizando o software de geoprocessamento *QGIS*. As áreas investigadas foram devidamente georreferenciadas, adotando o Datum SIRGAS2000 como referência geodésica. Utilizaram-se bases cartográficas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) de 2021, incluindo o mapa do território brasileiro, suas unidades federativas, bem como a divisão municipal do estado de Mato Grosso.

Nessa perspectiva, após o download e exportação da *shapefile* para o *QGIS*, na interface do software, procedeu-se à filtragem das substâncias desejadas para a pesquisa, especificamente granito, basalto e diamante de origem kimberlítica. Uma vez identificados todos os processos minerários, foi criada uma *shapefile*, a qual foi posteriormente transformada em centroides, com raios de 250.000 metros, como parâmetro. Essa abordagem foi adotada com o propósito de desenvolver dois mapas de calor distintos.

O primeiro mapa, denominado "mapa atual", destaca exclusivamente os processos minerários no estado do Mato Grosso que se encontram em fase de concessão de lavra. Já o segundo, intitulado "mapa futuro", abrange todas as fases do empreendimento minerário. Ambos os mapas foram categorizados em uma escala de 1 a 7, sendo representados por cores que refletem a concentração de processos por região. Essa classificação cromática proporciona uma visualização intuitiva, permitindo uma análise rápida e comparativa das áreas com maior e menor densidade de atividades minerárias.

Com o objetivo de classificar cada município nessa escala, foi realizada uma interpolação, na qual a cor do centro da poligonal de cada município do mapa de calor foi adotada. Essa abordagem permite uma representação mais precisa das concentrações de processos minerários em cada área municipal, facilitando a compreensão da distribuição espacial das atividades minerárias.

Posteriormente, foi elaborado um mapa agrícola, no

qual a classificação foi realizada com base na produção por hectare, utilizando uma escala numérica de 1 a 7. Essa classificação proporciona uma representação visual das áreas com diferentes níveis de produtividade agrícola em cada município. Por último, foram produzidos dois mapas da potencialidade da rochagem, um representando o presente e outro o futuro. Para isso, utilizou-se a média simples das classificações de cada município obtidas a partir da correlação entre o mapa de interpolação dos processos minerários e o mapa agrícola.

Para o mapeamento final do potencial da rochagem atualmente (Figura 9), foram usadas as notas obtidas no mapa de potencialidade das substâncias, considerando apenas a distribuição dos regimes de concessão de lavra (Figura 5), através do mapa de calor interpolado com as divisas municipais equação (1).

$$PR_{\text{Atual}} = \frac{MA + PS_{\text{Atual}}}{2} \quad (1)$$

Onde,

PR_{Atual} = Potencial Atual da técnica de Rochagem

MA = Mapa Agrícola;

PS_{Atual} = Potencial das Substâncias de acordo com o mapa de concessões de lavra.

Já o mapa de potencial futuro para a implantação da técnica de rochagem (Figura 10), levou em conta as notas atribuídas ao mapa que considera todos os tipos de requerimentos minerários (Figura 7) junto às classificações do mapa agrícola, como segue na equação (2).

$$PR_{\text{Futuro}} = \frac{MA + PS_{\text{Futuro}}}{2} \quad (2)$$

PR_{Futuro} = Potencial Futuro da técnica de Rochagem;

MA = Mapa Agrícola;

PS_{Futuro} = Potencial das Substâncias de acordo com o mapa de concessões de lavra.

Ambos os mapas foram categorizados em uma escala de 1 a 7, proporcionando uma visualização clara e comparativa da potencialidade da rochagem em diferentes regiões do estado.

3 RESULTADOS

De maneira geral, a análise dos mapas de calor revela uma concentração mais significativa na Baixada Cuiabana e uma crescente concentração de processos entre Juína e Rondolândia, tanto no mapa que abrange a fase de concessão de lavra (Figura 2) quanto no mapa que contempla todas as fases do empreendimento minerário (Figura 3).

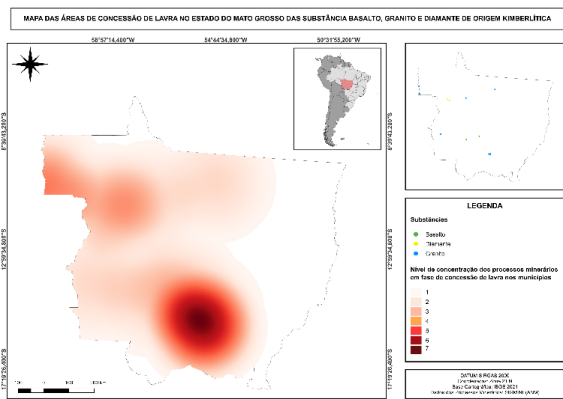


Figura 2. Mapa de Calor de Concessão de Lavra.

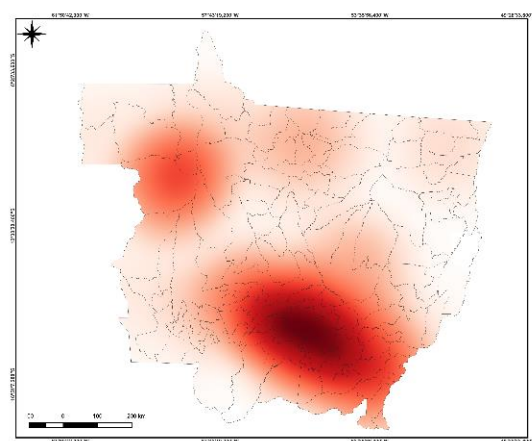


Figura 5. Interplatação de todas as fases de regime com as delimitações municipais.

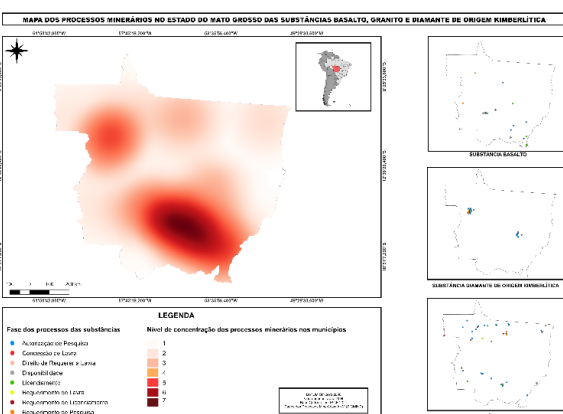


Figura 3. Mapa de Calor com todas as fases dos processos.

Após ser adotada o centro da poligonal de cada município da interplatação, gerou-se o mapa de potencialidade das substâncias considerando os dois cenários (Figuras 6 e 7).

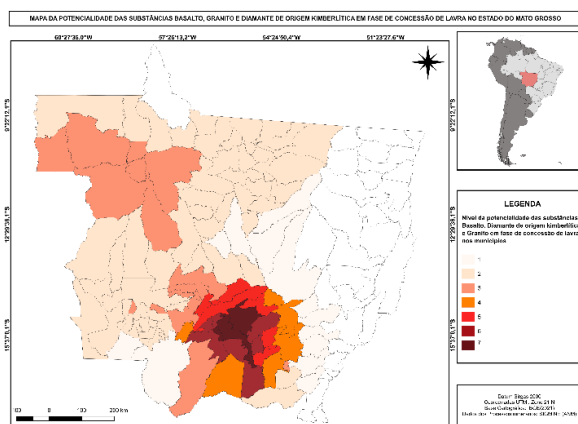


Figura 6. Mapa de potencialidade em fase de concessão de lavra.

Para realizar a interplatação, foi essencial mapear as divisas municipais no mapa de calor (Figuras 4 e 5).

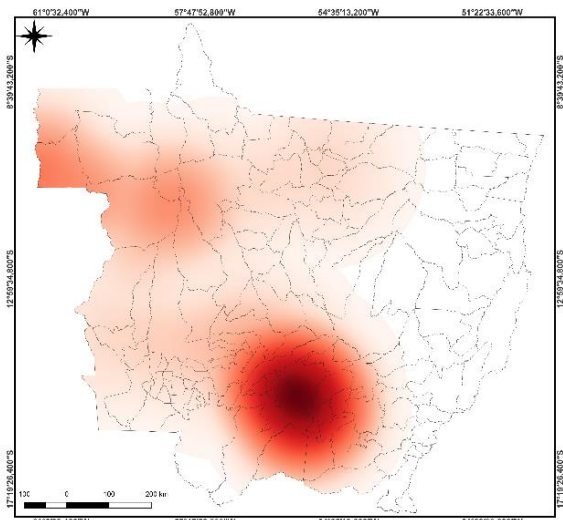


Figura 4. Interplatação de Concessão de Lavra com as delimitações municipais.

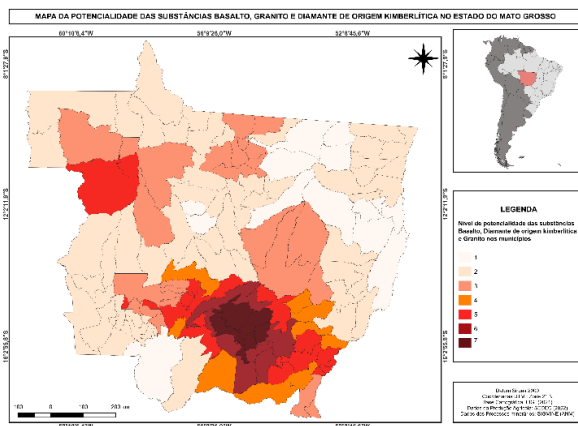


Figura 7. Mapa de potencialidade em todas as fases.

Em 2022, o estado do Mato Grosso consolidou sua posição como líder na produção agrícola (Figura 8) no Brasil, gerando um valor total de produção de R\$ 174,8 bilhões, um aumento de 15,2% em relação ao ano

anterior. No âmbito municipal, Sorriso (MT) manteve sua posição de destaque pelo quarto ano consecutivo (IBGE,2023).

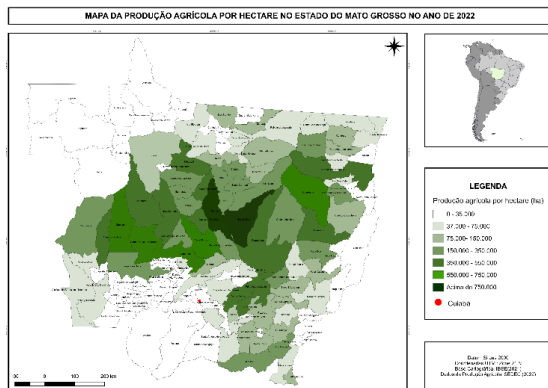


Figura 8. Mapa de produção agrícola de 2022.

Por fim, a análise dos mapas de potencialidade da rochagem (Figuras 9 e 10) revelou que o município de Campo Verde, foi o que apresentou um maior potencial para a prática de rochagem nos dias atuais. Essa conclusão se fundamenta na observação de uma elevada demanda de produção de *commodities* agrícolas nesse município, aliada à presença de uma concentração de substâncias potenciais para a produção de pó de rocha, o que inclusive se aplica a outros municípios, como Dom Aquino, Campo Novo do Parecis, Jaciara e Diamantino, que também possuem, um potencial significativo para a prática da rochagem. Essa combinação de fatores sugere que essas áreas podem se beneficiar consideravelmente da aplicação de técnicas de rochagem como uma estratégia para melhorar a fertilidade do solo e aumentar a produtividade agrícola.

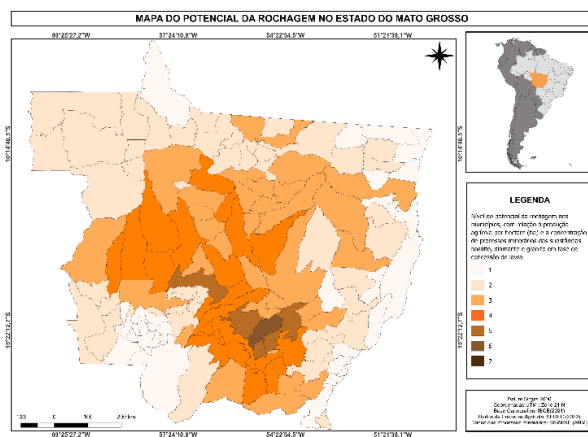


Figura 9. Mapa final do potencial da rochagem atualmente (em fase de concessão de lavra).

Entretanto, considerando um cenário futuro para a aplicação da rochagem, a previsão é de que haja um maior adensamento nas fases de concessão de lavra (devido a quantidade de requerimentos que antecedem essa fase atualmente), o que faz com que o horizonte se

amplie para alguns outros municípios, como Nova Ubiratã, Sorriso, Rondonópolis, Poxoréu, Primavera do Leste e Chapada dos Guimarães, que passam a possuir um potencial expressivo para a adoção de rochagem, a partir desse ponto de vista.

Entretanto, considerando um cenário futuro para a aplicação da rochagem, prevê-se um aumento na quantidade de concessões de lavra, devido à quantidade de requerimentos que antecedem essa fase atualmente. Isso ampliará o horizonte para alguns outros municípios, como Nova Ubiratã, Sorriso, Rondonópolis, Poxoréu, Primavera do Leste e Chapada dos Guimarães, os quais passarão a possuir um potencial expressivo para a adoção da rochagem, segundo essa perspectiva.

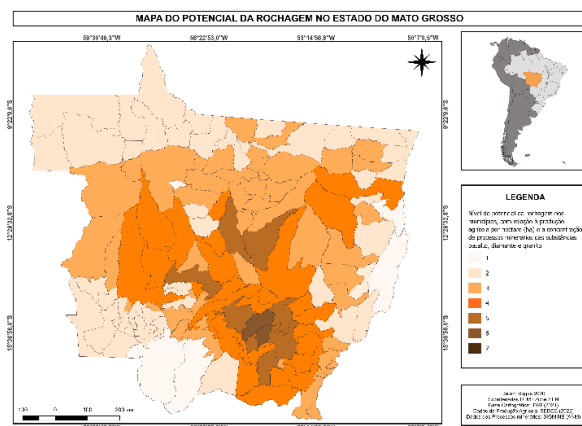


Figura 10. Mapa final do potencial da rochagem futuramente (considerando todas as fases de regime).

De maneira geral, os dados obtidos no SIGMINE fornecem uma precisão quantitativa detalhada dos processos minerários das substâncias em pesquisa, como descrito na Tabela 1.

Tabela 1: Quantitativo dos processos Minerários em Mato Grosso.

| SUBSTÂNCIAS | QUANTIDADES DE PROCESSOS MINERÁRIOS | MUNICÍPIOS EM FASE DE CONCESSÃO DE LAVRA |
|---------------------------------|-------------------------------------|---|
| BASALTO | 34 | TANGARÁ DA SERRA/DIAMANTINO |
| GRANITO | 104 | CUIABÁ/SANTO ANTÔNIO DO LEVERGER/RONDOLÂNDIA/NOVA LACERDA/JUARA/TERRA NOVA DO NORTE |
| DIAMANTE DE ORIGEM KIMBERLÍTICA | 40 | JUÍNA |

Com isso, pode-se observar que a substância que apresenta maior quantidade de processos minerários em fase de concessão de lavra atualmente é o granito, enquanto o diamante de origem kimberlítica, ocupa a segunda posição, tendo processos de concessão apenas no município de Juína. E por fim, não muito distante do diamante, encontra-se o basalto, com concessões de lavra em apenas dois municípios.

4 DISCUSSÃO

Cabe destacar que, neste estudo, priorizou-se a análise de substâncias específicas, tais como granito, diamante de origem kimberlítica e basalto, devido ao seu potencial para a prática da rochagem. Essa escolha fundamentou-se na composição química e mineralógica dessas rochas, as quais, quando utilizadas adequadamente, podem promover significativos benefícios na remineralização do solo. Essas substâncias, ricas em macro e micronutrientes, contribuem para a melhoria da fertilidade do solo, ampliando as possibilidades de implementação da rochagem em práticas agrícolas sustentáveis (Van Straaten, 2006).

Pesquisas prévias com basaltos da Formação Serra Geral, correspondente aos basaltos do Grupo Arapey, evidenciaram resultados positivos como fonte de macro e micronutrientes para o solo. Testes com pó de basalto em solos arenosos revelaram melhorias no pH e nos teores de potássio (K), cálcio (Ca), magnésio (Mg) e fósforo (P), após o primeiro ano de aplicação (Chigliano *et al.*, 2022). O basalto, com sua elevada concentração de óxidos de silício (49,35%), ao ser utilizado como pó na fertilização do solo, libera o ânion silicato. Esta substância concorre pelo mesmo sítio de adsorção que o ânion fosfato, resultando em um aumento na disponibilidade de fósforo para as plantas. Essa interação basalto-solo emerge como uma contribuição significativa para o suprimento sustentável e eficaz de nutrientes essenciais às plantas (Alovisi *et al.*, 2020).

A extração do kimberlito ocorre em locais favoráveis à presença de diamantes, utilizando técnicas como perfuração, detonação, trituração, lavagem e minuciosa triagem de gemas preciosas. Essas operações geram volumes significativos de resíduos em áreas a céu aberto, ou seja, rejeitos. O estudo realizado por Fantucci *et al.*, (2021) investigou o efeito sinérgico do coprocessamento do pó de rocha de kimberlito, subproduto da mineração de diamantes, como um potencial catalisador e sumidouro de carbono devido ao seu teor de ferro ferroso e silicato alcalino-terroso, respectivamente. Os resultados destacaram a influência significativa da temperatura e do tipo de kimberlito na eficácia da oxidação de substâncias semelhantes a húmicos. O kimberlito foi identificado como um sumidouro parcial de CO₂ durante a oxidação avançada (WAO) por meio da carbonatação mineral. Os produtos resultantes da WAO apresentaram nutrientes e propriedades benéficas, podendo servir como corretivos do solo.

O efeito do resíduo de beneficiamento do granito na adubação de plantas de café conilon em casa de vegetação, também já foi avaliado por M. e Fanton (2011). Os resultados indicam que a aplicação do resíduo elevou o pH do solo e reduziu o teor de Al³⁺ de forma linear, mas com pequena magnitude. A eficiência do resíduo foi mais notável em solos com

maior capacidade tampão. Para o crescimento inicial do café, o resíduo deve ser usado exclusivamente como fonte de K e Ca, sendo crucial que o pH do solo esteja em torno de 5,0. Doses próximas a 20 t ha⁻¹ do resíduo proporcionaram crescimento inicial adequado para o café. Esses resultados sugerem que, apesar da controvérsia sobre sua eficácia, o resíduo de beneficiamento do granito pode ser uma fonte valiosa de nutrientes para o café, especialmente em condições específicas de solo.

De maneira eficaz, os remineralizadores constituem produtos ou insumos cujo propósito é aprimorar a eficácia dos principais nutrientes presentes no solo. As diretrizes referentes a definições, classificação, especificações, garantias, tolerâncias, registro, embalagem, rotulagem e propaganda de remineralizadores e substratos para plantas destinados à agricultura estão estabelecidas pela Instrução Normativa nº 5, de 2016, do Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA), conforme discutido por Dantas *et al.*, (2022).

Nesse sentido, qualquer mineral que tenha propriedades vantajosas para ser utilizado na agricultura pode ser classificado como agromineral. A técnica de rochagem ou pó de rocha consiste na aplicação do mineral de forma moída, resultando em partículas de tamanho reduzido. Portanto, conforme a legislação brasileira, um remineralizador do solo pode ser tanto um pó de rocha quanto um agromineral, sendo que o pó de rocha é considerado um agromineral apenas quando sua eficácia no cultivo agrícola é comprovada.

Quanto à soma de bases, abrangendo os óxidos de potássio, cálcio e magnésio (K₂O + CaO + MgO), a Instrução Normativa Nº 05/2016 estipula que os teores devem atingir ou ultrapassar 9% em peso/peso. É exigido que o óxido de potássio (K₂O) esteja presente na amostra em quantidade igual ou superior a 1%, conforme indicado. No entanto, embora a legislação não imponha tais critérios de forma obrigatória, é considerado vantajoso que os outros óxidos também estejam presentes na composição da rocha. Essa consideração se justifica pelo fato de que uma soma mais elevada dessas bases indica um potencial aumentado para a formação de minerais benéficos para os solos (Araujo *et al.*, 2023).

Além das substâncias escolhidas, devido o potencial de produção no estado, um fator fundamental levado em conta, foi a distância entre a fonte de produção das técnicas de rochagem e a produção agrícola, visto que a aquisição de fertilizantes convencionais utilizados na agricultura é um desafio devido, não somente ao alto custo, mas também à distância dos grandes centros produtores (Benevides Filho *et al.*, 2023), o que justifica a utilização de um raio de 250 km para a confecção dos mapas de calor, usados nas interpolações que resultaram nos mapas finais.

Neste cenário, é possível afirmar que, embora o estado de Mato Grosso ainda não conte com nenhum

remineralizador oficialmente reconhecido Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA), exibe um considerável potencial para obter tal reconhecimento por meio das práticas de rochagem. No entanto, é imprescindível realizar mais pesquisas para validar a eficácia do pó de rocha produzido pelas mineradoras locais. Essa validação é crucial para que esse material possa, eventualmente, ser empregado de maneira complementar e sinérgica aos fertilizantes já utilizados na agricultura, auxiliando principalmente, na agricultura familiar, de pequeno e médio porte.

5 CONCLUSÃO

Portanto, a pesquisa apresentada, por meio de mapas temáticos e referências bibliográficas, revela que o estado do Mato Grosso possui um potencial significativo para a prática da rochagem. Isso se deve à combinação de uma produção agrícola em constante crescimento, que bate recordes anualmente, e a presença de um setor de mineração robusto e em expansão. Essa convergência de fatores destaca a viabilidade e a relevância da utilização de pós de rocha como uma estratégia promissora para melhorar a fertilidade do solo e impulsionar ainda mais o desenvolvimento agrícola do estado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Mato Grosso – FAPEMAT que financia este projeto.

REFERÊNCIAS.

- ALOVISI, Alessandra Mayumi Tokura; TAQUES, Meriane Melissa; ALOVISI, Alves Alexandre; TOKURA, Luciene Kazue; SILVA, João Augusto Machado da; CASSOL, Cleidimar João. ROCHAGEM COMO ALTERNATIVA SUSTENTÁVEL PARA A FERTILIZAÇÃO DE SOLOS. *Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental*, [S.L.], v. 9, p. 918, 29 maio 2020. *Anima Educação*. <http://dx.doi.org/10.19177/rgsa.v9e02020918-932>.
- ARAUJO, P. C.; RIBEIRO, C. de M.; CAMARA, G. de R.; GOES, M. A. C.; SOBRAL, L. G. S.. Remineralizadores de solos: Importância e perspectivas futuras. Rio de Janeiro: CETEM/MCTI, 2023. (Série Tecnologia Ambiental, 122).
- BENEVIDES FILHO, Paulo Roberto Rodrigues et al. Potential Soil Remineralizers from Silicate Rock Powders (SRP) as Alternative Sources of Nutrients for Agricultural Production (Amazon Region). *Minerals*, [S.L.], v. 13, n. 10, p. 1255, 25 set. 2023. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/min13101255>.
- BRASIL. Ministério Da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA). Instrução Normativa (IN) nº 05 de 10 de março de 2016. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 2016.
- CHIGLINO, Leticia et al. Basalts of the Arapey Group and their potential use as a source of agrominerals (stonemeal). *Agrociencia Uruguay*, [S.L.], v. 26, n. 1, p. 1-9, 27 maio 2022. Universidad de la República, Facultad de Agronomía. <http://dx.doi.org/10.31285/agro.26.505>.
- DANTAS, M. et al. Potencial de Uso de Remineralizadores de Solo no Estado de São Paulo. In: 16º Congresso Interinstitucional de Iniciação Científica – CIIC 2022.
- DOUGLAS, Ramos Guelfi Silva et al. Yield, nutrient uptake and potassium use efficiency in rice fertilized with crushed rocks. *African Journal Of Agricultural Research*, [S.L.], v. 9, n. 4, p. 455-464, 16 jan. 2014. *Academic Journals*. <http://dx.doi.org/10.5897/ajar2013.7638>.
- FANTUCCI, Hugo; AGUIRRE, Maria; SANTOS, Rafael M. Wet Air Oxidation Route for the Synthesis of Organomineral Fertilizers from Synergistic Wastes (Pomace and Kimberlite). *Industrial & Engineering Chemistry Research*, [S.L.], v. 60, n. 31, p. 11657-11675, 27 jul. 2021. American Chemical Society (ACS). <http://dx.doi.org/10.1021/acs.iecr.1c01813>.
- LEONARDOS, O.H.; THEODORO, S.H.; ASSAD, M.L. Remineralização para uma agricultura sustentável: uma perspectiva tropical do ponto de vista brasileiro. *Nutrient Cycling In Agroecosystems*, [S.L.], v. 56, n. 1, p. 3-9, 2000. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1023/a:1009855409700>.
- M., André Guarçoni; FANTON, César José. Resíduo de beneficiamento do granito como fertilizante alternativo na cultura do café. *Revista Ciência Agronômica, Fortaleza, Ce*, v. 42, n. 1, p. 16-26, jan. 2011. Trimestral. Centro de Ciências Agrárias - Universidade Federal do Ceará.
- MANCUSO, Mauricio Antonio Cuzato et al. Effect of potassium sources and rates on arabica coffee yield, nutrition, and macronutrient export. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, [S.L.], v. 38, n. 5, p. 1448-1456, out. 2014. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s0100-06832014000500010>.
- MANNING, D. A.; THEODORO, S. H. Enabling food security through use of local rocks and minerals. *The Extractive Industries and Society*, Elsevier, 2018.
- MARTINAZZO, R.; SILVEIRA, C.A.P.; BAMBERG, A.L.; PILLON, C.N. Alternativas para Diversificação da Agricultura Familiar de Base Ecológica - 2022. In: WOLFF, L.F.; EICHOLZ, E.D. (Ed.). *Embrapa Clima Temperado Documentos, nº527. Pelotas: Embrapa Clima Temperado, p40-42, 2022*.
- RAMOS X. et al. 2015. Uma avaliação preliminar de pó de rocha vulcânica para aplicação na agricultura como remineralizador de solo. *A Ciência do*

Meio Ambiente Total 512:371-80.
doi:10.1016/j.scitotenv.2014.12.070.

RAMOS, Claudete Gindri et al. Possibilities of using silicate rock powder: an overview. *Geoscience Frontiers*, [S.L.], v. 13, n. 1, p. 1-11, jan. 2022. Elsevier BV.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.gsf.2021.101185>.

SAE-PR - SECRETARIA ESPECIAL DE ASSUNTOS ESTRATÉGICOS. Produção Nacional de Fertilizantes. Estudo estratégico. Brasília. SAE-PR, 2020. Disponível em:
<https://www.gov.br/planalto/pt-br/assuntos/assuntos-estrategicos/documentos/estudos-estrategicos/sae_publicacao_fertilizantes_v10.pdf> Acesso em agosto 2023.

THEODORO, Suzi H.; LEONARDOS², Othon H.. The use of rocks to improve family agriculture in Brazil. *Anais da Academia Brasileira de Ciências (Annals Of The Brazilian Academy Of Sciences)*, Brasília, Df, v. 78, n. 4, p. 721-730, 2006.

TOSCANI, Rafael Gomes da Silveira et al. USO DE PÓ DE BASALTO E ROCHA FOSFATADA COMO REMINERALIZADORES EM SOLOS INTENSAMENTE INTEMPERIZADOS. *Geociências*,: Geociências,, São Paulo, v. 36, n. 2, p. 259-274, set. 2017.

VAN STRAATEN, Peter. Farming with rocks and minerals: challenges and opportunities. *Anais da Academia Brasileira de Ciências (2006) 78(4): 721-730 (Annals Of The Brazilian Academy Of Sciences)*, [s. l], v. 78, n. 4, p. 731-747, 2006.

Análise da Escavabilidade de Arenitos por Caracterização Mecânica e Sísmica de Refração: um Estudo de Caso na Formação Furnas (Brasil)

Stefanie de Carla Dias
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, stefanie.dias@rumolog.com

Rânila Evellin Guedes Cardoso Mantovani Pereira
IDG, Ipatinga, Brasil, ranila.pereira@ext.rumolog.com

Rafael Lopes Witiuk
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, rafael.witiuk@rumolog.com

Alcides Ferreira Ino Junior
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, alcides.ino@rumolog.com

André Fardin Rosa
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, andre.rosa@rumolog.com

RESUMO: Em projetos ferroviários *greenfield*, são necessárias extensas obras de terraplenagem devido às limitações de rampa, como identificado em um importante projeto de expansão ferroviária no estado do Mato Grosso, Brasil, planejado pela Rumo Logística. A etapa de terraplenagem, em geral, implica a execução de escavações em maciços rochosos, uma atividade considerada complexa pela gama de critérios que determinam a escavabilidade desses materiais. Há ainda uma grande diversidade de propriedades obtidas para rochas sedimentares da Formação Furnas, que no caso do projeto em Mato Grosso, tem-se a resistência à compressão de tais materiais variando de 1 a 140 MPa, além de apresentarem diferentes níveis de intemperismo. Neste trabalho, foram analisados e comparados métodos propostos por diferentes autores para a determinação da escavabilidade de rochas, considerando as características específicas do projeto desenvolvido na Formação Furnas. Os resultados indicam diferenças de até 78% na estimativa de custo para uma obra de escavação em arenito, quando considerados apenas dados de sísmica de refração para estimar o método de escavação na estimativa de custo de uma obra.

PALAVRAS-CHAVE: Infraestrutura Ferroviária, Formação Furnas, Escavabilidade de Rochas.

ABSTRACT: In greenfield railway projects, large earthworks are expected to be carried out due to the restrictive ramps, which is the case of an important project to expand Brazilian's infrastructure in the state of Mato Grosso, where Rumo Logística is planning a 720 km extension railway. Earthwork activities usually depend on the execution of rock excavations, which can be considered a complex activity due to the variety of criteria for determining the material's excavability, as well as due to the wide range of rock properties obtained for sedimentary rocks in Furnas Formation, with compressive strength varying from 1 to 140 MPa and different levels of weathering. In this work, methods proposed by different authors for determining the excavability of rocks were analyzed and compared, considering the specific characteristics of the project developed in the Furnas Formation. The results indicate differences of up to 78% in the cost estimate for a sandstone excavation project when only refraction seismic data are considered to estimate the excavation method in the cost estimate of a project.

KEY WORDS: Railway Infrastructure, Furnas Formation, Rock Excavability.

1 INTRODUÇÃO

Projetos Ferroviários de carga normalmente geram grande volume de movimentação de terra, incluindo-

se a movimentação e remoção de material rochoso. O volume de material escavado, no entanto, pode ser composto por materiais distintos em seu aspecto geotécnico, de forma que os equipamentos

necessários para os serviços de terraplenagem podem variar significativamente, afetando diretamente o custo e o cronograma do projeto, o que justifica a realização de estudos de escavabilidade das rochas do trecho do projeto.

Neste sentido, a desagregação de rochas pode ser efetuada por meio de escavação, escarificação, fragmentação ou explosão. O método deve ser selecionado com base no material rochoso que forma os blocos, na natureza e orientação das fraturas e na estrutura geológica (Duncan, 1969). Essas características estão relacionadas à facilidade de escavação, também chamada de escavabilidade, e são utilizadas não apenas para definir os métodos de escavação adequados, mas também o método com maior eficiência.

Ao longo dos anos, vários métodos foram propostos para avaliar a escavabilidade utilizando parâmetros qualitativos e quantitativos da rocha, obtidos a partir da prospecção do maciço rochoso. Neste artigo, esses métodos serão discutidos e aplicados na classificação de rochas ao longo do projeto *greenfield* da Rumo Logística, com mais de 720 km de extensão, em construção no Mato Grosso, Brasil. A característica *greenfield* é atribuída ao projeto por se tratar de um empreendimento a ser executado em região onde não há outros empreendimentos ferroviários já construídos.

Diante dos aspectos supracitados, o presente trabalho busca analisar e comparar os métodos de classificação de escavabilidade com enfoque nos custos de obra estimados para cada método.

2 ESCAVABILIDADE DAS ROCHAS

A escavação de rochas é um tema de alta relevância, especialmente para a indústria de mineração, onde deve-se selecionar um método eficiente de avaliação da escavabilidade dos materiais para otimizar a produtividade. Alguns desses métodos são destacados por Ceryan *et al.* (2013) e resumidas na Tabela 1, com os parâmetros geotécnicos necessários à sua aplicação. Os parâmetros mais utilizados para esse tipo de classificação são as características de fraturamento da rocha, velocidade de onda sísmica, resistência à compressão uniaxial e alterabilidade.

Os métodos da Tabela 1 visam classificar os materiais pela energia necessária para soltá-los e escavá-los. O primeiro método reconhecido proposto para a classificação da escavabilidade de rochas foi desenvolvido por Franklin *et al.* (1971) e considera a relação entre o índice de resistência à carga pontual da rocha intacta, o espaçamento entre descontinuidade e a resistência à compressão

uniaxial. Mais tarde, foi aperfeiçoado por outros autores, como Pettifer e Fookes (1994). O aperfeiçoamento feito pelos autores citados introduz um gráfico mais detalhado, levando em consideração o tipo de equipamento de escavação, aspectos geotécnicos e, também, considera que um dos principais fatores para a alterabilidade da rocha são os atributos de descontinuidade, que caracterizam as dimensões de cada bloco rochoso. Com mais de 23 anos de desenvolvimento, recebeu reconhecimento global (Karaman *et al.*, 2013; Kaya *et al.*, 2011).

Tabela 1. Métodos e parâmetros geotécnicos para avaliação da escavabilidade.

Nota: Sv – Velocidade Sísmica, UCS – Resistência à Compressão Uniaxial, PLI – Índice de Carga Pontual, Jc – Classificação das Juntas, Wea – Intemperismo, Ds – Abrasividade.

| Autor | Sv | UCS | PLI | Jc | Wea | Ds |
|-------------------------------|----|-----|-----|----|-----|----|
| Franklin <i>et al.</i> (1971) | | x | x | x | | x |
| Atkinson, (1973) | x | | | | | |
| Weaver (1975) | x | | | x | x | x |
| Kirsten (1982) | | x | | x | | x |
| Pettifer & Fookes (1994) | | | x | | x | x |
| Singh <i>et al.</i> (1992) | x | | x | | x | x |
| Caterpillar, (2012) | x | x | | | | |

Fonte: Ceryan *et al.* (2013).

O sistema de classificação de escavabilidade proposto por Weaver (1975) consiste em uma carta que utiliza diferentes classificações geomecânicas do maciço rochoso, com parâmetros como classe de dureza da rocha (rocha extremamente dura, muito dura, dura, mole ou muito mole). Além disso, as características de classificação preponderantes incluem principalmente velocidade sísmica e espaçamento entre juntas para classificação de escavabilidade de rochas, divididas em cinco categorias, de rocha muito ruim a muito boa. Com informações de velocidade sísmica, a Caterpillar (2012) também desenvolveu uma tabela customizada para seus equipamentos de escavação, como o D8R, que é o mais utilizado no Brasil (Nieble *et al.* 2021). Estas cartas são atualizadas regularmente para os novos equipamentos desenvolvidos, tendo em conta não só a velocidade sísmica, mas também a litologia do material escavado.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A região estudada é composta por arenitos altamente heterogêneos da Formação Furnas, que variam consideravelmente em características físicas e mecânicas, de acordo com as informações de projeto ao longo da região. As análises dos arenitos da região envolveram os parâmetros necessário para classificar adequadamente os materiais quanto a sua escavabilidade, sendo feita nesse caso caracterização de testemunhos obtidos em sondagens mistas, ensaios de laboratório e ensaios de campo com sísmica de refração. Na etapa de laboratório, uma análise estatística de dados de resistência à compressão simples foi realizada, dada a variabilidade de resistência do material esperada para arenitos. Poulos e Davis (1974) relataram valores entre 33,8 e 137,9 MPa, Hoek e Brown (1988) de 1 a 30 MPa e Zorlu *et al.* (2008) encontraram valores entre 17,5 e 107,7 MPa.

A classificação de coerência, uma das informações mais importantes obtidas dos testemunhos coletados, foi desenvolvida por Guidicini *et al.* (1972) e adotada pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE) para classificar as rochas sedimentares. O método foi projetado para compreender os parâmetros de rocha que mais influenciam na resistência à compressão da rocha, combinando a avaliação da dureza com lâmina de aço, friabilidade com pressão manual e tenacidade com golpes de martelo, muito semelhante ao método ISRM Índice-R. As classes e características esperadas são apresentadas na Tabela 2 (Guidicini *et al.*, 1972), incluindo uma possível correlação com a classificação do Índice-R e os valores estimados de UCS para cada classe, fornecidos pelo ISRM (Ulusay, 2007). Esses valores de UCS podem ser utilizados para auxiliar na classificação das rochas entre as categorias, como forma de melhorar a precisão do método de classificação.

Tabela 2. Classificação do Índice-R.

| Classe | UCS (MPa) | Características |
|------------|--------------|---|
| C1 (R6-R5) | >100 MPa | Pedaços da rocha só lascam com golpes pesados de martelo. Escavado apenas com detonação. |
| C2 (R4-R3) | 25 a 100 MPa | Pedaços da rocha no núcleo quebrados por fortes golpes de martelo. Superfície escavável. Escavação com detonação. |
| C3 (R2) | 5 a 25 MPa | Pedaços da rocha no núcleo quebrados com golpes leves de martelo, podem ser quebrados sob forte pressão da mão. Fácil de riscar com lâmina de aço. Escavável. |
| C4 (R1-R0) | < 5 MPa | Lajes finas quebram facilmente sob pressão manual. Escavável com lâmina de aço. |

Fonte: Guidicini *et al.* (1972).

Para caracterizar os arenitos da Formação Furnas quanto à sua resistência, foram coletadas 197 amostras dos furos perfurados para a fundação de ponte próxima. As amostras foram coletadas em profundidades de 1 a 35 metros, classificadas pelo método de coerência ABGE e testadas para obtenção dos valores de UCS, seguindo o Anexo D da NBR 5564/2021 (ABNT).

A região onde foi selecionado o segmento de estudo, apresentada na Figura 1, tem sua geometria restrita por dois pontos de cruzamento, como mostra a Figura 2. A primeira consiste na limitação da folga vertical entre uma rodovia local e a ferrovia. Depois de atravessar a rodovia, a ferrovia segue por uma rampa de descida até cruzar um rio. A ponte menos extensa e, conseqüentemente, o menor custo de projeto, foi alcançado otimizando a rampa, de modo a aproveitar ao máximo o terreno local.

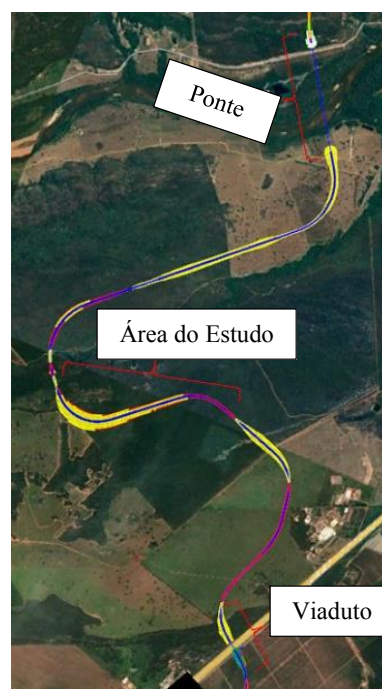


Figura 1. Delimitação do estudo - região.

Considerando essas características, formou-se um corte com 33 metros de profundidade e 2 km de extensão, representando um total de 2,3 milhões de m³ de escavação. Ao longo do corte, quinze furos foram perfurados para avaliar as informações do subsolo, extraindo amostras de núcleos rochosos para caracterização. As amostras foram cuidadosamente transportadas para laboratório, onde foi realizada sua classificação.

3.1. Características dos Arenitos

O material obtido dos furos foi classificado como primeira camada de areia residual, seguida de arenitos com características variadas. O grau de intemperismo variou de fortemente intemperizado até quase 19 metros de profundidade, seguido por amostras intemperizadas e ligeiramente intemperizadas.

O *Rock Quality Designation* (RQD) é uma medida direta para representar o grau de fraturamento de uma rocha. Em relação a esse parâmetro, o material foi encontrado em uma faixa entre 0 e 95%, enquanto as juntas foram identificadas com espaçamento entre 150 a 1 cm. Não foi identificada relação entre a profundidade de amostragem e medidas de RQD ou espaçamento articular, sendo que os materiais foram intercalados com padrão indefinido. O mesmo foi identificado para os valores de coerência ou Índice-R, onde na maioria dos casos o material mudou de C4 (R1-R0) para C2 (R4-R3) com o aumento da profundidade, mas em alguns casos uma camada de C4 ou C3 (R2) foi encontrada abaixo dos materiais de C2.

As amostras distanciadas em 1 km são mostradas na Figura 2, ilustrando os arenitos contrastantes obtidos nos primeiros 12 metros de profundidade. Essas características heterogêneas tiveram que ser consideradas e interpoladas para a estimativa dos volumes de escavação, uma vez que os métodos discutidos normalmente incluem uma combinação de múltiplos parâmetros. Um exemplo dessa interpolação é mostrado na Figura 3(a).



(a)

(b)

Figura 2. Características dos arenitos amostrados: (a) RQD abaixo de 30%, fortemente intemperizados e juntas espaçadas em menos de 5 cm; (b) RQD entre 20 e 90%, levemente intemperizado e articulações espaçadas em 10 a 20 cm.

3.2. Avaliação Sísmica

O método de refração sísmica baseia-se no conceito de que uma onda mecânica gerada na superfície se propaga na subsuperfície até encontrar uma variação abrupta nas propriedades do meio, o que faz com que essa onda retorne à superfície. Isso ocorre pelos fenômenos físicos de refração e reflexão, que acontecem simultaneamente (MEISSNER, 1986). O principal parâmetro para métodos sísmicos é a velocidade de propagação das ondas mecânicas, que depende das propriedades elásticas, densidade e saturação dos poros, sendo utilizado para distinguir diferentes materiais (SHERIFF & GELDART, 1982).

O levantamento da refração sísmica foi realizado utilizando o GEA24, fabricado pela empresa PASI, um sismógrafo com até 24 canais para aquisição de dados. Além disso, uma marreta e uma chapa de aço foram utilizadas para produzir a onda mecânica e geofones com capacidade de 14 Hz foram colocados para registrar as ondas geradas. Os geofones foram espaçados em 10 metros e cada base sísmica foi projetada com 47 metros de comprimento. Em cada base foi realizada uma sequência de pelo menos 15 golpes de martelo em um total de 3 pontos, nos pontos onde foi identificada maior interferência nos sinais, o empilhamento necessário chegou a 25 golpes de martelo.

Quatro alinhamentos sísmicos foram desenhados para a prospecção de corte. O primeiro foi coincidente com o alinhamento longitudinal da linha férrea e os outros três foram colocados transversalmente ao corte na região crítica, com extensões de 175, 110 e 95 m. O complemento transversal ajudou a aumentar a precisão da estimativa de volume, uma vez que o material é altamente heterogêneo, como descrito anteriormente.

As velocidades sísmicas registradas foram discretizadas em 12 intervalos, de 0,5 a 2,7 km/s. As categorias foram posteriormente utilizadas para classificar o material por sua escavabilidade utilizando os métodos de Weaver (1975) e Caterpillar (2012). Assim como foi realizado para os demais parâmetros geotécnicos, as velocidades sísmicas também foram interpoladas, como mostra a Figura 3(b).

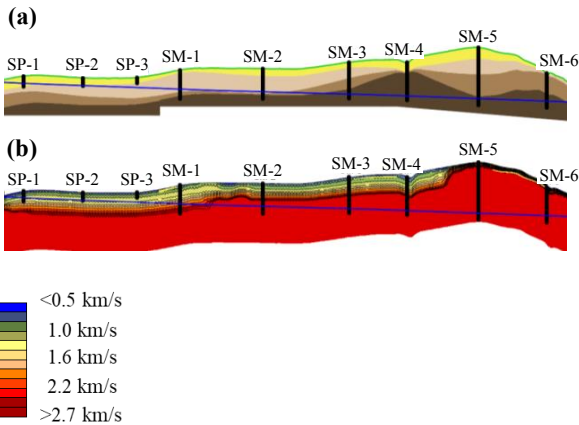


Figura 3. Alinhamento ferroviário projetado (linha azul) com: (a) furos e transições de material estimados; b) Informações sobre a velocidade sísmica subsuperficial.

3.3 Escavabilidade e Custo

Após a avaliação visual, mecânica e sísmica dos arenitos encontrados no corte em estudo, foi realizada uma separação dos materiais de acordo com a sua escavabilidade, separando os materiais nas classes “Escavação”, “Escarificação”, “Marginal” e “Detonação”. Segundo Nieble *et al.* (2021), alguns materiais podem ser classificados em duas classes simultaneamente, divergindo em produtividade de escavação.

Considerando todos os métodos de classificação utilizados, a classe de material escavável contempla materiais onde foi possível realizar o SPT, com alto fraturamento, coerência C4 e velocidade sísmica abaixo de 900 m/s. Já os materiais escarificáveis tiveram coerência C3, fraturamento F3 e velocidade sísmica entre 1700 e 900 m/s. A classificação de material marginal foi utilizada apenas para o método da Caterpillar, para o material com velocidade sísmica entre 2500 e 1700 m/s. Por fim, os materiais que necessitam uso de explosivo são aqueles de coerência C2, fraturamento F2 ou F1 e velocidade sísmica superior a 2500 m/s. Ressalta-se que esse resumo breve de caracterização é generalista e que no trabalho foram utilizados os ábacos e especificidades de cada método de classificação.

Foi realizada uma avaliação de custo global para os diferentes métodos de classificação da escavabilidade, utilizando informações do banco de dados SICRO do DNIT, atualizado em janeiro de 2023, para os diferentes serviços de escavação, escarificação e detonação. Para essa estimativa, o custo de escavação para a classe “Marginal” foi adotado como a média entre os serviços de detonação e escarificação com escarificadora D8R.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Uma distribuição da UCS para cada classe de coerência foi obtida e plotada por meio de boxplot, como mostra a Figura 4 com o número de pontos de dados analisados para cada classe. A partir dos dados, identificou-se que as distribuições são quase simétricas e que os valores de UCS obtidos foram, em alguns casos, diferentes dos valores estimados. Para a classe C1, esperavam-se valores de UCS acima de 100 MPa, mas os resultados variaram de 42 a 103 MPa, com 50% dos dados entre 84 e 67 MPa. A classe C2 variou de 12 a 71 MPa, com 50% dos dados entre 28 e 50 MPa. A classe C3 apresentou valores entre 11 e 24 MPa, com 50% dos dados entre 13 e 21 MPa. Por fim, a classe C4 apresentou valores de UCS entre 2 e 14 MPa. Essas observações foram importantes para entender as características mecânicas da Formação Furnas e definir a faixa de valores de UCS que melhor representaria seus arenitos. Para analisar o corte em questão, foram adotados os valores médios obtidos para a Formação Furnas em cada classe de coerência, sendo utilizados 78 MPa para C1, 40 MPa para C2, 17 MPa para C3 e 10 MPa para C4. Com os resultados foi identificada uma diferença de valores em comparação com a Tabela 2, reforçando a necessidade de realizar ensaios em quantidade estatisticamente representativa em projetos de engenharia.

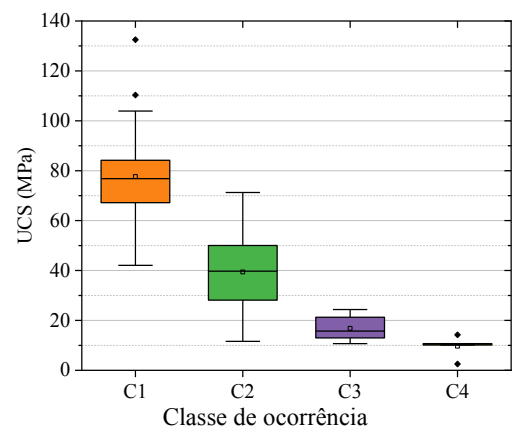


Figura 4. Classificação UCS da Formação Furnas e respectiva classe de coerência.

Utilizando as informações fornecidas por empresas terceiras de caracterização das amostras, resistência à compressão uniaxial e velocidade sísmica, foi realizada uma comparação entre os métodos de classificação de escavabilidade de Guidicini *et al.*

(1972), Franklin et al. (1971), Pettifer e Fookes (1994), Weaver (1975) e Caterpillar (2012) (Figura 5). O primeiro método pode ser considerado o mais simples, onde Guidicini *et al.* (1972) utilizam apenas informações de coerência de rochas, que abrangem a dureza, tenacidade e friabilidade do material, mas não contemplam informações de juntas ou RQD, por exemplo. O segundo e o terceiro métodos podem ser considerados similares, utilizando informações de juntas rochosas além dos valores de UCS. O quarto e quinto método utilizam informações de velocidade sísmica, mas Weaver (1975) pode ser considerado um método mais complexo, pois requer além da velocidade sísmica parâmetros de alteração e faturamento da rocha.

Comparando Franklin et al. (1971) com o método de Pettifer e Fookes (1994), verificou-se que o primeiro é menos detalhado e fornece resultados mais conservadores, com maior volume de jateamento que o segundo. No entanto, o método de Guidicini et al. (1972) estimou mais cortes e maior volume de detonação, resultando em custos de escavação mais elevados do que os dois primeiros. Em relação aos métodos de velocidade sísmica, Caterpillar (2012) foi o mais conservador, estimando apenas 5% de material escavado e mais de 20% de volume de jateamento. Uma possível razão para a alta diferença entre os métodos de Weaver (1975) e Caterpillar (2012) pode ser a característica intercalada do arenito encontrado no campo. O método de refração sísmica só proporcionou velocidades crescentes com a profundidade no levantamento realizado, não representando adequadamente as intercalações de materiais da região de estudo. Como o método de Weaver (1975) considerou outros fatores além da velocidade da onda sísmica, esses fatores contrabalançaram as altas velocidades obtidas em profundidades rasas.

Um fato interessante é que, para a região estudada, os métodos de Guidicini et al. (1972) e Weaver (1975) resultaram em volumes semelhantes, embora tenham como base parâmetros diferentes. Esses métodos também forneceram resultados intermediários, dentre todos os métodos testados.

Os resultados pertinente aos custos de escavação estão plotados na Figura 6, onde se observa que o método de classificação Caterpillar D8R estimou o maior orçamento para o serviço, enquanto Franklin et al. (1971) e Pettifer e Fookes (1994) foram os menores. Uma decisão moderada seria adotar o Weaver (1975) ou Guidicini et al. (1972).

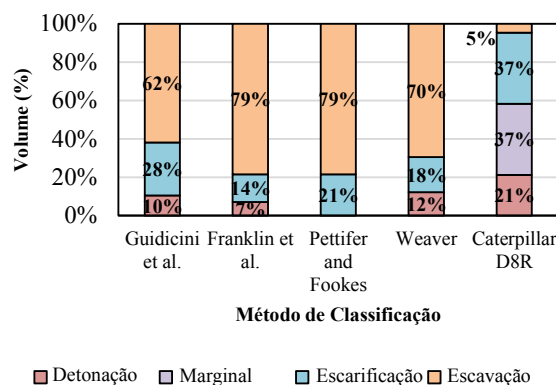


Figura 5. Comparação entre o volume por tipo de escavação obtido com cada método de classificação.

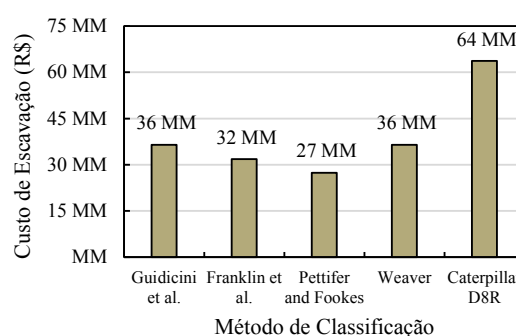


Figura 6. Comparação de preços estimados entre diferentes métodos de classificação de escavabilidade.

5 – CONCLUSÕES

Dados de campo e laboratório foram utilizados para determinar o tipo de equipamento de escavação e o volume de materiais de detonação, escarificação e escavação. A partir da análise dos resultados obtidos no artigo, pode-se tirar as seguintes conclusões:

- Embora a literatura apresente valores de referência para a UCS, dependendo da litologia, é sempre desejável a realização dos exames, pois esses números podem variar significativamente;
- O uso do método de refração sísmica para rochas sedimentares pode ser problemático, uma vez que o método considera apenas o aumento da velocidade com a profundidade e materiais intercalados podem ser encontrados nessas litologias;
- A estimativa de escavabilidade obtida pelo método Caterpillar (2012) resultou no maior custo estimado de escavação, provavelmente devido às limitações do método de refração sísmica antes descrito;

- Weaver (1975) foi o método mais robusto e eficiente, com estimativa de volume em torno da média entre os outros métodos. Isso é obtido porque o método não depende apenas da velocidade sísmica, mas de outros parâmetros da rocha;
- Apesar de o método ABGE (Guidicini *et al.*, 1972) ser um método simples para estimar serviços de escavação, a estimativa obtida é comparável àquelas obtidas por métodos mais robustos como Weaver (1975);
- Os métodos de Franklin (1971) e Pettifer e Fookes (1994) resultaram no menor custo estimado, mas esses métodos podem subestimar os volumes de jateamento e escaificação.

Recomenda-se, para estudos futuros, testar as diferentes metodologias aplicadas neste trabalho a outras litologias, visando identificar se o padrão observado para o arenito Formação Furnas se mantém.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Rumo Logística pelos dados utilizados neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- Atkinson, T. (1973). Selection of Open Pit Excavating Equipment - a Systems Approach. *Imperial College of Science and Technology*.
- Caterpillar. (2012). *Handbook of Ripping*. Caterpillar.
- Ceryan, N., Okkan, U., & Kesimal, A. (2013). Prediction of unconfined compressive strength of carbonate rocks using artificial neural networks. *Environmental Earth Sciences*, 68(3), 807–819. <https://doi.org/10.1007/s12665-012-1783-z>
- Duncan, N. (1969). *Engineering Geology and Rock Mechanics*. Leonard Hill.
- Franklin, J. A., Broch, E., & Walton, G. (1971). Logging the mechanical character of rock. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy, Section A: Mining Technology*, 80(770).
- Guidicini, G., Oliveira, A. M. S., Camargo, F. P. de, & Kaji, N. (1972). Um método para a classificação preliminar de meio rochoso. *Semana Paulista de Geologia Aplicada*, 275–282.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown Criterion - a 1988 Update. *15th Can. Rock Mech. Symp.*, 31–38.
- Karaman, K., Ercikdi, B., & Kesimal, A. (2013). The assessment of slope stability and rock excavatability in a limestone quarry. *Earth Sciences Research Journal*, 17(2), 169–181.
- Kaya, A., Bulut, F., & Alemdağ, S. (2011). Applicability of excavatability classification systems in underground excavations: A case study. *Scientific Research and Essays*, 6(25), 5331–5341. <https://doi.org/10.5897/SRE11.1343>
- Khamehchiyan, M., Rahimi Dizadji, M., & Esmaeili, M. (2014). Application of rock mass index (RMi) to the rock mass excavatability assessment in open face excavations. *Geomechanics and Geoengineering*, 9(1), 63–71. <https://doi.org/10.1080/17486025.2013.806996>
- Kirsten, H. A. D. (1982). Classification System for Excavation in Natural Materials. *Civil Engineer in South Africa*, 24(7).
- Nieble, C. M., Guidicini, G., Mello, L. G. (2021). Barragens em Arenitos Brandos no Brasil. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - ABGE.
- Meissner, R., The Continental Crust - A Geophysical Approach, *Academic Press, Inc.*, London, p. 436, 1986.
- Pettifer, G. S., & Fookes, P. G. (1994). A revision of the graphical method for assessing the excavatability of rock. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 27(2), 145–164. <https://doi.org/10.1144/gsl.qjgeh.1994.027.p2.05>
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechancis*. The University of Sydney.
- Singh, B., Jethwa, J. L., Dube, A. K., & Singh, B. (1992). Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless*, 7(1), 59–74. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(92\)90114-W](https://doi.org/10.1016/0886-7798(92)90114-W)
- Sheriff, R. E., & Geldart, L. P., Exploration Seismology, Vol. 1 e 2, *Cambridge University Press*, 1982.
- Ulusay, R. (2007). *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring*. Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90524-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90524-6)
- Weaver, J. M. (1975). Geological Factors Significant in the Assessment of Rippability. *Civ Eng S Afr*, 17(12), 313–316.
- Zorlu, K., Gokceoglu, C., Ocakoglu, F., Nefeslioglu, H. A., & Acikalin, S. (2008). Prediction of uniaxial compressive strength of sandstones using petrography-based models. *Engineering Geology*, 96(3–4), 141–158. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.10.009>

Aplicação de Materiais Expansivos em Aterros Ferroviários

André Fardin Rosa
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, andre.rosa@rumolog.com

Diana Bárbara Portela Menezes
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, diana.menezes@rumolog.com

Paola Dutra
IDG, Ipatinga, Brasil, paola.dutra@ext.rumolog.com

Ranila Evellin Guedes Cardoso Mantovani Pereira
IDG, Ipatinga, Brasil, ranila.pereira@ext.rumolog.com

Stefanie de Carla Dias
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, stefanie.dias@rumolog.com

RESUMO:

A natureza heterogênea e complexa dos solos é um desafio enfrentado com frequência pela engenharia geotécnica, especialmente em projetos com grandes extensões, como é o caso da Ferrovia Estadual Senador Vicente Emilio Vuolo, projeto de expansão da Rumo Logística no Mato Grosso. Conceitualmente, materiais expansivos são aqueles que têm capacidade de sofrer variação volumétrica significativa ao serem submetidos a determinadas condições, como com a presença de umidade. A tensão de expansão e o grau de expansividade, no entanto, são variáveis e podem ser avaliados por meio de ensaios laboratoriais. O presente trabalho surge do desafio de dar uma solução alternativa para o uso de materiais expansivos em obras ferroviárias, visando sua utilização em núcleos de aterros ferroviários. São apresentadas análises de caracterização dos materiais encontrados ao longo da formação Ponta Grossa, especialmente folhelhos em diferentes níveis de alteração. É feita uma análise aprofundada das características desses materiais e posteriormente realizado um estudo de aplicação geotécnica, com análise de estabilidade e definição da zonificação para um aterro típico ferroviário. Os resultados são positivos quanto ao uso parcial desses materiais expansivos, trazendo um benefício econômico e ambiental para o projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Ferrovia, material expansivo, folhelho, siltito, análise de estabilidade

ABSTRACT: The heterogeneous and complex nature of soils is a challenge often faced by geotechnical engineering, especially in large-scale projects such as the *Senador Vicente Emilio Vuolo* State Railroad, Rumo Logística's expansion project in Mato Grosso. Conceptually, expansive materials are those that have the capacity to undergo significant volumetric variation when subjected to certain conditions, such as the presence of humidity. Expansion stress and the degree of expansiveness, however, are variable and can be assessed using laboratory tests. This work arises from the challenge of providing an alternative solution for the use of expansive materials in railway works, with a view to their use in railway landfill cores. Characterization analyses of the materials found throughout the Ponta Grossa formation are presented, especially shales at different levels of alteration. An in-depth analysis of the characteristics of these materials is carried out, followed by a geotechnical application study, with stability analysis and definition of the zoning for a typical railway embankment. The results are positive in terms of the partial use of these expansive materials, bringing economic and environmental benefits to the project.

KEY WORDS: Railways, expansive material, shale, siltstone, stability analysis

1 INTRODUÇÃO

Solos expansivos são aqueles que em condição não saturada apresentam elevadas variações positivas de volume diante de um aumento no seu teor de umidade, ou na redução da sucção em sua estrutura. Segundo Mitchell (1976), a interpretação dessas variações volumétricas é essencial para o dimensionamento de estruturas geotécnicas, por afetarem diretamente os parâmetros de deformabilidade e de resistência ao cisalhamento dos solos, consequentemente influenciando na estabilidade das estruturas.

O aumento de volume em solos expansivos depende de alguns fatores, como a exposição do material às variações de umidade, a composição do líquido presente nos poros do solo e também o estado de tensões ao qual o solo está submetido (Souza, 2014). Considerando esses fatores, é possível inibir a expansão de um solo ao evitar variações de umidade, ou ao aplicar elevadas tensões de confinamento, acima das tensões que seriam geradas na expansão do material (Huang, 2022). Para volumes menores de tratamento, é comum também o uso de estabilização química (Casanova, 1981), misturando o solo com cal ou cimento, porém essa metodologia torna complexa e onerosa a execução de aterros com elevados volumes. Esse conjunto de técnicas para tratar solos expansivos, isoladas ou em conjunto, são essenciais para projetos onde o descarte completo desses materiais seria inviável.

De acordo com Ferreira (1995) o problema dos solos expansivos pode ter origem tanto em rochas ígneas quanto em sedimentares. Em rochas ígneas como o basalto e diabases, os feldspatos e piroxênios sofrem

intemperismo e podem formar a montmorilonita, mineral expansivo. Já no caso de rochas sedimentares, como no caso de folhelhos e calcários, essas podem já ser compostas por minerais expansivos e, ao serem expostas a variações de umidade, se desagregam facilmente formando solos expansivos. A descrição do autor coincide com características identificadas na Formação Ponta Grossa, no estado do Mato Grosso.

Dessa forma, o presente trabalho consiste no estudo de uma solução de zonificação de aterros para a utilização de solos expansivos. Para viabilizar essa solução, são apresentadas análises de caracterização de diferentes materiais coletados ao longo da Formação Ponta Grossa, posteriormente comprovando quais características geométricas do núcleo de aterro atendem à estabilidade global.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

De modo permitir o uso adequado e seguro do material identificado na região, o estudo contemplou a análise das informações geológicas-geotécnicas da região, a realização de prospecções e ensaios de laboratório e a realização de análises de estabilidade.

A região de estudo consiste em um segmento do projeto da Ferrovia Estadual Senador Vicente Emilio Vuolo. A região em questão está no interior da Formação Ponta Grossa, que de acordo com o mapa geológico da CPRM tem ocorrência de folhelhos e arenitos. Na Figura 1 é apresentado o mapa geológico da região.

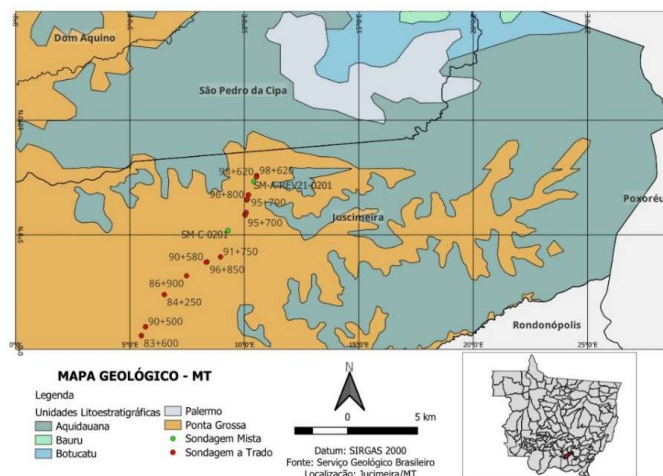


Figura 1. Mapa geológico da região

Na fase de projeto executivo, foi identificada a ocorrência de um horizonte de baixa espessura de solo (até 4 m de profundidade), com possibilidade de coleta de amostras deformadas com o uso de trados. Abaixo desse material, foram feitas coletas de testemunhos com sondas rotativas que indicaram a ocorrência de três tipos de rocha, os folhelhos, siltitos e argilitos, todos com nível de alteração decrescente em profundidade.

Para análise do material superficial (solo) foram realizados os ensaios preconizados pelo DNIT (ISF-207) e INFRA S.A., todavia, para a rocha alterada e rocha sã não foi considerada a realização de ensaios do material para utilização em corpo de aterro. A não realização de ensaios em material destorroado de rocha alterada e rocha sã, não permitiu a identificação de possíveis materiais expansivos durante a etapa do projeto executivo.

Durante a realização do controle de qualidade de um dos aterros foram identificados materiais com elevada expansão e baixo CBR, não atendendo as especificações do projeto executivo para materiais de corpo de aterro. Essa ocorrência motivou a realização de campanha de investigações complementar, com a realização de CBR, Expansão, cisalhamento direto e caracterização utilizando o Sistema de Classificação Unificada de Solos (SUCS) e metodologia HRB para pavimentação rodoviária. Por meio desta campanha complementar foi possível obter os parâmetros geotécnicos do material utilizado no núcleo dos aterros.

Para obtenção dos parâmetros de resistência do material alterado, foi realizado um ensaio de cisalhamento direto em uma amostra de maciço destorroado de um testemunho de sondagem (SM-C-0201) na profundidade de 24,74 a 27,56. O ensaio foi realizado na condição inundada, em 4 corpos de prova, nas tensões de 50, 100, 200 e 500 kPa.

Para caracterização do material foi realizada análise granulométrica (ABNT NBR 7181:2016), determinação do limite de liquidez (ABNT NBR 6459:2016) e limite de plasticidade (ABNT NBR 7180:2016).

Para medida da resistência à penetração e expansão do maciço, foi realizado o ensaio de compactação (ABNT NBR 7182:2016) e determinação do Índice de suporte Califórnia (ABNT NBR 9895:2016) em 5 pontos, na energia normal. O ensaio do Índice de suporte Califórnia foi realizado em uma amostra saturada compactada segundo o método de Proctor. Para essa finalidade, um pistão com seção transversal de 3 pol² penetra na amostra a uma velocidade de 0,05 pol/min.

Como não é o foco do estudo em questão, não será apresentada a metodologia para obtenção dos parâmetros geotécnicos de todos os demais materiais utilizados nas análises.

Em função de volume de material expansivo detectado no traçado, após a nova campanha de prospecções, houve a necessidade de separação dos materiais no balanço de massa. Portanto, o perfil estratigráfico do maciço foi dividido em 3 horizontes, material residual ou coluvionar, material muito alterado e material pouco alterado.

O material caracterizado por solo residual/coluvionar foi considerado adequado para corpo de aterro, o material muito alterado foi descartado e o material pouco alterado foi utilizado na região de núcleo de aterros.

Os critérios adotados para zonificação dos aterros foram:

- Largura de envelopamento adequada para evitar contato com o ambiente externo e possibilidade de expansão do material;
- Reduzida influência na superfície crítica de ruptura;
- Reduzida influência no bulbo de tensões da ferrovia;
- Tensões suficientes para confinar o maciço alterado.

Foram estudados alguns cenários, em função da altura de aterro, condições da fundação e quantidade de material expansivo previsto.

As análises de estabilidade foram realizadas utilizando a teoria do equilíbrio limite, que se baseia na existência de uma possível superfície de ruptura onde a resistência ao cisalhamento do material é mobilizada, verificando-se o equilíbrio entre as forças e/ou momentos estabilizantes (resistência do maciço) e instabilizantes (cargas externas e peso do maciço).

Diversos autores desenvolveram métodos para as análises baseadas no equilíbrio limite, onde estas podem ser feitas estudando toda a superfície crítica ou dividindo a mesma em fatias (ou lamelas). Dentre os mais utilizados, destaca-se o método de Morgenstern & Price (1965), utilizado neste estudo. O método considera as forças cisalhantes e as forças normais entre fatias, que satisfaz o equilíbrio de forças e momentos.

As análises de equilíbrio limite foram realizadas através do software Slide2 da Rocscience, que identifica o fator de segurança relacionado com a superfície crítica, identificada dentre milhares de

superfícies analisadas pelo software.

Os critérios de resistência são formulações que visam refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. O critério de ruptura utilizado nos estudos que serão apresentados é o Critério de Mohr-Coulomb, que assume o colapso quando a tensão cisalhante no plano de resistência alcança o valor da tensão cisalhante de resistência do material. A envoltória é comumente curva, embora possa ser satisfatoriamente ajustada por uma reta no intervalo de tensões normais de interesse, dada por:

$$\tau = c + \sigma' \times \tan \phi$$

Onde σ e τ são as tensões normais e cisalhantes, respectivamente, c é o intercepto de coesão e ϕ o coeficiente de atrito.

A sobrecarga ferroviária considera a carga por eixo de 32,5 t/eixo. Foi considerado o carregamento dinâmico distribuído pela área dada pelo comprimento do vagão e comprimento do dormente. Para o cálculo da carga dinâmica a partir da carga estática, foi utilizado o coeficiente dinâmico apresentado pela AREMA, conforme equação a seguir:

$$C_d = 1 + \left(\frac{33 \times V}{100 \times D} \right) = 1 + \left(\frac{33 \times 49,71}{100 \times 36} \right) \approx 1,5$$

Onde V é a velocidade admissível da via dada em mph e D é o diâmetro da roda dada em polegadas. Nesse estudo, foi adotado diâmetro de 36 polegadas, considerando o vagão do tipo HFT e a velocidade diretriz foi adotada como 80 km/h (49,71 mph).

Definido o coeficiente dinâmico de 1,5, a carga total foi assumida em 195,0 t. As pressões transmitidas ao terreno foram definidas considerando a distribuição de tensões nos dormentes, considerando uma faixa de comprimento igual a 13,95 m (comprimento entre truques do vagão) e a largura do dormente (2,8 m) da ferrovia. A sobrecarga foi estimada conforme apresentado a seguir:

$$q_{sobrecarga} = \frac{F}{B \times L} = \frac{195 \times 9,81}{2,8 \times 13,95} \approx 50 \text{ kPa}$$

3 RESULTADOS

No perfil estratigráfico típico da região, foi identificada uma primeira capa de material mais

intemperizado (avermelhado), seguido de um solo mais jovem e em seguida a rocha de origem. Um exemplo de estratigrafia é apresentado na Figura 2, com a profundidade aumentando de cima para baixo e da direita para esquerda.

Com a finalidade de analisar a aplicabilidade dos materiais rochosos em aterro, foi realizado ensaio de cisalhamento com o material destorroado do testemunho de sondagem apresentado na Figura 2.



Figura 2. Testemunho de rocha ensaiado

Adicionalmente, foram coletadas amostras deformadas, com apoio de escavadeira (profundidade de até 4,5 m), para realização de CBR, Expansão e caracterização utilizando o Sistema de Classificação Unificada de Solos (SUCS) e metodologia HRB. A Tabela 1 apresenta o resultado dos ensaios realizados.

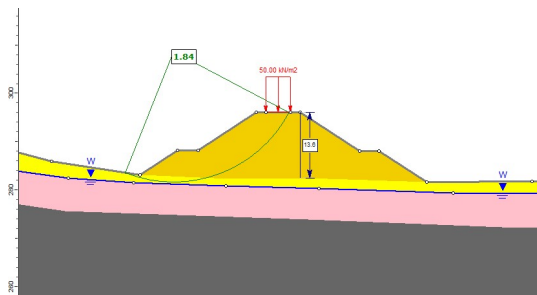
Tabela 1. Resultado: Classificação, CBR e Expansão

| Amostra | Prof (m) | HRB | SUCS | CBR (%) | Exp. (%) |
|---------|-----------|-------|------|---------|----------|
| 96+450 | 3,2 - 4,0 | A-7-5 | MH | 2 | 7,6 |
| 96+800 | 0,4 - 1,0 | A-7-6 | CL | 13 | 1,5 |
| 96+800 | 1,0 - 4,1 | A-7-6 | MH | 2 | 9,0 |
| 96+850 | 0,2 - 1,2 | A-7-6 | CH | 4 | 5,7 |
| 96+850 | 1,2 - 3,8 | A-7-6 | ML | 2 | 6,8 |
| 90+740 | 0,9 - 4,0 | A-7-5 | MH | 2 | 9,2 |
| 95+800 | 0,2 - 1,4 | A-7-5 | MH | 13 | 1,4 |
| 95+800 | 1,4 - 4,1 | A-7-6 | CH | 2 | 7,5 |
| 98+620 | 0,2 - 0,7 | A-2-6 | GP | 36 | 0,1 |
| 98+620 | 0,7 - 1,6 | A-7-6 | CH | 3 | 4,2 |
| 98+620 | 1,6 - 4,2 | A-6 | CL | 2 | 5,6 |
| 98+520 | 0,2 - 0,9 | A-2-6 | GC | 49 | 0,0 |
| 98+520 | 0,9 - 1,9 | A-7-6 | CH | 8 | 2,4 |
| 98+520 | 1,9 - 4,3 | A-7-5 | MH | 6 | 3,7 |
| 95+900 | 0,2 - 0,6 | A-2-7 | GC | 21 | 0,2 |
| 95+900 | 0,6 - 4,3 | A-7-5 | MH | 2 | 8,6 |
| 90+900 | 2,1 - 4,1 | A-7-5 | MH | 2 | 7,7 |
| 95+700 | 0,2 - 0,7 | A-2-6 | GM | 27 | 0,1 |
| 95+700 | 0,7 - 1,4 | A-7-6 | ML | 15 | 0,8 |
| 95+700 | 1,4 - 3,4 | A-7-5 | MH | 5 | 4,0 |
| 90+500 | 0,2 - 0,6 | A-2-7 | GM | 21 | 0,2 |

| Amostra | Prof (m) | HRB | SUCS | CBR (%) | Exp. (%) |
|-----------------|-------------|-------|------|---------|----------|
| 90+500 | 0,6 - 3,8 | A-7-6 | MH | 2 | 6,8 |
| 84+250 | 0,3 - 1,8 | A-7-6 | GM | 32 | 0,1 |
| 84+250 | 1,8 - 2,6 | A-6 | CL | 36 | 0,2 |
| 84+250 | 2,6 - 3,9 | A-7-6 | MH | 8 | 2,3 |
| 86+900 | 0,4 - 2,1 | A-7-5 | MH | 15 | 0,2 |
| 86+900 | 2,1 - 4,2 | A-7-5 | MH | 15 | 0,3 |
| 90+580 | 1,2 - 4,5 | A-7-6 | MH | 8 | 0,9 |
| 90+660 | 1,1 - 3,9 | A-7-6 | CH | 3 | 5,6 |
| 91+750 | 0,2 - 1,2 | A-7-6 | CL | 22 | 0,2 |
| 91+750 | 1,2 - 3,6 | A-7-6 | MH | 20 | 0,2 |
| 83+600 | 0,2 - 0,9 | A-7-5 | MH | 21 | 0,2 |
| 83+600 | 0,9 - 2,7 | A-7-5 | MH | 8 | 3,6 |
| 83+600 | 2,7 - 4,2 | A-7-6 | CH | 1 | 7,0 |
| SM-C-0201 | 24,7 - 27,5 | A-6 | CL | 4 | 2,8 |
| SM-C-0201 | 27,5 - 29,7 | A-6 | CL | 5 | 1,7 |
| SM-A-REV21-0201 | 0,0 - 4,5 | A-6 | CL | - | - |
| SM-A-REV21-0201 | 4,5 - 9,4 | A-7-6 | CL | 2 | 4,5 |
| SM-A-REV21-0201 | 9,4 - 11,0 | A-6 | CL | 3 | 3,5 |

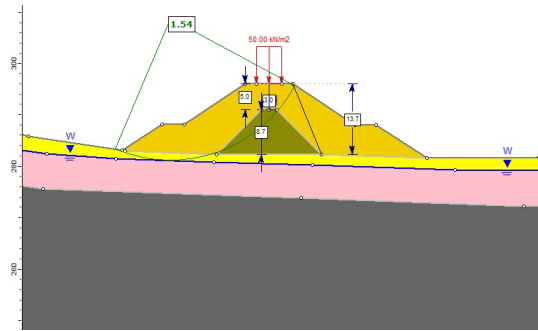
O projeto executivo e a ISF-207 (Estudos Geotécnicos) indicam a necessidade de um $CBR > 5\%$ e $expansão < 2\%$ para utilização de materiais para corpo de aterro. Em função da detecção de materiais que não se enquadraram nos critérios de projeto, houve a necessidade de realizar um procedimento de zonificação dos aterros.

Na sequência são observados os resultados das análises de estabilidade, com parâmetros de resistência reduzidos. Essas análises não consideram o ensaio de cisalhamento realizado.



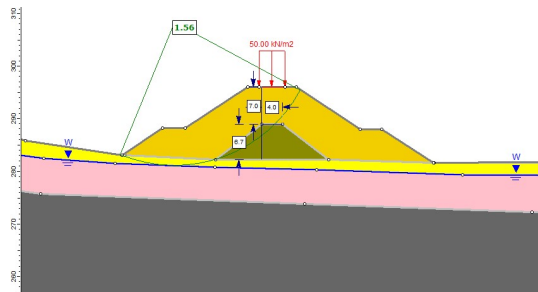
| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m ³) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (°) | Allow Sliding Along Boundary | Water Surface | Hu Type | Hu |
|------------------------|--------------|----------------------------------|-------------------|----------------|---------|------------------------------|---------------|---------|----|
| ATERRO PROJETADO | Yellow | 19 | Mohr-Coulomb | 20 | 30 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA FINA | Light Yellow | 18 | Mohr-Coulomb | 5 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA SILTOSA COMPACTA | Pink | 20 | Mohr-Coulomb | 20 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| ROCHA | Grey | 20 | Infinite Strength | | | Yes | Water Table | Custom | 1 |

Figura 3. Análise inicial sem a consideração de material muito alterado.



| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m ³) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (°) | Allow Sliding Along Boundary | Water Surface | Hu Type | Hu |
|-------------------------|--------------|----------------------------------|-------------------|----------------|---------|------------------------------|---------------|---------|----|
| ATERRO PROJETADO | Yellow | 19 | Mohr-Coulomb | 20 | 30 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA FINA | Light Yellow | 18 | Mohr-Coulomb | 5 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA SILTOSA COMPACTA | Pink | 20 | Mohr-Coulomb | 20 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| ROCHA | Grey | 20 | Infinite Strength | | | Yes | Water Table | Custom | 0 |
| MATERIAL MUITO ALTERADO | Dark Green | 18 | Mohr-Coulomb | 0 | 19 | | Water Table | Custom | 1 |

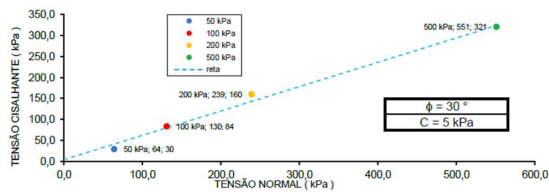
Figura 4. Núcleo em material muito alterado – Alternativa 01.



| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m ³) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (°) | Allow Sliding Along Boundary | Water Surface | Hu Type | Hu |
|-------------------------|--------------|----------------------------------|-------------------|----------------|---------|------------------------------|---------------|---------|----|
| ATERRO PROJETADO | Yellow | 19 | Mohr-Coulomb | 20 | 30 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA FINA | Light Yellow | 18 | Mohr-Coulomb | 5 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA SILTOSA COMPACTA | Pink | 20 | Mohr-Coulomb | 20 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| ROCHA | Grey | 20 | Infinite Strength | | | Yes | Water Table | Custom | 1 |
| MATERIAL MUITO ALTERADO | Dark Green | 18 | Mohr-Coulomb | 0 | 19 | | Water Table | Custom | 1 |

Figura 5. Núcleo em material muito alterado – Alternativa 02.

Após o avanço do estudo, foi executado ensaio de cisalhamento do material alterado, sendo observado parâmetros superiores aos utilizados nas análises.



| Tabela resumo | | | | | |
|---------------|--|-----------|---------------------------------------|--------------------|--------------|
| Ensaio | Amostra | umid. (%) | massa específica (g/cm ³) | Tensões na ruptura | |
| | | | | σ_n (kPa) | τ (kPa) |
| 1 | SM-C-0201 - Prof. 24,74 a 27,56 - Compactada | 13,2 | 2,12 | 64 | 30 |
| 2 | | 13,2 | 2,00 | 130 | 84 |
| 3 | | 13,2 | 2,08 | 239 | 160 |
| 4 | | 13,2 | 1,95 | 551 | 321 |

Figura 6. Resultado do ensaio de cisalhamento.

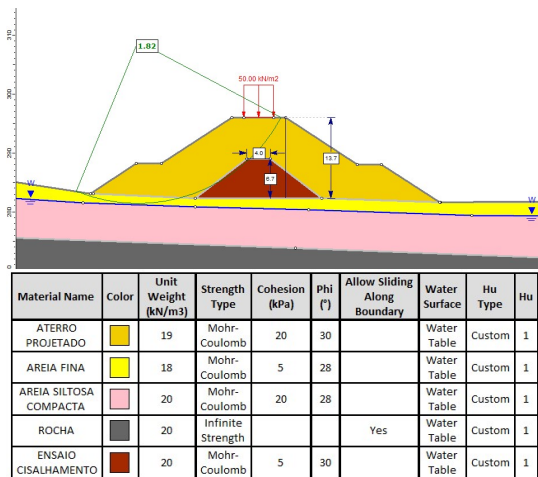


Figura 7. Núcleo considerando resultado do ensaio de cisalhamento – Alternativa 02.

3 CONCLUSÕES

A identificação de materiais expansivos e de baixo CBR levaram a necessidade de estudos mais aprofundados de como aplicar esses materiais em aterros de uma ferrovia.

Uma das alternativas aventadas seria a necessidade de descarte de todo o material, todavia, o custo e as áreas de descarte seriam relevantes.

O estudo de utilização de materiais expansivos em núcleos de aterros indicou uma alternativa interessante para utilização parcial dos materiais, apresentando como critério a necessidade de confinamento do maciço, evitando expansão excessiva, possibilidade de expansão excessiva ou deformabilidade em função de cargas atuantes na ferrovia.

Esse estudo também indicou a importância da análise do maciço alterado e são, principalmente quando há previsão de utilização de grande parte desse volume em aterros. O desconhecimento deste material pode afetar a execução do empreendimento e gerar impactos no orçamento e cronograma de obra.

A utilização de materiais expansivos e de reduzido valor de CBR não é recomendada em aterros de baixa altura, considerando a impossibilidade de envelopamento e confinamento do material.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica
- ABNT NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez
- ABNT NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade
- ABNT NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação
- ABNT NBR 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia (ISC)
- MITCHELL, J.K. Fundamentals of Soil Behavior. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Hoboken.1993.
- SOUZA, R.F.C. Estudo da influência da sucção na pressão de expansão de materiais argilosos com a técnica de transferência de vapor, Tese de D. Sc. , Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, SP, Brasil, 2014.
- HUANG, Zhen. Et al. Expansive Soil Embankment Filling and Cutting Treatment Technology: A Systematic Review. Article Hindawi. Advances in Materials Science and Engineering. Vol 2022. p .20, 2022.
- CASTRO, F.J. C. O. Um estudo Físico-Químico-Matemático da estabilização alcalina de solos argilosos. Dissertação (Mestrado) em Engenharia. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1981.
- FERREIRA, S.R.M. Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação, Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-DNIT. ISF-207: estudos geotécnicos. 2015b.
- VALEC, 80-EG-000A-29-0000: Especificação de projeto: estudos geotecnológicos – diretrizes para elaboração de estudos geológicos e geotécnicos, revisão 08, 2019.
- OLIVEIRA, A. M. S. e BRITO, S. N. A. (1998). Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Oficina dos Textos, 582p.
- MORGENSTERN, N.R., and Price, V.E. 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15(1): 79-93.
- AREMA, Manual for Railway Engineering, Volume 1, 2010.

Comportamento de tubulões instrumentados a céu aberto em solo laterítico do Distrito Federal

Regina Maria Ferreira

Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, regina.marya@hotmail.com

Paulo José Rocha de Albuquerque

Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, pjra@unicamp.br

Neusa Maria Bezerra Mota

Universidade do Porto, Porto/Portugal, neusamota@bmsengenharia.com.br

RESUMO: Este artigo apresenta um estudo experimental sobre o comportamento de três (3) tubulões em um solo laterítico tropical no Distrito Federal/ DF, Brasil. Os tubulões apresentam diâmetro do fuste de 0,6 m, diâmetro da base de 1,2 m e comprimentos de 9,2 m; 8,9 m e 9,1 m respectivamente. Foram realizadas provas de carga estáticas à compressão para investigar o comportamento dos tubulões. Os resultados da carga *vs* deslocamento e suas interações com o solo tropical foram medidos e avaliados com análise das linhas de transferência de carga e métodos de extrapolação da curva carga *vs* deslocamento para a caracterização da carga de ruptura. Os resultados apontaram para uma constância da transferência de carga ao longo do fuste, com uma contribuição significativa da parcela de resistência do atrito lateral desenvolvida para uma fração do deslocamento necessário para sua mobilização.

PALAVRAS-CHAVE: Tubulão a céu Aberto, Prova de Carga Estática, Instrumentação, Comportamento de Fundações.

ABSTRACT: This paper presents an experimental study on the behavior of three (3) caissons in a tropical laterite soil in the Distrito Federal/ DF, Brazil. The caissons have a shaft diameter of 0.6 m, a base diameter of 1.2 m and lengths of 9.2; 8.90 and 9.10 m respectively. Static compression load tests were carried out to investigate the behavior of the caissons. The results of load *vs* displacement and their interactions with the tropical soil were measured and evaluated, with analysis of load transfer lines and extrapolation methods of the load *vs* displacement curve to characterize the failure load. The results pointed to a constant load transfer along the shaft, with a significant contribution from the resistance portion of skin friction developed for a fraction of the displacement necessary for its mobilization.

KEY WORDS: Caisson, Static load test, Instrumentation, Foundation behavior.

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia de fundações, quando há necessidade de se projetar uma construção com transmissão de elevadas cargas para o substrato, é necessário o uso de fundações profundas como por exemplo estacas de deslocamento, estacas escavadas e micro-estacas. Estes tipos de estacas são padrões atuais para fundações profundas, especialmente quando elevadas cargas devem ser suportadas. O tubulão é um tipo especial de estaca escavada, com um sistema de aumento de capacidade de carga obtido através do alargamento da base e um dos aspectos mais importantes é o entendimento do seu comportamento quando submetido a elevadas cargas de compressão.

Segundo Berberian (2017), no Brasil emprega-se tubulão em muitas obras, sobretudo devido a aspectos de desempenho geotécnico, pois se trata de uma alternativa de fundação com possibilidade de uso de equipamentos leves, e em solo poroso apresenta facilidade para escavação e estabilidade em cortes verticais. Tais vantagens são possíveis devido à estabilidade nas escavações e na ausência do lençol freático. Entretanto, mesmo com a expressiva quantidade de obras executadas em tubulões, são poucos os trabalhos sobre o comportamento por meio de provas de carga estática instrumentadas. Isto ocorre devido à peculiaridade deste tipo de fundação, visto que a mobilização do atrito lateral é desenvolvida a partir de pequenos deslocamentos, podendo ocasionar um excesso de carga no fuste antes que esta carga possa ser transferida para a base.

De acordo com Brown et al. (2018); Das (2016); Herrmann et al. (2013); Bowles (1997) e Johnson et al. (1981), a execução de fundações em tubulões tem as principais vantagens: maior capacidade de carga concentrada em um único tubulão; possibilitar alterações nos critérios de projeto durante a escavação, a depender do tipo de solo encontrado; possibilidade de inspeção direta da capacidade de suporte do solo e da fundação onde a base será assentada; facilidade de construção em solos coesivos e maciço rochoso, sem o desvio do fuste; adequação em diversos tipos de solo; inspeção visual do material do fuste para que a natureza do substrato possa ser confirmada; possibilidade de resistência extremamente alta; facilidade de aumento do fuste para permitir maiores momentos de flexão; baixo nível de ruído e vibração; redução de quantidade de estacas escavadas sob cargas concentradas e pode ser facilmente ajustado para acomodar condições variáveis encontradas durante a sua execução.

Em tubulões, as provas de carga estática têm a finalidade de comprovar a capacidade do elemento de resistir à carga axial, para a qual foi projetada e auferir informações detalhadas dos recalques, a fim de obter valores de resistência por atrito lateral e resistência de base.

De acordo com Albuquerque (2001), é de difícil compreensão e complexidade entender o mecanismo de distribuição de carga em fundação. Segundo o autor, a avaliação da carga de ponta e distribuição do atrito lateral ao longo do fuste, as características do solo onde as fundações serão executadas, as alterações das condições iniciais ocasionadas pela sua execução, o complicado comportamento do conjunto estaca-solo, de difícil modelagem numérica ou analítica, respaldam a necessidade da utilização de provas de carga em fundações.

Santos (2001) cita que, as provas de carga estática em tubulões são executadas com a finalidade de: a) comprovar que o elemento isolado de fundação é capaz de resistir a carga axial para a qual foi projetada; b) auferir informações detalhadas dos recalques e transferência de carga quando o tubulão for instrumentado, a fim de obter valores de resistência por atrito lateral e resistência de base.

Para Mota (2003), a prova de carga estática tem o objetivo de determinar a carga de ruptura do sistema e é um meio confiável para avaliar a carga, independente do progresso alcançado pelos métodos semiempíricos.

No Brasil, as provas de carga estática são normalizadas pela NBR 16903 (ABNT, 2020), em

substituição a NBR 12131 (ABNT, 2006) que pode ser aplicada a todos os tipos de estacas, tanto verticais como inclinadas, independente do processo de execução e instalação no terreno.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Na região do Distrito Federal/DF há uma notável predominância das argilas siltosas lateríticas porosas residuais, sobrejacentes a um manto rochoso constituído por quartzitos, ardósias, filitos e siltitos. A textura e composição mineralógica desses solos são função da rocha subjacente e dos processos de intemperismo, como a laterização.

Segundo Berberian (1982), Brasília/DF apresenta solos acentuadamente residuais, com espessuras que podem variar desde 2 a 30 m ou mais. Neste manto residual, o nível do lençol freático ocorre quase sempre após os 8 m de profundidade, fator decisivo na escolha do tipo de fundação, aliado a grande estabilidade conferida às escavações devido à estrutura laterizada destes solos. Anjos (2006) cita que, no cerrado, o lençol freático está geralmente entre 15 e 35 m de profundidade, contudo, nas áreas planas está a mais de 6 m.

No trabalho de Berberian (1982), as argilas siltosas porosas apresentam N_{SPT} variando entre 2 e 8 golpes. Em Mendonça et al. (1994), os valores de N_{SPT} variam entre 1 a 4 golpes. No trabalho de Guimarães (2002) e Mota (2003), a camada de argila porosa apresenta baixa resistência à penetração, com N_{SPT} variando de 1 a 6 golpes.

No local de estudo, o perfil geológico-geotécnico (Figura 1) é caracterizado por uma argila arenosa laterítica vermelha, muito mole a média, espessura de até 6 m e baixa resistência a penetração inicial (valores de N_{SPT} entre 2 e 20 golpes/30cm). Sobrejacente a esta camada, o solo é caracterizado por uma areia siltosa, com valores de N_{SPT} de até 40 golpes/30cm. A camada final é caracterizada por um solo residual areno-siltoso e silte-argiloso, compacta a muito compacta e valores de N_{SPT} maiores que 40 golpes/30cm. O nível do lençol freático foi detectado entre 12 e 16 m de profundidade.

Todas as sondagens à percussão foram executadas para caracterização geológico-geotécnica do local em estudo e possibilitar o dimensionamento do fuste e base dos tubulões submetidos às provas de carga estáticas.

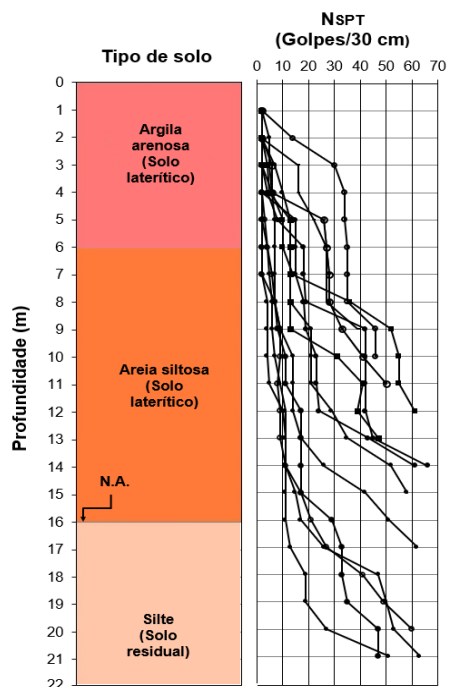
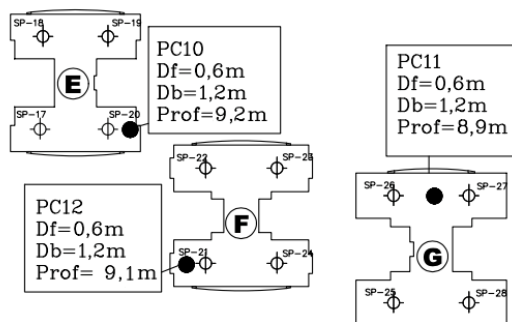


Figura 1. Valores de N_{SPT} das sondagens executadas.

Para o estudo experimental foram realizadas 3 provas de carga estáticas identificadas como PC10, PC11 e PC12, em tubulões com diâmetro de fuste de 0,6 m e base de 1,2 m. A Figura 2 apresenta a distribuição das provas de carga na área de estudo, as profundidades em que os tubulões foram executados e a Figura 3 o detalhe do tubulão tipo ensaiado.



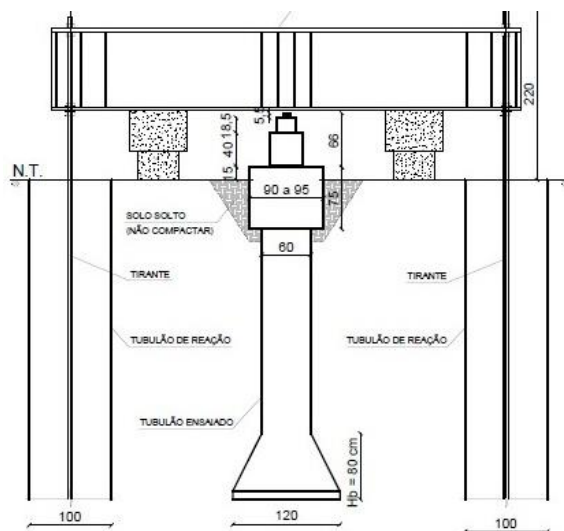
Legenda:

PC=prova de carga;
 Df=diâmetro do fuste do tubulão;
 Db=diâmetro da base do tubulão;
 Prof=profundidade de assentamento do tubulão.

Figura 2. Distribuição das provas de carga no empreendimento.

É importante ressaltar que todas as provas de carga foram executadas antes da revisão normativa NR-18/2020, não sendo executado o encamisamento dos tubulões conforme preconiza a normativa. A Figura 3 apresenta o detalhe do tubulão tipo ensaiado.

O sistema de reação contou com uma viga metálica ancorada em dois tubulões de reação, com diâmetro de fuste 1,0 m, sem alargamento da base, afastados 2,65 m eixo a eixo do tubulão ensaiado e comprimentos entre 8 a 18 m conforme Figura 3. Os dois tubulões de reação tinham tirantes da marca INCOTEP, tipo INCO 90D, ao longo de todo seu comprimento e trabalhavam como elementos tracionados, com capacidade de tração de pelo menos 50% superior a máxima carga prevista para a prova de carga, com distância mínima entre o sistema de reação e o tubulão ensaiado de três vezes (3x) o diâmetro da maior seção transversal, conforme NBR 16903 (ABNT, 2020).



OBS: Cotas em cm

Figura 3. Layout do sistema de reação.

Para aplicação da carga, utilizou-se um macaco hidráulico com capacidade de 2000 kN. A leitura da carga aplicada foi feita com célula de carga e unidade de leitura de marca com capacidade de 2000 kN. Para a leitura dos deslocamentos, utilizaram-se seis extensômetros, sendo quatro no topo, diametralmente opostos, e dois nas laterais, conforme Figuras 4 e 5.



Figura 4. Vista geral.



Figura 5. Vista detalhada.

As provas de carga foram realizadas com carregamento tipo lento (SML – Slow Mantained Load), conforme NBR 12131 (ABNT, 2006). Albuquerque (2001) menciona em seu trabalho que, embora o ensaio tipo lento (SML) exija muito tempo para sua execução, a curva carga-deslocamento resultante representa de forma mais adequada o comportamento da fundação em um determinado estágio de carregamento. Para Velloso e Lopes (2002), a carga tipo lenta (SML) é aquela que melhor se aproxima da carga a que a estaca estará submetida sob a futura estrutura. Segundo os autores, quando o solo é cisalhado rapidamente, apresenta menores deformações e maior resistência devido à sua viscosidade. Como resultado, estágios de carregamento mais longos e uma velocidade de carregamento mais baixa levam à maiores recalques e menores capacidades de carga.

Tabela 1. Dados das provas de carga estática executadas nos tubulões.

| | L (m) | D _f (cm) | D _b (cm) | Q _t (kN) | Q _{max} (kN) | ρ (mm) |
|------|----------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|-----------|
| PC10 | 9,2 | 60 | 120 | 981 | 1962 | 6,97 |
| PC11 | 8,9 | 60 | 120 | 982 | 1964 | 11,47 |
| PC12 | 9,1 | 60 | 120 | 981 | 1962 | 6,97 |

L=comprimento do tubulão; D_f=diâmetro do fuste; D_b=diâmetro da base; Q_t=carga de trabalho; Q_{max}=carga máxima de ensaio; ρ=deslocamento.

A instrumentação instalada consistiu em extensômetros elétricos de resistência, *strain gages* tipo KFG2 -120 – D16 -11 da Kyowa Electronic Instrumets CO. Ltda. colados em barras de aço CA-50, com 1/2” de diâmetro e 0,4 m de comprimento e instalados aos pares no mesmo nível, em posição diametralmente oposta, com ligação entre os strain gages do tipo ponte completa.

As barras instrumentadas foram aferidas na UNICAMP, e teve por objetivo possibilitar a correção de eventuais diferenças nas leituras de

deformação e possíveis erros de instalação. Após a calibração, as barras foram, na instalação, unidas por meio de roscas formando uma barra contínua (Figura 6).



Figura 6. Detalhe da montagem da instrumentação.

Para a prova de carga PC10 foram feitos 5 (cinco) níveis de 1,0 m; 2,4 m; 5,1 m; 8,8 m; 9,2 m. Para a PC11, 04 (quatro) níveis de 1,0 m; 2,3 m; 5,2 m; 8,6 m e para a PC12, 5 (cinco) níveis de 0,9 m; 2,3 m; 4,4 m; 7,8 m; 8,2 m.

3 ANÁLISE DE RESULTADOS

No processo de análise dos dados da instrumentação, utiliza-se inicialmente a seção de referência a partir do topo do tubulão onde está posicionado na barra, o primeiro *strain gage*. São traçadas as curvas de tensão-deformação segundo as faixas de deformação e a metodologia de Fellenius (2023). A partir deste ponto, as demais seções foram verificadas.

Na Figura 7 é apresentado os resultados da PC10, PC11 e PC12 em termos de deslocamento, medidos em função das cargas aplicadas. Nas Figuras 8, 10 e 12 as curvas de transferência de carga e nas Figuras 9, 11 e 13 as curvas de carga deslocamento separadas por carga lateral, base e total de todas as provas de carga.

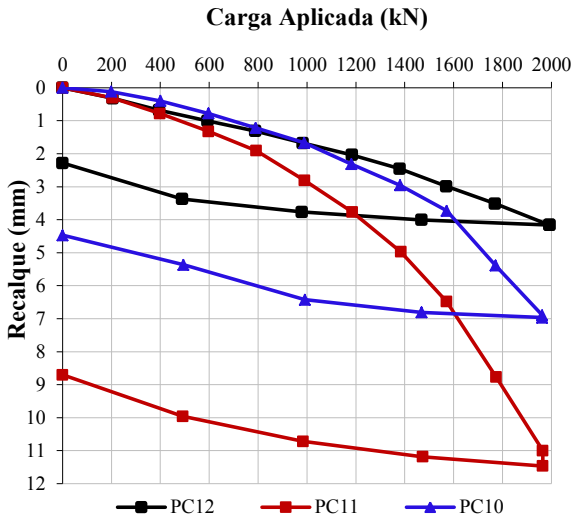


Figura 7. Curva carga vs deslocamentos de todas as provas de carga.

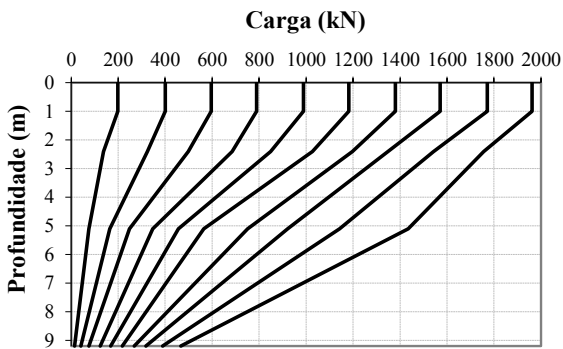


Figura 8. Transferência de carga ao longo do fuste e base do tubulão (PC10).

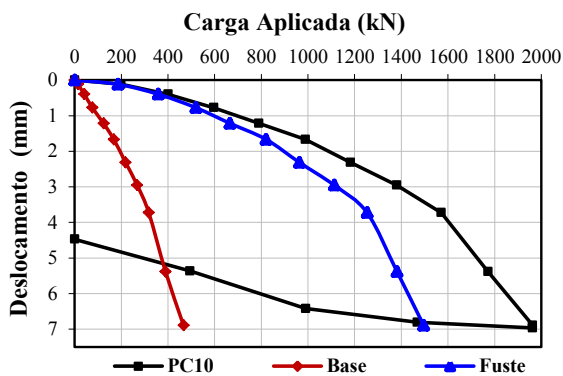


Figura 9. Parcela de carga na base e no fuste (PC10).

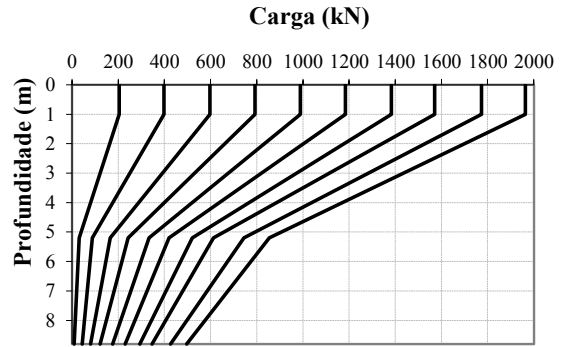


Figura 10. Transferência de carga ao longo do fuste e base do tubulão (PC11).

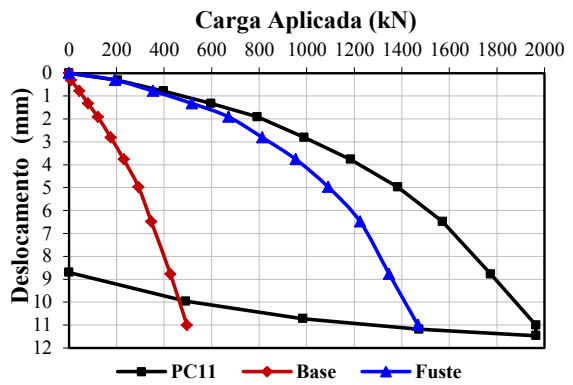


Figura 11. Parcela de carga na base e no fuste (PC11).

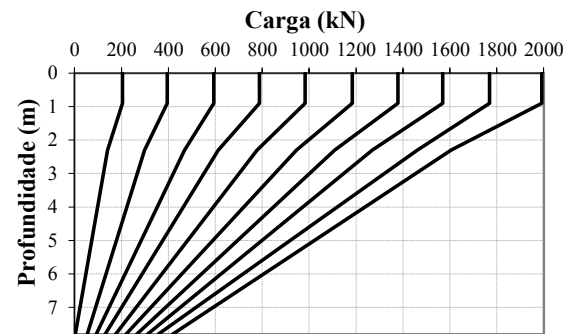


Figura 12. Transferência de carga ao longo do fuste e base do tubulão (PC12).

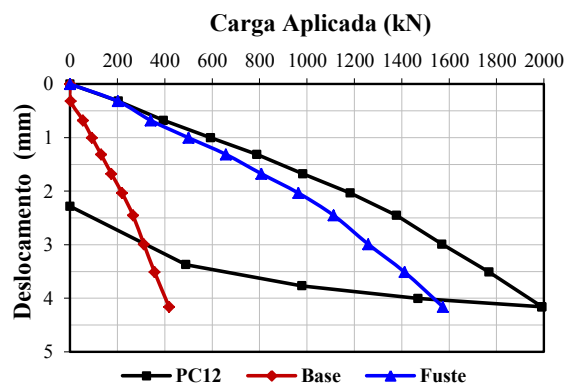


Figura 13. Parcela de carga na base e no fuste (PC12).

Na prova de carga PC10, o carregamento total foi de 1962 kN transferindo ao fuste uma carga máxima de 1496 kN que correspondente a 76 % sendo a diferença de 24 % absorvido pela base. Houve mobilização da carga da base do tubulão a partir da carga de 199 kN) sendo os valores da ordem de 14 kN equivalente a 7,0%. Para a PC11, o carregamento total foi de 1964 kN transferindo ao fuste instrumentado uma carga máxima 1468 kN que correspondente a 75% sendo a diferença de 25 % absorvido pela base. Houve mobilização da carga da base do tubulão a partir da carga de 204 kN sendo os valores da ordem de 9 kN equivalente a 4 %.

Na prova de carga PC12, no carregamento total de 1992 kN foi transferido ao fuste instrumentado uma carga máxima de 1574 kN que que corresponde a 79% sendo a diferença de 21 % absorvido pela base. Houve mobilização da base do tubulão a partir da carga de 205 kN sendo os valores da ordem de 3 kN equivalente a 2 %..

As curvas carga vs deslocamento apresentaram pequenos deslocamentos configurados no início do carregamento até o limite da carga de ensaio, o que demonstra que há uma carga significativa sendo mobilizada por atrito lateral ao longo do eixo dos tubulões. Dado que a carga de trabalho está entre 981 kN e 982 kN, os deslocamentos iniciais ocorridos foram mobilizados pela parcela de atrito lateral no início da deformação linear-elástica da curva de deslocamento.

Os resultados da instrumentação mostram que o fuste dos tubulões tem uma contribuição significativa para a mobilização do atrito lateral, uma vez que uma pequena parcela da carga foi mobilizada na base. Esta parcela deve ser considerada quando se analisa o comportamento dos tubulões para solos tropicais. No trabalho de Garcia et al. (2023) foi realizado um extenso estudo sobre a contribuição da resistência ao atrito lateral em tubulões e confirma que a capacidade de carga deste tipo de fundação tem um aumento significativo quando é considerada a parcela de atrito lateral.

Os resultados da instrumentação indicaram que a partir do 1º carregamento (da ordem de 200 kN) iniciou-se a mobilização de carga na base, porém esta contribuição foi da ordem de 4% a 6%. A mobilização total do fuste ocorre para cargas de 1496 kN, 1468 kN e 1574 kN, para as PC10, PC11 e PC12, respectivamente.

Frente aos resultados das provas de carga, observou-se que na análise da parcela de fuste e base das curvas carga vs deslocamento, todos os tubulões

instrumentados apresentaram comportamento de estaca para a carga de ensaio (trecho elástico).

A partir da resposta das provas de carga, analisou-se as curvas carga vs deslocamentos através dos métodos de extrapolação de Van der Veen (1953), Aoki (1976), Décourt (1999) e Chin (1970, 1971) a fim se verificar a aplicabilidade dos métodos em provas de carga de tubulões, onde a ruptura nítida não ocorre devido à peculiaridade deste tipo da fundação. O método de rigidez de Décourt (1996, 2008) também foi aplicado nas provas de carga (Figura 17 a 19). A equação resultante em “vermelho” representa o domínio da ponta e a equação resultante em “azul” o domínio do atrito lateral. Os valores indicados na Tabela 2 foram calculados a partir da equação com R² mais próximo do valor de 1.

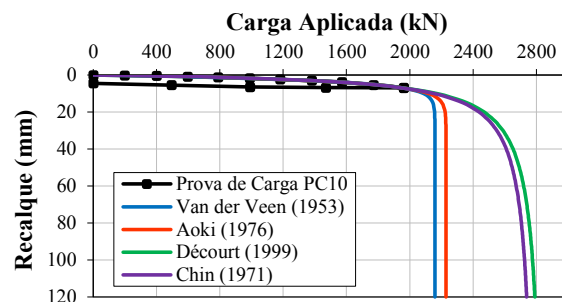


Figura 14. Comparativo método de extrapolação da curva carga vs deslocamentos PC10.

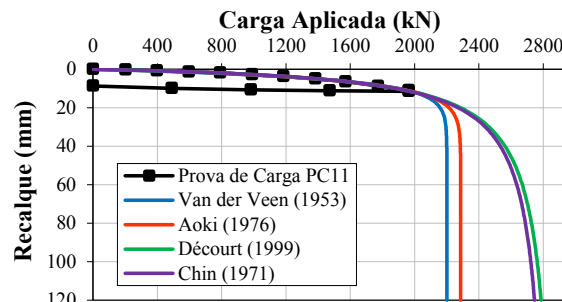


Figura 15. Comparativo método de extrapolação da curva carga vs deslocamentos PC11.

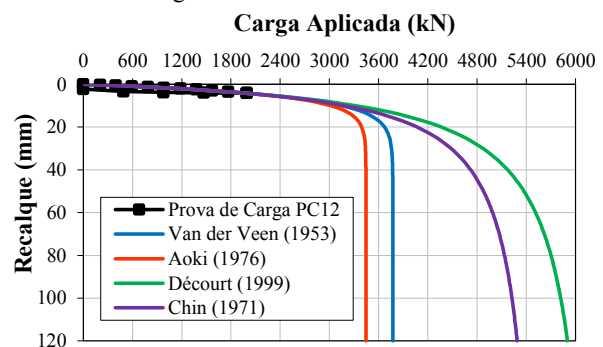


Figura 16. Comparativo método de extrapolação da curva carga vs deslocamentos PC12.

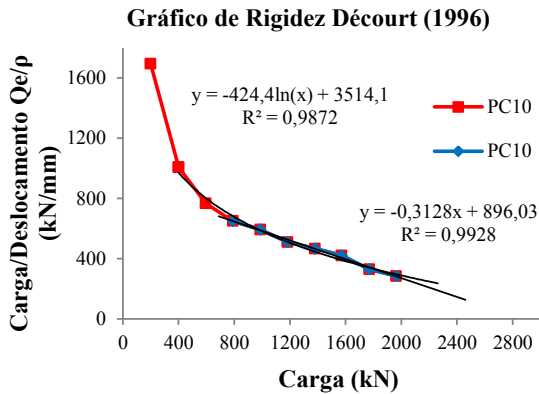


Figura 17. Gráfico de rigidez Décourt PC10.

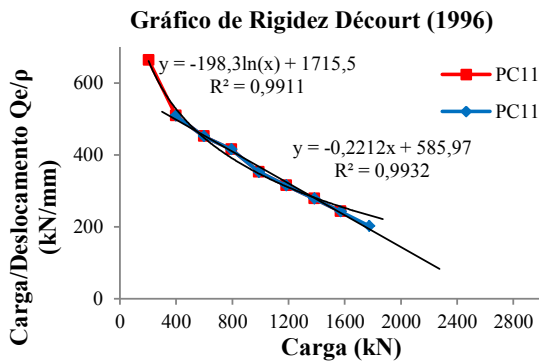


Figura 18. Gráfico de rigidez Décourt PC11.

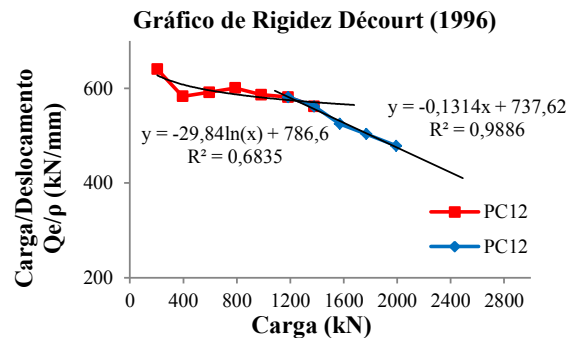


Figura 19. Gráfico de rigidez Décourt PC12.

Tabela 2. Resumo das cargas de ruptura pelos métodos de extrapolação e rigidez de Décourt (1996, 2008).

| PC | Métodos de extrapolação | | | | | |
|----|-------------------------|-------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | A (kN) | Carga de ruptura dos tubulões | | | | |
| | | B (kN) | C (kN) | D (kN) | E (kN) | F (kN) |
| 10 | 2000 | 2865 | 2808 | 2229 | 2159 | 3945 |
| 11 | 2000 | 2914 | 2866 | 2287 | 2201 | 2649 |
| 12 | 2000 | 6350 | 5626 | 3446 | 3774 | 5614 |

PC=Prova de carga; A= Carga característica de projeto; B= Décourt (1999); C= Chin (1970, 1971); D= Aoki (1976); E= Van der Veen (1953); F= Método Rigidez Décourt (1996, 2008).

No caso da PC-12, o perfil geológico-geotécnico é caracterizado por uma camada areno-siltosa muito compacta na profundidade em que a base do tubulão foi apoiada, o que resultou em pequenos deslocamentos conforme observado quando comparado com a PC-10 e PC-11. Pelos métodos propostos, isto ocasionou valores de cargas elevadas para a mobilização da base do tubulão.

De uma forma geral os resultados configuraram ruptura nítida, com deslocamentos contínuos sem acréscimos de carga, não representando a curva carga vs deslocamentos para fundação em tubulão.

Para o método da Rigidez de Décourt (1996, 2008), o comportamento das curvas caracterizou fundações que não tem uma ruptura definida conforme linhas de tendência apresentadas nos gráficos. Este comportamento é recorrente em provas de carga de tubulões, onde o acréscimo de carga aponta pequenos deslocamentos continuados, contudo, para os tubulões, não se pode afirmar que é o método mais adequado, visto que a parcela da base é mais relevante e que os tubulões não atingiram a ruptura.

4 CONCLUSÃO

A partir dos resultados apresentados, é possível ampliar o conhecimento para a aplicação deste tipo de fundação em solos tropicais da região do Distrito Federal/DF, que tem como característica geológico-geotécnica a presença de argila laterítica porosa com presença de lençol freático na profundidade média de 16 m, possibilitando o emprego de tubulões a céu aberto. Contudo ressalta-se que em argilas porosas na condição não saturada, o comportamento do nível do lençol freático apresenta flutuação, sendo necessário considerar esta condição durante a execução de tubulões.

Com base nas análises efetuadas, pode-se afirmar que, para provas de carga estáticas em tubulões a céu aberto, a aplicação da carga necessária para se alcançar à ruptura nítida da fundação necessita de um sistema de reação de grandes proporções uma vez que os dados mostraram a necessidade de um sistema de reação robusto para aplicar cargas elevadas o que resultaria uma maior mobilização do elemento de fundação. Os resultados da instrumentação em profundidade dos tubulões indicaram que para as cargas máximas aplicadas, os deslocamentos não foram suficientes para mobilização de carga na base.

A curva carga vs deslocamento apresentou em todas as provas de carga analisadas, mobilização somente do trecho linear-elástico dos tubulões. Para

avaliação do trecho plástico, é necessário aprofundar a análise dos resultados apresentados.

Os resultados da instrumentação em profundidade dos tubulões apresentaram uma contribuição significativa da parcela de resistência ao atrito lateral desenvolvida para uma fração do deslocamento necessário para mobilizar a resistência, o que deve ser considerado na análise do comportamento dos tubulões a céu aberto para solos lateríticos de mesma característica geológico-geotécnica do Distrito Federal/DF, Brasil.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP e BMS Engenharia pela oportunidade de desenvolver a pesquisa.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 12131 (2006). *Solo – estacas - prova de carga estática – Método de ensaio*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT NBR 16903 (2020). *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- Albuquerque, P.J.R. (2001). *Estaca escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP.
- Anjos, G.J.M. (2006). *Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD/033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 341 p.
- Berberian, D. (1982). *A Prática das Fundações na Região Centro-Oeste do Brasil*. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Volume VII, Olinda/ Recife.
- Berberian, D. (2017). *Engenharia de Fundações*. 33ª Edição. Editora da Universidade de Brasília (UnB). Brasília. 800p.
- Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. 5th edition. Peoria, Illinois. Editora McGraw Hill, Inc.
- Brown, D.A., Turner, J.P., Castelli, R.J., Loehr, E.J. (2018). *Drilled shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Federal Highway Administration, NHI-18-024, Course NO. 132014, Washington, DC.
- Das, M. B. (2016). *Principles of Foundation Engineering*. Cengage Learning, 8ª Edição, Boston, USA, 946p.
- Décourt, L. A. (1999). *Behavior of foundations under working load conditions*. Proceedings of the XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.IV. Foz do Iguaçu, Brazil
- Décourt, L. A. (1996). *Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, III SEFE, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF e ABMS, V.1, P. 215-224.
- Décourt, L. A. (2008). *Provas de Carga em Estacas podem Dizer Muito Mais do que têm dito*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 2008, V.1, P. 221-245.
- Fellenius, B.H. (2023) *Basic of Foundation Design*. Eletronic Edition. Calgary, available in www.fellenius.net
- Garcia., J. R.; Pereira., B. E. (2023). *Numerical analysis of the contribution of side resistance to caisson bearing capacity*. Soils and Rocks. ISSN 1980-9743, ISSN-e 2675-5475. São Paulo, SP.
- Guimarães, R.C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Herrmann, R.A., Löwen, M., Tinteler, T., Krumm S. (2013). *Research on the Load-Bearing Behavior of Bored Piles with Different Enlarged Bases*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2–6 September, 2013. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, London, 2755–2758.
- Johnson, L. D., Sherman, W. C. Al-Hussaini, M. M. (1981). *Overview for Design and Construction of Drilled Shafts in Cohesive Soils*. Geotechnical Laboratory. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Washington, D. C. 20314. 129p.
- Mendonça, A.F., Lima, A., Barro, J.G.C., Junior, R.C., Cortopassi, R. (1994). *Critérios Geológicos e Geotécnicos para Execução de Sondagens na Área do Distrito Federal*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações, vol. 2, Foz do Iguaçu, PR.
- Mota, N.M.B. (2003). *Ensaaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada De Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-013ª/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. DF, 336p.
- Santos, T. R. S. (2001). *Comportamento de Tubulões analisando-se separadamente as Parcelas de Resistência de Base e por Atrito Lateral*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP.
- Van der Veen, C. (1953). *The Bearing Capacity of a Pile*. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90p.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2002). *Fundações Profundas*. Coppe – UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 2, 359p.

Aterros Ferroviários: Otimização via Modelagem Numérica - caso em Rondonópolis-MT

Tiago de Jesus Souza

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

André Querelli

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

RESUMO: Este artigo apresenta o desenvolvimento de estudos preliminares de otimização de projeto de tratamentos de fundação de aterro no Lote 1 do trecho TRO (Rondonópolis/MT) - TEL (Santa Elvira) da Expansão Malha Norte. Após uma investigação minuciosa via modelagem numérica foi possível concluir que há oportunidades de otimização nos projetos geotécnicos. As análises de verificação de segurança revelaram fatores de segurança satisfatórios, em conformidade com as referências normativas possibilitando um projeto mais otimizado.

PALAVRAS-CHAVE: transporte ferroviário, modelagem numérica, métodos dos elementos finitos, fator de segurança, alteamento de talude

ABSTRACT: This article outlines the optimization studies conducted for the design of embankment foundation treatments in Lot 1 of the TRO (Rondonópolis/MT) - TEL (Santa Elvira) section of the north way expansion. Numerical modelling was employed to explore and identify opportunities for optimization in geotechnical design. The safety verification analyses indicate that the safety factors are satisfactory and in compliance with the normative references, which allows for a more optimized design.

KEY WORDS: railway transport, numerical modelling, finite element methods, safety factor, slope execution.

1 INTRODUÇÃO

A expansão de vias férreas emerge como um componente crucial para o desenvolvimento socioeconômico e sustentável das nações. Ao longo da história, sistemas ferroviários têm desempenhado um papel fundamental na facilitação do transporte de mercadorias e passageiros, contribuindo para o crescimento econômico e a conectividade global.

A crescente demanda por transporte eficiente, aliada às preocupações ambientais, tem elevado a importância das ferrovias como uma alternativa sustentável ao transporte rodoviário. A expansão de vias férreas não apenas reduz a congestionamento nas estradas, mas também diminui as emissões de carbono, promovendo práticas de transporte mais “eco-friendly”.

Tais estruturas, são dispostas em aterros de solo compactado. Assim, devido aos altos esforços

solicitantes, tanto no âmbito estático como dinâmico, faz-se necessário avaliar os estados limites último (ELU) e de serviço (ELS) dessas estruturas

A instabilidade de taludes e os possíveis recalques totais e diferenciais, emergem como preocupações críticas que podem comprometer a integridade das infraestruturas ferroviárias. É nesse contexto que a modelagem numérica se torna uma ferramenta útil, permitindo uma análise detalhada do comportamento geotécnico e a validação da concepção do projeto adotado.

A parte central da modelagem numérica de um problema real é a descrição de como as grandezas físicas se relacionam, como tensões, deformações e tempo (Souza e Querelli (2022)). Essas relações são equacionadas por meio dos modelos constitutivos, e, através destes, é possível reproduzir, prever e interpretar o comportamento tensão deformação de

um dado material. Para o estudo em epígrafe utilizou o modelo Mohr Coulomb.

De acordo com Randolph (1981), o modelo mais utilizado para a condução dos estudos geotécnicos é o elástico linear com ruptura de Mohr-Coulomb, o qual pode ser estimado com as devidas limitações a partir de ensaios de campo, a exemplo do SPT. A partir dos resultados das simulações, é possível avaliar a análise da influência de cada parâmetro de entrada sobre a resposta. Matsuoka e Nakai (1985), Nakai (2013), chegaram à conclusão de que os parâmetros que apresentam maior influência numa modelagem numérica para taludes são: coesão aparente, módulo de Young e ângulo de atrito interno. A partir desta premissa, para cada geometria se estabelece uma lei de comportamento para a fundação submetida ao momento que relaciona a carga horizontal com um fator de parâmetros que agrega as variáveis mais influentes, contemplando as características coesivo-friccionais do solo.

Deste modo, o objetivo deste artigo consta em apresentar as análises das seções mais críticas do segmento 3.2 da malha ferroviária em expansão, de forma a se propor uma verificação inicial à futura otimização da construção dos aterros em termos econômicos e executivos.

2 CASO DE OBRA

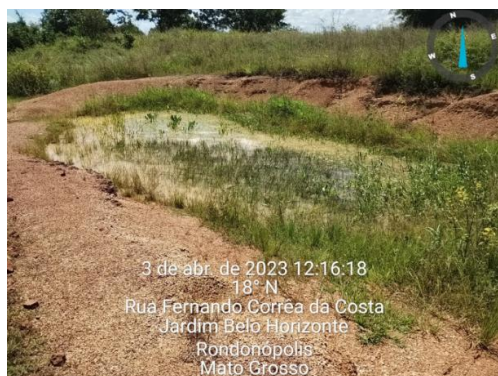
A obra em questão trata-se da expansão da malha ferroviária para ligação Rondonópolis e Cuiabá e Rondonópolis e Lucas do Rio Verde (Figura 1). O primeiro trecho será construído entre o trecho TRO (Rondonópolis/MT) – TEL (Santa Elvira) e possui 88,7 km de extensão.



Figura 2. Distribuição da ferrovia. [Fonte: GBMX, 2024].

O local em estudo está situada no Município de Rondonópolis, Mato Grosso. A malha de expansão analisada é composta por três segmentos: Segmento 3.2 - km 42+700 ao 50+500; Segmento 3.3 - km 50+500 ao 61+100; e Segmento 3.4 - km 61+100 ao 70+100.

Localmente, a extensão da linha férrea passará nas proximidades de áreas de proteção ambiental. Em suma, o empreendimento está localizado, em sua maioria, em áreas de relevo plano, passando por pastagens e por áreas de culturas temporárias, com trechos menores em declives e áreas florestais densas. Para concepção do projeto, realizou-se uma visita no local da obra para inspecionar a região de passagem da ferrovia. As Figura 2 apresenta algumas imagens da visita realizada.



(a)



(b)



(c)

Figura 2. Visita técnica realizada.

Quanto ao contexto geomorfológico da região, está inserido no âmbito da borda noroeste da Bacia

Fanerozoica do Paraná e abrange parte das rochas metassedimentares da Faixa Paraguai, pertencente a Província Tocantins. Estas últimas constituem o embasamento da região. Estes sedimentos Fanerozoicos encontram-se encobertos pelos sedimentos Cenozoicos da Bacia do Pantanal e formações superficiais neógenas detrítico lateríticas.

Cabe resaltar que, em toda a região que circunda o local da obra, já foi realizada, pelos autores, alguma atuação técnica na área de geotecnia, conforme é mostrado na Figura 3.

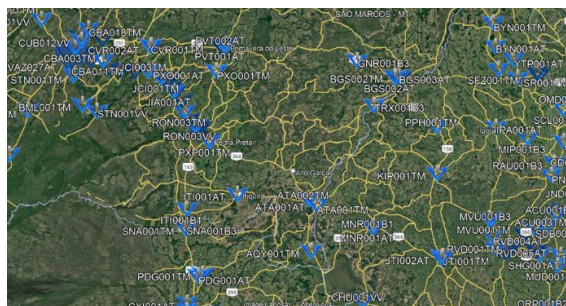


Figura 3. Locais próximos à obra com atuação técnica dos responsáveis pelo projeto base em estudo.

3 METODOLOGIA

3.1 Parâmetros geotécnicos

Tendo em vista que somente os ensaios de simples penetração (SPT) foram realizados na área em estudo, os parâmetros geotécnicos do solo foram estimados por meio de correlações empíricas e baseadas na experiência dos engenheiros geotécnicos responsáveis pela concepção do projeto.

Deste modo, a Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados para as distintas camadas de solo presentes na seção transversal (subsolo e aterro). Adotou-se o modelo constitutivo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para os materiais listados, exceto para as argilas moles, no qual foi atribuído o modelo constitutivo “Soft Soil”.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos para a seção mais crítica (km 48+900) do segmento 3.2 (km 42+700 ao 50+500)

| Solo | γ (kN/m ³) | γ_{sat} (kN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (°) | C_c | C_r | K (cm/s) | N_{spt} médio | E (kN/m ²) |
|--|-------------------------------|-------------------------------------|------------|-------------|-------|-------|--------------------|-----------------|--------------------------|
| 1 - Aterro Projetado | 18 | 18 | 15 | 28 | --- | --- | 1x10 ⁻³ | 15 | 31500 |
| 2 - Argila Mole N_{spt} : 0-3 | 13 | 13 | 10 | 16 | 0,27 | 0,027 | 1x10 ⁻⁵ | 1,5 | 2100 |
| 3 - Argila Mole N_{spt} : 0-3 | 16 | 16 | 15 | 18 | 0,27 | 0,027 | 1x10 ⁻⁵ | 1,5 | 2100 |
| 4 - Argila Areno Siltosa / Silto Arenosa N_{spt} : 6-10 | 17 | 17 | 14 | 28 | --- | --- | 1x10 ⁻³ | 8 | 16800 |
| 5 - Areia Silto Argilosa / Argilo Siltosa N_{spt} : > 40 | 18 | 19 | 5 | 33 | --- | --- | 1x10 ⁻³ | 40 | 84000 |

3.2 Modelagem numérica

As análises realizadas no presente estudo foram conduzidas no software PLAXIS 2D, que utiliza elementos finitos como metodologia de cálculo e permite modelar vários problemas geotécnicos com base em um único aplicativo integrado. A utilização do software supracitado possibilitou realizar a simulação desde os estágios iniciais até os mais avançados no processo de execução das obras.

Considerando uma modelagem bidimensional e adotando o estado plano de deformações, malhas triangulares (5 nós por elemento) foram atribuídas a seção mais crítica, com grande refinamento (“very fine”) em toda a malha e refinamentos adicionais nas regiões de maior interesse. Quanto aos modelos constitutivos, adotou-se o modelo “Soft Soil” para as argilas moles e o modelo elastoplástico com critério de Mohr-Coulomb para os demais solos.

Nas modelagens realizou-se análise drenada em todos os casos e considerou-se uma sobrecarga de 42 kPa na região em de passagem da ferrovia.

A Figura 4 apresenta a malha e o molde geotécnico empregado nas análises da seção crítica do Segmento 3.2, km48+900. Destaca-se que o desnível máximo (entre o nível do trilho e o nível do terreno local) no trecho analisado é de 16,0m.

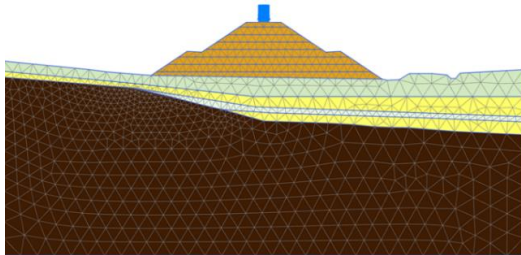


Figura 4. Modelo geotécnico empregado nas análises do km 48+900 (segmento 3.2).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Face a estratigrafia local, uma das opções seria realizar a remoção total da camada de solo mole. Contudo, a concepção do projeto optou por mantê-la, partindo do princípio em que fosse realizado o alteamento do aterro em tempos mais longos de forma a permitir o adensamento do solo durante a sua execução.

Os resultados da modelagem realizada estão apresentados na Figura 5. O máximo deslocamento horizontal apresentado foi de 14,14 cm enquanto o deslocamento vertical foi de 54,21cm. A Figura 5c apresenta os pontos de plastificação. Destaca-se que, na região central, tanto a base do aterro quanto a

metade inferior do solo mole apresentaram muitos pontos de plastificação.

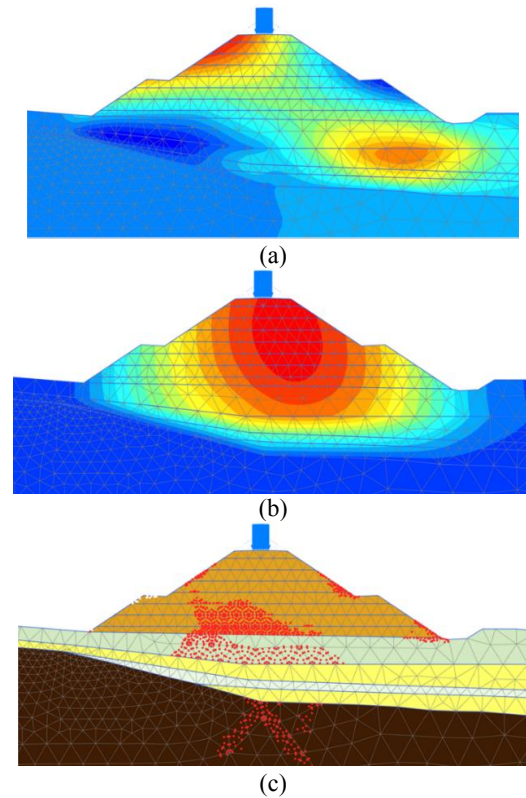


Figura 5. Resultados da modelagem numérica: Deslocamentos (a) horizontais e (b) verticais devido ao carregamento ferroviário; (c) pontos de plastificação.

A Figura 6 apresenta a modelagem realizada para determinação do fator de segurança global. Nota-se que, considerando os parâmetros de solo adotados (Tabela 1), o aterro estará estável aos esforços decorridos da ferrovia, com Fator de Segurança global igual a 1,516.

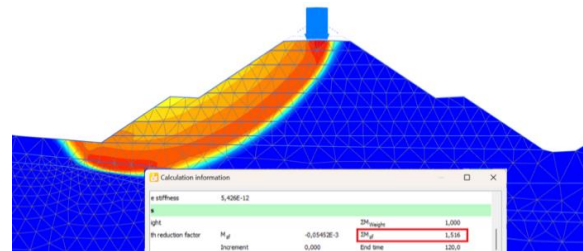


Figura 6. Fator de segurança Global obtido (FS = 1,516)

4 CONCLUSÃO

Frente a necessidade de expansão da via férrea no estado do Mato Grosso (MT), viu-se que seu trajeto atravessa regiões planas com solos superficiais de baixa capacidade de suporte. Na região do segmento em estudo, há 16m de desnível entre a trilha e o nível

do terreno. Deste modo, realizou-se uma análise numérica por meio do método dos elementos finitos, simulando o alteamento progressivo do talude e avaliando a estabilidade global final da estrutura. Os resultados mostraram deslocamentos horizontais, verticais e estabilidade global aceitáveis para o porte da obra.

A norma de estabilidade de taludes 11682/2009, ao propor a avaliação do fator de segurança por meio de análises de equilíbrio limite, estabelece uma base tradicional para a determinação da estabilidade geotécnica. Contudo, a incorporação da avaliação do fator de segurança por meio de elementos finitos apresenta vantagens técnicas significativas. Os elementos finitos permitem uma modelagem mais detalhada e realista do comportamento do solo, considerando não apenas as condições de equilíbrio limite, mas também aspectos como não linearidade do material, variações de propriedades e interações complexas entre diferentes camadas do solo.

Ao utilizar elementos finitos, é possível capturar de maneira mais precisa os efeitos de gradientes de tensão, redistribuição de esforços e tensões no maciço e heterogeneidades do solo. Essa abordagem oferece uma visão mais refinada das condições de estabilidade, permitindo a identificação de potenciais pontos de plastificação e a otimização de medidas de mitigação de riscos. Em ambientes geotécnicos complexos, como em terrenos heterogêneos ou com condições de carga dinâmica, a análise por elementos finitos se revela crucial para uma interpretação mais abrangente da estabilidade do talude. Portanto, a combinação dessas duas abordagens oferece uma metodologia robusta e avançada para a avaliação de fatores de segurança em projetos geotécnicos.

Por fim é imperativo salientar que as previsões e definições de valores apresentadas devem ser consideradas como referências teóricas para o acompanhamento. Isso se deve ao fato de que a realização dos cálculos subjacentes a tais previsões demanda a aplicação de várias simplificações conforme observado por Souza et al 2018. Estas, aliadas à variabilidade inerente às propriedades do maciço e das estruturas, contribuem para disparidades em relação aos valores efetivamente mensurados durante a execução da obra. A introdução de instrumentação geotécnica na estrutura de contenção também emerge como uma prática amplamente recomendada, configurando-se como um componente integral de projetos específicos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

GBMX (2024), *Veja por onde a ferrovia passará: 1º Trecho da linha Férrea liga Rondonópolis a Santa Elvira*. Disponível em: <https://gbmx.com.br/veja-por-onde-a-ferrovia-passara-lo-trecho-da-linha-ferrea-liga-rondonopolis-a-santa-elvira/>. Acesso em 16/01/2024

Matsuoka, H., e Nakai, T. (1985) Relationship Among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai Failure Criteria, *Soils and Foundations*, 25, 4, p. 123–128.

Nakai, T. (2013) *Constitutive Modeling of Geomaterials*, Taylor & Francis, 360 p.

Randolph, M.F. (1981) The response of flexible piles to lateral loading, *Géotechnique*, 31, 2, p. 247–259.

Souza, T., Querelli, A. (2022). Análise tensão-deformação para avaliação do impacto de uma contenção atirantada em túneis existentes. In: VIII Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Porto de Galinhas, Brasil.

Souza, T; Ribeiro, D.B; Oliveira, D. A. F. Investigação Numérica do comportamento da fundação de uma torre de telecomunicações em São Paulo. In: IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2018, Salvador. VIII Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos jovens- Geojovem, 2018.

ANÁLISE DA ERODIBILIDADE E CARACTERIZAÇÃO DOS TALUDES NO RODOANEL DE TERESINA, PI.

Chayrder Da Silva Pereira
Uninovafapi, Floriano, Brasil, chayrder.eng@gmail.com

Pedro Lucas Milanês De Sousa
Uninovafapi, Teresina, Brasil, pedro.milanes@gmail.com

Claudeny Simone Alves Santana
Tribunal de Contas do Estado do Mato Grosso do Sul, Campo Grande, Brasil, claudenysantana@tce.ms.gov.br

RESUMO: Os taludes são maciços de solo que podem ser agrupados em artificiais e naturais. Estes frequentemente ficam expostos à problemas como a erosão, na qual pode ser intensificada pelo tipo de solo, a falta de proteção superficial e a execução inadequada pelo não cumprimento das Normas Técnicas. Dentro desse contexto realizou-se um estudo sobre a estabilidade e conservação dos taludes presentes no Rodoanel de Teresina-PI, com o objetivo de identificar e quantificar os tipos de patologias e não conformidades encontradas. Foram realizados ensaios de classificação e caracterização física e mecânica do solo, além do ensaio de Pin-hole para análise da erodibilidade. Verificou-se que a resistência destes taludes está comprometida e reduzida devido ao teor expansivo do material e o baixo Índice de Suporte Califórnia (ISC), o que indica que o material destes taludes não apresenta resistência satisfatória em relação a agressão gerada pela falta de proteção superficial e um sistema de drenagem eficiente. Além disto, foi possível concluir que os solos dos taludes estudados apresentam uma alta dispersão de partículas, o que promove o surgimento de patologias.

PALAVRAS-CHAVE: Talude, Rodovias, Patologias, Erodibilidade, Conservação.

ABSTRACT: Slopes are soil masses that can be classified into artificial and natural categories in geotechnical engineering. These are often exposed to issues such as erosion, which can be intensified by soil type, lack of surface protection, and inadequate execution due to non-compliance with Technical Standards. Within this context, a study was conducted on the stability and conservation of slopes along the Rodoanel in Teresina-PI, aiming to identify and quantify the types of pathologies and non-conformities found. Classification and physical and mechanical characterization tests of the soil were conducted, along with Pin-hole tests to analyze erodibility. It was found that the strength of these slopes is compromised and reduced due to the expansive nature of the material and low California Bearing Ratio (CBR), indicating inadequate resistance to aggression caused by lack of surface protection and an efficient drainage system. Additionally, it was concluded that the soils of the studied slopes exhibit a high particle dispersion, promoting the emergence of pathologies.

KEY WORDS: Slope, Roads, Pathologies, Erodibility, Conservation.

1 INTRODUÇÃO

No início de século XX o governo brasileiro utilizou as rodovias como principal forma de escoamento de cargas e pessoas com o intuito de industrializar o país com base na formação de polos automobilísticos, e com isso grandes obras de pavimentação foram realizadas. Durante a construção dessas rodovias em algumas partes de seu traçado foi-se necessário a movimentação de solo para a execução de taludes para adequar o nivelamento da estrada e garantir condições adequadas de tráfego (SILVA, 2017).

Os taludes são maciços de solo que podem ser agrupados em artificiais e naturais. Os maciços

artificiais podem ser executados em corte ou aterro e apresentam uma homogeneidade mais acentuada que os maciços naturais e, por isto, adéquam-se melhor às teorias desenvolvidas para as análises de estabilidade. Estes frequentemente sofrem com problemas relacionados a patologias, como a erosão do solo, a qual pode ser intensificada pelo tipo de solo, a falta de proteção superficial e a execução inadequada pelo não cumprimento das Normas Técnicas (MARANGON, 2006).

A erosão do solo ocorre em decorrência da maior ou menor facilidade com que suas partículas são destacadas e transportadas pela ação de um agente erosivo, tendo seu processo natural intensificado

principalmente pelas ações humanas e intempéries. (BASTOS; MILITITSKY; GEHLING, 2000). Uma das alternativas para se amenizar os problemas com erosão é a aplicação de cobertura vegetal, onde a capacidade das raízes de se entrelaçarem e amarrarem ao terreno, diminuem a perda de solo, seja ela por escorregamento ou pela presença de feições erosivas (MANHAGO, 2008).

Segundo Santos (2015) a avaliação da estabilidade e conservação dos taludes em rodovias são fundamentais para garantir a segurança dos usuários sendo possível a percepção de anormalidades na estrutura e posteriormente a execução de manutenção preventiva ou corretiva no maciço de solo. Tendo em vista que a estabilidade desses taludes é de suma importância para garantir as condições adequadas de tráfego e segurança, este estudo tem o intuito de analisar as causas da rápida degradação dos taludes presentes no rodovial da cidade de Teresina-PI, assim como sugerir medidas mitigadoras para minimizar e ou sanar a ação dos agentes causadores dessa degradação.

O rodovial da cidade de Teresina-PI corresponde a um trecho de 28 km interligando a BR- 343 a BR-316 e foi entregue pelo governo do estado do Piauí em janeiro do ano de 2019, o mesmo, apresenta desgaste de alguns taludes. Por ser um trecho projetado para melhorar o trânsito de veículos pesados no sentido norte a sul do estado há preocupações quanto a suas atuais condições. A possibilidade de paralisação do uso do mesmo (para possíveis reparos) resultaria em diversos problemas de tráfego nas regiões em torno da cidade de Teresina-PI.

Dessa forma o estudo sobre a estabilidade e conservação dos taludes do rodovial de Teresina-PI se vê necessário por ser uma obra entregue a pouco tempo para uso da população e que colabora com o alívio do fluxo de veículos pesados dentro da cidade, tendo grande importância para a região. Assim sendo, esta pesquisa pode servir de base para os órgãos responsáveis se atentarem as condições físicas do rodovial da cidade de Teresina-PI.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Foram investigados um total de 10 taludes presentes no trecho de 28 Km do Rodovial de Teresina que liga a BR-343 a BR-316 entregue oficialmente a população pelo governo do estado em janeiro de 2019.

Após o mapeamento dos taludes e preenchimento de

um checklist, considerando o número de ocorrências de patologias, avaliação do grau de degradação através de registro fotográfico, e a inclinação dos taludes, selecionou-se 04 taludes para realização dos ensaios físicos e mecânicos, que apresentaram maior índice de patologias e não conformidades (proteção superficial e sistema de drenagem).

A coleta das amostras foi realizada de acordo com a norma NBR 9604 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas (ABNT, 1986).

2.2 Métodos

Conforme o tipo de coleta foram direcionados os ensaios a serem realizados, as amostras para a análise tátil visual (NBR 7250), ensaios de granulometria (NBR 7217), limites de Atterberg (NBR 6459 e NBR 7180), compactação proctor normal (NBR 7182) e índice de suporte Califórnia (NBR 9895) por necessitarem de uma preparação das amostras para realização do ensaio, foram retiradas de modo deformado. Já as amostras para o ensaio de furo de agulha (NBR 14114), onde se deseja analisar as características do solo com maior fidelidade as que o material se encontra no local de origem, estas foram retiradas de forma indeformada.

2.2.1 Ensaio de Furo de Agulha (pinhole test)

O aparelho utilizado no ensaio furo de agulha (Figura 1) foi produzido e adaptado conforme os materiais disponíveis em laboratório da instituição de ensino.



Figura 1. Esquema de montagem do aparelho.

Para realização do ensaio furo de agulha com amostra indeformada, foram realizadas as seguintes etapas (Figura 2):

1. Inicialmente para realização da moldagem do corpo de prova, usou-se uma amostra de solo indeformada, e com o auxílio de espátula bizelada, cuidadosamente, moldou-se o corpo de prova com o formato da cápsula;
2. Em seguida realizou-se a conferência da altura da amostra;
3. Após a conferência da altura, colocou-se a primeira camada de areia (retida na peneira de 2 mm) na cápsula, está com altura de 55,4 mm de acordo com o esquema de montagem da Figura 2;
4. Em seguida inseriu-se a primeira malha metálica de 2 mm na cápsula;
5. Após a inserção da malha metálica, colocou-se a amostra indeformada na cápsula e fez-se o furo de 1 mm de diâmetro no centro da amostra;
6. Depois colocou-se a segunda malha metálica de 2 mm de diâmetro;
7. Em seguida colocou-se a segunda camada de areia retida na peneira de 2 mm;
8. Posteriormente fechou-se a cápsula;
9. Anexou-se a cápsula ao manômetro e ao reservatório de água, na qual houve a aplicação de uma carga de 50 mm de coluna d'água sobre a amostra por um tempo de 5 minutos.
10. Após a aplicação da carga, retirou-se o corpo de prova com o auxílio do extrator de madeira;
11. Depois analisou-se a coloração do fluido;
12. E por fim, mediu-se o diâmetro da amostra.



Figura 2. Procedimento para Ensaio Furo de Agulha.

A interpretação dos resultados para classificação tem como base a vazão e coloração do fluido que passa pela amostra e o diâmetro final do solo, seguindo a

orientação apresentada na Figura 3.

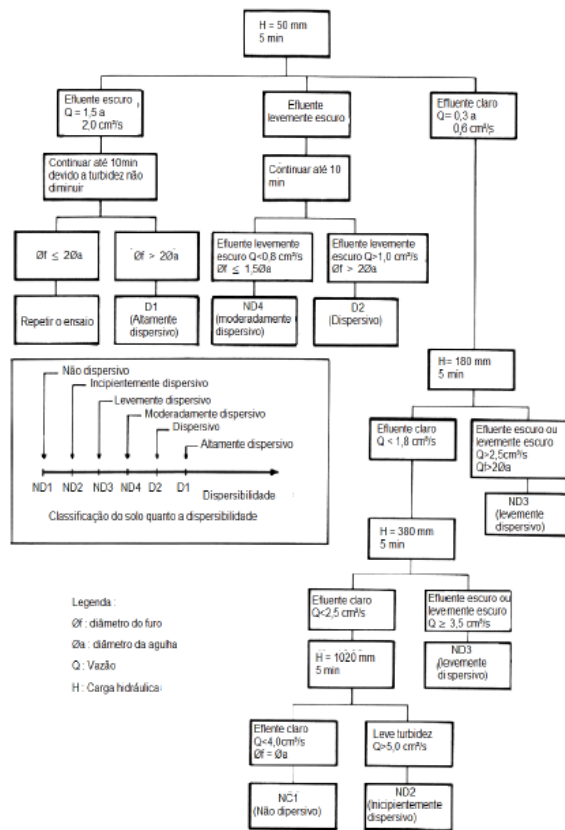


Figura 3. Fluxograma orientado para interpretação do resultado do ensaio furo de agulha

2.2.1 Inclinação dos taludes

Conforme os parâmetros empíricos estabelecidos por Maragon (2006), Foi realizada a verificação da inclinação dos taludes escolhidos para coleta e realização de ensaios em laboratório, com a utilização de um esquadro articulado e um transferidor, o aparelho foi desenvolvido utilizando os seguintes materiais (Figura 4):

- Duas barras metálicas, a haste maior com 1,20 m e a menor com 0,60 m
- Parafusos;
- Barra de nível;
- Fixador da barra de nível a haste.

O processo para obter a inclinação é descrito abaixo:

1. A haste maior é colocada sobre a face do talude e a haste com a barra de nível é aberta até com a mesma esteja nivelada;
2. O esquadro é travado na posição e com o auxílio

de um transferidor foi possível obter a inclinação utilizada na execução do talude.



Figura 4. Esquadro Articulado e processo de retirada de inclinação dos taludes.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Identificação das Conformidades e Patologias

Inicialmente realizou-se a listagem dos 10 taludes com suas respectivas patologias como mostrado no Quadro 1. A partir disto, observou-se que os taludes 01,02,04,06, 07 e 08 apresentavam de 04 a 05 patologias das listadas no checklist, o talude 02 mesmo apresentando 05 das 07 patologias listadas foi descartado em razão de não apresentar o mesmo grau de deterioração visual em relação aos demais.

O talude 08 também foi descartado, e o talude 06 foi então selecionado pois o mesmo apresentava 04 das 07 patologias listadas no checklist, além de apresentar grau de deterioração semelhante aos taludes 01,04 e 07. Portanto para realização da coleta de amostras e posterior análise tátil visual e ensaios em laboratório foram selecionados os taludes 01, 04, 06 e 07.

As patologias verificadas nos taludes foram: erosão, desagregação superficial, escorregamento em corte, escorregamento em aterro, recalque em aterro, queda de blocos e rolamento de blocos.

Quadro 1. Ocorrência de conformidades e patologias.

| Ocorrência de conformidades e patologias | | |
|--|--------------------------|--------------------------|
| Talude 01 | Talude 02 | Talude 03 |
| Sistema de drenagem | Erosão | Erosão |
| Erosão | Desagregação superficial | Desagregação superficial |
| Desagregação superficial | Escorregamento em corte | |
| Escorregamento em corte | Queda de blocos | |
| Queda de blocos | Rolamento de blocos | |
| Rolamento de blocos | | |
| Talude 04 | Talude 05 | Talude 06 |
| Erosão | Erosão | Erosão |
| Desagregação superficial | Desagregação superficial | Desagregação superficial |
| Escorregamento em corte | | Escorregamento em corte |
| Queda de blocos | | Rolamento de blocos |
| Rolamento de blocos | | |
| Talude 07 | Talude 08 | Talude 09 |
| Erosão | Erosão | Desagregação superficial |
| Desagregação superficial | Desagregação superficial | Desagregação superficial |
| Escorregamento em corte | Escorregamento em corte | Queda de blocos |
| Queda de blocos | Queda de blocos | |
| Rolamento de blocos | | |
| Talude 10 | | |
| Erosão | | |
| Desagregação superficial | | |
| Queda de blocos | | |

A Figura 5 apresenta de maneira ilustrativa a disposição das patologias verificadas nos taludes 06 e 07, respectivamente.

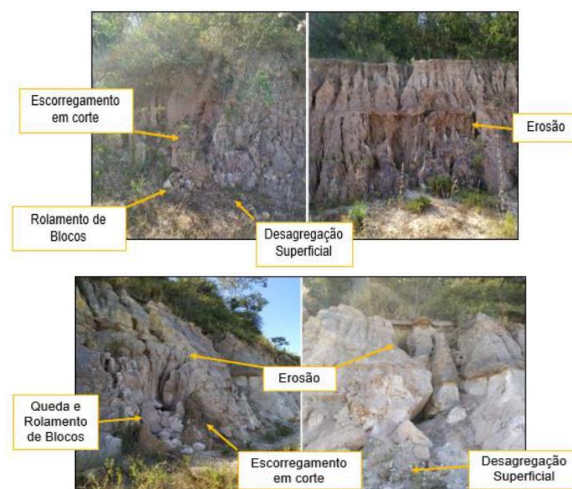


Figura 5. Patologias identificadas nos taludes 06 e 07.

Segundo Maragon (2006) a erosão presente nos taludes estudados é ocasionada pela falta de proteção superficial adequada e sua ocorrência pode ser intensificada pela ausência de um sistema de drenagem eficiente. A desagregação superficial conforme Carrasco (2014) é uma patologia semelhante a erosão, é ocasionada pela exposição do solo a umidade provocando assim a remoção do material.

Sobre o escorregamento em corte, Santos (2015) destaca como uma das principais causas desta patologia a saturação do solo devido a presença de água que ocasiona um alívio de tensões internas no maciço do talude o que provoca assim o escorregamento. Este processo pode ser acelerado

caso o solo apresente erosão em sua superfície. A queda de blocos ocorre devido a ação da água e de raízes na descontinuidade do maciço, assim como o rolamento de bloco é resultante da erosão agressiva ao solo, que causa o desprendimento dos blocos que compõe o maciço, fazendo com que estes rolem sobre a superfície (MARAGON, 2006)

A Figura 6 apresenta um apanhado geral das quantificações das patologias identificadas, permitindo uma visão geral dos taludes analisados.

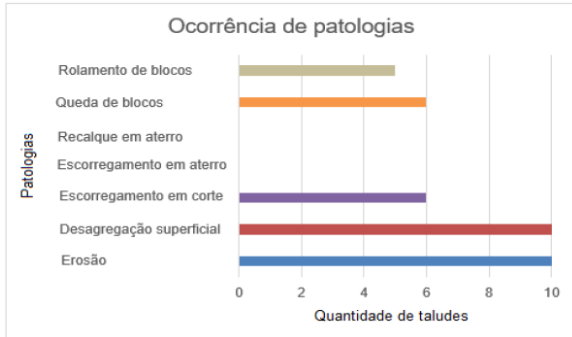


Figura 6. Quantificação geral das patologias.

3.2 Ensaios Físicos

3.2.1 Granulometria

Para a amostra do talude 01 notou-se que a mesma possui cerca de 1,19 % de areia com diâmetro máximo característico de 0,075 mm, podendo classificá-la como um solo argiloso com pequena presença de areia.

Na amostra do talude 04 observou-se que a curva possui cerca de 84,05 % de areia e que o mesmo apresenta diâmetro máximo de 1,2 mm, portanto, pode-se classificar como um solo arenoso com pouca presença de silte.

A amostra do talude 06, apresenta cerca de 84,28% de areia de acordo com sua curva granulométrica e apresenta diâmetro máximo específico de 0,42 mm, podendo ser classificado como um solo arenoso com pouca presença de silte.

Observando a curva da amostra 07 notou-se que o mesmo apresenta cerca de 59,64% de areia e que o mesmo apresenta um diâmetro máximo de 0,42 mm este, portanto pode ser classificada como um solo arenoso com presença de silte.

As curvas granulométricas das amostras dos taludes podem ser vistas na Figura 07.

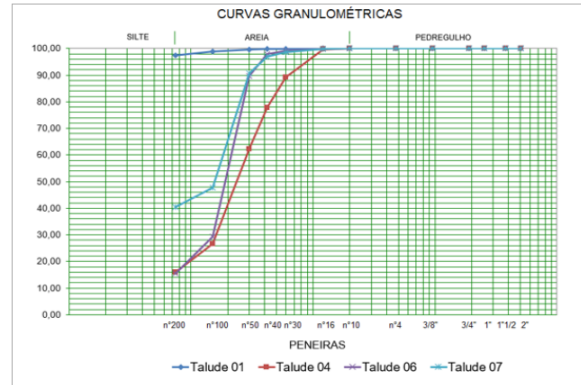


Figura 7. Curva granulométrica das amostras dos taludes selecionados.

3.2.2 Limites de Consistência

A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de limites de consistência das amostras dos taludes 01, 04, 06 e 07.

Tabela 1. Valores dos limites de consistência.

| Talude | LL | LP | IP |
|--------|-------|-------|-------|
| 01 | 33,58 | 13,56 | 20,02 |
| 04 | NL | NP | - |
| 06 | NL | NP | - |
| 07 | NL | NP | - |

Conforme os dados apresentados, e segundo Caputo (1988), o solo pode ser classificado segundo os valores de IP. Assim classifica-se a amostra de talude 01, como sendo altamente plástica, portanto, é um solo que tem grande capacidade de retenção de água, tornando-se propício ao surgimento de patologias.

Segundo Reinert e Reichert (2006) a baixa retenção de água e baixa coesão são características de solos arenosos por apresentar tais características para as amostras do talude 04, 06 e 07, não foi possível realizar os ensaios de LL e LP, pois ao acrescentar água na amostra a mesma não apresentou comportamento plástico e uma consistência mínima necessária para realizar sulco no meio da amostra com o cinzel no ensaio de liquidez, impossibilitando a realização do ensaio

3.2.3 Ensaio de Compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC).

As curvas de compactação estão dispostas na Figura 8, das respectivas amostras dos taludes 01, 04, 06 e 07. Conforme Pinto (2001), a amostra do talude 01 é

a que apresenta maior teor de umidade ótima (12,515%) e consequentemente o menor peso específico seco (1,867 g/cm³) que são características de um solo argiloso.

Além disto, com os resultados granulométricos atribuídos, as amostras dos solos dos taludes 04 e 06 apresentam peso específico elevado se comparando a amostra de talude 01 (2,140 g/cm³ e 2,1224 g/cm³ respectivamente) e consequentemente, suas umidades ótimas são menores que a do talude 01 (10,379 % e 9,598 % respectivamente) solos arenosos possuem pesos específicos maiores e teores de umidade menores. Quanto a amostra de solo do talude 07, está apresenta o maior peso específico seco entre as amostras estudadas (2,190 g/cm³) e consequentemente apresenta o segundo maior teor de umidade (10,998%) se comparado a amostra do talude 01.

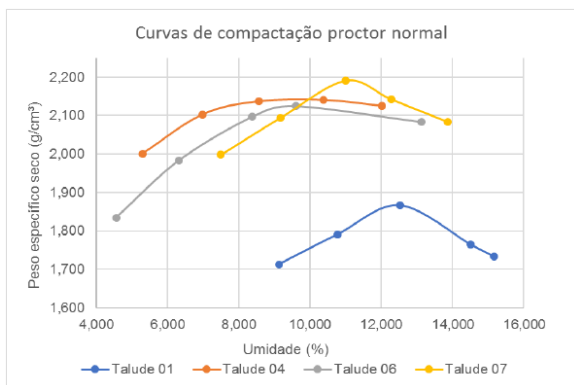


Figura 8. Curva granulométrica das amostras dos taludes selecionados.

Referentes aos dados sobre ISC, a Figura 09 apresenta o gráfico de taxa de expansão dos ensaios realizados, A expansão máxima do solo para atender as necessidades de infraestrutura rodoviária é de 0,5%, solos com valores de expansão superiores que 0,5 % são suscetíveis a ocorrência e aparecimento de patologias.

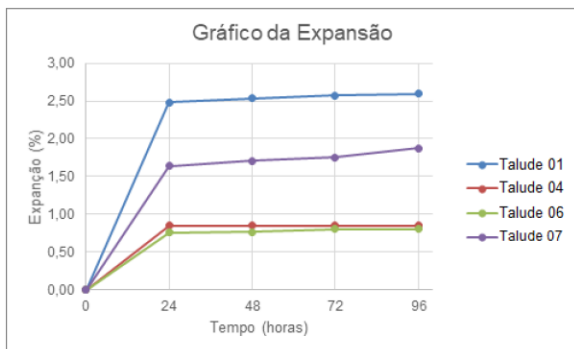


Figura 9. Comportamento expansivo das amostras. Observou-se que as amostras dos taludes estudados

apresentaram uma expansão superior a 0,5% indicando uma alta taxa de crescimento nas primeiras 24 horas de imersão. Após esse período, a expansão do solo estabiliza conforme o passar do tempo, não apresentando variações elevadas.

Os altos as taxas de expansão dos solos estudados bem como o crescimento nas primeiras 24 horas mostram sua sensibilidade a presença de água, dessa forma os solos analisados não deveriam ser expostos da forma que se encontram, pois a presença de água na superfície do talude já contribuiria numa aceleração do surgimento de patologias.

Para determinação do ISC são utilizadas as pressões calculadas que correspondem as penetrações de 2,54 e 5,08 mm. Tendo em vista que deve ser considerado apenas o maior valor obtido entre as duas pressões, a Tabela 2 trás os valores obtidos no ensaio.

Tabela 2. Valores de pressão do ensaio de ISC.

| Talude | Pressão | Pressão | ISC (%) |
|--------|----------------------|----------------------|---------|
| | (kgf/cm²) 2,54 mm | (kgf/cm²) 5,08 mm | |
| 01 | 4,28 | 5,32 | 6,20 |
| 04 | 8,06 | 15,2 | 14,70 |
| 06 | 2,45 | 4,08 | 3,94 |
| 07 | 3,77 | 7,75 | 7,49 |

Observa-se que essa baixa capacidade de suporte está diretamente relacionada ao elevado grau de degradação dos taludes, pois o solo que compoem os mesmos, não apresentam a resistência necessária para suportar as ação dos agentes intempéries.

3.2.3 Ensaio de Furo de Agulha (Pin Hole Test)

Este ensaio foi realizado segundo a NBR 14114 (ABNT,1998), e os resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do ensaio de furo de agulha.

| Talude | Ø furo (mm) | Vazão (cm³/s) | Classificação |
|--------|-------------|---------------|---------------|
| 01 | 2,75 | 2,35 | D1 |
| 04 | - | 3,33 | ND3 |
| 06 | 3,18 | 2,73 | ND3 |
| 07 | 3,87 | 3,03 | ND3 |

Com os resultados do ensaio, classificou-se a amostra do talude 01 em altamente dispersiva. Que caracteriza este solo por apresentar alta

suscetibilidade a erosão.

Apesar das amostras dos taludes 04,06 e 07 apresentarem características de solos arenosos, realizou-se o ensaio para que fosse possível analisar o comportamento destes solos com relação a sua erodibilidade. Pode-se observar que as amostras, apresentaram coloração clara a levemente turva, o que caracteriza a baixa presença de argila na sua composição.

Além disto, alta capacidade de passagem do fluido por estes solos é resultado do tamanho das partículas que compõem as amostras resultando em baixa coesão.

A amostra do talude 04 foi toda comprometida pela passagem do fluido e não foi possível realizar a conferência do diâmetro final do furo, este comportamento dos solos é resultando de sua alta tendência a erodibilidade e fácil desprendimento das partículas.

Na Figura 10 estão dispostos a coloração do fluido e diâmetro das amostras estudadas.



Figura 10. Coloração do fluido após ensaio e conferência do diâmetro final das amostras.

3.2.4 Inclinação dos Taludes

Após a análise da inclinação dos taludes apresentadas na Tabela 4, notou-se dentre os valores dos ângulos de inclinação das respectivas amostras estudadas, apenas o talude 01 apresenta a condição de melhor estabilidade, dentro dos parâmetros empíricos estabelecidos segundo Maragon (2006) que é a inclinação de 45°.

Segundo Fritscher (2006) a redução da inclinação do talude diminui a velocidade de escoamento superficial, medida que seria muito benéfica para os taludes estudados pois diminuiria a erosão na face e base dos taludes, garantindo um maior estado de conservação, melhorando assim sua estabilidade.

Tabela 4. Inclinação dos taludes.

| Talude | Inclinação |
|--------|------------|
| 01 | 42° |
| 04 | 48° |
| 06 | 53° |
| 07 | 50° |

3.3 Ações Corretivas

Visando o melhoramento das condições de infraestrutura dos taludes analisados, tendo por base os resultados obtidos na presente pesquisa, a respeito de métodos construtivos e da conservação de taludes, foram definidas algumas medidas que podem ser adotadas para contribuir com a vida útil do talude, assim como melhorar sua condição física atual.

Como foi descrito no trabalho, os taludes em sua maioria apresentam principalmente as patologias de desagregação superficial, erosão, escorregamento em corte, queda e rolamento de blocos.

Recomenda-se que nestes sejam realizados a execução de dispositivos de drenagem superficial para garantir o comportamento estável da estrutura além de minimizar o risco de surgimento de novos trechos de patologias no talude. A utilização de um ou uma combinação de sistemas de drenagem superficial como canaletas, dissipadores de energia, caixas coletoras garantiriam uma melhor conservação do talude durante períodos de precipitação. Este sistema combinado com o sistema de proteção superficial garantiria a estabilidade do talude. Um sistema de drenagem interna se torna mais caro de ser executado devido ao grau de retrabalho que seria realizado para a implantação do mesmo.

Como observados nos dados dos ensaios dispostos anteriormente, pode verificar-se que os taludes estudados não apresentam resistência adequada, portanto outra técnica que poderia ser aplicada seria a implantação das cortinas atirantadas ou solos grampeados, este por sua vez são sistemas de contenção e proteção superficial já que os tirantes seriam responsáveis por transmitir as cargas de tração ao solo, impedindo assim a movimentação de terra, e também por ser um método utilizado em solos de baixa resistência. As patologias encontradas associadas as medidas mitigadoras aplicáveis estão dispostas no Quadro 14. Para que haja efetivo combate as patologias, deve-se utilizar uma combinação de medidas mitigadoras de acordo com as necessidades de cada talude.

Quadro 2. Medidas mitigadoras aplicáveis às condições patológicas dos taludes estudados.

| Patologia | Medidas Mitigadoras Aplicáveis |
|--------------------------|---|
| Desagregação superficial | <ul style="list-style-type: none"> • Cobertura vegetal • Biomantas • Sistema de drenagem superficial |
| Erosão | <ul style="list-style-type: none"> • Cobertura vegetal • Biomantas • Sistema de drenagem superficial • Sistema de drenagem interno • Redução da inclinação |
| Escorregamento em corte | <ul style="list-style-type: none"> • Cortina atirantada • Redução da inclinação • Solo grampeado • Sistema de drenagem superficial • Sistema de drenagem interno |
| Queda de blocos | <ul style="list-style-type: none"> • Cortina atirantada • Redução da inclinação • Solo grampeado |
| Rolamento de blocos | <ul style="list-style-type: none"> • Cortina atirantada • Redução da inclinação • Solo grampeado |

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho objetivou realizar análise da estabilidade e conservação dos taludes presentes no rodovial de Teresina-PI, com foco no processo de erodibilidade.

Destaca-se as principais conclusões referentes ao estudo:

- Após a aplicação de checklist, todos os 10 taludes analisados apresentaram consideráveis ações de deterioração, onde dentre estes, foram selecionados 04 para a realização de ensaios físicos e furo de agulha;
- Os ensaios físicos contribuíram para o conhecimento das características destes solos que compõe os taludes com destaque aos ensaios de compactação e CBR.
- A partir das curvas de compactação, foi possível verificar que estes, ao sofrerem aumento no teor de umidade, ocasionam a redução do peso específico, resultando assim em um alívio das cargas no maciço do talude e conseqüentemente geram instabilidade, influenciando no surgimento de patologias como o escorregamento em corte;
- Observou-se também que a resistência destes taludes está comprometida e devido o teor expansivo do material e o baixo ISC, que indica que o material não apresenta resistência satisfatória em relação a agressão gerada pela falta de proteção superficial e um sistema de drenagem eficiente.

- No ensaio furo de agulha pode-se observar que os solos apresentam uma alta a leve dispersão de partículas, o que promove o surgimento de patologias como a erosão.

REFERÊNCIAS

- ABNT. NBR 7250: *Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos*. [S.l.], p. 3. 1982.
- _____. NBR 6459: *Determinação do limite de liquidez*. [s.l.], p. 6. 1984.
- _____. NBR 7180: *Determinação do limite de plasticidade*. [s.l.], p. 3. 1984.
- _____. NBR 7182: *Ensaio de compactação*. [s.l.], p. 10. 1986.
- _____. NBR 7217 - *Agregados: Determinação da composição granulométrica*. [S.l.], p. 3. 1987.
- _____. NBR 9895 – *Solo: Índice de Suporte California*. [S.l.], p. 14. 1987.
- _____. NBR 14114: *Solos argilosos dispersivos Identificação e classificação por meio do ensaio do furo de agulha (pinhole test)*. [S.l.], p. 8. 1998.
- _____. NBR 7211- *Agregados para concreto - Especificação*. [S.l.], p. 15. 2005.
- _____. NBR 9604: *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas*. [s.l.], p. 9. 1986.
- CAPUTO, H. P. *Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentais*. 6. Ed. Rio de Janeiro: LTC – livros técnicos e científicos editora s.a., v. 1, 1988.
- FRITSCHER, E. C. *Análise da estabilidade de taludes: Estudo de caso no município de Teutônia-RS*. Centro Universitário Univates - Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Lajeado, p. 100. 2016.
- JÚNIOR, D. D. M. M. *Taludes de Rodovias – Orientações para diagnósticos*. IPT – Instituto de Pesquisa Tecnológica. [S.l.], p. 6. 2003.
- MARAGON, M. *Estabilidade de taludes. Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra*, 2006.
- ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 3. ed. Minas Gerais: Terratek, 2007.
- PINTO, C. D. S. *Curso Básico de mecânica dos solos: com exercícios resolvidos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ANÁLISE DA ERODIBILIDADE E CARACTERIZAÇÃO DOS TALUDES NO RODOANEL DE TERESINA, PI.

Chayrder Da Silva Pereira
Uninovafapi, Floriano, Brasil, chayrder.eng@gmail.com

Pedro Lucas Milanês De Sousa
Uninovafapi, Teresina, Brasil, pedro.milanes@gmail.com

Claudeny Simone Alves Santana
Tribunal de Contas do Estado do Mato Grosso do Sul, Campo Grande, Brasil, claudenysantana@tce.ms.gov.br

RESUMO: Os taludes são maciços de solo que podem ser agrupados em artificiais e naturais. Estes frequentemente ficam expostos à problemas como a erosão, na qual pode ser intensificada pelo tipo de solo, a falta de proteção superficial e a execução inadequada pelo não cumprimento das Normas Técnicas. Dentro desse contexto realizou-se um estudo sobre a estabilidade e conservação dos taludes presentes no Rodoanel de Teresina-PI, com o objetivo de identificar e quantificar os tipos de patologias e não conformidades encontradas. Foram realizados ensaios de classificação e caracterização física e mecânica do solo, além do ensaio de Pin-hole para análise da erodibilidade. Verificou-se que a resistência destes taludes está comprometida e reduzida devido ao teor expansivo do material e o baixo Índice de Suporte Califórnia (ISC), o que indica que o material destes taludes não apresenta resistência satisfatória em relação a agressão gerada pela falta de proteção superficial e um sistema de drenagem eficiente. Além disto, foi possível concluir que os solos dos taludes estudados apresentam uma alta dispersão de partículas, o que promove o surgimento de patologias.

PALAVRAS-CHAVE: Talude, Rodovias, Patologias, Erodibilidade, Conservação.

ABSTRACT: Slopes are soil masses that can be classified into artificial and natural categories in geotechnical engineering. These are often exposed to issues such as erosion, which can be intensified by soil type, lack of surface protection, and inadequate execution due to non-compliance with Technical Standards. Within this context, a study was conducted on the stability and conservation of slopes along the Rodoanel in Teresina-PI, aiming to identify and quantify the types of pathologies and non-conformities found. Classification and physical and mechanical characterization tests of the soil were conducted, along with Pin-hole tests to analyze erodibility. It was found that the strength of these slopes is compromised and reduced due to the expansive nature of the material and low California Bearing Ratio (CBR), indicating inadequate resistance to aggression caused by lack of surface protection and an efficient drainage system. Additionally, it was concluded that the soils of the studied slopes exhibit a high particle dispersion, promoting the emergence of pathologies.

KEY WORDS: Slope, Roads, Pathologies, Erodibility, Conservation.

1 INTRODUÇÃO

No início de século XX o governo brasileiro utilizou as rodovias como principal forma de escoamento de cargas e pessoas com o intuito de industrializar o país com base na formação de polos automobilísticos, e com isso grandes obras de pavimentação foram realizadas. Durante a construção dessas rodovias em algumas partes de seu traçado foi-se necessário a movimentação de solo para a execução de taludes para adequar o nivelamento da estrada e garantir condições adequadas de tráfego (SILVA, 2017).

Os taludes são maciços de solo que podem ser agrupados em artificiais e naturais. Os maciços

artificiais podem ser executados em corte ou aterro e apresentam uma homogeneidade mais acentuada que os maciços naturais e, por isto, adéquam-se melhor às teorias desenvolvidas para as análises de estabilidade. Estes frequentemente sofrem com problemas relacionados a patologias, como a erosão do solo, a qual pode ser intensificada pelo tipo de solo, a falta de proteção superficial e a execução inadequada pelo não cumprimento das Normas Técnicas (MARANGON, 2006).

A erosão do solo ocorre em decorrência da maior ou menor facilidade com que suas partículas são destacadas e transportadas pela ação de um agente erosivo, tendo seu processo natural intensificado

principalmente pelas ações humanas e intempéries. (BASTOS; MILITITSKY; GEHLING, 2000). Uma das alternativas para se amenizar os problemas com erosão é a aplicação de cobertura vegetal, onde a capacidade das raízes de se entrelaçarem e amarrarem ao terreno, diminuem a perda de solo, seja ela por escorregamento ou pela presença de feições erosivas (MANHAGO, 2008).

Segundo Santos (2015) a avaliação da estabilidade e conservação dos taludes em rodovias são fundamentais para garantir a segurança dos usuários sendo possível a percepção de anormalidades na estrutura e posteriormente a execução de manutenção preventiva ou corretiva no maciço de solo. Tendo em vista que a estabilidade desses taludes é de suma importância para garantir as condições adequadas de tráfego e segurança, este estudo tem o intuito de analisar as causas da rápida degradação dos taludes presentes no rodovial da cidade de Teresina-PI, assim como sugerir medidas mitigadoras para minimizar e ou sanar a ação dos agentes causadores dessa degradação.

O rodovial da cidade de Teresina-PI corresponde a um trecho de 28 km interligando a BR- 343 a BR-316 e foi entregue pelo governo do estado do Piauí em janeiro do ano de 2019, o mesmo, apresenta desgaste de alguns taludes. Por ser um trecho projetado para melhorar o trânsito de veículos pesados no sentido norte a sul do estado há preocupações quanto a suas atuais condições. A possibilidade de paralisação do uso do mesmo (para possíveis reparos) resultaria em diversos problemas de tráfego nas regiões em torno da cidade de Teresina-PI.

Dessa forma o estudo sobre a estabilidade e conservação dos taludes do rodovial de Teresina-PI se vê necessário por ser uma obra entregue a pouco tempo para uso da população e que colabora com o alívio do fluxo de veículos pesados dentro da cidade, tendo grande importância para a região. Assim sendo, esta pesquisa pode servir de base para os órgãos responsáveis se atentarem as condições físicas do rodovial da cidade de Teresina-PI.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Foram investigados um total de 10 taludes presentes no trecho de 28 Km do Rodovial de Teresina que liga a BR-343 a BR-316 entregue oficialmente a população pelo governo do estado em janeiro de 2019.

Após o mapeamento dos taludes e preenchimento de

um checklist, considerando o número de ocorrências de patologias, avaliação do grau de degradação através de registro fotográfico, e a inclinação dos taludes, selecionou-se 04 taludes para realização dos ensaios físicos e mecânicos, que apresentaram maior índice de patologias e não conformidades (proteção superficial e sistema de drenagem).

A coleta das amostras foi realizada de acordo com a norma NBR 9604 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas (ABNT, 1986).

2.2 Métodos

Conforme o tipo de coleta foram direcionados os ensaios a serem realizados, as amostras para a análise tátil visual (NBR 7250), ensaios de granulometria (NBR 7217), limites de Atterberg (NBR 6459 e NBR 7180), compactação proctor normal (NBR 7182) e índice de suporte Califórnia (NBR 9895) por necessitarem de uma preparação das amostras para realização do ensaio, foram retiradas de modo deformado. Já as amostras para o ensaio de furo de agulha (NBR 14114), onde se deseja analisar as características do solo com maior fidelidade as que o material se encontra no local de origem, estas foram retiradas de forma indeformada.

2.2.1 Ensaio de Furo de Agulha (pinhole test)

O aparelho utilizado no ensaio furo de agulha (Figura 1) foi produzido e adaptado conforme os materiais disponíveis em laboratório da instituição de ensino.



Figura 1. Esquema de montagem do aparelho.

Para realização do ensaio furo de agulha com amostra indeformada, foram realizadas as seguintes etapas (Figura 2):

1. Inicialmente para realização da moldagem do corpo de prova, usou-se uma amostra de solo indeformada, e com o auxílio de espátula bizelada, cuidadosamente, moldou-se o corpo de prova com o formato da cápsula;
2. Em seguida realizou-se a conferência da altura da amostra;
3. Após a conferência da altura, colocou-se a primeira camada de areia (retida na peneira de 2 mm) na cápsula, está com altura de 55,4 mm de acordo com o esquema de montagem da Figura 2;
4. Em seguida inseriu-se a primeira malha metálica de 2 mm na cápsula;
5. Após a inserção da malha metálica, colocou-se a amostra indeformada na cápsula e fez-se o furo de 1 mm de diâmetro no centro da amostra;
6. Depois colocou-se a segunda malha metálica de 2 mm de diâmetro;
7. Em seguida colocou-se a segunda camada de areia retida na peneira de 2 mm;
8. Posteriormente fechou-se a cápsula;
9. Anexou-se a cápsula ao manômetro e ao reservatório de água, na qual houve a aplicação de uma carga de 50 mm de coluna d'água sobre a amostra por um tempo de 5 minutos.
10. Após a aplicação da carga, retirou-se o corpo de prova com o auxílio do extrator de madeira;
11. Depois analisou-se a coloração do fluido;
12. E por fim, mediu-se o diâmetro da amostra.



Figura 2. Procedimento para Ensaio Furo de Agulha.

A interpretação dos resultados para classificação tem como base a vazão e coloração do fluido que passa pela amostra e o diâmetro final do solo, seguindo a

orientação apresentada na Figura 3.

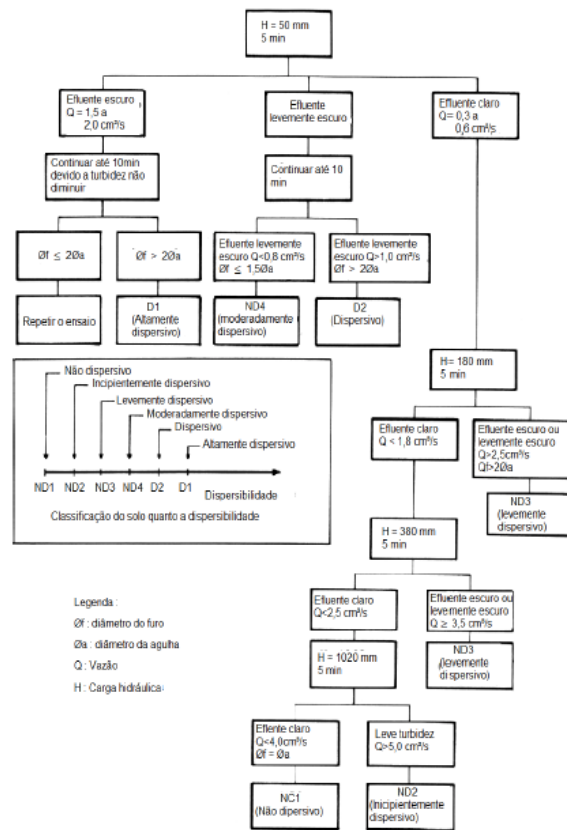


Figura 3. Fluxograma orientado para interpretação do resultado do ensaio furo de agulha

2.2.1 Inclinação dos taludes

Conforme os parâmetros empíricos estabelecidos por Maragon (2006), Foi realizada a verificação da inclinação dos taludes escolhidos para coleta e realização de ensaios em laboratório, com a utilização de um esquadro articulado e um transferidor, o aparelho foi desenvolvido utilizando os seguintes materiais (Figura 4):

- Duas barras metálicas, a haste maior com 1,20 m e a menor com 0,60 m
- Parafusos;
- Barra de nível;
- Fixador da barra de nível a haste.

O processo para obter a inclinação é descrito abaixo:

1. A haste maior é colocada sobre a face do talude e a haste com a barra de nível é aberta até com a mesma esteja nivelada;
2. O esquadro é travado na posição e com o auxílio

de um transferidor foi possível obter a inclinação utilizada na execução do talude.

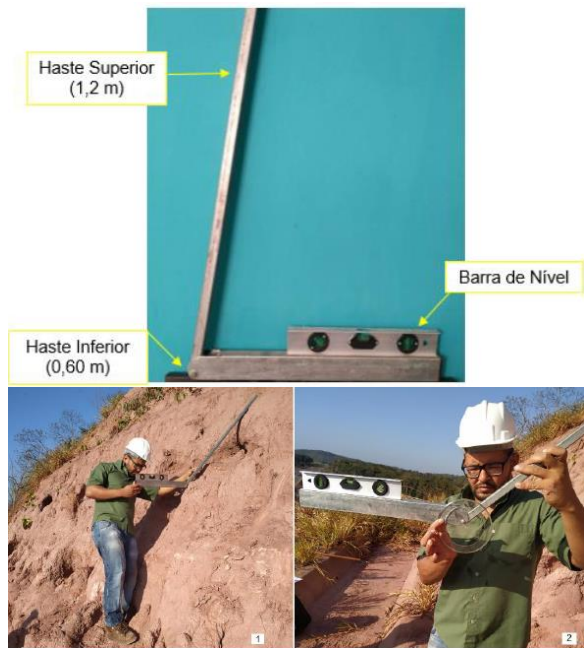


Figura 4. Esquadro Articulado e processo de retirada de inclinação dos taludes.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Identificação das Conformidades e Patologias

Inicialmente realizou-se a listagem dos 10 taludes com suas respectivas patologias como mostrado no Quadro 1. A partir disto, observou-se que os taludes 01,02,04,06, 07 e 08 apresentavam de 04 a 05 patologias das listadas no checklist, o talude 02 mesmo apresentando 05 das 07 patologias listadas foi descartado em razão de não apresentar o mesmo grau de deterioração visual em relação aos demais.

O talude 08 também foi descartado, e o talude 06 foi então selecionado pois o mesmo apresentava 04 das 07 patologias listadas no checklist, além de apresentar grau de deterioração semelhante aos taludes 01,04 e 07. Portanto para realização da coleta de amostras e posterior análise tátil visual e ensaios em laboratório foram selecionados os taludes 01, 04, 06 e 07.

As patologias verificadas nos taludes foram: erosão, desagregação superficial, escorregamento em corte, escorregamento em aterro, recalque em aterro, queda de blocos e rolamento de blocos.

Quadro 1. Ocorrência de conformidades e patologias.

| Ocorrência de conformidades e patologias | | |
|--|--------------------------|--------------------------|
| Talude 01 | Talude 02 | Talude 03 |
| Sistema de drenagem | Erosão | Erosão |
| Erosão | Desagregação superficial | Desagregação superficial |
| Desagregação superficial | Escorregamento em corte | |
| Escorregamento em corte | Queda de blocos | |
| Queda de blocos | Rolamento de blocos | |
| Rolamento de blocos | | |
| Talude 04 | Talude 05 | Talude 06 |
| Erosão | Erosão | Erosão |
| Desagregação superficial | Desagregação superficial | Desagregação superficial |
| Escorregamento em corte | | Escorregamento em corte |
| Queda de blocos | | Rolamento de blocos |
| Rolamento de blocos | | |
| Talude 07 | Talude 08 | Talude 09 |
| Erosão | Erosão | |
| Desagregação superficial | Desagregação superficial | Desagregação superficial |
| Escorregamento em corte | Escorregamento em corte | Queda de blocos |
| Queda de blocos | Queda de blocos | |
| Rolamento de blocos | | |
| Talude 10 | | |
| Erosão | | |
| Desagregação superficial | | |
| Queda de blocos | | |

A Figura 5 apresenta de maneira ilustrativa a disposição das patologias verificadas nos taludes 06 e 07, respectivamente.

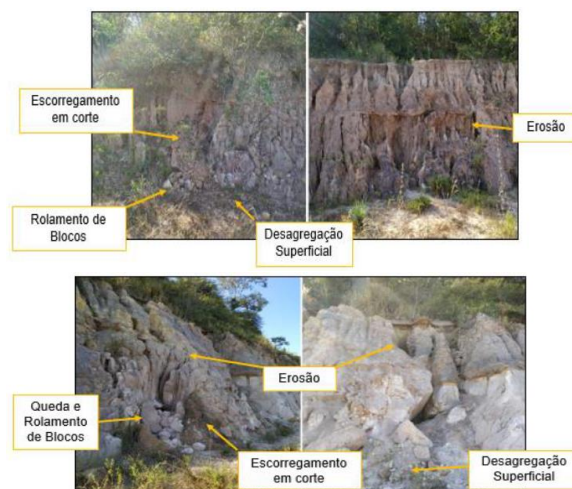


Figura 5. Patologias identificadas nos taludes 06 e 07.

Segundo Maragon (2006) a erosão presente nos taludes estudados é ocasionada pela falta de proteção superficial adequada e sua ocorrência pode ser intensificada pela ausência de um sistema de drenagem eficiente. A desagregação superficial conforme Carrasco (2014) é uma patologia semelhante a erosão, é ocasionada pela exposição do solo a umidade provocando assim a remoção do material.

Sobre o escorregamento em corte, Santos (2015) destaca como uma das principais causas desta patologia a saturação do solo devido a presença de água que ocasiona um alívio de tensões internas no maciço do talude o que provoca assim o escorregamento. Este processo pode ser acelerado

caso o solo apresente erosão em sua superfície. A queda de blocos ocorre devido a ação da água e de raízes na descontinuidade do maciço, assim como o rolamento de bloco é resultante da erosão agressiva ao solo, que causa o desprendimento dos blocos que compõe o maciço, fazendo com que estes rolem sobre a superfície (MARAGON, 2006)

A Figura 6 apresenta um apanhado geral das quantificações das patologias identificadas, permitindo uma visão geral dos taludes analisados.

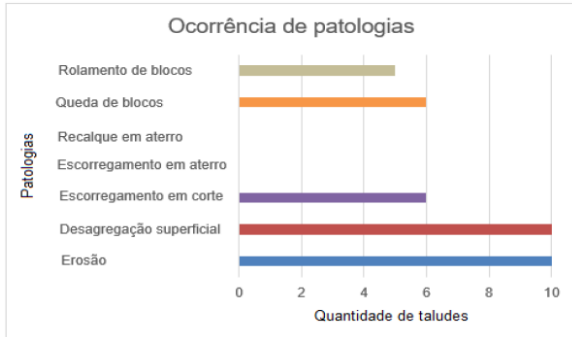


Figura 6. Quantificação geral das patologias.

3.2 Ensaios Físicos

3.2.1 Granulometria

Para a amostra do talude 01 notou-se que a mesma possui cerca de 1,19 % de areia com diâmetro máximo característico de 0,075 mm, podendo classificá-la como um solo argiloso com pequena presença de areia.

Na amostra do talude 04 observou-se que a curva possui cerca de 84,05 % de areia e que o mesmo apresenta diâmetro máximo de 1,2 mm, portanto, pode-se classificar como um solo arenoso com pouca presença de silte.

A amostra do talude 06, apresenta cerca de 84,28% de areia de acordo com sua curva granulométrica e apresenta diâmetro máximo específico de 0,42 mm, podendo ser classificado como um solo arenoso com pouca presença de silte.

Observando a curva da amostra 07 notou-se que o mesmo apresenta cerca de 59,64% de areia e que o mesmo apresenta um diâmetro máximo de 0,42 mm este, portanto pode ser classificada como um solo arenoso com presença de silte.

As curvas granulométricas das amostras dos taludes podem ser vistas na Figura 07.

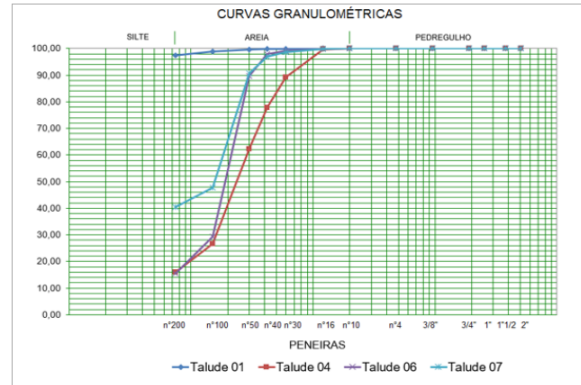


Figura 7. Curva granulométrica das amostras dos taludes selecionados.

3.2.2 Limites de Consistência

A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de limites de consistência das amostras dos taludes 01, 04, 06 e 07.

Tabela 1. Valores dos limites de consistência.

| Talude | LL | LP | IP |
|--------|-------|-------|-------|
| 01 | 33,58 | 13,56 | 20,02 |
| 04 | NL | NP | - |
| 06 | NL | NP | - |
| 07 | NL | NP | - |

Conforme os dados apresentados, e segundo Caputo (1988), o solo pode ser classificado segundo os valores de IP. Assim classifica-se a amostra de talude 01, como sendo altamente plástica, portanto, é um solo que tem grande capacidade de retenção de água, tornando-se propício ao surgimento de patologias.

Segundo Reinert e Reichert (2006) a baixa retenção de água e baixa coesão são características de solos arenosos por apresentar tais características para as amostras do talude 04, 06 e 07, não foi possível realizar os ensaios de LL e LP, pois ao acrescentar água na amostra a mesma não apresentou comportamento plástico e uma consistência mínima necessária para realizar sulco no meio da amostra com o cinzel no ensaio de liquidez, impossibilitando a realização do ensaio

3.2.3 Ensaio de Compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC).

As curvas de compactação estão dispostas na Figura 8, das respectivas amostras dos taludes 01, 04, 06 e 07. Conforme Pinto (2001), a amostra do talude 01 é

a que apresenta maior teor de umidade ótima (12,515%) e consequentemente o menor peso específico seco (1,867 g/cm³) que são características de um solo argiloso.

Além disto, com os resultados granulométricos atribuídos, as amostras dos solos dos taludes 04 e 06 apresentam peso específico elevado se comparando a amostra de talude 01 (2,140 g/cm³ e 2,1224 g/cm³ respectivamente) e consequentemente, suas umidades ótimas são menores que a do talude 01 (10,379 % e 9,598 % respectivamente) solos arenosos possuem pesos específicos maiores e teores de umidade menores. Quanto a amostra de solo do talude 07, está apresenta o maior peso específico seco entre as amostras estudadas (2,190 g/cm³) e consequentemente apresenta o segundo maior teor de umidade (10,998%) se comparado a amostra do talude 01.

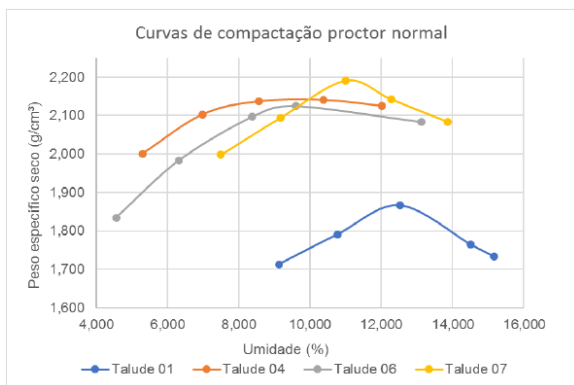


Figura 8. Curva granulométrica das amostras dos taludes selecionados.

Referentes aos dados sobre ISC, a Figura 09 apresenta o gráfico de taxa de expansão dos ensaios realizados, A expansão máxima do solo para atender as necessidades de infraestrutura rodoviária é de 0,5%, solos com valores de expansão superiores que 0,5 % são suscetíveis a ocorrência e aparecimento de patologias.

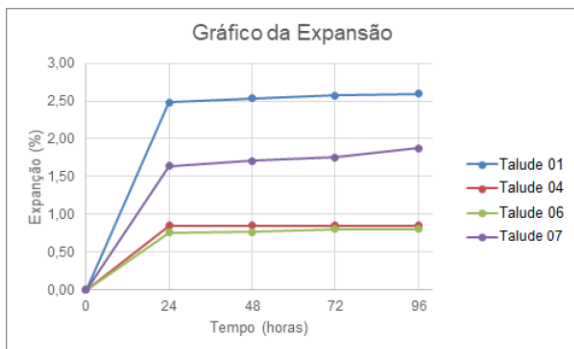


Figura 9. Comportamento expansivo das amostras. Observou-se que as amostras dos taludes estudados

apresentaram uma expansão superior a 0,5% indicando uma alta taxa de crescimento nas primeiras 24 horas de imersão. Após esse período, a expansão do solo estabiliza conforme o passar do tempo, não apresentando variações elevadas.

Os altos as taxas de expansão dos solos estudados bem como o crescimento nas primeiras 24 horas mostram sua sensibilidade a presença de água, dessa forma os solos analisados não deveriam ser expostos da forma que se encontram, pois a presença de água na superfície do talude já contribuiria numa aceleração do surgimento de patologias.

Para determinação do ISC são utilizadas as pressões calculadas que correspondem as penetrações de 2,54 e 5,08 mm. Tendo em vista que deve ser considerado apenas o maior valor obtido entre as duas pressões, a Tabela 2 trás os valores obtidos no ensaio.

Tabela 2. Valores de pressão do ensaio de ISC.

| Talude | Pressão | Pressão | ISC (%) |
|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------|
| | (kgf/cm ²) 2,54 mm | (kgf/cm ²) 5,08 mm | |
| 01 | 4,28 | 5,32 | 6,20 |
| 04 | 8,06 | 15,2 | 14,70 |
| 06 | 2,45 | 4,08 | 3,94 |
| 07 | 3,77 | 7,75 | 7,49 |

Observa-se que essa baixa capacidade de suporte está diretamente relacionada ao elevado grau de degradação dos taludes, pois o solo que compoem os mesmos, não apresentam a resistência necessária para suportar as ação dos agentes intempéries.

3.2.3 Ensaio de Furo de Agulha (Pin Hole Test)

Este ensaio foi realizado segundo a NBR 14114 (ABNT,1998), e os resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do ensaio de furo de agulha.

| Talude | Ø furo (mm) | Vazão (cm ³ /s) | Classificação |
|--------|-------------|----------------------------|---------------|
| 01 | 2,75 | 2,35 | D1 |
| 04 | - | 3,33 | ND3 |
| 06 | 3,18 | 2,73 | ND3 |
| 07 | 3,87 | 3,03 | ND3 |

Com os resultados do ensaio, classificou-se a amostra do talude 01 em altamente dispersiva. Que caracteriza este solo por apresentar alta

suscetibilidade a erosão.

Apesar das amostras dos taludes 04,06 e 07 apresentarem características de solos arenosos, realizou-se o ensaio para que fosse possível analisar o comportamento destes solos com relação a sua erodibilidade. Pode-se observar que as amostras, apresentaram coloração clara a levemente turva, o que caracteriza a baixa presença de argila na sua composição.

Além disto, alta capacidade de passagem do fluido por estes solos é resultado do tamanho das partículas que compõem as amostras resultando em baixa coesão.

A amostra do talude 04 foi toda comprometida pela passagem do fluido e não foi possível realizar a conferência do diâmetro final do furo, este comportamento dos solos é resultando de sua alta tendência a erodibilidade e fácil desprendimento das partículas.

Na Figura 10 estão dispostos a coloração do fluido e diâmetro das amostras estudadas.



Figura 10. Coloração do fluido após ensaio e conferência do diâmetro final das amostras.

3.2.4 Inclinação dos Taludes

Após a análise da inclinação dos taludes apresentadas na Tabela 4, notou-se dentre os valores dos ângulos de inclinação das respectivas amostras estudadas, apenas o talude 01 apresenta a condição de melhor estabilidade, dentro dos parâmetros empíricos estabelecidos segundo Maragon (2006) que é a inclinação de 45°.

Segundo Fritscher (2006) a redução da inclinação do talude diminui a velocidade de escoamento superficial, medida que seria muito benéfica para os taludes estudados pois diminuiria a erosão na face e base dos taludes, garantindo um maior estado de conservação, melhorando assim sua estabilidade.

Tabela 4. Inclinação dos taludes.

| Talude | Inclinação |
|--------|------------|
| 01 | 42° |
| 04 | 48° |
| 06 | 53° |
| 07 | 50° |

3.3 Ações Corretivas

Visando o melhoramento das condições de infraestrutura dos taludes analisados, tendo por base os resultados obtidos na presente pesquisa, a respeito de métodos construtivos e da conservação de taludes, foram definidas algumas medidas que podem ser adotadas para contribuir com a vida útil do talude, assim como melhorar sua condição física atual.

Como foi descrito no trabalho, os taludes em sua maioria apresentam principalmente as patologias de desagregação superficial, erosão, escorregamento em corte, queda e rolamento de blocos.

Recomenda-se que nestes sejam realizados a execução de dispositivos de drenagem superficial para garantir o comportamento estável da estrutura além de minimizar o risco de surgimento de novos trechos de patologias no talude. A utilização de um ou uma combinação de sistemas de drenagem superficial como canaletas, dissipadores de energia, caixas coletoras garantiriam uma melhor conservação do talude durante períodos de precipitação. Este sistema combinado com o sistema de proteção superficial garantiria a estabilidade do talude. Um sistema de drenagem interna se torna mais caro de ser executado devido ao grau de retrabalho que seria realizado para a implantação do mesmo.

Como observados nos dados dos ensaios dispostos anteriormente, pode verificar-se que os taludes estudados não apresentam resistência adequada, portanto outra técnica que poderia ser aplicada seria a implantação das cortinas atirantadas ou solos grampeados, este por sua vez são sistemas de contenção e proteção superficial já que os tirantes seriam responsáveis por transmitir as cargas de tração ao solo, impedindo assim a movimentação de terra, e também por ser um método utilizado em solos de baixa resistência. As patologias encontradas associadas as medidas mitigadoras aplicáveis estão dispostas no Quadro 14. Para que haja efetivo combate as patologias, deve-se utilizar uma combinação de medidas mitigadoras de acordo com as necessidades de cada talude.

Quadro 2. Medidas mitigadoras aplicáveis às condições patológicas dos taludes estudados.

| Patologia | Medidas Mitigadoras Aplicáveis |
|--------------------------|---|
| Desagregação superficial | <ul style="list-style-type: none"> • Cobertura vegetal • Biomantas • Sistema de drenagem superficial |
| Erosão | <ul style="list-style-type: none"> • Cobertura vegetal • Biomantas • Sistema de drenagem superficial • Sistema de drenagem interno • Redução da inclinação |
| Escorregamento em corte | <ul style="list-style-type: none"> • Cortina atirantada • Redução da inclinação • Solo grampeado • Sistema de drenagem superficial • Sistema de drenagem interno |
| Queda de blocos | <ul style="list-style-type: none"> • Cortina atirantada • Redução da inclinação • Solo grampeado |
| Rolamento de blocos | <ul style="list-style-type: none"> • Cortina atirantada • Redução da inclinação • Solo grampeado |

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho objetivou realizar análise da estabilidade e conservação dos taludes presentes no rodovial de Teresina-PI, com foco no processo de erodibilidade.

Destaca-se as principais conclusões referentes ao estudo:

- Após a aplicação de checklist, todos os 10 taludes analisados apresentaram consideráveis ações de deterioração, onde dentre estes, foram selecionados 04 para a realização de ensaios físicos e furo de agulha;
- Os ensaios físicos contribuíram para o conhecimento das características destes solos que compõe os taludes com destaque aos ensaios de compactação e CBR.
- A partir das curvas de compactação, foi possível verificar que estes, ao sofrerem aumento no teor de umidade, ocasionam a redução do peso específico, resultando assim em um alívio das cargas no maciço do talude e conseqüentemente geram instabilidade, influenciando no surgimento de patologias como o escorregamento em corte;
- Observou-se também que a resistência destes taludes está comprometida e devido o teor expansivo do material e o baixo ISC, que indica que o material não apresenta resistência satisfatória em relação a agressão gerada pela falta de proteção superficial e um sistema de drenagem eficiente.

- No ensaio furo de agulha pode-se observar que os solos apresentam uma alta a leve dispersão de partículas, o que promove o surgimento de patologias como a erosão.

REFERÊNCIAS

- ABNT. NBR 7250: *Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos*. [S.l.], p. 3. 1982.
- _____. NBR 6459: *Determinação do limite de liquidez*. [s.l.], p. 6. 1984.
- _____. NBR 7180: *Determinação do limite de plasticidade*. [s.l.], p. 3. 1984.
- _____. NBR 7182: *Ensaio de compactação*. [s.l.], p. 10. 1986.
- _____. NBR 7217 - *Agregados: Determinação da composição granulométrica*. [S.l.], p. 3. 1987.
- _____. NBR 9895 – *Solo: Índice de Suporte California*. [S.l.], p. 14. 1987.
- _____. NBR 14114: *Solos argilosos dispersivos Identificação e classificação por meio do ensaio do furo de agulha (pinhole test)*. [S.l.], p. 8. 1998.
- _____. NBR 7211- *Agregados para concreto - Especificação*. [S.l.], p. 15. 2005.
- _____. NBR 9604: *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas*. [s.l.], p. 9. 1986.
- CAPUTO, H. P. *Mecânica dos solos e suas aplicações fundamentais*. 6. Ed. Rio de Janeiro: LTC – livros técnicos e científicos editora s.a., v. 1, 1988.
- FRITSCHER, E. C. *Análise da estabilidade de taludes: Estudo de caso no município de Teutônia-RS*. Centro Universitário Univates - Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Lajeado, p. 100. 2016.
- JÚNIOR, D. D. M. M. *Taludes de Rodovias – Orientações para diagnósticos*. IPT – Instituto de Pesquisa Tecnológica. [S.l.], p. 6. 2003.
- MARAGON, M. *Estabilidade de taludes. Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra*, 2006.
- ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 3. ed. Minas Gerais: Terratek, 2007.
- PINTO, C. D. S. *Curso Básico de mecânica dos solos: com exercícios resolvidos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

Aterros Ferroviários: Otimização via Modelagem Numérica - caso em Rondonópolis-MT

Tiago de Jesus Souza

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, tiago.souza@solotechnique.com.br

André Querelli

Solotechnique, Jundiaí, Brasil, andre.querelli@solotechnique.com.br

RESUMO: Este artigo apresenta o desenvolvimento de estudos preliminares de otimização de projeto de tratamentos de fundação de aterro no Lote 1 do trecho TRO (Rondonópolis/MT) - TEL (Santa Elvira) da Expansão Malha Norte. Após uma investigação minuciosa via modelagem numérica foi possível concluir que há oportunidades de otimização nos projetos geotécnicos. As análises de verificação de segurança revelaram fatores de segurança satisfatórios, em conformidade com as referências normativas possibilitando um projeto mais otimizado.

PALAVRAS-CHAVE: transporte ferroviário, modelagem numérica, métodos dos elementos finitos, fator de segurança, alteamento de talude

ABSTRACT: This article outlines the optimization studies conducted for the design of embankment foundation treatments in Lot 1 of the TRO (Rondonópolis/MT) - TEL (Santa Elvira) section of the north way expansion. Numerical modelling was employed to explore and identify opportunities for optimization in geotechnical design. The safety verification analyses indicate that the safety factors are satisfactory and in compliance with the normative references, which allows for a more optimized design.

KEY WORDS: railway transport, numerical modelling, finite element methods, safety factor, slope execution.

1 INTRODUÇÃO

A expansão de vias férreas emerge como um componente crucial para o desenvolvimento socioeconômico e sustentável das nações. Ao longo da história, sistemas ferroviários têm desempenhado um papel fundamental na facilitação do transporte de mercadorias e passageiros, contribuindo para o crescimento econômico e a conectividade global.

A crescente demanda por transporte eficiente, aliada às preocupações ambientais, tem elevado a importância das ferrovias como uma alternativa sustentável ao transporte rodoviário. A expansão de vias férreas não apenas reduz a congestionamento nas estradas, mas também diminui as emissões de carbono, promovendo práticas de transporte mais “eco-friendly”.

Tais estruturas, são dispostas em aterros de solo compactado. Assim, devido aos altos esforços

solicitantes, tanto no âmbito estático como dinâmico, faz-se necessário avaliar os estados limites último (ELU) e de serviço (ELS) dessas estruturas

A instabilidade de taludes e os possíveis recalques totais e diferenciais, emergem como preocupações críticas que podem comprometer a integridade das infraestruturas ferroviárias. É nesse contexto que a modelagem numérica se torna uma ferramenta útil, permitindo uma análise detalhada do comportamento geotécnico e a validação da concepção do projeto adotado.

A parte central da modelagem numérica de um problema real é a descrição de como as grandezas físicas se relacionam, como tensões, deformações e tempo (Souza e Querelli (2022)). Essas relações são equacionadas por meio dos modelos constitutivos, e, através destes, é possível reproduzir, prever e interpretar o comportamento tensão deformação de

um dado material. Para o estudo em epígrafe utilizou o modelo Mohr Coulomb.

De acordo com Randolph (1981), o modelo mais utilizado para a condução dos estudos geotécnicos é o elástico linear com ruptura de Mohr-Coulomb, o qual pode ser estimado com as devidas limitações a partir de ensaios de campo, a exemplo do SPT. A partir dos resultados das simulações, é possível avaliar a análise da influência de cada parâmetro de entrada sobre a resposta. Matsuoka e Nakai (1985), Nakai (2013), chegaram à conclusão de que os parâmetros que apresentam maior influência numa modelagem numérica para taludes são: coesão aparente, módulo de Young e ângulo de atrito interno. A partir desta premissa, para cada geometria se estabelece uma lei de comportamento para a fundação submetida ao momento que relaciona a carga horizontal com um fator de parâmetros que agrega as variáveis mais influentes, contemplando as características coesivo-friccionais do solo.

Deste modo, o objetivo deste artigo consta em apresentar as análises das seções mais críticas do segmento 3.2 da malha ferroviária em expansão, de forma a se propor uma verificação inicial à futura otimização da construção dos aterros em termos econômicos e executivos.

2 CASO DE OBRA

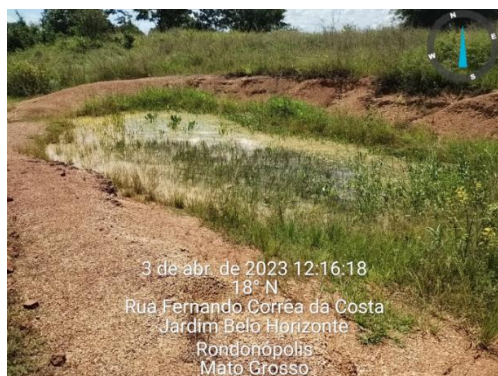
A obra em questão trata-se da expansão da malha ferroviária para ligação Rondonópolis e Cuiabá e Rondonópolis e Lucas do Rio Verde (Figura 1). O primeiro trecho será construído entre o trecho TRO (Rondonópolis/MT) – TEL (Santa Elvira) e possui 88,7 km de extensão.



Figura 2. Distribuição da ferrovia. [Fonte: GBMX, 2024].

O local em estudo está situada no Município de Rondonópolis, Mato Grosso. A malha de expansão analisada é composta por três segmentos: Segmento 3.2 - km 42+700 ao 50+500; Segmento 3.3 - km 50+500 ao 61+100; e Segmento 3.4 - km 61+100 ao 70+100.

Localmente, a extensão da linha férrea passará nas proximidades de áreas de proteção ambiental. Em suma, o empreendimento está localizado, em sua maioria, em áreas de relevo plano, passando por pastagens e por áreas de culturas temporárias, com trechos menores em declives e áreas florestais densas. Para concepção do projeto, realizou-se uma visita no local da obra para inspecionar a região de passagem da ferrovia. As Figura 2 apresenta algumas imagens da visita realizada.



(a)



(b)



(c)

Figura 2. Visita técnica realizada.

Quanto ao contexto geomorfológico da região, está inserido no âmbito da borda noroeste da Bacia

Fanerozoica do Paraná e abrange parte das rochas metassedimentares da Faixa Paraguai, pertencente a Província Tocantins. Estas últimas constituem o embasamento da região. Estes sedimentos Fanerozoicos encontram-se encobertos pelos sedimentos Cenozoicos da Bacia do Pantanal e formações superficiais neógenas detrítico lateríticas.

Cabe resaltar que, em toda a região que circunda o local da obra, já foi realizada, pelos autores, alguma atuação técnica na área de geotecnia, conforme é mostrado na Figura 3.

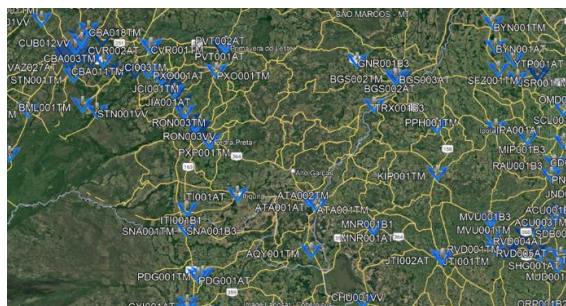


Figura 3. Locais próximos à obra com atuação técnica dos responsáveis pelo projeto base em estudo.

3 METODOLOGIA

3.1 Parâmetros geotécnicos

Tendo em vista que somente os ensaios de simples penetração (SPT) foram realizados na área em estudo, os parâmetros geotécnicos do solo foram estimados por meio de correlações empíricas e baseadas na experiência dos engenheiros geotécnicos responsáveis pela concepção do projeto.

Deste modo, a Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados para as distintas camadas de solo presentes na seção transversal (subsolo e aterro). Adotou-se o modelo constitutivo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para os materiais listados, exceto para as argilas moles, no qual foi atribuído o modelo constitutivo “Soft Soil”.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos para a seção mais crítica (km 48+900) do segmento 3.2 (km 42+700 ao 50+500)

| Solo | γ (kN/m ³) | γ_{sat} (kN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (°) | C_c | C_r | K (cm/s) | N_{spt} médio | E (kN/m ²) |
|--|-------------------------------|-------------------------------------|------------|-------------|-------|-------|--------------------|-----------------|------------------------|
| 1 - Aterro Projetado | 18 | 18 | 15 | 28 | --- | --- | 1x10 ⁻³ | 15 | 31500 |
| 2 - Argila Mole N_{spt} : 0-3 | 13 | 13 | 10 | 16 | 0,27 | 0,027 | 1x10 ⁻⁵ | 1,5 | 2100 |
| 3 - Argila Mole N_{spt} : 0-3 | 16 | 16 | 15 | 18 | 0,27 | 0,027 | 1x10 ⁻⁵ | 1,5 | 2100 |
| 4 - Argila Areno Siltosa / Silto Arenosa N_{spt} : 6-10 | 17 | 17 | 14 | 28 | --- | --- | 1x10 ⁻³ | 8 | 16800 |
| 5 - Areia Silto Argilosa / Argilo Siltosa N_{spt} : > 40 | 18 | 19 | 5 | 33 | --- | --- | 1x10 ⁻³ | 40 | 84000 |

3.2 Modelagem numérica

As análises realizadas no presente estudo foram conduzidas no software PLAXIS 2D, que utiliza elementos finitos como metodologia de cálculo e permite modelar vários problemas geotécnicos com base em um único aplicativo integrado. A utilização do software supracitado possibilitou realizar a simulação desde os estágios iniciais até os mais avançados no processo de execução das obras.

Considerando uma modelagem bidimensional e adotando o estado plano de deformações, malhas triangulares (5 nós por elemento) foram atribuídas a seção mais crítica, com grande refinamento (“very fine”) em toda a malha e refinamentos adicionais nas regiões de maior interesse. Quanto aos modelos constitutivos, adotou-se o modelo “Soft Soil” para as argilas moles e o modelo elastoplástico com critério de Mohr-Coulomb para os demais solos.

Nas modelagens realizou-se análise drenada em todos os casos e considerou-se uma sobrecarga de 42 kPa na região em de passagem da ferrovia.

A Figura 4 apresenta a malha e o molde geotécnico empregado nas análises da seção crítica do Segmento 3.2, km48+900. Destaca-se que o desnível máximo (entre o nível do trilho e o nível do terreno local) no trecho analisado é de 16,0m.

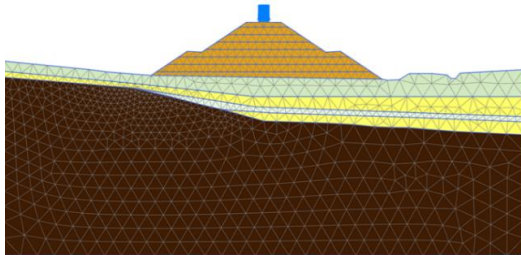


Figura 4. Modelo geotécnico empregado nas análises do km 48+900 (segmento 3.2).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Face a stratigrafia local, uma das opções seria realizar a remoção total da camada de solo mole. Contudo, a concepção do projeto optou por mantê-la, partindo do princípio em que fosse realizado o alteamento do aterro em tempos mais longos de forma a permitir o adensamento do solo durante a sua execução.

Os resultados da modelagem realizada estão apresentados na Figura 5. O máximo deslocamento horizontal apresentado foi de 14,14 cm enquanto o deslocamento vertical foi de 54,21cm. A Figura 5c apresenta os pontos de plastificação. Destaca-se que, na região central, tanto a base do aterro quanto a

metade inferior do solo mole apresentaram muitos pontos de plastificação.

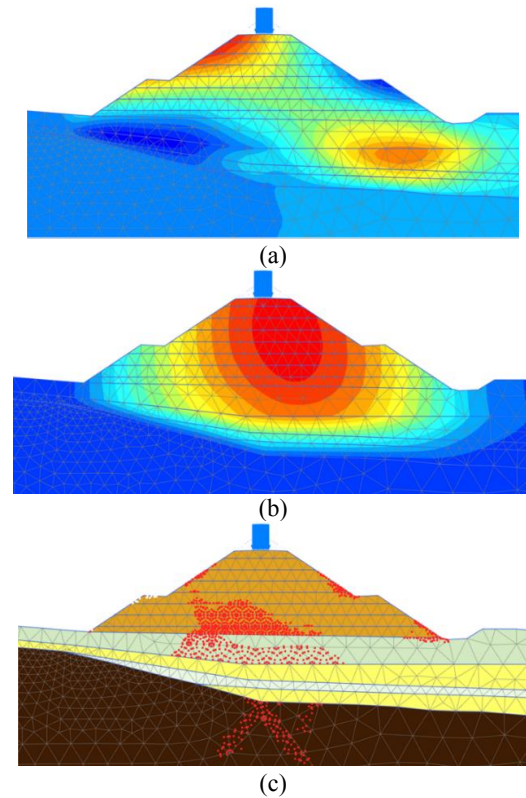


Figura 5. Resultados da modelagem numérica: Deslocamentos (a) horizontais e (b) verticais devido ao carregamento ferroviário; (c) pontos de plastificação.

A Figura 6 apresenta a modelagem realizada para determinação do fator de segurança global. Nota-se que, considerando os parâmetros de solo adotados (Tabela 1), o aterro estará estável aos esforços decorridos da ferrovia, com Fator de Segurança global igual a 1,516.

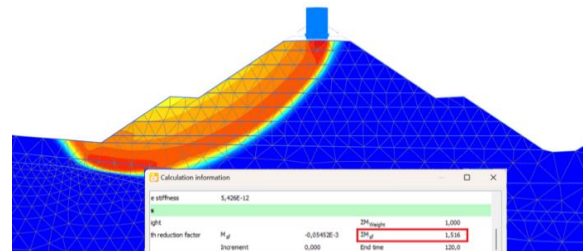


Figura 6. Fator de segurança Global obtido (FS = 1,516)

4 CONCLUSÃO

Frente a necessidade de expansão da via férrea no estado do Mato Grosso (MT), viu-se que seu trajeto atravessa regiões planas com solos superficiais de baixa capacidade de suporte. Na região do segmento em estudo, há 16m de desnível entre a trilha e o nível

do terreno. Deste modo, realizou-se uma análise numérica por meio do método dos elementos finitos, simulando o alteamento progressivo do talude e avaliando a estabilidade global final da estrutura. Os resultados mostraram deslocamentos horizontais, verticais e estabilidade global aceitáveis para o porte da obra.

A norma de estabilidade de taludes 11682/2009, ao propor a avaliação do fator de segurança por meio de análises de equilíbrio limite, estabelece uma base tradicional para a determinação da estabilidade geotécnica. Contudo, a incorporação da avaliação do fator de segurança por meio de elementos finitos apresenta vantagens técnicas significativas. Os elementos finitos permitem uma modelagem mais detalhada e realista do comportamento do solo, considerando não apenas as condições de equilíbrio limite, mas também aspectos como não linearidade do material, variações de propriedades e interações complexas entre diferentes camadas do solo.

Ao utilizar elementos finitos, é possível capturar de maneira mais precisa os efeitos de gradientes de tensão, redistribuição de esforços e tensões no maciço e heterogeneidades do solo. Essa abordagem oferece uma visão mais refinada das condições de estabilidade, permitindo a identificação de potenciais pontos de plastificação e a otimização de medidas de mitigação de riscos. Em ambientes geotécnicos complexos, como em terrenos heterogêneos ou com condições de carga dinâmica, a análise por elementos finitos se revela crucial para uma interpretação mais abrangente da estabilidade do talude. Portanto, a combinação dessas duas abordagens oferece uma metodologia robusta e avançada para a avaliação de fatores de segurança em projetos geotécnicos.

Por fim é imperativo salientar que as previsões e definições de valores apresentadas devem ser consideradas como referências teóricas para o acompanhamento. Isso se deve ao fato de que a realização dos cálculos subjacentes a tais previsões demanda a aplicação de várias simplificações conforme observado por Souza et al 2018. Estas, aliadas à variabilidade inerente às propriedades do maciço e das estruturas, contribuem para disparidades em relação aos valores efetivamente mensurados durante a execução da obra. A introdução de instrumentação geotécnica na estrutura de contenção também emerge como uma prática amplamente recomendada, configurando-se como um componente integral de projetos específicos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

GBMX (2024), *Veja por onde a ferrovia passará: 1º Trecho da linha Férrea liga Rondonópolis a Santa Elvira*. Disponível em: <https://gbmx.com.br/veja-por-onde-a-ferrovia-passara-lo-trecho-da-linha-ferrea-liga-rondonopolis-a-santa-elvira/>. Acesso em 16/01/2024

Matsuoka, H., e Nakai, T. (1985) Relationship Among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai Failure Criteria, *Soils and Foundations*, 25, 4, p. 123–128.

Nakai, T. (2013) *Constitutive Modeling of Geomaterials*, Taylor & Francis, 360 p.

Randolph, M.F. (1981) The response of flexible piles to lateral loading, *Géotechnique*, 31, 2, p. 247–259.

Souza, T., Querelli, A. (2022). Análise tensão-deformação para avaliação do impacto de uma contenção atirantada em túneis existentes. In: VIII Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Porto de Galinhas, Brasil.

Souza, T; Ribeiro, D.B; Oliveira, D. A. F. Investigação Numérica do comportamento da fundação de uma torre de telecomunicações em São Paulo. In: IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2018, Salvador. VIII Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos jovens- Geojovem, 2018.

Comportamento de tubulões instrumentados a céu aberto em solo laterítico do Distrito Federal

Regina Maria Ferreira

Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, regina.marya@hotmail.com

Paulo José Rocha de Albuquerque

Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, pjra@unicamp.br

Neusa Maria Bezerra Mota

Universidade do Porto, Porto/Portugal, neusamota@bmsengenharia.com.br

RESUMO: Este artigo apresenta um estudo experimental sobre o comportamento de três (3) tubulões em um solo laterítico tropical no Distrito Federal/ DF, Brasil. Os tubulões apresentam diâmetro do fuste de 0,6 m, diâmetro da base de 1,2 m e comprimentos de 9,2 m; 8,9 m e 9,1 m respectivamente. Foram realizadas provas de carga estáticas à compressão para investigar o comportamento dos tubulões. Os resultados da carga *vs* deslocamento e suas interações com o solo tropical foram medidos e avaliados com análise das linhas de transferência de carga e métodos de extrapolação da curva carga *vs* deslocamento para a caracterização da carga de ruptura. Os resultados apontaram para uma constância da transferência de carga ao longo do fuste, com uma contribuição significativa da parcela de resistência do atrito lateral desenvolvida para uma fração do deslocamento necessário para sua mobilização.

PALAVRAS-CHAVE: Tubulão a céu Aberto, Prova de Carga Estática, Instrumentação, Comportamento de Fundações.

ABSTRACT: This paper presents an experimental study on the behavior of three (3) caissons in a tropical laterite soil in the Distrito Federal/ DF, Brazil. The caissons have a shaft diameter of 0.6 m, a base diameter of 1.2 m and lengths of 9.2; 8.90 and 9.10 m respectively. Static compression load tests were carried out to investigate the behavior of the caissons. The results of load *vs* displacement and their interactions with the tropical soil were measured and evaluated, with analysis of load transfer lines and extrapolation methods of the load *vs* displacement curve to characterize the failure load. The results pointed to a constant load transfer along the shaft, with a significant contribution from the resistance portion of skin friction developed for a fraction of the displacement necessary for its mobilization.

KEY WORDS: Caisson, Static load test, Instrumentation, Foundation behavior.

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia de fundações, quando há necessidade de se projetar uma construção com transmissão de elevadas cargas para o substrato, é necessário o uso de fundações profundas como por exemplo estacas de deslocamento, estacas escavadas e micro-estacas. Estes tipos de estacas são padrões atuais para fundações profundas, especialmente quando elevadas cargas devem ser suportadas. O tubulão é um tipo especial de estaca escavada, com um sistema de aumento de capacidade de carga obtido através do alargamento da base e um dos aspectos mais importantes é o entendimento do seu comportamento quando submetido a elevadas cargas de compressão.

Segundo Berberian (2017), no Brasil emprega-se tubulão em muitas obras, sobretudo devido a aspectos de desempenho geotécnico, pois se trata de uma alternativa de fundação com possibilidade de uso de equipamentos leves, e em solo poroso apresenta facilidade para escavação e estabilidade em cortes verticais. Tais vantagens são possíveis devido à estabilidade nas escavações e na ausência do lençol freático. Entretanto, mesmo com a expressiva quantidade de obras executadas em tubulões, são poucos os trabalhos sobre o comportamento por meio de provas de carga estática instrumentadas. Isto ocorre devido à peculiaridade deste tipo de fundação, visto que a mobilização do atrito lateral é desenvolvida a partir de pequenos deslocamentos, podendo ocasionar um excesso de carga no fuste antes que esta carga possa ser transferida para a base.

De acordo com Brown et al. (2018); Das (2016); Herrmann et al. (2013); Bowles (1997) e Johnson et al. (1981), a execução de fundações em tubulões tem as principais vantagens: maior capacidade de carga concentrada em um único tubulão; possibilitar alterações nos critérios de projeto durante a escavação, a depender do tipo de solo encontrado; possibilidade de inspeção direta da capacidade de suporte do solo e da fundação onde a base será assentada; facilidade de construção em solos coesivos e maciço rochoso, sem o desvio do fuste; adequação em diversos tipos de solo; inspeção visual do material do fuste para que a natureza do substrato possa ser confirmada; possibilidade de resistência extremamente alta; facilidade de aumento do fuste para permitir maiores momentos de flexão; baixo nível de ruído e vibração; redução de quantidade de estacas escavadas sob cargas concentradas e pode ser facilmente ajustado para acomodar condições variáveis encontradas durante a sua execução.

Em tubulões, as provas de carga estática têm a finalidade de comprovar a capacidade do elemento de resistir à carga axial, para a qual foi projetada e auferir informações detalhadas dos recalques, a fim de obter valores de resistência por atrito lateral e resistência de base.

De acordo com Albuquerque (2001), é de difícil compreensão e complexidade entender o mecanismo de distribuição de carga em fundação. Segundo o autor, a avaliação da carga de ponta e distribuição do atrito lateral ao longo do fuste, as características do solo onde as fundações serão executadas, as alterações das condições iniciais ocasionadas pela sua execução, o complicado comportamento do conjunto estaca-solo, de difícil modelagem numérica ou analítica, respaldam a necessidade da utilização de provas de carga em fundações.

Santos (2001) cita que, as provas de carga estática em tubulões são executadas com a finalidade de: a) comprovar que o elemento isolado de fundação é capaz de resistir a carga axial para a qual foi projetada; b) auferir informações detalhadas dos recalques e transferência de carga quando o tubulão for instrumentado, a fim de obter valores de resistência por atrito lateral e resistência de base.

Para Mota (2003), a prova de carga estática tem o objetivo de determinar a carga de ruptura do sistema e é um meio confiável para avaliar a carga, independente do progresso alcançado pelos métodos semiempíricos.

No Brasil, as provas de carga estática são normalizadas pela NBR 16903 (ABNT, 2020), em

substituição a NBR 12131 (ABNT, 2006) que pode ser aplicada a todos os tipos de estacas, tanto verticais como inclinadas, independente do processo de execução e instalação no terreno.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Na região do Distrito Federal/DF há uma notável predominância das argilas siltosas lateríticas porosas residuais, sobrejacentes a um manto rochoso constituído por quartzitos, ardósias, filitos e siltitos. A textura e composição mineralógica desses solos são função da rocha subjacente e dos processos de intemperismo, como a laterização.

Segundo Berberian (1982), Brasília/DF apresenta solos acentuadamente residuais, com espessuras que podem variar desde 2 a 30 m ou mais. Neste manto residual, o nível do lençol freático ocorre quase sempre após os 8 m de profundidade, fator decisivo na escolha do tipo de fundação, aliado a grande estabilidade conferida às escavações devido à estrutura laterizada destes solos. Anjos (2006) cita que, no cerrado, o lençol freático está geralmente entre 15 e 35 m de profundidade, contudo, nas áreas planas está a mais de 6 m.

No trabalho de Berberian (1982), as argilas siltosas porosas apresentam N_{SPT} variando entre 2 e 8 golpes. Em Mendonça et al. (1994), os valores de N_{SPT} variam entre 1 a 4 golpes. No trabalho de Guimarães (2002) e Mota (2003), a camada de argila porosa apresenta baixa resistência à penetração, com N_{SPT} variando de 1 a 6 golpes.

No local de estudo, o perfil geológico-geotécnico (Figura 1) é caracterizado por uma argila arenosa laterítica vermelha, muito mole a média, espessura de até 6 m e baixa resistência a penetração inicial (valores de N_{SPT} entre 2 e 20 golpes/30cm). Sobrejacente a esta camada, o solo é caracterizado por uma areia siltosa, com valores de N_{SPT} de até 40 golpes/30cm. A camada final é caracterizada por um solo residual areno-siltoso e silte-argiloso, compacta a muito compacta e valores de N_{SPT} maiores que 40 golpes/30cm. O nível do lençol freático foi detectado entre 12 e 16 m de profundidade.

Todas as sondagens à percussão foram executadas para caracterização geológico-geotécnica do local em estudo e possibilitar o dimensionamento do fuste e base dos tubulões submetidos às provas de carga estáticas.

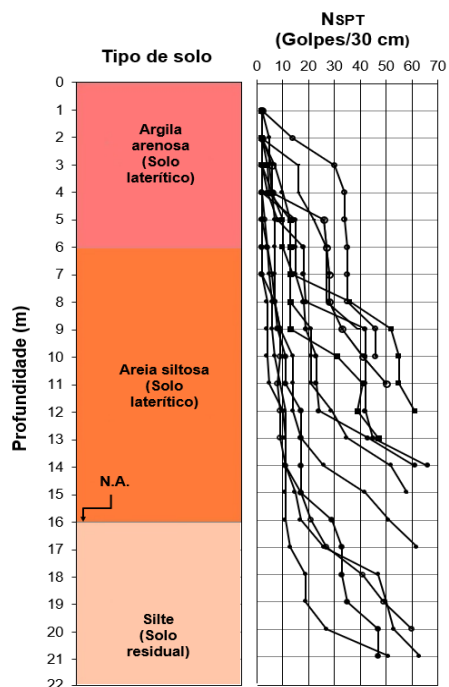
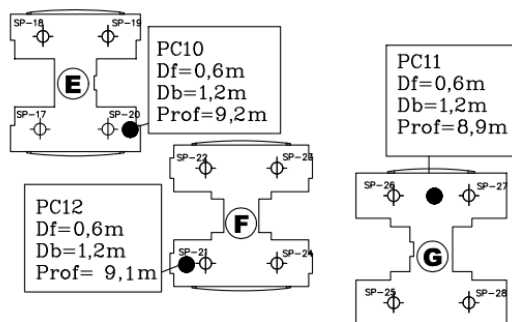


Figura 1. Valores de N_{SPT} das sondagens executadas.

Para o estudo experimental foram realizadas 3 provas de carga estáticas identificadas como PC10, PC11 e PC12, em tubulões com diâmetro de fuste de 0,6 m e base de 1,2 m. A Figura 2 apresenta a distribuição das provas de carga na área de estudo, as profundidades em que os tubulões foram executados e a Figura 3 o detalhe do tubulão tipo ensaiado.



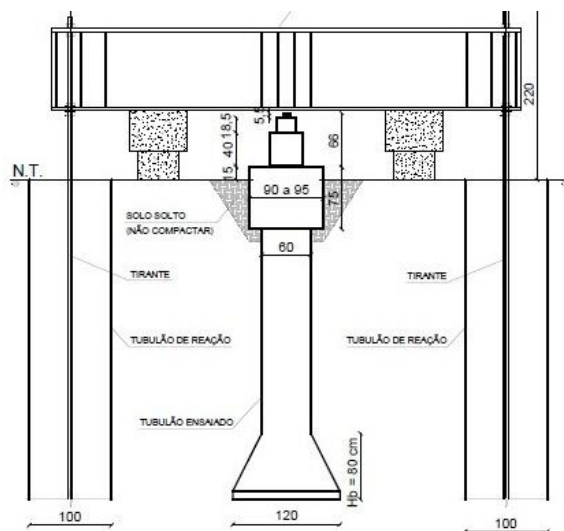
Legenda:

PC=prova de carga;
 Df=diâmetro do fuste do tubulão;
 Db=diâmetro da base do tubulão;
 Prof=profundidade de assentamento do tubulão.

Figura 2. Distribuição das provas de carga no empreendimento.

É importante ressaltar que todas as provas de carga foram executadas antes da revisão normativa NR-18/2020, não sendo executado o encamisamento dos tubulões conforme preconiza a normativa. A Figura 3 apresenta o detalhe do tubulão tipo ensaiado.

O sistema de reação contou com uma viga metálica ancorada em dois tubulões de reação, com diâmetro de fuste 1,0 m, sem alargamento da base, afastados 2,65 m eixo a eixo do tubulão ensaiado e comprimentos entre 8 a 18 m conforme Figura 3. Os dois tubulões de reação tinham tirantes da marca INCOTEP, tipo INCO 90D, ao longo de todo seu comprimento e trabalhavam como elementos tracionados, com capacidade de tração de pelo menos 50% superior a máxima carga prevista para a prova de carga, com distância mínima entre o sistema de reação e o tubulão ensaiado de três vezes (3x) o diâmetro da maior seção transversal, conforme NBR 16903 (ABNT, 2020).



OBS: Cotas em cm

Figura 3. Layout do sistema de reação.

Para aplicação da carga, utilizou-se um macaco hidráulico com capacidade de 2000 kN. A leitura da carga aplicada foi feita com célula de carga e unidade de leitura de marca com capacidade de 2000 kN. Para a leitura dos deslocamentos, utilizaram-se seis extensômetros, sendo quatro no topo, diametralmente opostos, e dois nas laterais, conforme Figuras 4 e 5.



Figura 4. Vista geral.



Figura 5. Vista detalhada.

As provas de carga foram realizadas com carregamento tipo lento (SML – Slow Mantained Load), conforme NBR 12131 (ABNT, 2006). Albuquerque (2001) menciona em seu trabalho que, embora o ensaio tipo lento (SML) exija muito tempo para sua execução, a curva carga-deslocamento resultante representa de forma mais adequada o comportamento da fundação em um determinado estágio de carregamento. Para Velloso e Lopes (2002), a carga tipo lenta (SML) é aquela que melhor se aproxima da carga a que a estaca estará submetida sob a futura estrutura. Segundo os autores, quando o solo é cisalhado rapidamente, apresenta menores deformações e maior resistência devido à sua viscosidade. Como resultado, estágios de carregamento mais longos e uma velocidade de carregamento mais baixa levam à maiores recalques e menores capacidades de carga.

Tabela 1. Dados das provas de carga estática executadas nos tubulões.

| | L (m) | D _f (cm) | D _b (cm) | Q _t (kN) | Q _{max} (kN) | ρ (mm) |
|------|----------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|-----------|
| PC10 | 9,2 | 60 | 120 | 981 | 1962 | 6,97 |
| PC11 | 8,9 | 60 | 120 | 982 | 1964 | 11,47 |
| PC12 | 9,1 | 60 | 120 | 981 | 1962 | 6,97 |

L=comprimento do tubulão; D_f=diâmetro do fuste; D_b=diâmetro da base; Q_t=carga de trabalho; Q_{max}=carga máxima de ensaio; ρ=deslocamento.

A instrumentação instalada consistiu em extensômetros elétricos de resistência, *strain gages* tipo KFG2 -120 – D16 -11 da Kyowa Electronic Instrumets CO. Ltda. colados em barras de aço CA-50, com 1/2” de diâmetro e 0,4 m de comprimento e instalados aos pares no mesmo nível, em posição diametralmente oposta, com ligação entre os strain gages do tipo ponte completa.

As barras instrumentadas foram aferidas na UNICAMP, e teve por objetivo possibilitar a correção de eventuais diferenças nas leituras de

deformação e possíveis erros de instalação. Após a calibração, as barras foram, na instalação, unidas por meio de roscas formando uma barra contínua (Figura 6).



Figura 6. Detalhe da montagem da instrumentação.

Para a prova de carga PC10 foram feitos 5 (cinco) níveis de 1,0 m; 2,4 m; 5,1 m; 8,8 m; 9,2 m. Para a PC11, 04 (quatro) níveis de 1,0 m; 2,3 m; 5,2 m; 8,6 m e para a PC12, 5 (cinco) níveis de 0,9 m; 2,3 m; 4,4 m; 7,8 m; 8,2 m.

3 ANÁLISE DE RESULTADOS

No processo de análise dos dados da instrumentação, utiliza-se inicialmente a seção de referência a partir do topo do tubulão onde está posicionado na barra, o primeiro *strain gage*. São traçadas as curvas de tensão-deformação segundo as faixas de deformação e a metodologia de Fellenius (2023). A partir deste ponto, as demais seções foram verificadas.

Na Figura 7 é apresentado os resultados da PC10, PC11 e PC12 em termos de deslocamento, medidos em função das cargas aplicadas. Nas Figuras 8, 10 e 12 as curvas de transferência de carga e nas Figuras 9, 11 e 13 as curvas de carga deslocamento separadas por carga lateral, base e total de todas as provas de carga.

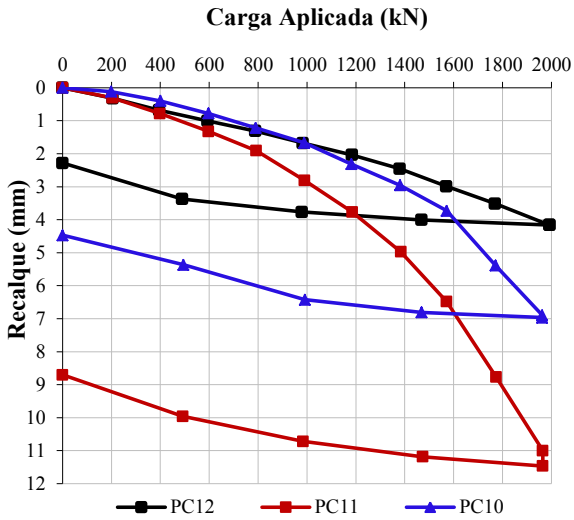


Figura 7. Curva carga vs deslocamentos de todas as provas de carga.

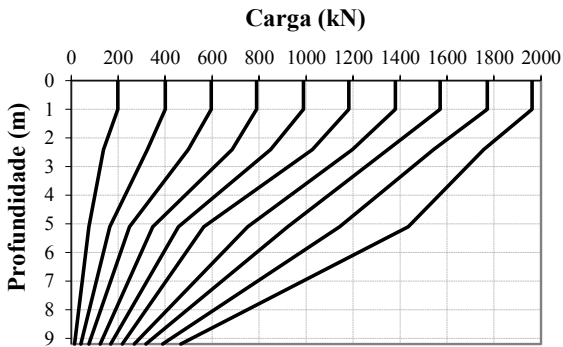


Figura 8. Transferência de carga ao longo do fuste e base do tubo (PC10).

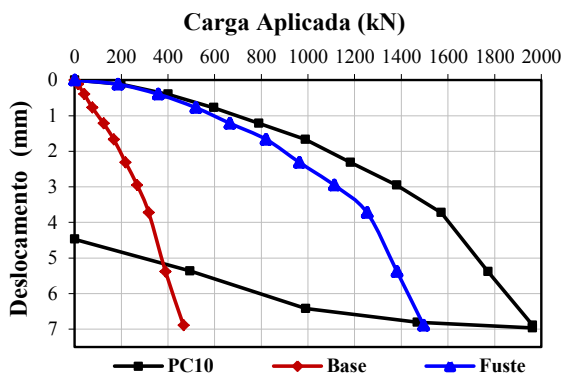


Figura 9. Parcela de carga na base e no fuste (PC10).

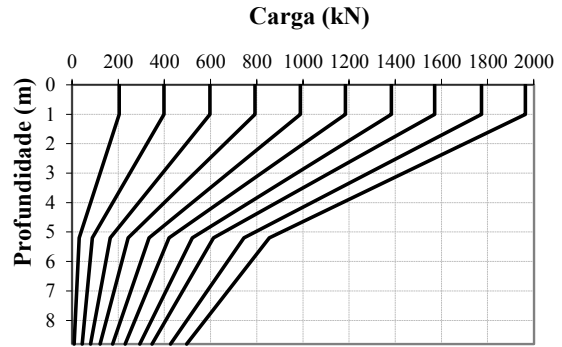


Figura 10. Transferência de carga ao longo do fuste e base do tubo (PC11).

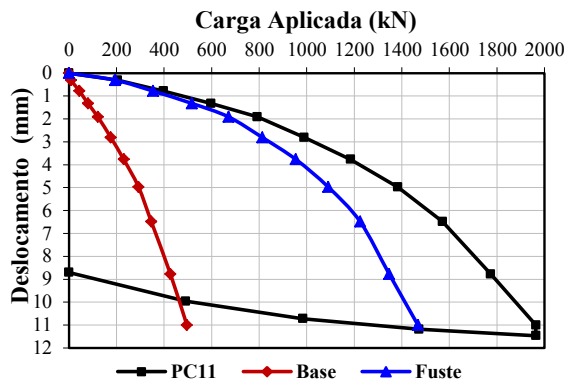


Figura 11. Parcela de carga na base e no fuste (PC11).

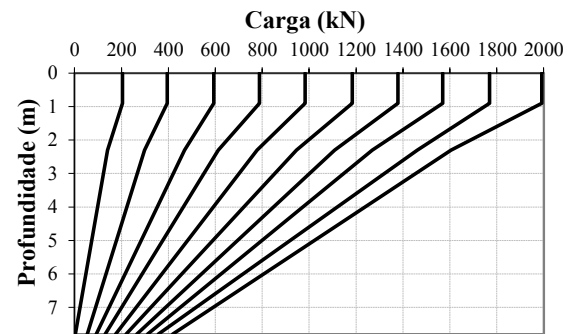


Figura 12. Transferência de carga ao longo do fuste e base do tubo (PC12).

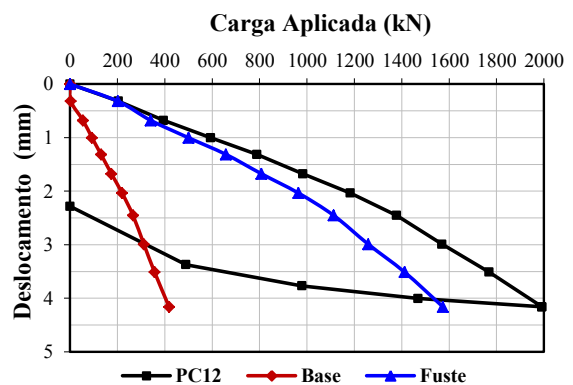


Figura 13. Parcela de carga na base e no fuste (PC12).

Na prova de carga PC10, o carregamento total foi de 1962 kN transferindo ao fuste uma carga máxima de 1496 kN que correspondente a 76 % sendo a diferença de 24 % absorvido pela base. Houve mobilização da carga da base do tubulão a partir da carga de 199 kN) sendo os valores da ordem de 14 kN equivalente a 7,0%. Para a PC11, o carregamento total foi de 1964 kN transferindo ao fuste instrumentado uma carga máxima 1468 kN que correspondente a 75% sendo a diferença de 25 % absorvido pela base. Houve mobilização da carga da base do tubulão a partir da carga de 204 kN sendo os valores da ordem de 9 kN equivalente a 4 %.

Na prova de carga PC12, no carregamento total de 1992 kN foi transferido ao fuste instrumentado uma carga máxima de 1574 kN que que corresponde a 79% sendo a diferença de 21 % absorvido pela base. Houve mobilização da base do tubulão a partir da carga de 205 kN sendo os valores da ordem de 3 kN equivalente a 2 %..

As curvas carga vs deslocamento apresentaram pequenos deslocamentos configurados no início do carregamento até o limite da carga de ensaio, o que demonstra que há uma carga significativa sendo mobilizada por atrito lateral ao longo do eixo dos tubulões. Dado que a carga de trabalho está entre 981 kN e 982 kN, os deslocamentos iniciais ocorridos foram mobilizados pela parcela de atrito lateral no início da deformação linear-elástica da curva de deslocamento.

Os resultados da instrumentação mostram que o fuste dos tubulões tem uma contribuição significativa para a mobilização do atrito lateral, uma vez que uma pequena parcela da carga foi mobilizada na base. Esta parcela deve ser considerada quando se analisa o comportamento dos tubulões para solos tropicais. No trabalho de Garcia et al. (2023) foi realizado um extenso estudo sobre a contribuição da resistência ao atrito lateral em tubulões e confirma que a capacidade de carga deste tipo de fundação tem um aumento significativo quando é considerada a parcela de atrito lateral.

Os resultados da instrumentação indicaram que a partir do 1º carregamento (da ordem de 200 kN) iniciou-se a mobilização de carga na base, porém esta contribuição foi da ordem de 4% a 6%. A mobilização total do fuste ocorre para cargas de 1496 kN, 1468 kN e 1574 kN, para as PC10, PC11 e PC12, respectivamente.

Frente aos resultados das provas de carga, observou-se que na análise da parcela de fuste e base das curvas carga vs deslocamento, todos os tubulões

instrumentados apresentaram comportamento de estaca para a carga de ensaio (trecho elástico).

A partir da resposta das provas de carga, analisou-se as curvas carga vs deslocamentos através dos métodos de extrapolação de Van der Veen (1953), Aoki (1976), Décourt (1999) e Chin (1970, 1971) a fim se verificar a aplicabilidade dos métodos em provas de carga de tubulões, onde a ruptura nítida não ocorre devido à peculiaridade deste tipo da fundação. O método de rigidez de Décourt (1996, 2008) também foi aplicado nas provas de carga (Figura 17 a 19). A equação resultante em “vermelho” representa o domínio da ponta e a equação resultante em “azul” o domínio do atrito lateral. Os valores indicados na Tabela 2 foram calculados a partir da equação com R² mais próximo do valor de 1.

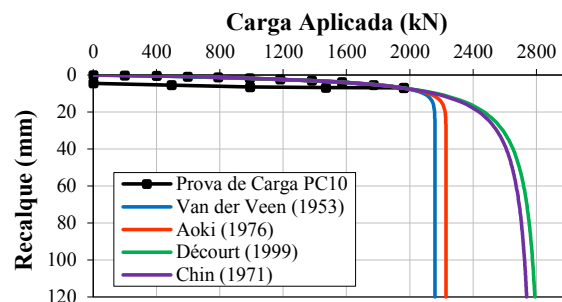


Figura 14. Comparativo método de extrapolação da curva carga vs deslocamentos PC10.

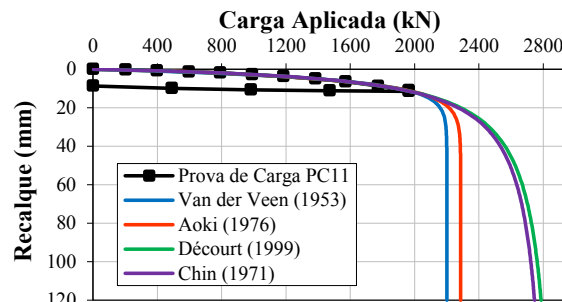


Figura 15. Comparativo método de extrapolação da curva carga vs deslocamentos PC11.

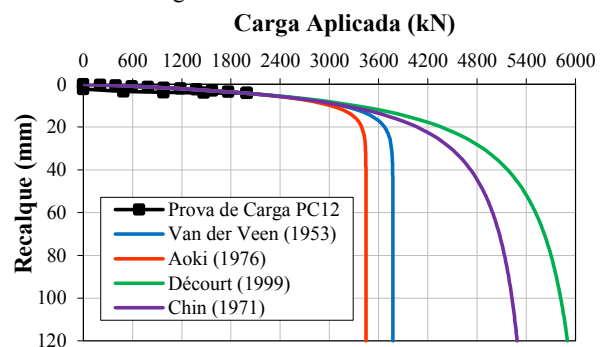


Figura 16. Comparativo método de extrapolação da curva carga vs deslocamentos PC12.

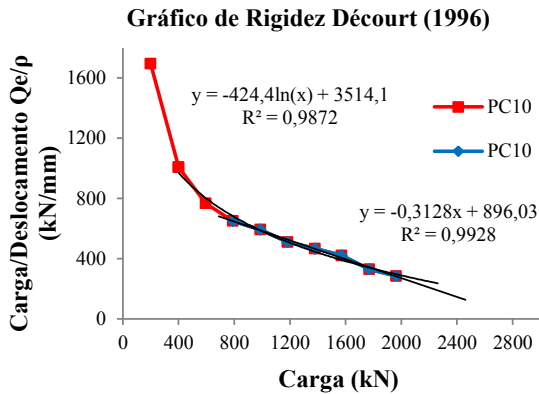


Figura 17. Gráfico de rigidez Décourt PC10.

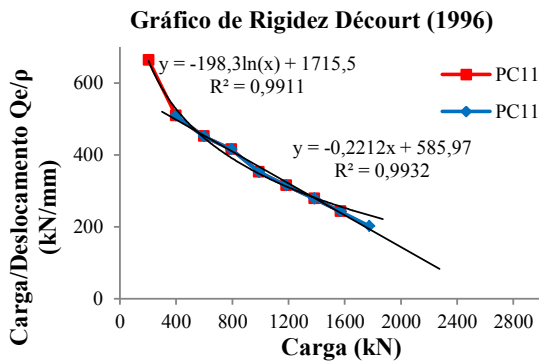


Figura 18. Gráfico de rigidez Décourt PC11.

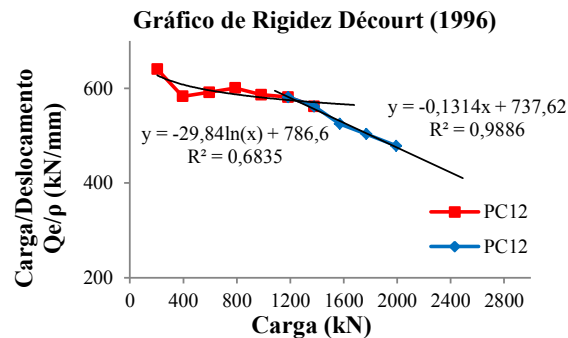


Figura 19. Gráfico de rigidez Décourt PC12.

Tabela 2. Resumo das cargas de ruptura pelos métodos de extrapolação e rigidez de Décourt (1996, 2008).

| PC | Métodos de extrapolação | | | | | |
|----|-------------------------|-------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | A (kN) | Carga de ruptura dos tubulões | | | | |
| | | B (kN) | C (kN) | D (kN) | E (kN) | F (kN) |
| 10 | 2000 | 2865 | 2808 | 2229 | 2159 | 3945 |
| 11 | 2000 | 2914 | 2866 | 2287 | 2201 | 2649 |
| 12 | 2000 | 6350 | 5626 | 3446 | 3774 | 5614 |

PC=Prova de carga; A= Carga característica de projeto; B= Décourt (1999); C= Chin (1970, 1971); D= Aoki (1976); E= Van der Veen (1953); F= Método Rigidez Décourt (1996, 2008).

No caso da PC-12, o perfil geológico-geotécnico é caracterizado por uma camada areno-siltosa muito compacta na profundidade em que a base do tubulão foi apoiada, o que resultou em pequenos deslocamentos conforme observado quando comparado com a PC-10 e PC-11. Pelos métodos propostos, isto ocasionou valores de cargas elevadas para a mobilização da base do tubulão.

De uma forma geral os resultados configuraram ruptura nítida, com deslocamentos contínuos sem acréscimos de carga, não representando a curva carga vs deslocamentos para fundação em tubulão.

Para o método da Rigidez de Décourt (1996, 2008), o comportamento das curvas caracterizou fundações que não tem uma ruptura definida conforme linhas de tendência apresentadas nos gráficos. Este comportamento é recorrente em provas de carga de tubulões, onde o acréscimo de carga aponta pequenos deslocamentos continuados, contudo, para os tubulões, não se pode afirmar que é o método mais adequado, visto que a parcela da base é mais relevante e que os tubulões não atingiram a ruptura.

4 CONCLUSÃO

A partir dos resultados apresentados, é possível ampliar o conhecimento para a aplicação deste tipo de fundação em solos tropicais da região do Distrito Federal/DF, que tem como característica geológico-geotécnica a presença de argila laterítica porosa com presença de lençol freático na profundidade média de 16 m, possibilitando o emprego de tubulões a céu aberto. Contudo ressalta-se que em argilas porosas na condição não saturada, o comportamento do nível do lençol freático apresenta flutuação, sendo necessário considerar esta condição durante a execução de tubulões.

Com base nas análises efetuadas, pode-se afirmar que, para provas de carga estáticas em tubulões a céu aberto, a aplicação da carga necessária para se alcançar à ruptura nítida da fundação necessita de um sistema de reação de grandes proporções uma vez que os dados mostraram a necessidade de um sistema de reação robusto para aplicar cargas elevadas o que resultaria uma maior mobilização do elemento de fundação. Os resultados da instrumentação em profundidade dos tubulões indicaram que para as cargas máximas aplicadas, os deslocamentos não foram suficientes para mobilização de carga na base.

A curva carga vs deslocamento apresentou em todas as provas de carga analisadas, mobilização somente do trecho linear-elástico dos tubulões. Para

avaliação do trecho plástico, é necessário aprofundar a análise dos resultados apresentados.

Os resultados da instrumentação em profundidade dos tubulões apresentaram uma contribuição significativa da parcela de resistência ao atrito lateral desenvolvida para uma fração do deslocamento necessário para mobilizar a resistência, o que deve ser considerado na análise do comportamento dos tubulões a céu aberto para solos lateríticos de mesma característica geológico-geotécnica do Distrito Federal/DF, Brasil.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP e BMS Engenharia pela oportunidade de desenvolver a pesquisa.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 12131 (2006). *Solo – estacas - prova de carga estática – Método de ensaio*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT NBR 16903 (2020). *Solo - Prova de carga estática em fundação profunda*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- Albuquerque, P.J.R. (2001). *Estaca escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP.
- Anjos, G.J.M. (2006). *Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD/033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 341 p.
- Berberian, D. (1982). *A Prática das Fundações na Região Centro-Oeste do Brasil*. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Volume VII, Olinda/ Recife.
- Berberian, D. (2017). *Engenharia de Fundações*. 33ª Edição. Editora da Universidade de Brasília (UnB). Brasília. 800p.
- Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. 5th edition. Peoria, Illinois. Editora McGraw Hill, Inc.
- Brown, D.A., Turner, J.P., Castelli, R.J., Loehr, E.J. (2018). *Drilled shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Federal Highway Administration, NHI-18-024–, Course NO. 132014, Washington, DC.
- Das, M. B. (2016). *Principles of Foundation Engineering*. Cengage Learning, 8ª Edição, Boston, USA, 946p.
- Décourt, L. A. (1999). *Behavior of foundations under working load conditions*. Proceedings of the XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.IV. Foz do Iguaçu, Brazil
- Décourt, L. A. (1996). *Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, III SEFE, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF e ABMS, V.1, P. 215-224.
- Décourt, L. A. (2008). *Provas de Carga em Estacas podem Dizer Muito Mais do que têm dito*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 2008, V.1, P. 221-245.
- Fellenius, B.H. (2023) *Basic of Foundation Design*. Eletronic Edition. Calgary, available in www.fellenius.net
- Garcia., J. R.; Pereira., B. E. (2023). *Numerical analysis of the contribution of side resistance to caisson bearing capacity*. Soils and Rocks. ISSN 1980-9743, ISSN-e 2675-5475. São Paulo, SP.
- Guimarães, R.C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Herrmann, R.A., Löwen, M., Tinteler, T., Krumm S. (2013). *Research on the Load-Bearing Behavior of Bored Piles with Different Enlarged Bases*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2–6 September, 2013. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, London, 2755–2758.
- Johnson, L. D., Sherman, W. C. Al-Hussaini, M. M. (1981). *Overview for Design and Construction of Drilled Shafts in Cohesive Soils*. Geotechnical Laboratory. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Washington, D. C. 20314. 129p.
- Mendonça, A.F., Lima, A., Barro, J.G.C., Junior, R.C., Cortopassi, R. (1994). *Critérios Geológicos e Geotécnicos para Execução de Sondagens na Área do Distrito Federal*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações, vol. 2, Foz do Iguaçu, PR.
- Mota, N.M.B. (2003). *Ensaaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada De Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-013ª/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. DF, 336p.
- Santos, T. R. S. (2001). *Comportamento de Tubulões analisando-se separadamente as Parcelas de Resistência de Base e por Atrito Lateral*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP.
- Van der Veen, C. (1953). *The Bearing Capacity of a Pile*. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90p.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2002). *Fundações Profundas*. Coppe – UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 2, 359p.

Aplicação de Materiais Expansivos em Aterros Ferroviários

André Fardin Rosa
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, andre.rosa@rumolog.com

Diana Bárbara Portela Menezes
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, diana.menezes@rumolog.com

Paola Dutra
IDG, Ipatinga, Brasil, paola.dutra@ext.rumolog.com

Ranila Evellin Guedes Cardoso Mantovani Pereira
IDG, Ipatinga, Brasil, ranila.pereira@ext.rumolog.com

Stefanie de Carla Dias
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, stefanie.dias@rumolog.com

RESUMO:

A natureza heterogênea e complexa dos solos é um desafio enfrentado com frequência pela engenharia geotécnica, especialmente em projetos com grandes extensões, como é o caso da Ferrovia Estadual Senador Vicente Emílio Vuolo, projeto de expansão da Rumo Logística no Mato Grosso. Conceitualmente, materiais expansivos são aqueles que têm capacidade de sofrer variação volumétrica significativa ao serem submetidos a determinadas condições, como com a presença de umidade. A tensão de expansão e o grau de expansividade, no entanto, são variáveis e podem ser avaliados por meio de ensaios laboratoriais. O presente trabalho surge do desafio de dar uma solução alternativa para o uso de materiais expansivos em obras ferroviárias, visando sua utilização em núcleos de aterros ferroviários. São apresentadas análises de caracterização dos materiais encontrados ao longo da formação Ponta Grossa, especialmente folhelhos em diferentes níveis de alteração. É feita uma análise aprofundada das características desses materiais e posteriormente realizado um estudo de aplicação geotécnica, com análise de estabilidade e definição da zonificação para um aterro típico ferroviário. Os resultados são positivos quanto ao uso parcial desses materiais expansivos, trazendo um benefício econômico e ambiental para o projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Ferrovia, material expansivo, folhelho, siltito, análise de estabilidade

ABSTRACT: The heterogeneous and complex nature of soils is a challenge often faced by geotechnical engineering, especially in large-scale projects such as the *Senador Vicente Emílio Vuolo* State Railroad, Rumo Logística's expansion project in Mato Grosso. Conceptually, expansive materials are those that have the capacity to undergo significant volumetric variation when subjected to certain conditions, such as the presence of humidity. Expansion stress and the degree of expansiveness, however, are variable and can be assessed using laboratory tests. This work arises from the challenge of providing an alternative solution for the use of expansive materials in railway works, with a view to their use in railway landfill cores. Characterization analyses of the materials found throughout the Ponta Grossa formation are presented, especially shales at different levels of alteration. An in-depth analysis of the characteristics of these materials is carried out, followed by a geotechnical application study, with stability analysis and definition of the zoning for a typical railway embankment. The results are positive in terms of the partial use of these expansive materials, bringing economic and environmental benefits to the project.

KEY WORDS: Railways, expansive material, shale, siltstone, stability analysis

1 INTRODUÇÃO

Solos expansivos são aqueles que em condição não saturada apresentam elevadas variações positivas de volume diante de um aumento no seu teor de umidade, ou na redução da sucção em sua estrutura. Segundo Mitchell (1976), a interpretação dessas variações volumétricas é essencial para o dimensionamento de estruturas geotécnicas, por afetarem diretamente os parâmetros de deformabilidade e de resistência ao cisalhamento dos solos, consequentemente influenciando na estabilidade das estruturas.

O aumento de volume em solos expansivos depende de alguns fatores, como a exposição do material às variações de umidade, a composição do líquido presente nos poros do solo e também o estado de tensões ao qual o solo está submetido (Souza, 2014). Considerando esses fatores, é possível inibir a expansão de um solo ao evitar variações de umidade, ou ao aplicar elevadas tensões de confinamento, acima das tensões que seriam geradas na expansão do material (Huang, 2022). Para volumes menores de tratamento, é comum também o uso de estabilização química (Casanova, 1981), misturando o solo com cal ou cimento, porém essa metodologia torna complexa e onerosa a execução de aterros com elevados volumes. Esse conjunto de técnicas para tratar solos expansivos, isoladas ou em conjunto, são essenciais para projetos onde o descarte completo desses materiais seria inviável.

De acordo com Ferreira (1995) o problema dos solos expansivos pode ter origem tanto em rochas ígneas quanto em sedimentares. Em rochas ígneas como o basalto e diabases, os feldspatos e piroxênios sofrem

intemperismo e podem formar a montmorilonita, mineral expansivo. Já no caso de rochas sedimentares, como no caso de folhelhos e calcários, essas podem já ser compostas por minerais expansivos e, ao serem expostas a variações de umidade, se desagregam facilmente formando solos expansivos. A descrição do autor coincide com características identificadas na Formação Ponta Grossa, no estado do Mato Grosso.

Dessa forma, o presente trabalho consiste no estudo de uma solução de zonificação de aterros para a utilização de solos expansivos. Para viabilizar essa solução, são apresentadas análises de caracterização de diferentes materiais coletados ao longo da Formação Ponta Grossa, posteriormente comprovando quais características geométricas do núcleo de aterro atendem à estabilidade global.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

De modo permitir o uso adequado e seguro do material identificado na região, o estudo contemplou a análise das informações geológicas-geotécnicas da região, a realização de prospecções e ensaios de laboratório e a realização de análises de estabilidade.

A região de estudo consiste em um segmento do projeto da Ferrovia Estadual Senador Vicente Emilio Vuolo. A região em questão está no interior da Formação Ponta Grossa, que de acordo com o mapa geológico da CPRM tem ocorrência de folhelhos e arenitos. Na Figura 1 é apresentado o mapa geológico da região.

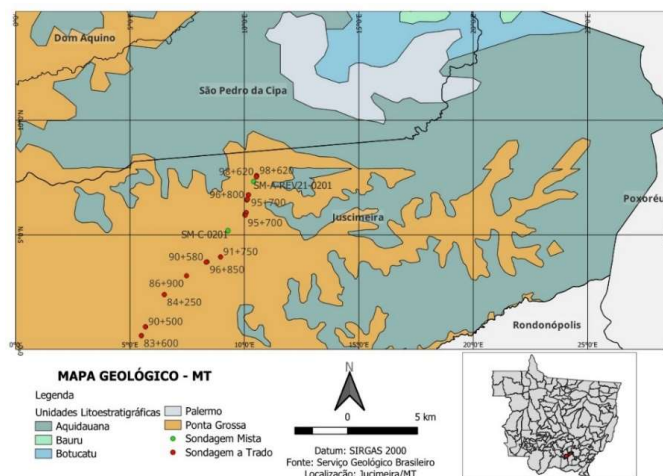


Figura 1. Mapa geológico da região

Na fase de projeto executivo, foi identificada a ocorrência de um horizonte de baixa espessura de solo (até 4 m de profundidade), com possibilidade de coleta de amostras deformadas com o uso de trados. Abaixo desse material, foram feitas coletas de testemunhos com sondas rotativas que indicaram a ocorrência de três tipos de rocha, os folhelhos, siltitos e argilitos, todos com nível de alteração decrescente em profundidade.

Para análise do material superficial (solo) foram realizados os ensaios preconizados pelo DNIT (ISF-207) e INFRA S.A., todavia, para a rocha alterada e rocha sã não foi considerada a realização de ensaios do material para utilização em corpo de aterro. A não realização de ensaios em material destorroado de rocha alterada e rocha sã, não permitiu a identificação de possíveis materiais expansivos durante a etapa do projeto executivo.

Durante a realização do controle de qualidade de um dos aterros foram identificados materiais com elevada expansão e baixo CBR, não atendendo as especificações do projeto executivo para materiais de corpo de aterro. Essa ocorrência motivou a realização de campanha de investigações complementar, com a realização de CBR, Expansão, cisalhamento direto e caracterização utilizando o Sistema de Classificação Unificada de Solos (SUCS) e metodologia HRB para pavimentação rodoviária. Por meio desta campanha complementar foi possível obter os parâmetros geotécnicos do material utilizado no núcleo dos aterros.

Para obtenção dos parâmetros de resistência do material alterado, foi realizado um ensaio de cisalhamento direto em uma amostra de maciço destorroado de um testemunho de sondagem (SM-C-0201) na profundidade de 24,74 a 27,56. O ensaio foi realizado na condição inundada, em 4 corpos de prova, nas tensões de 50, 100, 200 e 500 kPa.

Para caracterização do material foi realizada análise granulométrica (ABNT NBR 7181:2016), determinação do limite de liquidez (ABNT NBR 6459:2016) e limite de plasticidade (ABNT NBR 7180:2016).

Para medida da resistência à penetração e expansão do maciço, foi realizado o ensaio de compactação (ABNT NBR 7182:2016) e determinação do Índice de suporte Califórnia (ABNT NBR 9895:2016) em 5 pontos, na energia normal. O ensaio do Índice de suporte Califórnia foi realizado em uma amostra saturada compactada segundo o método de Proctor. Para essa finalidade, um pistão com seção transversal de 3 pol² penetra na amostra a uma velocidade de 0,05 pol/min.

Como não é o foco do estudo em questão, não será apresentada a metodologia para obtenção dos parâmetros geotécnicos de todos os demais materiais utilizados nas análises.

Em função de volume de material expansivo detectado no traçado, após a nova campanha de prospecções, houve a necessidade de separação dos materiais no balanço de massa. Portanto, o perfil estratigráfico do maciço foi dividido em 3 horizontes, material residual ou coluvionar, material muito alterado e material pouco alterado.

O material caracterizado por solo residual/coluvionar foi considerado adequado para corpo de aterro, o material muito alterado foi descartado e o material pouco alterado foi utilizado na região de núcleo de aterros.

Os critérios adotados para zonificação dos aterros foram:

- Largura de envelopamento adequada para evitar contato com o ambiente externo e possibilidade de expansão do material;
- Reduzida influência na superfície crítica de ruptura;
- Reduzida influência no bulbo de tensões da ferrovia;
- Tensões suficientes para confinar o maciço alterado.

Foram estudados alguns cenários, em função da altura de aterro, condições da fundação e quantidade de material expansivo previsto.

As análises de estabilidade foram realizadas utilizando a teoria do equilíbrio limite, que se baseia na existência de uma possível superfície de ruptura onde a resistência ao cisalhamento do material é mobilizada, verificando-se o equilíbrio entre as forças e/ou momentos estabilizantes (resistência do maciço) e instabilizantes (cargas externas e peso do maciço).

Diversos autores desenvolveram métodos para as análises baseadas no equilíbrio limite, onde estas podem ser feitas estudando toda a superfície crítica ou dividindo a mesma em fatias (ou lamelas). Dentre os mais utilizados, destaca-se o método de Morgenstern & Price (1965), utilizado neste estudo. O método considera as forças cisalhantes e as forças normais entre fatias, que satisfaz o equilíbrio de forças e momentos.

As análises de equilíbrio limite foram realizadas através do software Slide2 da Rocscience, que identifica o fator de segurança relacionado com a superfície crítica, identificada dentre milhares de

superfícies analisadas pelo software.

Os critérios de resistência são formulações que visam refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. O critério de ruptura utilizado nos estudos que serão apresentados é o Critério de Mohr-Coulomb, que assume o colapso quando a tensão cisalhante no plano de resistência alcança o valor da tensão cisalhante de resistência do material. A envoltória é comumente curva, embora possa ser satisfatoriamente ajustada por uma reta no intervalo de tensões normais de interesse, dada por:

$$\tau = c + \sigma' \times \tan \phi$$

Onde σ e τ são as tensões normais e cisalhantes, respectivamente, c é o intercepto de coesão e ϕ o coeficiente de atrito.

A sobrecarga ferroviária considera a carga por eixo de 32,5 t/eixo. Foi considerado o carregamento dinâmico distribuído pela área dada pelo comprimento do vagão e comprimento do dormente. Para o cálculo da carga dinâmica a partir da carga estática, foi utilizado o coeficiente dinâmico apresentado pela AREMA, conforme equação a seguir:

$$C_d = 1 + \left(\frac{33 \times V}{100 \times D} \right) = 1 + \left(\frac{33 \times 49,71}{100 \times 36} \right) \approx 1,5$$

Onde V é a velocidade admissível da via dada em mph e D é o diâmetro da roda dada em polegadas. Nesse estudo, foi adotado diâmetro de 36 polegadas, considerando o vagão do tipo HFT e a velocidade diretriz foi adotada como 80 km/h (49,71 mph).

Definido o coeficiente dinâmico de 1,5, a carga total foi assumida em 195,0 t. As pressões transmitidas ao terreno foram definidas considerando a distribuição de tensões nos dormentes, considerando uma faixa de comprimento igual a 13,95 m (comprimento entre truques do vagão) e a largura do dormente (2,8 m) da ferrovia. A sobrecarga foi estimada conforme apresentado a seguir:

$$q_{sobrecarga} = \frac{F}{B \times L} = \frac{195 \times 9,81}{2,8 \times 13,95} \approx 50 \text{ kPa}$$

3 RESULTADOS

No perfil estratigráfico típico da região, foi identificada uma primeira capa de material mais

intemperizado (avermelhado), seguido de um solo mais jovem e em seguida a rocha de origem. Um exemplo de estratigrafia é apresentado na Figura 2, com a profundidade aumentando de cima para baixo e da direita para esquerda.

Com a finalidade de analisar a aplicabilidade dos materiais rochosos em aterro, foi realizado ensaio de cisalhamento com o material destorroado do testemunho de sondagem apresentado na Figura 2.



Figura 2. Testemunho de rocha ensaiado

Adicionalmente, foram coletadas amostras deformadas, com apoio de escavadeira (profundidade de até 4,5 m), para realização de CBR, Expansão e caracterização utilizando o Sistema de Classificação Unificada de Solos (SUCS) e metodologia HRB. A Tabela 1 apresenta o resultado dos ensaios realizados.

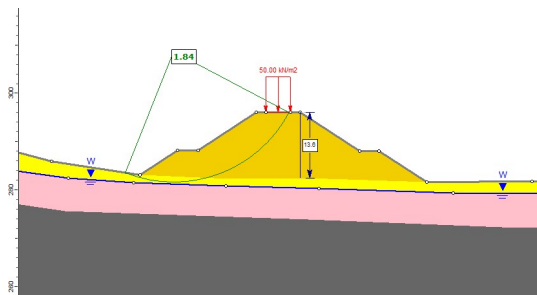
Tabela 1. Resultado: Classificação, CBR e Expansão

| Amostra | Prof (m) | HRB | SUCS | CBR (%) | Exp. (%) |
|---------|-----------|-------|------|---------|----------|
| 96+450 | 3,2 - 4,0 | A-7-5 | MH | 2 | 7,6 |
| 96+800 | 0,4 - 1,0 | A-7-6 | CL | 13 | 1,5 |
| 96+800 | 1,0 - 4,1 | A-7-6 | MH | 2 | 9,0 |
| 96+850 | 0,2 - 1,2 | A-7-6 | CH | 4 | 5,7 |
| 96+850 | 1,2 - 3,8 | A-7-6 | ML | 2 | 6,8 |
| 90+740 | 0,9 - 4,0 | A-7-5 | MH | 2 | 9,2 |
| 95+800 | 0,2 - 1,4 | A-7-5 | MH | 13 | 1,4 |
| 95+800 | 1,4 - 4,1 | A-7-6 | CH | 2 | 7,5 |
| 98+620 | 0,2 - 0,7 | A-2-6 | GP | 36 | 0,1 |
| 98+620 | 0,7 - 1,6 | A-7-6 | CH | 3 | 4,2 |
| 98+620 | 1,6 - 4,2 | A-6 | CL | 2 | 5,6 |
| 98+520 | 0,2 - 0,9 | A-2-6 | GC | 49 | 0,0 |
| 98+520 | 0,9 - 1,9 | A-7-6 | CH | 8 | 2,4 |
| 98+520 | 1,9 - 4,3 | A-7-5 | MH | 6 | 3,7 |
| 95+900 | 0,2 - 0,6 | A-2-7 | GC | 21 | 0,2 |
| 95+900 | 0,6 - 4,3 | A-7-5 | MH | 2 | 8,6 |
| 90+900 | 2,1 - 4,1 | A-7-5 | MH | 2 | 7,7 |
| 95+700 | 0,2 - 0,7 | A-2-6 | GM | 27 | 0,1 |
| 95+700 | 0,7 - 1,4 | A-7-6 | ML | 15 | 0,8 |
| 95+700 | 1,4 - 3,4 | A-7-5 | MH | 5 | 4,0 |
| 90+500 | 0,2 - 0,6 | A-2-7 | GM | 21 | 0,2 |

| Amostra | Prof (m) | HRB | SUCS | CBR (%) | Exp. (%) |
|-----------------|-------------|-------|------|---------|----------|
| 90+500 | 0,6 - 3,8 | A-7-6 | MH | 2 | 6,8 |
| 84+250 | 0,3 - 1,8 | A-7-6 | GM | 32 | 0,1 |
| 84+250 | 1,8 - 2,6 | A-6 | CL | 36 | 0,2 |
| 84+250 | 2,6 - 3,9 | A-7-6 | MH | 8 | 2,3 |
| 86+900 | 0,4 - 2,1 | A-7-5 | MH | 15 | 0,2 |
| 86+900 | 2,1 - 4,2 | A-7-5 | MH | 15 | 0,3 |
| 90+580 | 1,2 - 4,5 | A-7-6 | MH | 8 | 0,9 |
| 90+660 | 1,1 - 3,9 | A-7-6 | CH | 3 | 5,6 |
| 91+750 | 0,2 - 1,2 | A-7-6 | CL | 22 | 0,2 |
| 91+750 | 1,2 - 3,6 | A-7-6 | MH | 20 | 0,2 |
| 83+600 | 0,2 - 0,9 | A-7-5 | MH | 21 | 0,2 |
| 83+600 | 0,9 - 2,7 | A-7-5 | MH | 8 | 3,6 |
| 83+600 | 2,7 - 4,2 | A-7-6 | CH | 1 | 7,0 |
| SM-C-0201 | 24,7 - 27,5 | A-6 | CL | 4 | 2,8 |
| SM-C-0201 | 27,5 - 29,7 | A-6 | CL | 5 | 1,7 |
| SM-A-REV21-0201 | 0,0 - 4,5 | A-6 | CL | - | - |
| SM-A-REV21-0201 | 4,5 - 9,4 | A-7-6 | CL | 2 | 4,5 |
| SM-A-REV21-0201 | 9,4 - 11,0 | A-6 | CL | 3 | 3,5 |

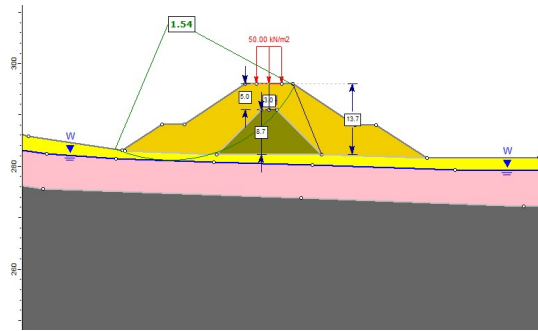
O projeto executivo e a ISF-207 (Estudos Geotécnicos) indicam a necessidade de um $CBR > 5\%$ e $expansão < 2\%$ para utilização de materiais para corpo de aterro. Em função da detecção de materiais que não se enquadraram nos critérios de projeto, houve a necessidade de realizar um procedimento de zonificação dos aterros.

Na sequência são observados os resultados das análises de estabilidade, com parâmetros de resistência reduzidos. Essas análises não consideram o ensaio de cisalhamento realizado.



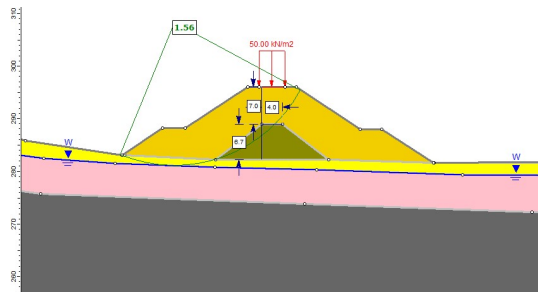
| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m³) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (°) | Allow Sliding Along Boundary | Water Surface | Hu Type | Hu |
|------------------------|--------------|---------------------|-------------------|----------------|---------|------------------------------|---------------|---------|----|
| ATERRO PROJETADO | Yellow | 19 | Mohr-Coulomb | 20 | 30 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA FINA | Light Yellow | 18 | Mohr-Coulomb | 5 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA SILTOSA COMPACTA | Pink | 20 | Mohr-Coulomb | 20 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| ROCHA | Grey | 20 | Infinite Strength | | | Yes | Water Table | Custom | 1 |

Figura 3. Análise inicial sem a consideração de material muito alterado.



| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m³) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (°) | Allow Sliding Along Boundary | Water Surface | Hu Type | Hu |
|-------------------------|--------------|---------------------|-------------------|----------------|---------|------------------------------|---------------|---------|----|
| ATERRO PROJETADO | Yellow | 19 | Mohr-Coulomb | 20 | 30 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA FINA | Light Yellow | 18 | Mohr-Coulomb | 5 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA SILTOSA COMPACTA | Pink | 20 | Mohr-Coulomb | 20 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| ROCHA | Grey | 20 | Infinite Strength | | | Yes | Water Table | Custom | 0 |
| MATERIAL MUITO ALTERADO | Green | 18 | Mohr-Coulomb | 0 | 19 | | Water Table | Custom | 1 |

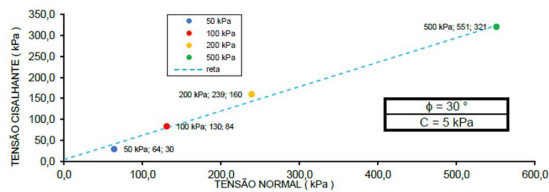
Figura 4. Núcleo em material muito alterado – Alternativa 01.



| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m³) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (°) | Allow Sliding Along Boundary | Water Surface | Hu Type | Hu |
|-------------------------|--------------|---------------------|-------------------|----------------|---------|------------------------------|---------------|---------|----|
| ATERRO PROJETADO | Yellow | 19 | Mohr-Coulomb | 20 | 30 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA FINA | Light Yellow | 18 | Mohr-Coulomb | 5 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| AREIA SILTOSA COMPACTA | Pink | 20 | Mohr-Coulomb | 20 | 28 | | Water Table | Custom | 1 |
| ROCHA | Grey | 20 | Infinite Strength | | | Yes | Water Table | Custom | 1 |
| MATERIAL MUITO ALTERADO | Green | 18 | Mohr-Coulomb | 0 | 19 | | Water Table | Custom | 1 |

Figura 5. Núcleo em material muito alterado – Alternativa 02.

Após o avanço do estudo, foi executado ensaio de cisalhamento do material alterado, sendo observado parâmetros superiores aos utilizados nas análises.



| Tabela resumo | | | | | |
|---------------|--|-----------|---------------------------------------|--------------------|--------------|
| Ensaio | Amostra | umid. (%) | massa específica (g/cm ³) | Tensões na ruptura | |
| | | | | σ_n (kPa) | τ (kPa) |
| 1 | SM-C-0201 - Prof. 24,74 a 27,56 - Compactada | 13,2 | 2,12 | 64 | 30 |
| 2 | | 13,2 | 2,00 | 130 | 84 |
| 3 | | 13,2 | 2,08 | 239 | 160 |
| 4 | | 13,2 | 1,95 | 551 | 321 |

Figura 6. Resultado do ensaio de cisalhamento.

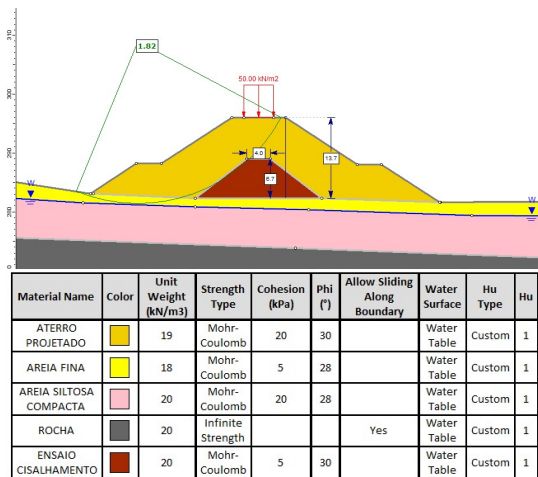


Figura 7. Núcleo considerando resultado do ensaio de cisalhamento – Alternativa 02.

3 CONCLUSÕES

A identificação de materiais expansivos e de baixo CBR levaram a necessidade de estudos mais aprofundados de como aplicar esses materiais em aterros de uma ferrovia.

Uma das alternativas aventadas seria a necessidade de descarte de todo o material, todavia, o custo e as áreas de descarte seriam relevantes.

O estudo de utilização de materiais expansivos em núcleos de aterros indicou uma alternativa interessante para utilização parcial dos materiais, apresentando como critério a necessidade de confinamento do maciço, evitando expansão excessiva, possibilidade de expansão excessiva ou deformabilidade em função de cargas atuantes na ferrovia.

Esse estudo também indicou a importância da análise do maciço alterado e são, principalmente quando há previsão de utilização de grande parte desse volume em aterros. O desconhecimento deste material pode afetar a execução do empreendimento e gerar impactos no orçamento e cronograma de obra.

A utilização de materiais expansivos e de reduzido valor de CBR não é recomendada em aterros de baixa altura, considerando a impossibilidade de envelopamento e confinamento do material.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica
- ABNT NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez
- ABNT NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade
- ABNT NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação
- ABNT NBR 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia (ISC)
- MITCHELL, J.K. Fundamentals of Soil Behavior. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Hoboken.1993.
- SOUZA, R.F.C. Estudo da influência da sucção na pressão de expansão de materiais argilosos com a técnica de transferência de vapor, Tese de D. Sc. , Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, SP, Brasil, 2014.
- HUANG, Zhen. Et al. Expansive Soil Embankment Filling and Cutting Treatment Technology: A Systematic Review. Article Hindawi. Advances in Materials Science and Engineering. Vol 2022. p .20, 2022.
- CASTRO, F.J. C. O. Um estudo Físico-Químico-Matemático da estabilização alcalina de solos argilosos. Dissertação (Mestrado) em Engenharia. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1981.
- FERREIRA, S.R.M. Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação, Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-DNIT. ISF-207: estudos geotécnicos. 2015b.
- VALEC, 80-EG-000A-29-0000: Especificação de projeto: estudos geotecnológicos – diretrizes para elaboração de estudos geológicos e geotécnicos, revisão 08, 2019.
- OLIVEIRA, A. M. S. e BRITO, S. N. A. (1998). Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Oficina dos Textos, 582p.
- MORGENSTERN, N.R., and Price, V.E. 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15(1): 79-93.
- AREMA, Manual for Railway Engineering, Volume 1, 2010.

Análise da Escavabilidade de Arenitos por Caracterização Mecânica e Sísmica de Refração: um Estudo de Caso na Formação Furnas (Brasil)

Stefanie de Carla Dias
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, stefanie.dias@rumolog.com

Rânila Evellin Guedes Cardoso Mantovani Pereira
IDG, Ipatinga, Brasil, ranila.pereira@ext.rumolog.com

Rafael Lopes Witiuk
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, rafael.witiuk@rumolog.com

Alcides Ferreira Ino Junior
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, alcides.ino@rumolog.com

André Fardin Rosa
Rumo Logística, Curitiba, Brasil, andre.rosa@rumolog.com

RESUMO: Em projetos ferroviários *greenfield*, são necessárias extensas obras de terraplenagem devido às limitações de rampa, como identificado em um importante projeto de expansão ferroviária no estado do Mato Grosso, Brasil, planejado pela Rumo Logística. A etapa de terraplenagem, em geral, implica a execução de escavações em maciços rochosos, uma atividade considerada complexa pela gama de critérios que determinam a escavabilidade desses materiais. Há ainda uma grande diversidade de propriedades obtidas para rochas sedimentares da Formação Furnas, que no caso do projeto em Mato Grosso, tem-se a resistência à compressão de tais materiais variando de 1 a 140 MPa, além de apresentarem diferentes níveis de intemperismo. Neste trabalho, foram analisados e comparados métodos propostos por diferentes autores para a determinação da escavabilidade de rochas, considerando as características específicas do projeto desenvolvido na Formação Furnas. Os resultados indicam diferenças de até 78% na estimativa de custo para uma obra de escavação em arenito, quando considerados apenas dados de sísmica de refração para estimar o método de escavação na estimativa de custo de uma obra.

PALAVRAS-CHAVE: Infraestrutura Ferroviária, Formação Furnas, Escavabilidade de Rochas.

ABSTRACT: In greenfield railway projects, large earthworks are expected to be carried out due to the restrictive ramps, which is the case of an important project to expand Brazilian's infrastructure in the state of Mato Grosso, where Rumo Logística is planning a 720 km extension railway. Earthwork activities usually depend on the execution of rock excavations, which can be considered a complex activity due to the variety of criteria for determining the material's excavability, as well as due to the wide range of rock properties obtained for sedimentary rocks in Furnas Formation, with compressive strength varying from 1 to 140 MPa and different levels of weathering. In this work, methods proposed by different authors for determining the excavability of rocks were analyzed and compared, considering the specific characteristics of the project developed in the Furnas Formation. The results indicate differences of up to 78% in the cost estimate for a sandstone excavation project when only refraction seismic data are considered to estimate the excavation method in the cost estimate of a project.

KEY WORDS: Railway Infrastructure, Furnas Formation, Rock Excavability.

1 INTRODUÇÃO

Projetos Ferroviários de carga normalmente geram grande volume de movimentação de terra, incluindo-

se a movimentação e remoção de material rochoso. O volume de material escavado, no entanto, pode ser composto por materiais distintos em seu aspecto geotécnico, de forma que os equipamentos

necessários para os serviços de terraplenagem podem variar significativamente, afetando diretamente o custo e o cronograma do projeto, o que justifica a realização de estudos de escavabilidade das rochas do trecho do projeto.

Neste sentido, a desagregação de rochas pode ser efetuada por meio de escavação, escarificação, fragmentação ou explosão. O método deve ser selecionado com base no material rochoso que forma os blocos, na natureza e orientação das fraturas e na estrutura geológica (Duncan, 1969). Essas características estão relacionadas à facilidade de escavação, também chamada de escavabilidade, e são utilizadas não apenas para definir os métodos de escavação adequados, mas também o método com maior eficiência.

Ao longo dos anos, vários métodos foram propostos para avaliar a escavabilidade utilizando parâmetros qualitativos e quantitativos da rocha, obtidos a partir da prospecção do maciço rochoso. Neste artigo, esses métodos serão discutidos e aplicados na classificação de rochas ao longo do projeto *greenfield* da Rumo Logística, com mais de 720 km de extensão, em construção no Mato Grosso, Brasil. A característica *greenfield* é atribuída ao projeto por se tratar de um empreendimento a ser executado em região onde não há outros empreendimentos ferroviários já construídos.

Diante dos aspectos supracitados, o presente trabalho busca analisar e comparar os métodos de classificação de escavabilidade com enfoque nos custos de obra estimados para cada método.

2 ESCAVABILIDADE DAS ROCHAS

A escavação de rochas é um tema de alta relevância, especialmente para a indústria de mineração, onde deve-se selecionar um método eficiente de avaliação da escavabilidade dos materiais para otimizar a produtividade. Alguns desses métodos são destacados por Ceryan *et al.* (2013) e resumidas na Tabela 1, com os parâmetros geotécnicos necessários à sua aplicação. Os parâmetros mais utilizados para esse tipo de classificação são as características de fraturamento da rocha, velocidade de onda sísmica, resistência à compressão uniaxial e alterabilidade.

Os métodos da Tabela 1 visam classificar os materiais pela energia necessária para soltá-los e escavá-los. O primeiro método reconhecido proposto para a classificação da escavabilidade de rochas foi desenvolvido por Franklin *et al.* (1971) e considera a relação entre o índice de resistência à carga pontual da rocha intacta, o espaçamento entre descontinuidade e a resistência à compressão

uniaxial. Mais tarde, foi aperfeiçoado por outros autores, como Pettifer e Fookes (1994). O aperfeiçoamento feito pelos autores citados introduz um gráfico mais detalhado, levando em consideração o tipo de equipamento de escavação, aspectos geotécnicos e, também, considera que um dos principais fatores para a alterabilidade da rocha são os atributos de descontinuidade, que caracterizam as dimensões de cada bloco rochoso. Com mais de 23 anos de desenvolvimento, recebeu reconhecimento global (Karaman *et al.*, 2013; Kaya *et al.*, 2011).

Tabela 1. Métodos e parâmetros geotécnicos para avaliação da escavabilidade.

Nota: Sv – Velocidade Sísmica, UCS – Resistência à Compressão Uniaxial, PLI – Índice de Carga Pontual, Jc – Classificação das Juntas, Wea – Intemperismo, Ds – Abrasividade.

| Autor | Sv | UCS | PLI | Jc | Wea | Ds |
|-------------------------------|----|-----|-----|----|-----|----|
| Franklin <i>et al.</i> (1971) | | x | x | x | | x |
| Atkinson, (1973) | x | | | | | |
| Weaver (1975) | x | | | x | x | x |
| Kirsten (1982) | | x | | x | | x |
| Pettifer & Fookes (1994) | | | x | | x | x |
| Singh <i>et al.</i> (1992) | x | | x | | x | x |
| Caterpillar, (2012) | x | x | | | | |

Fonte: Ceryan *et al.* (2013).

O sistema de classificação de escavabilidade proposto por Weaver (1975) consiste em uma carta que utiliza diferentes classificações geomecânicas do maciço rochoso, com parâmetros como classe de dureza da rocha (rocha extremamente dura, muito dura, dura, mole ou muito mole). Além disso, as características de classificação preponderantes incluem principalmente velocidade sísmica e espaçamento entre juntas para classificação de escavabilidade de rochas, divididas em cinco categorias, de rocha muito ruim a muito boa. Com informações de velocidade sísmica, a Caterpillar (2012) também desenvolveu uma tabela customizada para seus equipamentos de escavação, como o D8R, que é o mais utilizado no Brasil (Nieble *et al.* 2021). Estas cartas são atualizadas regularmente para os novos equipamentos desenvolvidos, tendo em conta não só a velocidade sísmica, mas também a litologia do material escavado.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A região estudada é composta por arenitos altamente heterogêneos da Formação Furnas, que variam consideravelmente em características físicas e mecânicas, de acordo com as informações de projeto ao longo da região. As análises dos arenitos da região envolveram os parâmetros necessário para classificar adequadamente os materiais quanto a sua escavabilidade, sendo feita nesse caso caracterização de testemunhos obtidos em sondagens mistas, ensaios de laboratório e ensaios de campo com sísmica de refração. Na etapa de laboratório, uma análise estatística de dados de resistência à compressão simples foi realizada, dada a variabilidade de resistência do material esperada para arenitos. Poulos e Davis (1974) relataram valores entre 33,8 e 137,9 MPa, Hoek e Brown (1988) de 1 a 30 MPa e Zorlu *et al.* (2008) encontraram valores entre 17,5 e 107,7 MPa.

A classificação de coerência, uma das informações mais importantes obtidas dos testemunhos coletados, foi desenvolvida por Guidicini *et al.* (1972) e adotada pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE) para classificar as rochas sedimentares. O método foi projetado para compreender os parâmetros de rocha que mais influenciam na resistência à compressão da rocha, combinando a avaliação da dureza com lâmina de aço, friabilidade com pressão manual e tenacidade com golpes de martelo, muito semelhante ao método ISRM Índice-R. As classes e características esperadas são apresentadas na Tabela 2 (Guidicini *et al.*, 1972), incluindo uma possível correlação com a classificação do Índice-R e os valores estimados de UCS para cada classe, fornecidos pelo ISRM (Ulusay, 2007). Esses valores de UCS podem ser utilizados para auxiliar na classificação das rochas entre as categorias, como forma de melhorar a precisão do método de classificação.

Tabela 2. Classificação do Índice-R.

| Classe | UCS (MPa) | Características |
|------------|--------------|---|
| C1 (R6-R5) | >100 MPa | Pedaços da rocha só lascam com golpes pesados de martelo. Escavado apenas com detonação. |
| C2 (R4-R3) | 25 a 100 MPa | Pedaços da rocha no núcleo quebrados por fortes golpes de martelo. Superfície escavável. Escavação com detonação. |
| C3 (R2) | 5 a 25 MPa | Pedaços da rocha no núcleo quebrados com golpes leves de martelo, podem ser quebrados sob forte pressão da mão. Fácil de riscar com lâmina de aço. Escavável. |
| C4 (R1-R0) | < 5 MPa | Lajes finas quebram facilmente sob pressão manual. Escavável com lâmina de aço. |

Fonte: Guidicini *et al.* (1972).

Para caracterizar os arenitos da Formação Furnas quanto à sua resistência, foram coletadas 197 amostras dos furos perfurados para a fundação de ponte próxima. As amostras foram coletadas em profundidades de 1 a 35 metros, classificadas pelo método de coerência ABGE e testadas para obtenção dos valores de UCS, seguindo o Anexo D da NBR 5564/2021 (ABNT).

A região onde foi selecionado o segmento de estudo, apresentada na Figura 1, tem sua geometria restrita por dois pontos de cruzamento, como mostra a Figura 2. A primeira consiste na limitação da folga vertical entre uma rodovia local e a ferrovia. Depois de atravessar a rodovia, a ferrovia segue por uma rampa de descida até cruzar um rio. A ponte menos extensa e, conseqüentemente, o menor custo de projeto, foi alcançado otimizando a rampa, de modo a aproveitar ao máximo o terreno local.

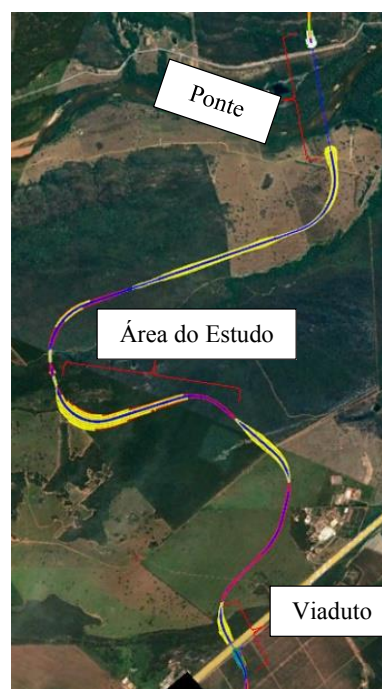


Figura 1. Delimitação do estudo - região.

Considerando essas características, formou-se um corte com 33 metros de profundidade e 2 km de extensão, representando um total de 2,3 milhões de m³ de escavação. Ao longo do corte, quinze furos foram perfurados para avaliar as informações do subsolo, extraindo amostras de núcleos rochosos para caracterização. As amostras foram cuidadosamente transportadas para laboratório, onde foi realizada sua classificação.

3.1. Características dos Arenitos

O material obtido dos furos foi classificado como primeira camada de areia residual, seguida de arenitos com características variadas. O grau de intemperismo variou de fortemente intemperizado até quase 19 metros de profundidade, seguido por amostras intemperizadas e ligeiramente intemperizadas.

O *Rock Quality Designation* (RQD) é uma medida direta para representar o grau de fraturamento de uma rocha. Em relação a esse parâmetro, o material foi encontrado em uma faixa entre 0 e 95%, enquanto as juntas foram identificadas com espaçamento entre 150 a 1 cm. Não foi identificada relação entre a profundidade de amostragem e medidas de RQD ou espaçamento articular, sendo que os materiais foram intercalados com padrão indefinido. O mesmo foi identificado para os valores de coerência ou Índice-R, onde na maioria dos casos o material mudou de C4 (R1-R0) para C2 (R4-R3) com o aumento da profundidade, mas em alguns casos uma camada de C4 ou C3 (R2) foi encontrada abaixo dos materiais de C2.

As amostras distanciadas em 1 km são mostradas na Figura 2, ilustrando os arenitos contrastantes obtidos nos primeiros 12 metros de profundidade. Essas características heterogêneas tiveram que ser consideradas e interpoladas para a estimativa dos volumes de escavação, uma vez que os métodos discutidos normalmente incluem uma combinação de múltiplos parâmetros. Um exemplo dessa interpolação é mostrado na Figura 3(a).



(a)

(b)

Figura 2. Características dos arenitos amostrados: (a) RQD abaixo de 30%, fortemente intemperizados e juntas espaçadas em menos de 5 cm; (b) RQD entre 20 e 90%, levemente intemperizado e articulações espaçadas em 10 a 20 cm.

3.2. Avaliação Sísmica

O método de refração sísmica baseia-se no conceito de que uma onda mecânica gerada na superfície se propaga na subsuperfície até encontrar uma variação abrupta nas propriedades do meio, o que faz com que essa onda retorne à superfície. Isso ocorre pelos fenômenos físicos de refração e reflexão, que acontecem simultaneamente (MEISSNER, 1986). O principal parâmetro para métodos sísmicos é a velocidade de propagação das ondas mecânicas, que depende das propriedades elásticas, densidade e saturação dos poros, sendo utilizado para distinguir diferentes materiais (SHERIFF & GELDART, 1982).

O levantamento da refração sísmica foi realizado utilizando o GEA24, fabricado pela empresa PASI, um sismógrafo com até 24 canais para aquisição de dados. Além disso, uma marreta e uma chapa de aço foram utilizadas para produzir a onda mecânica e geofones com capacidade de 14 Hz foram colocados para registrar as ondas geradas. Os geofones foram espaçados em 10 metros e cada base sísmica foi projetada com 47 metros de comprimento. Em cada base foi realizada uma sequência de pelo menos 15 golpes de martelo em um total de 3 pontos, nos pontos onde foi identificada maior interferência nos sinais, o empilhamento necessário chegou a 25 golpes de martelo.

Quatro alinhamentos sísmicos foram desenhados para a prospecção de corte. O primeiro foi coincidente com o alinhamento longitudinal da linha férrea e os outros três foram colocados transversalmente ao corte na região crítica, com extensões de 175, 110 e 95 m. O complemento transversal ajudou a aumentar a precisão da estimativa de volume, uma vez que o material é altamente heterogêneo, como descrito anteriormente.

As velocidades sísmicas registradas foram discretizadas em 12 intervalos, de 0,5 a 2,7 km/s. As categorias foram posteriormente utilizadas para classificar o material por sua escavabilidade utilizando os métodos de Weaver (1975) e Caterpillar (2012). Assim como foi realizado para os demais parâmetros geotécnicos, as velocidades sísmicas também foram interpoladas, como mostra a Figura 3(b).

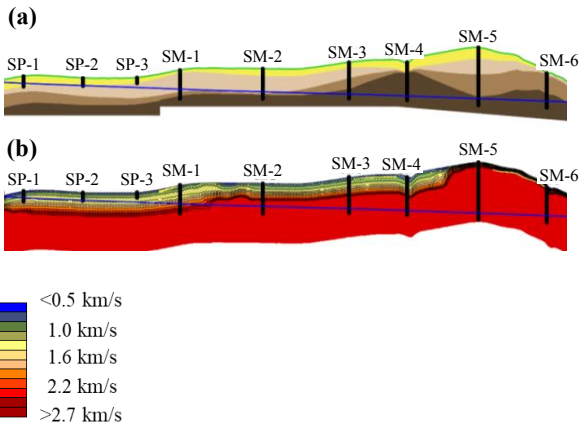


Figura 3. Alinhamento ferroviário projetado (linha azul) com: (a) furos e transições de material estimados; b) Informações sobre a velocidade sísmica subsuperficial.

3.3 Escavabilidade e Custo

Após a avaliação visual, mecânica e sísmica dos arenitos encontrados no corte em estudo, foi realizada uma separação dos materiais de acordo com a sua escavabilidade, separando os materiais nas classes “Escavação”, “Escarificação”, “Marginal” e “Detonação”. Segundo Nieble *et al.* (2021), alguns materiais podem ser classificados em duas classes simultaneamente, divergindo em produtividade de escavação.

Considerando todos os métodos de classificação utilizados, a classe de material escavável contempla materiais onde foi possível realizar o SPT, com alto fraturamento, coerência C4 e velocidade sísmica abaixo de 900 m/s. Já os materiais escarificáveis tiveram coerência C3, fraturamento F3 e velocidade sísmica entre 1700 e 900 m/s. A classificação de material marginal foi utilizada apenas para o método da Caterpillar, para o material com velocidade sísmica entre 2500 e 1700 m/s. Por fim, os materiais que necessitam uso de explosivo são aqueles de coerência C2, fraturamento F2 ou F1 e velocidade sísmica superior a 2500 m/s. Ressalta-se que esse resumo breve de caracterização é generalista e que no trabalho foram utilizados os ábacos e especificidades de cada método de classificação.

Foi realizada uma avaliação de custo global para os diferentes métodos de classificação da escavabilidade, utilizando informações do banco de dados SICRO do DNIT, atualizado em janeiro de 2023, para os diferentes serviços de escavação, escarificação e detonação. Para essa estimativa, o custo de escavação para a classe “Marginal” foi adotado como a média entre os serviços de detonação e escarificação com escarificadora D8R.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Uma distribuição da UCS para cada classe de coerência foi obtida e plotada por meio de boxplot, como mostra a Figura 4 com o número de pontos de dados analisados para cada classe. A partir dos dados, identificou-se que as distribuições são quase simétricas e que os valores de UCS obtidos foram, em alguns casos, diferentes dos valores estimados. Para a classe C1, esperavam-se valores de UCS acima de 100 MPa, mas os resultados variaram de 42 a 103 MPa, com 50% dos dados entre 84 e 67 MPa. A classe C2 variou de 12 a 71 MPa, com 50% dos dados entre 28 e 50 MPa. A classe C3 apresentou valores entre 11 e 24 MPa, com 50% dos dados entre 13 e 21 MPa. Por fim, a classe C4 apresentou valores de UCS entre 2 e 14 MPa. Essas observações foram importantes para entender as características mecânicas da Formação Furnas e definir a faixa de valores de UCS que melhor representaria seus arenitos. Para analisar o corte em questão, foram adotados os valores médios obtidos para a Formação Furnas em cada classe de coerência, sendo utilizados 78 MPa para C1, 40 MPa para C2, 17 MPa para C3 e 10 MPa para C4. Com os resultados foi identificada uma diferença de valores em comparação com a Tabela 2, reforçando a necessidade de realizar ensaios em quantidade estatisticamente representativa em projetos de engenharia.

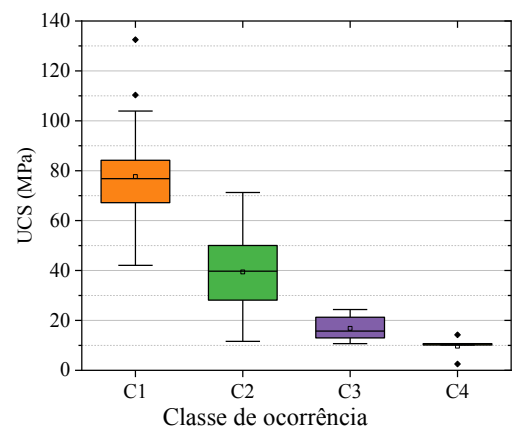


Figura 4. Classificação UCS da Formação Furnas e respectiva classe de coerência.

Utilizando as informações fornecidas por empresas terceiras de caracterização das amostras, resistência à compressão uniaxial e velocidade sísmica, foi realizada uma comparação entre os métodos de classificação de escavabilidade de Guidicini *et al.*

(1972), Franklin et al. (1971), Pettifer e Fookes (1994), Weaver (1975) e Caterpillar (2012) (Figura 5). O primeiro método pode ser considerado o mais simples, onde Guidicini *et al.* (1972) utilizam apenas informações de coerência de rochas, que abrangem a dureza, tenacidade e friabilidade do material, mas não contemplam informações de juntas ou RQD, por exemplo. O segundo e o terceiro métodos podem ser considerados similares, utilizando informações de juntas rochosas além dos valores de UCS. O quarto e quinto método utilizam informações de velocidade sísmica, mas Weaver (1975) pode ser considerado um método mais complexo, pois requer além da velocidade sísmica parâmetros de alteração e faturamento da rocha.

Comparando Franklin et al. (1971) com o método de Pettifer e Fookes (1994), verificou-se que o primeiro é menos detalhado e fornece resultados mais conservadores, com maior volume de jateamento que o segundo. No entanto, o método de Guidicini et al. (1972) estimou mais cortes e maior volume de detonação, resultando em custos de escavação mais elevados do que os dois primeiros. Em relação aos métodos de velocidade sísmica, Caterpillar (2012) foi o mais conservador, estimando apenas 5% de material escavado e mais de 20% de volume de jateamento. Uma possível razão para a alta diferença entre os métodos de Weaver (1975) e Caterpillar (2012) pode ser a característica intercalada do arenito encontrado no campo. O método de refração sísmica só proporcionou velocidades crescentes com a profundidade no levantamento realizado, não representando adequadamente as intercalações de materiais da região de estudo. Como o método de Weaver (1975) considerou outros fatores além da velocidade da onda sísmica, esses fatores contrabalançaram as altas velocidades obtidas em profundidades rasas.

Um fato interessante é que, para a região estudada, os métodos de Guidicini et al. (1972) e Weaver (1975) resultaram em volumes semelhantes, embora tenham como base parâmetros diferentes. Esses métodos também forneceram resultados intermediários, dentre todos os métodos testados.

Os resultados pertinente aos custos de escavação estão plotados na Figura 6, onde se observa que o método de classificação Caterpillar D8R estimou o maior orçamento para o serviço, enquanto Franklin et al. (1971) e Pettifer e Fookes (1994) foram os menores. Uma decisão moderada seria adotar o Weaver (1975) ou Guidicini et al. (1972).

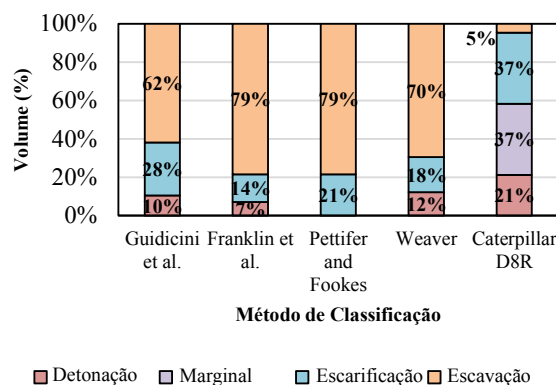


Figura 5. Comparação entre o volume por tipo de escavação obtido com cada método de classificação.

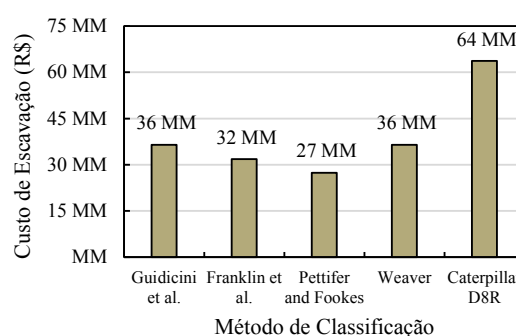


Figura 6. Comparação de preços estimados entre diferentes métodos de classificação de escavabilidade.

5 – CONCLUSÕES

Dados de campo e laboratório foram utilizados para determinar o tipo de equipamento de escavação e o volume de materiais de detonação, escarificação e escavação. A partir da análise dos resultados obtidos no artigo, pode-se tirar as seguintes conclusões:

- Embora a literatura apresente valores de referência para a UCS, dependendo da litologia, é sempre desejável a realização dos exames, pois esses números podem variar significativamente;
- O uso do método de refração sísmica para rochas sedimentares pode ser problemático, uma vez que o método considera apenas o aumento da velocidade com a profundidade e materiais intercalados podem ser encontrados nessas litologias;
- A estimativa de escavabilidade obtida pelo método Caterpillar (2012) resultou no maior custo estimado de escavação, provavelmente devido às limitações do método de refração sísmica antes descrito;

- Weaver (1975) foi o método mais robusto e eficiente, com estimativa de volume em torno da média entre os outros métodos. Isso é obtido porque o método não depende apenas da velocidade sísmica, mas de outros parâmetros da rocha;
- Apesar de o método ABGE (Guidicini *et al.*, 1972) ser um método simples para estimar serviços de escavação, a estimativa obtida é comparável àquelas obtidas por métodos mais robustos como Weaver (1975);
- Os métodos de Franklin (1971) e Pettifer e Fookes (1994) resultaram no menor custo estimado, mas esses métodos podem subestimar os volumes de jateamento e escaificação.

Recomenda-se, para estudos futuros, testar as diferentes metodologias aplicadas neste trabalho a outras litologias, visando identificar se o padrão observado para o arenito Formação Furnas se mantém.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Rumo Logística pelos dados utilizados neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- Atkinson, T. (1973). Selection of Open Pit Excavating Equipment - a Systems Approach. *Imperial College of Science and Technology*.
- Caterpillar. (2012). *Handbook of Ripping*. Caterpillar.
- Ceryan, N., Okkan, U., & Kesimal, A. (2013). Prediction of unconfined compressive strength of carbonate rocks using artificial neural networks. *Environmental Earth Sciences*, 68(3), 807–819. <https://doi.org/10.1007/s12665-012-1783-z>
- Duncan, N. (1969). *Engineering Geology and Rock Mechanics*. Leonard Hill.
- Franklin, J. A., Broch, E., & Walton, G. (1971). Logging the mechanical character of rock. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy, Section A: Mining Technology*, 80(770).
- Guidicini, G., Oliveira, A. M. S., Camargo, F. P. de, & Kaji, N. (1972). Um método para a classificação preliminar de meio rochoso. *Semana Paulista de Geologia Aplicada*, 275–282.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown Criterion - a 1988 Update. *15th Can. Rock Mech. Symp.*, 31–38.
- Karaman, K., Ercikdi, B., & Kesimal, A. (2013). The assessment of slope stability and rock excavatability in a limestone quarry. *Earth Sciences Research Journal*, 17(2), 169–181.
- Kaya, A., Bulut, F., & Alemdağ, S. (2011). Applicability of excavatability classification systems in underground excavations: A case study. *Scientific Research and Essays*, 6(25), 5331–5341. <https://doi.org/10.5897/SRE11.1343>
- Khamehchiyan, M., Rahimi Dizadji, M., & Esmaeili, M. (2014). Application of rock mass index (RMi) to the rock mass excavatability assessment in open face excavations. *Geomechanics and Geoengineering*, 9(1), 63–71. <https://doi.org/10.1080/17486025.2013.806996>
- Kirsten, H. A. D. (1982). Classification System for Excavation in Natural Materials. *Civil Engineer in South Africa*, 24(7).
- Nieble, C. M., Guidicini, G., Mello, L. G. (2021). Barragens em Arenitos Brandos no Brasil. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - ABGE.
- Meissner, R., The Continental Crust - A Geophysical Approach, *Academic Press, Inc.*, London, p. 436, 1986.
- Pettifer, G. S., & Fookes, P. G. (1994). A revision of the graphical method for assessing the excavatability of rock. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 27(2), 145–164. <https://doi.org/10.1144/gsl.qjgeh.1994.027.p2.05>
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechancis*. The University of Sydney.
- Singh, B., Jethwa, J. L., Dube, A. K., & Singh, B. (1992). Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless*, 7(1), 59–74. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(92\)90114-W](https://doi.org/10.1016/0886-7798(92)90114-W)
- Sheriff, R. E., & Geldart, L. P., Exploration Seismology, Vol. 1 e 2, *Cambridge University Press*, 1982.
- Ulusay, R. (2007). *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring*. Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90524-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90524-6)
- Weaver, J. M. (1975). Geological Factors Significant in the Assessment of Rippability. *Civ Eng S Afr*, 17(12), 313–316.
- Zorlu, K., Gokceoglu, C., Ocakoglu, F., Nefeslioglu, H. A., & Acikalin, S. (2008). Prediction of uniaxial compressive strength of sandstones using petrography-based models. *Engineering Geology*, 96(3–4), 141–158. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.10.009>

Estimativa do Teor de Cal e Cimento para Estabilização do Solo do Campus da UFMT em Várzea Grande - MT

Lucas Rodrigues Santos

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, lucas.santo12@sou.ufmt.br

Juliana Ritter

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, juliana.ritter@sou.ufmt.br

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

Marina Donato

Universidade Federal de São João del-Rei, João del-Rei, Brasil, donato@ufsj.edu.br

Aline Maria Ventura

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, aline.ventura@sou.ufmt.br

RESUMO: O solo desempenha um papel fundamental na construção civil, servindo como material de composição e suporte estrutural. É essencial compreender suas características naturais, especialmente nos solos tropicais, que apresentam particularidades decorrentes de processos geológicos e/ou pedológicos próprios das regiões úmidas tropicais. Nem todos os solos em seu estado natural possuem as propriedades geotécnicas necessárias para suportar as demandas de uma obra. Nesse contexto, a aplicação de técnicas de estabilização torna-se uma alternativa viável, sendo uma delas a estabilização química, que envolve interações físicas e químicas entre agentes estabilizantes e as partículas do solo, resultando na aglomeração dessas partículas, resultando na aglomeração dessas partículas. Este artigo aborda o procedimento para definir a dosagem de cimento CII Z32 e de cal CH-I a ser adicionado ao solo. Para isso, a estimativa do teor mínimo de cal seguiu a norma DNIT 419/2019-ME (DNIT, 2019), que estabelece o pH de 12,4 para a mistura de estabilização ideal. Para determinar o teor de cimento necessário para estabilizar o solo, foi realizado o ensaio de dosagem físico-química de solo-cimento conforme a norma DNIT 414/2019-ME (DNIT, 2019). O solo analisado foi coletado no Campus Universitário da UFMT em Várzea Grande, localizado na Baixada Cuiabana, que é geologicamente formada pelo Grupo Cuiabá, tendo como rocha matriz o filito. Os resultados indicam que a cal provavelmente estabilizará esse solo com quantidade inferior a quantidade de cimento.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização Química, Solos Tropicais, Solo Saprolítico, Cal, Cimento Portland.

ABSTRACT: Soil plays a fundamental role in civil construction, serving as a compositional material and structural support. It is essential to understand its natural characteristics, especially in tropical soils, which have particularities resulting from geological and/or pedological processes typical of humid tropical regions. Not all soils in their natural state have the necessary geotechnical properties to withstand the demands of a construction project. In this context, the application of stabilization techniques becomes a viable alternative, one of which is chemical stabilization, which involves physical and chemical interactions between stabilizing agents and soil particles, resulting in the agglomeration of these particles, resulting in the agglomeration of these particles. This article discusses the procedure for defining the dosage of CII Z32 cement and CH-I lime to be added to the soil. To do this, the minimum lime content was estimated according to standard 419-ME (DNIT, 2019), which establishes a pH of 12.4 for the ideal stabilization mixture. To determine the cement content needed to stabilize the soil, the soil-cement physical-chemical dosage test was carried out in accordance with standard 414 (DNIT, 2019). The soil analyzed was collected at the UFMT University Campus in Várzea Grande, located in the Baixada Cuiabana, which is geologically formed by the Cuiabá Group, with phyllite as the matrix rock. The results indicate that lime will probably stabilize this soil with less than the amount of cement.

KEY WORDS: Chemical Stabilization, Tropical Soils, Saprolitic Soil, Lime, Portland Cement.

1 INTRODUÇÃO

Para Carvalho (2010) no cenário da construção civil, o solo preenche um papel essencial, visto que é usado desde o material de suporte à material construtivo. Entretanto, Guimarães (2002) reforça que nem todos os solos em seu estado natural, essencialmente compreenderão as características geotécnicas exigidas para suportar a obra projetada.

Guimarães (2002) ainda relata que em locais com ausência ou escassez de solos de características geotécnicas adequadas, as obras com grandes movimentações de solo se tornam onerosas, tornando necessário a utilização de técnicas de estabilização dos solos locais, baseando na economia e finalidade de cada obra.

Na ampla diversidade que compreende o globo, solos de regiões diferentes podem possuir características distintas. Este é o caso dos solos tropicais, conforme Nogami e Villibor (1995), são aqueles que exibem particularidades em suas características e comportamento, em comparação com solos não tropicais, devido à influência de processos geológicos e/ou pedológicos característicos das regiões tropicais úmidas. O clima tropical úmido é caracterizado pelas altas temperaturas médias anual, geralmente superiores a 20°C e elevada pluviosidade.

Santos (2006), complementa que a particularidade dos solos tropicais se dá pelo processo de lateralização ocorridas nestas regiões por decorrência da lixiviação dos cátions básicos, resultando na concentração residual de óxidos de ferro e/ou alumínio.

Carvalho (2010) e Nogami e Villibor (1995), mencionam que o manto de intemperização tropical se subdividem em diferentes camadas, mas em uma visão macro são divididos em dois grandes grupos, os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

Carvalho *et al.* (2023) e Carvalho (2010), trazem que os solos lateríticos tratam-se de solos extremamente intemperizados, resultantes da evolução pedogenética envolvendo a lixiviação, pelos contínuos ciclos de chuva e estiagem típicos das regiões tropicais úmidas, dos materiais silicosos e a fixação dos óxidos de ferro e/ou alumínio nas regiões superficiais.

Os solos saprolíticos, de acordo com Carvalho *et al.* (2023), possuem uma evolução recente, onde a rocha proporcionou a criação de um material pulverulento, inconsolidado, conservando a estrutura da rocha, porém, com baixa coesão. Como o padrão de precipitação dessas regiões é intenso a erosão ocorre de modo mais acelerado em relação a alteração em locais de topografia mais acentuada e em regiões

mais planas. Os argilominerais primários que contém nesse solo possuem um alto potencial de expansão e ao serem expostos às intempéries, esses solos liberam as pressões que continham as suas partículas gerando tensões de expansão no solo.

Os solos, segundo Caneppele (2016), podem passar por processos de estabilização ou melhoramento e suas aplicações são diversas, como bases e sub-bases para pavimentação, aterros, fundações e taludes.

Uma das formas de estabilizar o solo é quimicamente, por meio do cimento Portland ou Cal.

Para o cimento existe uma divisão quanto a proporção de cimento ao solo, podendo ser solo melhorado com cimento ou solo-cimento.

Para Balbo (2007), o que difere um solo melhorado com cimento de um solo-cimento é a proporção de cimento em relação ao solo. Onde o primeiro resulta em camadas estáveis à ação da água e o segundo torna as camadas com alta resistência em flexão.

A norma DNIT 142/2022-ES (DNIT,2022) a trás que solo melhorado com cimento usualmente tem um teor de cimento situado na faixa de 2% a 4%, em massa, em relação a massa total seca da mistura.

Balbo (2007) acrescenta que solo melhorado com cimento tem a intenção de reduzir a expansão do solo e geralmente os valores de CBR se tornam superiores em relação ao solo natural. Essa técnica é comumente utilizada como reforço do subleito e com menos frequência em sub-bases de pavimentos.

A norma DNIT 143/2022-ES (DNIT,2022) traz que o solo-cimento usualmente em um teor de cimento situado na faixa de 5% a 8%, em massa, em relação a massa total seca da mistura.

Balbo (2007) descreve que o solo-cimento após a hidratação do cimento e compactado apresenta uma rigidez superior em relação ao solo melhorado com cimento. Tendo como finalidade camadas de alta resistência, capaz e trabalhar em flexão e geralmente é aplicada em bases e sub-bases de pavimentos.

A palavra “cimento” vem do latim caementum, que significa união. Sua origem remonta a cerca de 4500 anos. Inúmeras construções históricas como a Esfinge no Egito, o Coliseu de Roma e a Grande Muralha na China, foram construídas com materiais com propriedades cimentantes, Carvalho (2010).

Segundo Bogue (1947), foi John Smeaton, que em 1756, anunciou a descoberta do cimento semelhante ao atual após várias tentativas com combinações usando água doce e salgada, proporções variáveis de gesso queimado e cais preparadas a partir de muitas fontes e materiais diferentes. Smeaton chegou à conclusão de que sua descoberta se igualava à melhor

pedra de Portland. Porém, foi Joseph Aspin, em 1824 que patenteou a sua versão do cimento hidráulico, chamando-o de cimento Portland.

Segundo a NBR 16697 (ABNT, 2018), o cimento Portland é um ligante hidráulico obtido pela moagem de clínquer Portland. O clínquer é um produto intermediário da fabricação do cimento Portland, constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio com propriedades hidráulicas e que se obtém pela queima a altas temperaturas de misturas convenientemente moídas e dosadas de materiais calcários e argilosos. Adiciona-se ao clínquer durante a fabricação do cimento, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio e adições minerais em diferentes teores.

No Brasil, o cimento Portland se apresenta de algumas formas, descritas e especificadas pela norma ABNT NBR 16697 (ABNT, 2018), possuindo adições e apresentando propriedades especiais, como por exemplo o cimento Portland composto com material pozolânico, tendo sua sigla CPII – e podendo apresentar 25, 32 ou 40 MPa como classe de resistência. O artigo em questão trata sobre o CP II – Z 32.

De acordo com CAMAPUM, C, J. (2010). a cal é o ligante mais antigo, utilizado pela humanidade. Até a criação do cimento Portland em 1824, a cal era o único ligante utilizado, em acordo ou não com pozolanas, na construção sujeita às intempéries. A cal é um ligante aéreo, contendo baixa resistência à exposição continuada à água, enquanto os cimentos são ligantes hidráulico, conveniente para o uso em obras hidráulicas.

Quando comparada com o cimento Portland e gesso, a cal apresenta um endurecimento mais lento, pois necessita de difusão de CO₂ para o interior do produto. O conceito de tempo de pega, essencial para o cimento e gesso, é indiferente para a cal. A resistência mecânica de produtos correntes que utilizam cal como ligante são inferiores aos encontrados com o uso de cimento Portland, visto que, é difícil de produzir sistemas com baixa plasticidade.

Tal característica também leva os produtos correntes que utilizam cal a apresentarem módulo de elasticidade inferior em relação aos que utilizam cimento Portland, CAMAPUM, C, J. (2010). Uma propriedade primordial quando se trata de argamassas, por exemplo, dado que a redução do módulo de elasticidade significa menor rigidez à argamassa com cal, o que potencialmente contribui para sua maior durabilidade.

Ainda segundo Guimarães (2002), a cal hidratada é o nome comum de todas as formas de hidratos. No entanto a cal hidratada, precisamente intitulada, denomina-se como pó seco, com 17% a 19% de água combinada (quando dolomítica normal) e 24% a 27% de água combinada (quando cálcica ou hidratada sob pressão).

De acordo com a NBR 7175 (ABNT,2003), o conceito de cal hidratada é um pó obtido pela hidratação da cal virgem, constituído essencialmente de uma mistura de hidróxido de cálcio e hidróxido de magnésio, ou ainda, de uma mistura de hidróxido de cálcio, hidróxido de magnésio e óxido de magnésio.

De acordo com Gondim (2008), o processo de estabilização baseia-se na introdução de um material estabilizador, alterando as propriedades do solo, normalmente a expansão, resistência mecânica, durabilidade e permeabilidade para satisfazer as necessidades do projeto. Podendo ser de ordem física (material granular), química (agente químico como cimento ou cal) ou mecânica (compactação).

Carvalho *et al.* (2023), pontuam que as construções de vias férreas ou rodoviárias trabalham com grandes movimentações de solo para as etapas de lastro e sublastro (ferroviárias) ou bases e sub-bases (rodoviárias), fazendo a aplicação de solo proveniente de jazidas distantes torne essas obras muito onerosas, fazendo necessário a aplicação da estabilização de solos locais, seja estabilização granulométrica, mecânica ou química.

Para Gondim (2008), a estabilização granulométrica se baseia na aplicação de um ou mais materiais, resultando em uma mistura, garantindo a resistência pelo contato entre partículas maiores e as partículas mais finas preenchem os vazios iniciais existentes, resultando na redução da permeabilidade e um aumento da densidade.

Grande (2003) e Gondim (2008) acreditam que na estabilização mecânica o arranjo das partículas do solo é alterado pela aplicação de energia mecânica, tornando o solo compactado. O ar preenchido nos vazios é expulso e isso proporciona alterações nas características desse material, como a densidade, resistência mecânica, compressibilidade, permeabilidade e a porosidade.

Carvalho *et al.* (2023) e Gondim (2008) dizem que a estabilização química conduz o solo a uma condição de aglomeração das partículas por meio não somente das interações físicas, mas também reações químicas dos agentes estabilizantes, resultando no melhoramento e estabilidade das suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Diversos tipos de aditivos

podem ser utilizados, como a cal, cimento, produtos betuminosos e polímeros.

Bauer (2019) complementa que em aglomerantes hidráulicos as aglomerações das partículas do solo levam à perda da plasticidade da mistura que por sua vez tornam-se impermeáveis, impedindo a sua expansão.

Guimarães (2002) argumentou que a estabilização de solos, além de melhorar suas propriedades, é fundamental para a economia em uma obra. A dosagem é um aspecto crucial para conferir ao solo as propriedades adequadas e a economia necessária, pois determina a quantidade adequada de estabilizantes necessários para alcançar as propriedades desejadas do solo.

A escolha da dosagem correta é importante para garantir a estabilidade do solo e o aumento da resistência mecânica, sem exceder a quantidade de estabilizante que possa causar danos ao ambiente ou aumentar o custo do projeto. A dosagem deve ser ajustada de acordo com a natureza do solo, sua resistência à compressão e outros fatores que influenciam a estabilização

Para a definição das dosagens da cal e do cimento Portland foram utilizadas as normas DNIT 419/2019-ME e DNIT 414/2019-ME.

No âmbito regional, a Baixada Cuiabana tem, em sua formação principal, o solo saprolítico advindo do filito. Uma característica predominante deste solo é a ocorrência da expansão quando submetido ao aumento da umidade. Essa expansão se dá pela interação da água com as partículas argilosas ou da liberação de pressões de sucção, Ribeiro Júnior e Conciani (2005).

Este artigo aborda o procedimento para definir a dosagem de cimento CPlI Z32 e de Cal CH-I a ser adicionado ao solo visando a estabilização química.

As premissas deste artigo partem do seguinte problema: quais as quantidades de cimento CPlI Z32 ou Cal CH-I são necessárias para estabilizar o solo quimicamente?

Os resultados dessa pesquisa contribuirão com a implantação da infraestrutura do Campus da UFMT em Várzea Grande e poderão auxiliar outros investimentos nas proximidades do Câmpus de Várzea Grande.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para esta pesquisa, foi selecionada uma amostra representativa do solo localizado na região do Chapéu do Sol, Várzea Grande. Mais especificamente na Universidade Federal de Mato

Grosso, Câmpus Várzea Grande, com as coordenadas geográficas 15° 35' 4" S, 56° 11' 52" W no sistema Datum SIRGAS obtidas a partir do aplicativo *TimesTamp Camera Free*, em uma altitude média de 170 m.

A amostra foi coletada, acondicionada, devidamente identificada e transportada para o Laboratório Multidisciplinar em Geotecnia e Infraestrutura e Transportes - GEOINFRA (UFMT) para análises subsequentes.

O solo de estudo faz parte da Baixada Cuiabana, geologicamente formada pelo grupo Cuiabá Subunidade 5, tendo como rocha matriz o filito, Ribeiro e Conciani (2005). De acordo com as pesquisas levantadas por Luz *et al.* (2015), a área que compõem o campus Várzea Grande apresenta 5 compartimentos morfopedológicos, do qual o quinto, topo de colina, representa o compartimento morfopedológico do solo em questão. Correspondendo a uma superfície aplainada de inclinação inferior a 6% apresentando uma velocidade de escoamento baixa, resultando em uma moderada suscetibilidade à erosão. Apresentando uma constituição predominante de Plintossolo Pétrico, além de Neossolo Litólico, na camada superficial apresenta abundância de cascalho.

No desenvolvimento da pesquisa foi utilizado o Cimento Portland CP II Z-32 e Cal CH-I como agentes estabilizantes. A escolha fundamenta-se no fato de ser o tipo de cimento e cal produzidos no Estado de Mato Grosso. Sendo esta pesquisa com possibilidade de ser aplicada em pavimentos, a comercialização ocorre a granel, favorecendo a compra nas indústrias locais.

Os ensaios realizados para caracterização do solo e definição da dosagem estão descritos na Tabela 1.

Tabela 1: Ensaios realizados e suas respectivas normas técnicas.

| | |
|------------------|---|
| ABNT NBR 6457 | Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização |
| ABNT NBR 7181 | Análise granulométrica |
| ABNT NBR 6459 | Determinação do limite de liquidez |
| ABNT NBR 7180 | Determinação do limite de plasticidade e para o cálculo do índice de plasticidade dos solos |
| DNIT 414/2019-ME | Determinação do teor de cimento a fim de estabilizar o solo |

| | |
|---------------------|---|
| DNIT 419/2019-ME | Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo |
|---------------------|---|

Para a definição da dosagem do cimento Portland ao solo foi adotado as especificações da norma DNIT 414/2019-ME que tem como objetivo proporcionar uma resposta quanto ao teor mínimo de cimento necessário para estabilizar completamente um determinado tipo de solo. A norma foi elaborada conforme a proposta de Casanova (1992), a qual indica uma quantidade mínima de cimento necessária para satisfazer físico-quimicamente as características mineralógicas do solo e possivelmente atingir 2,1 MPa de resistência à compressão simples, critério este imposto na época da publicação. O objetivo da proposta é identificar o ponto de máxima variação volumétrica associado ao teor mínimo de cimento necessário para atender ao equilíbrio físico-químico do solo, por meio da interação entre o cimento e as partículas argilosas. Essa interação com os coloides carregados negativamente, juntamente com a hidratação do cimento, provoca mudanças físico-químicas rápidas no sistema, resultando em variações volumétricas significativas quando a mistura é suspensa em água (Casanova, 1992).

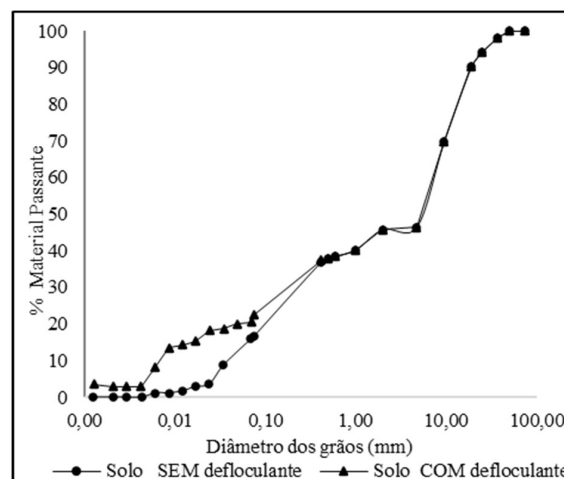
Sete quantidades de cimento foram testadas: 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5 %, todas medidas em massa e comparadas com o solo sem adição de cimento. Os ensaios foram conduzidos ao longo de um período de 72 horas. Para a definição da dosagem da cal foi seguido as especificações da norma do DNIT 419/2019-ME visando determinar o teor mínimo de cal para a estabilização físico-química do solo. Fundamenta-se no método proposto por Eades e Grim que mensura o pH do solo com vários teores de cal, com o objetivo de atingir o pH de 12,4.

Este método simplifica a determinação do teor mínimo de cal necessário para a realização das misturas, e posteriormente, a definição de outras características, como resistência, expansão, permeabilidade, entre outras. Foram avaliadas treze doses de cal, começando em 0,5% e indo até 6,0%, com incrementos de 0,5%. A quantidade de cal foi medida em massa e comparada com o solo sem adição de cal.

4 RESULTADOS

Fez-se os ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante. A curva granulométrica com e sem uso de defloculante está apresentada na Figura 1.

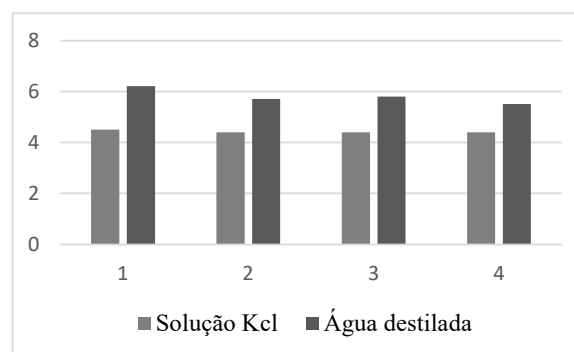
Figura 1: Comparativo entre as curvas granulométricas.



O ensaio de pH foi realizado em água e em KCl. Os resultados podem ser verificados na Figura 2. As amostras 1, 2, 3 e 4 apresentam um valor médio na água destilada de 5,8 e na solução KCl de 4,4.

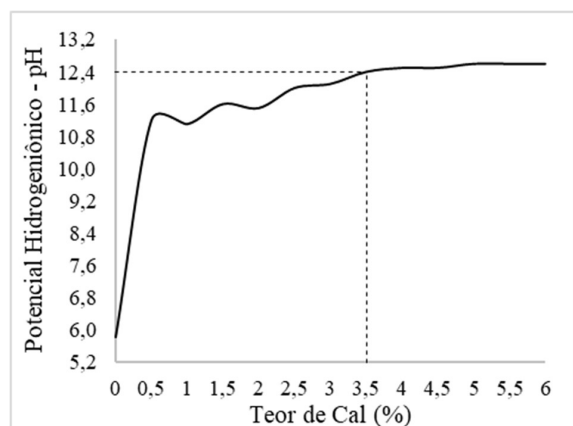
Com uso de defloculante. Sem uso de defloculante.

Figura 2: Resultado de pH com o uso de água e KCl



O resultado da dosagem de cal, está apresentada na Figura 3.

Figura 3: Estimativa da quantidade de cal segundo a norma DNIT 419/2019-ME.



O pH foi medido para várias dosagens de cal, variando de 0,0 a 6,0% de adição em massa ao solo. A menor adição de cal elevou o pH do solo para 11,2. Após a adição de 3,5% de cal, observou-se uma redução nas variações do pH, situando-se entre 12,4 e 12,6 até a quantidade de 6% de cal.

A Tabela 2 apresenta e resume os resultados dos valores de pH em relação às diversas dosagens de cal.

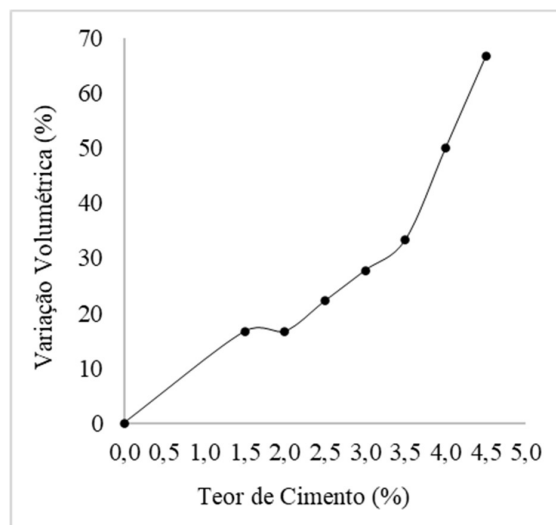
Tabela 2: Teores de adição de cal ao solo e os respectivos valores de pH.

| Teor de Cal (%) | pH |
|-----------------|------|
| 0,0 | 5,8 |
| 0,5 | 11,2 |
| 1,0 | 11,1 |
| 1,5 | 11,6 |
| 2,0 | 11,5 |
| 2,5 | 12,0 |
| 3,0 | 12,1 |
| 3,5 | 12,4 |
| 4,0 | 12,5 |
| 4,5 | 12,5 |
| 5,0 | 12,6 |
| 5,5 | 12,6 |
| 6,0 | 12,6 |

Quanto ao resultado da dosagem com cimento está apresentado na Figura 4. A maior variação

volumétrica foi observada para dosagem de 4,5 % de cimento CP II Z-32.

Figura 4: Estimativa da quantidade de cimento segundo a norma DNIT 414/2019-ME.



Os valores da variação volumétrica para cada dosagem de cimento estão registrados na Tabela 3.

Tabela 3: Teores de cimento e a variação de volumétrica

| Teor de Cimento (%) | Variação Volumétrica (%) |
|---------------------|--------------------------|
| 0,0 | 0 |
| 1,5 | 17 |
| 2,0 | 17 |
| 2,5 | 22 |
| 3,0 | 28 |
| 3,5 | 33 |
| 4,0 | 50 |
| 4,5 | 67 |

5 DISCUSSÃO

A diferença verificada nas curvas de granulometria com e sem o uso de defloculante, pode indicar tratar de solo saprolítico. Tal característica pode ser confirmada pelos dados geológicos da área.

O solo apresenta um pH ácido no valor de 5,8 provavelmente advindo da sua composição mineralógica.

Os resultados do método de pH indicaram que, para a estabilização do solo da pesquisa, foram necessários 3,5% de cal CH-I para atingir o pH de 12,4, conforme o ideal estimado pelo método. No entanto, é importante destacar que a mistura com 2,5% de cal ao solo resultou em um pH de 12,1, valor muito próximo ao ideal. A diferença de apenas 1% de cal pode ser relevante financeiramente, dependendo da obra, além de ser ambientalmente viável.

No caso do cimento, não foi possível estabelecer um valor mínimo de teor de cimento para estabilizar o solo. Até a dosagem testada não houve redução na variação do volume. Tal fato pode indicar que a porcentagem mínima de dosagem é superior a 4,5%.

6 CONCLUSÃO

A metodologia empregada, recentemente padronizada pelo DNIT em 2019, é caracterizada por sua simplicidade e pode servir como ponto de partida para aprimorar as propriedades físicas e mecânicas dos solos.

As dosagens indicam que o solo atingiria a estabilização química com a adição de cal entre 2,5% e 3,5%, conforme o método adotado. Já em relação ao cimento, aparentemente seria necessária uma dosagem superior a 4,5%.

No entanto, é importante ressaltar que qualquer dosagem deve ser testada para as finalidades específicas a que se destina. Esses valores sugerem dosagens iniciais, as quais devem ser confirmadas por meio de ensaios que avaliem a resistência do material tanto sem adição quanto com as adições, assim como outras características relevantes.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Mato Grosso por disponibilizar o laboratório durante a pesquisa e à nossa orientadora Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa pela paciência e atenção dedicado à nossa pesquisa.

REFERÊNCIAS

ABNT (2003) NBR 7175: *Cal hidratada para argamassas*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2016). NBR 7180: *Solo - determinação do limite de plasticidade*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2017). NBR 6459: *Solo - determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2018). NBR 16697: *Cimento Portland -*

requisitos. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2018). NBR 7181: *Solo - análise granulométrica*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2016). NBR 6457: *Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

BALBO, J. T. (2007) *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. Oficina de Textos.

BAUER, L. A. F. (2019) *Materiais de construção*, v. 2. 6 ed. Rio de Janeiro: LTC.

CAMAPUM, C, J. (2010). Solo como material de Construção. In *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. Ed. G.C. Isaia, 2ª ed. São Paulo, IBRACON. Vol. 2.

CARVALHO, J. C *et al.* (org). (2023) *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 2 ed. – São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS.

CARVALHO, J. C. (2010) Solo como material de construção. In: ISAIA, G. C. (ed.). *Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais*. 2 ed. v. 1. São Paulo: IBRACON.

DNIT 414/2019 ME: *Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio*. Brasília.

DNIT 419/2019-ME: *Pavimentação – Solo-Cimento – Dosagem físico-química de solo-cimento – Método de ensaio*. Brasília.

FORTES, R. M. (1990) *Método expedito de identificação MCT de solos tropicais, para finalidades rodoviárias, utilizando-se anéis de PVC rígido*. Dissertação (mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de São Carlos. São Paulo.

GONDIM, L. M. (2008) *Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do agropólo do Baixo Jaguaribe*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) -Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará. Ceará.

GRANDE, F. M. (2003) *Fabricação de tijolos modulares de solo-cimento por prensagem manual com e sem adição de sílica ativa*. Dissertação (mestrado em Arquitetura) – Escola de 25 Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18141/tde-07072003-160408/publico/Digital.pdf>>. Acesso em: 24 set. 2023.

GUIMARÃES, J. E. P. (2002) *A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil*. 2. ed. São Paulo: PINI.

LEPSCH, I. F. (2011) *19 Lições de pedologia*. São Paulo: ed. Oficina de textos.

LUZ, T. E. *et al.* (2015) *Morfopedologia aplicada à*

concepção de obras em microbacia do perímetro urbano de Várzea Grande-MT. Rev. Ambient. Água, Taubaté, v. 10. 3.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995) Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo: ed. Villibor.

PINTO, C. S. (2006) Curso básico de mecânica dos solos. 3. ed. São Paulo.

REZENDE, L. R. (2017) Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação. Matéria (Rio de Janeiro), v. 22, n. 4.

RIBEIRO JÚNIOR, I. *et al.* (2005) Estudo do comportamento da curva de compactação e dos índices físicos do solo saprolítico de filito com adição de cal hidratada cálcica. *In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS TROPICAIS E PROCESSOS EROSIVOS NO CENTROOESTE. II.*, Goiás.

RIBEIRO JÚNIOR, I; CONCIANI, W. (2005) Controle da expansão do solo saprolítico de filito com cal hidratada cálcica para construções populares. *In: SEMINÁRIO MATO-GROSSENSE DE HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL. I.*, Cuiabá. Anais. Cuiabá: CEFETMT, EdUFMT.

SANTOS, E. F. (2006) Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificação geotécnicos aplicados aos solos tropicais. São Carlos. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18137/tde-29052007-163758/publico/EFS.pdf>>. Acesso em: 20 set. 2023.

TEIXEIRA, W. (Org). (2000) Decifrando a terra. São Paulo: Oficina de textos: USP.

Influência da Energia de Compactação na Resistência do Solo Saprolítico do Câmpus da UFMT em Várzea Grande-MT

João Pedro de Oliveira Alves Neto

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, joao.neto8@sou.ufmt.br

Jean Bernard Soares da Silva

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, jean.silva1@sou.ufmt.br

Thaís Boaventura Dourado

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, thais.boaventura@sou.ufmt.br

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

Marina Donato

Universidade Federal de São João del-Rei, São João del-Rei, Brasil, donato@ufsj.edu.br

RESUMO: Na implementação de pavimentos rodoviários, há uma busca contínua por estratégias mais eficientes e econômicas para aprimorar as propriedades do solo local. Isso se deve ao fato de que, frequentemente, os materiais disponíveis para as camadas de pavimentação, como subleito e sub-base, não atendem aos requisitos técnicos necessários, tornando essencial a busca por métodos de melhoria. Nesse contexto, a melhoria dos solos pode ser alcançada por meio de técnicas como estabilização mecânica, compactação e tratamentos granulométricos, físicos e químicos. Essas melhorias trazem redução de custos a obra, aumento da durabilidade e desempenho e em alguns casos contribuem para sustentabilidade ambiental, são estas melhorias que este artigo busca ao analisar as características mecânicas do solo coletado no Câmpus da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT) em Várzea Grande e verificar a variação de resistência e expansão quando adicionado de resíduo, “bica corrida”. Para tal, os materiais foram compactados na energia normal e intermediária e analisou-se por meio de ensaios de CBR a variação na resistência e da expansibilidade do solo. O solo em questão trata-se de um solo classificado como A-2-4 pela classificação TRB ou GM, conforme a SUCS, de origem saprolítica. Nos ensaios, o aumento de energia de compactação contribuiu para o aumento da resistência e redução da expansão, enquanto a adição de 35% de resíduo, “bica corrida”, não aumentou a resistência, mas se mostrou favorável à redução da expansão.

PALAVRAS-CHAVE: Solo saprolítico, Energia de compactação, Estabilização de solo.

ABSTRACT: When implementing road pavements, there is a continuous search for more efficient and economical strategies to improve local soil properties. This is due to the fact that, frequently, the materials available for the paving layers, such as subgrade and subbase, do not meet the necessary technical requirements, making the search for improvement methods essential. In this context, soil improvement can be achieved through techniques such as mechanical stabilization, compaction and granulometric, physical and chemical treatments. These improvements bring cost reduction to the work, increase durability and performance and in some cases contribute to environmental sustainability. It is these improvements that this article seeks to analyze the mechanical characteristics of the soil collected at the Campus of the Federal University of Mato Grosso (UFMT) in Várzea Grande and check the variation in resistance and expansion when waste is added, “run spout”. To this end, the materials were compacted at normal and intermediate energy and the variation in soil resistance and expansibility was analyzed using CBR tests. The soil in question is a soil classified as A-2-4 according to the TRB or GM classification, according to SUCS, of saprolite origin. In

the tests, the increase in compaction energy contributed to the increase in resistance and reduction of expansion, while the addition of 35% of residue, “run spout”, did not increase resistance, but was favorable to reducing expansion.

KEY WORDS: Saprolite soil, Compaction energy, Soil stabilization.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil apresenta uma extensa malha rodoviária, contudo ainda existem carências, a necessidade de construção de estradas vicinais e vias urbanas são alguns exemplos. Tais vias possibilitam a interligação das rodovias principais e, conseqüentemente, facilitam o rápido escoamento de bens e produtos (CNT, 2018).

As obras de infraestrutura possuem custo elevado. O custo médio de apenas aquisição e transporte de material, segundo DNIT (2023), na região Centro Oeste, varia de R\$ 425.376,00 a R\$ 5.435.709,00 por quilometro de rodovia. Os valores variam em função do tipo de pavimento, relevo e classe da via. Apesar da variação, mesmo o menor valor representa um grande investimento.

Para a determinação das energias de compactação, o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), regulamenta as energias de compactação utilizados para projetos rodoviários. Já a NBR 7182 (ABNT, 2016), normatiza os métodos de ensaio de compactação, dependentes do tipo de material em estudo.

Neste artigo, buscou-se a comparação entre os resultados obtidos da massa específica aparente seca e umidade ótima para o solo saprolítico do Campus da UFMT localizado em Várzea Grande – MT, quando compactado na energia normal e na energia intermediária. A partir desses resultados avaliou-se os resultados de CBR (California Bearing Ratio) do solo e do solo adicionado de 35% de “bica corrida”, resíduo oriundo da mineração de agregados na Mineradora Brita Guia, localizada no município de Cuiabá-MT.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS

Segundo Sartori (2015), o solo é um dos materiais mais difundidos dentro da construção civil, presente na maioria das obras de engenharia, utilizado como suporte para estruturas de fundações. Por isso, se faz necessário o conhecimento a respeito das suas propriedades diante das solicitações previstas.

De acordo com o DNIT (2006), no âmbito da engenharia rodoviária, descreve o solo como todo tipo de material orgânico ou inorgânico, encontrado

na superfície terrestre, podendo ser escavado sem necessidade de explosivos.

A NBR 6457 (ABNT, 2016), descreve a preparação de amostras de solo para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, inclusive a determinação da umidade gravitacional.

As amostras foram ensaiadas de acordo com a Contudo, o ensaio de sedimentação também foi conduzido sem a utilização da solução de hexametáfosfato e sem dispersão, um processo que se diferencia do método estabelecido na NBR 7181 (ABNT, 2016). Essa abordagem possibilita a observação das variações nas curvas granulométricas e a inferência de características do solo, como a presença de concreções e comportamento laterítico.

2.3 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

2.3.1 CLASSIFICAÇÃO TRB

Segundo DNIT (2006), para essa classificação, os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função de sua granulometria, limites de consistência e do índice de grupo.

2.3.2 CLASSIFICAÇÃO SUCS

A classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) fundamenta-se na identificação das características dos solos, incluindo textura, plasticidade, porcentagens de pedregulhos, areia e materiais finos, bem como na análise da distribuição granulométrica.

2.4 PROCESSO DE COMPACTAÇÃO

A compactação é um procedimento destinado a melhorar as características de um material específico, empregando compressão por meio de uma energia mecânica específica. Entre os benefícios mais significativos em termos de propriedades geotécnicas alcançados por meio do processo de compactação, incluem-se o aumento da densidade, da resistência ao cisalhamento e da capacidade de suporte, conforme discutido neste artigo, pelo índice CBR. A compactação também reduz o índice de vazios, a permeabilidade, a contração e a compressibilidade (Souza Junior, 2005).

O DNIT (2006), descreve a compactação como a operação na qual resulta no aumento da massa específica aparente seca aparente de um solo, através da aplicação de pressão, impacto ou vibração, fazendo com que as partículas constitutivas do material se aglomerem, através da redução dos vazios de ar. Ainda, é possível reduzir a tendência de variação dos teores de umidade.

A NBR 7182 (ABNT, 2016), especifica o método para a determinação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca aparente seca dos solos pelo processo de compactação.

2.4.1 ENERGIAS DE COMPACTAÇÃO

O método de ensaio descrito pela NBR 7182 (ABNT, 2016), especifica as energias de compactação como: normal, intermediária e modificada, como mostrado na Tabela 01.

Tabela 01. Energias de compactação, modificado de NBR 7182 (ABNT, 2016).

| Energia de compactação | | Normal | Intermediária | Modificada |
|------------------------|------------------------------|---------|---------------|------------|
| Cilindro Grande | Soquete | Pequeno | Grande | Grande |
| | Número de camadas | 5 | 5 | 5 |
| | Número de golpes por camadas | 12 | 26 | 55 |

2.5 CBR (California Bearing Ratio)

A normativa de ensaio é a NBR 9895 (ABNT, 2017), a qual especifica o método para determinação do valor do CBR e da expansão de solos em laboratório, utilizando amostras deformadas, não reusadas, de material que passa na peneira de 19 mm.

2.6 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

2.6.1 ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA

Segundo Pinto (2016), um solo, quando transportado e depositado para a construção de um aterro, fica num estado relativamente fofo e heterogêneo e, portanto, além de pouco resistente e muito deformável, apresenta comportamento diferente de local para local.

Uma das possíveis soluções é a compactação. Este processo aumenta o contato entre os grãos e tornar o aterro mais homogêneo. O aumento da densidade ou redução do índice de vazios é desejável não por si, mas porque diversas propriedades do solo melhoram, (Rodrigues, 2018).

2.6.2 ESTABILIZAÇÃO FÍSICA

A estabilização física ou granulométrica consiste em obter um material de estabilidade maior que os solos de origem e de porcentagem limitada de partículas finas, com a mistura homogeneizada de dois ou mais solos e sua posterior compactação (Vizcarra, 2010).

Segundo o DNIT (2006), nesse tipo de estabilização as camadas constituídas por solos, britas de rochas, de escória de alto forno, ou ainda, pela mistura desses materiais. Estas camadas, puramente granulares, são sempre flexíveis e são estabilizadas granulometricamente pela compactação de um material ou de mistura de materiais que apresentem uma granulometria apropriada e índices geotécnicos específicos, fixados em especificações.

2.6.3 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

De acordo com Pereira (2014), a estabilização química se dá pela adição de um ou mais produtos químicos, a reação com as partículas do solo, aglomeram-se com estas partículas, reduz os poros. Pode aumentar a capacidade de suporte, reduzir a expansão e a contração, aumentar a durabilidade e reduzir a permeabilidade.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

O solo estudado foi coletado na cidade de Várzea Grande, no Estado de Mato Grosso, precisamente na área do Campus da Universidade Federal do Mato Grosso e transportado para o Laboratório Multidisciplinar em Geotecnia e Infraestrutura de Transportes (GEOINFRA), pertencente à FAENG - UFMT.

Segundo Luz et. al. (2015), o município de Várzea Grande-MT, possui o clima do tipo tropical semiúmido, baseada na relação empírica entre clima e vegetação Köppen. A temperatura média anual é de 26°C, com mínimas de 15°C e máximas superiores a 32°C. Maitelli (2005), ressalta as características das duas estações em estação seca, durante o os meses de

abril a outubro e, estação chuvosa, de novembro a março.

Brasil (1982), classifica a vegetação da área de estudo como Savana Arborizada com floresta de galeria. Segundo a SEPLAN-MT (Mato Grosso, 2007), o solo predominante da região é do tipo Concrecionário Câmbico Álico - SCCa. Destaca-se que a área de estudo faz divisa a sudeste com o Rio Pari e apresenta em seu interior dois córregos, sendo o principal deles o córrego Parizinho (Luz et. al., 2015).

3.2 MÉTODOS

Inicialmente, realizou-se a preparação de amostras, conforme a NBR 6457 (ABNT, 2016). De acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016), foi realizada a análise granulométrica. Foram realizados os ensaios de limite de liquidez, de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2017) e limite de plasticidade, seguindo a NBR 7180 (ABNT, 2016). Por fim, foi calculado o índice de plasticidade.

Para a classificação do solo, adotou-se as classificações TRB e SUCS. Quanto a ser laterítico ou não, adotou-se o Método das Pastilhas, pois esta metodologia estabelece a identificação e a classificação de solos tropicais, Fortes et al. (2002).

Por fim, foram realizados os ensaios de compactação do solo, na energia normal e intermediária, conforme a NBR 7182 (ABNT, 2016). Para estes ensaios, foi adotado o cilindro grande, devido a amostra de solo após a preparação não passar integralmente na peneira de 4,8 mm.

Antes da preparação das amostras, foi verificada a umidade higroscópica da amostra pelo método da frigideira. Para a amostra utilizada no ensaio na energia normal, a umidade higroscópica era de 2% e para o ensaio na energia intermediária de 2,5%. O ensaio foi realizado sem reuso de amostra e as amostras foram preparadas com 24 horas de antecedência. Para a determinação da umidade do ensaio, utilizou-se o método da estufa.

Para os ensaios de CBR, conforme a NBR 9895 (ABNT, 2017), as amostras foram compactadas na energia normal ou na intermediária. Foram moldadas amostras somente com solo e de solo adicionado de 35% de resíduo.

4. RESULTADOS

Por meio dos resultados de ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação com e sem

defloculante, foi possível identificar que as curvas são semelhantes, o que não indica ser um solo jovem, provavelmente saprolítico, conforme a Figura 01:

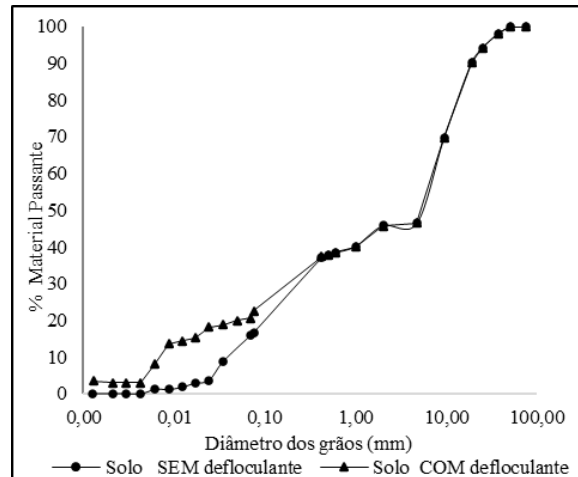


Figura 01. Curvas granulométricas do solo, com ensaio de sedimentação realizado com e sem o uso de defloculante.

Tais resultados foram confirmados no ensaio das pastilhas. A contração pelo Método das Pastilhas foi de 0,7 mm, o que implicou no $c' = 1,10$ e penetração de 2,1, sendo o solo classificado como NA' - NS', ou seja, arenoso não laterítico a siltoso não laterítico.

Os resultados dos índices de Atterberg podem ser vistos na Tabela 02:

Tabela 02. Caracterização da amostra

| LL (%) | LP (%) | IP (%) |
|--------|--------|--------|
| 26 | 18 | 8 |

Conforme a classificação TRB, a amostra trata de um solo A-2-4. Segundo o DNIT (2006), este grupo inclui solo contendo 35% ou menos, passando na peneira nº 200, com uma porção menor retida na peneira nº 40, possuindo as características dos grupos A-4 ou A-5.

Conforme a metodologia de classificação SUCS, a amostra foi classificada como GM. Segundo o DNIT (2006), pode ser um solo de graduação grossa, com a presença de cascalhos ou areias com maior quantidade de finos.

Após a realização do ensaio de compactação, foram obtidas as curvas de compactação, conforme a Figura

02.

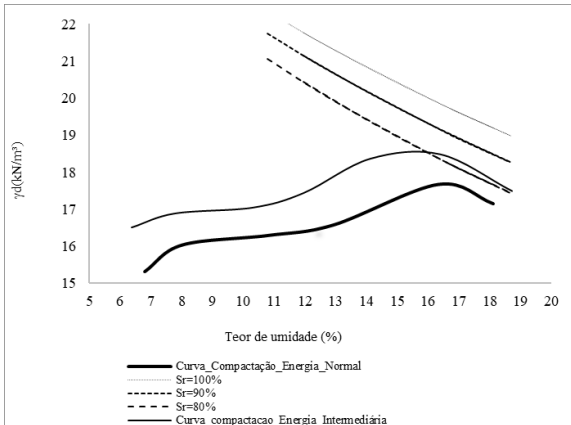


Figura 02: Curvas de compactação do solo nas energias normal e intermediária.

A massa específica aparente seca (γ_{dmax}) e a umidade ótima (w_{otm}), foram determinados para o ensaio na energia normal e na energia intermediária. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 03:

Tabela 03. Resultado dos ensaios de compactação na energia normal e na energia intermediária.

| Propriedades | Energias | |
|--------------------------------------|----------|---------------|
| | Normal | Intermediária |
| γ_{dmax} (kN/m ³) | 17,67 | 18,48 |
| w_{otm} (%) | 16,3 | 16,4 |

Ao solo foi adicionado a “bica corrida”. Segundo Pedralino et. al., (2017), trata de um conjunto de materiais composto por britas de várias granulometrias, inclusive pedrisco e pó-de-pedra, sem graduação definida, obtido diretamente do britador, não possui destinação específica em escala comercial.

Dado que o resíduo proveniente da mineração de agregados não apresenta uma granulometria uniforme, variando entre frações finas e grossas, devido ao processo de produção de agregados na mineradora, obter a homogeneidade desse material torna-se desafiador. Diante disso, optou-se por não realizar o ensaio de compactação do solo adicionado de resíduo, adotando a umidade ótima do solo como referência.

Foi adicionado 35% de "bica corrida" à massa de solo. Os resultados estão descritos na Tabela 04.

Tabela 04. Resultado do CBR do solo e do solo adicionado de resíduo.

| Amostra | CBR (%) | |
|--------------------|----------------|-----------------------|
| | Energia Normal | Energia Intermediária |
| Solo natural | 7 | 18 |
| Solo + 35% resíduo | 6 | 7 |

Em relação à expansão, observou-se que com o aumento da energia, houve uma redução na expansão. Além disso, com o acréscimo de 35% de resíduo, os resultados de expansão foram inferiores a 0,08%.

Tabela 04. Resultado da expansão do solo e do solo adicionado de resíduo.

| Amostra | Expansão (%) | |
|--------------------|----------------|-----------------------|
| | Energia Normal | Energia Intermediária |
| Solo natural | 1,1 a 1,6 | 0,1 a 0,2 |
| Solo + 35% resíduo | 0,1 a 0,3 | 0,04 a 0,08 |

5. DISCUSSÃO

Os resultados da compactação seguiram a tendência comumente observada, onde a compactação realizada com energia intermediária demonstrou aumento no valor da massa específica aparente seca. No entanto, a umidade ótima em ambas as energias foi próxima, podendo ser adotada como 16%.

Considerando os resultados de expansão e CBR em uma perspectiva comparativa, observou-se que, de forma geral, o solo natural do Câmpus apresentou uma perda significativa de resistência com a adição do resíduo "bica corrida". O solo do Câmpus demonstrou não ser expansivo, conforme os critérios do Manual de Pavimentação, DNIT (2006), que estabelece que o subleito deve ter uma expansão

medida no ensaio CBR menor ou igual a 2% e um valor de $CBR \geq 2\%$. Dessa forma, a expansão do solo ficou abaixo do critério normatizado, variando entre 0,1% e 0,2%.

O benefício da adição do resíduo foi na diminuição na expansão. Quando o solo foi compactado na energia intermediária, a redução de expansão foi significativa, atingindo valores próximo de zero.

A variação na expansão ficou entre 0,1 e 0,3 % na energia normal e 0,04 e 0,08% quando compactado na energia intermediária.

Os resultados de CBR não foram tão satisfatórios, o CBR do solo foi de 18% quando compactado na energia intermediária, encaixando-se no critério de ser maior ou igual a 2% para uso em subleito, DNIT (2006). No entanto, ao comparar com a adição percebeu-se a redução significativa na resistência do solo, atingindo 7%. Provavelmente ocorrida em função do acréscimo de finos.

O CBR do solo e do solo com adição de resíduo pouco variou quando compactado na energia normal, variando de 7 para 6% respectivamente.

Apesar da diminuição na resistência, a inclusão de 35% de resíduo contribuiu para reduzir a expansão do solo do Campus.

Sugere-se a realização de um número maior de ensaios. Assim como realizar os ensaios de compactação com amostras trabalhadas e não trabalhadas. Além disso, é recomendável testar diferentes proporções de resíduos adicionados ao solo.

6. CONCLUSÃO

Entre as energias avaliadas, a energia intermediária demonstrou ser mais adequada. Os valores de CBR e de expansão, em particular, mostraram-se superiores quando comparados à energia normal.

Embora a adição não tenha diminuído o CBR, observou-se uma redução na expansão com adição de 35% de resíduo.

A incorporação de resíduo, especificamente "bica corrida", apesar de não resultar em melhoria da resistência, revelou-se uma área de pesquisa promissora para mitigar a expansão, um desafio frequente na região da Baixada Cuiabana. Além disso, essa prática oferece uma alternativa valiosa para o descarte ou subutilização desse material.

AGRADECIMENTOS

Expresso minha gratidão, primeiramente, a Deus. Agradeço à minha família por seu apoio contínuo ao longo dessa jornada.

À minha orientadora, Fabiani, pelo conhecimento transmitido e sua disponibilidade em me auxiliar no meu desenvolvimento profissional. Também sou grato a todos os amigos pelo valioso auxílio nos ensaios realizados.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT: 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT: 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT: 2016

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT: 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT: 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9895: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT: 2017.

BRASIL. Ministério das Minas e Energia. Projeto RADAMBRASIL. Levantamentos de recursos naturais. Folha SD 21 Cuiabá. Rio de Janeiro, 1982. v. 26.

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. 4 v. ISBN 9788521618850 (v. 1).

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Boletim Estatístico - CNT - janeiro 2018. Disponível em: <http://www.cnt.org.br/Boletim/boletim-estatistico-cnt>. Acesso em: 13 fev. 2024.

DNIT. Manual de custos médios gerenciais – Implantação - Modal rodoviário. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. Fundação Getulio Vargas – Instituto Brasileiro de Economia, 2023.

DNIT. Manual de pavimentação. Ministério dos

- Transportes. Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes, 2006.
- FORTES, R. M.; MERIGHI, J. V.; ZUPPOLINI NETO, A. Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais. In: Congresso Rodoviário Português, 2002, Lisboa. Anais do Congresso Rodoviário Português, 2002.
- LUZ, Tamires Elenice da; LIMA, Eliana Beatriz Nunes Rondon; SALOMÃO, Fernando Ximenes de Tavares; LIMA, Zoraidy Marques de Lima. Morfopedologia aplicada à concepção de obras em microbacia do perímetro urbano de Várzea Grande-MT. 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.4136/ambigua.1614>. Acesso em: 13 fev. 2024.
- MATO GROSSO. Secretaria de Estado de Planejamento e Coordenação Geral - SEPLANMT. Solos e paisagens. Cuiabá, 2007.
- PEREIRA, Leticia Santi Franco. Estabilização química de solos com cal para pavimentos urbanos: estudo de caso: Barra do Bugres/MT. 2014. 91 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Mato Grosso, Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologia, Cuiabá, 2014. Disponível em: https://bdm.ufmt.br/bitstream/1/619/1/TCC_2014_Leticia%20Santi%20Franco%20Pereira.pdf. Acesso em: 13 fev. 2024.
- PEDRALINO, F. de O.; FARIA, R. A. P. G. de; VALENTINI, C. M. A. Utilização do agregado reciclado bica corrida no cultivo de *Coriandrum sativum*. Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental, [S. l.], v. 6, n. 3, p. 597–611, 2017. DOI: 10.19177/rgsa.v6e32017597-611. Disponível em: https://portaldeperiodicos.animaeducacao.com.br/index.php/gestao_ambiental/article/view/5582. Acesso em: 13 fev. 2024.
- PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3.ed São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 353 p.il.
- RODRIGUES, Klaus Henrique de Paula. Estudo de estabilização granulométrica de solos utilizando rejeito de mineração. 2018. 108 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2018. [s.l: s.n.]. Disponível em: <<http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/9879>>. Acesso em: 13 fev. 2024.
- SARTORI, Guilherme. Estudo de estabilização de solos para fins de pavimentação na região de Campo Mourão. 2015. 54 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2015.
- SOUZA JUNIOR, J. D. O Efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do Estado do Ceará. 2005. 211 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) –Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.
- VIZCARRA, G. O. C. Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano Para Base de Pavimentos. In: Engenharia Civil. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2010.

Influência da Energia de Compactação na Resistência do Solo Saprolítico do Câmpus da UFMT em Várzea Grande-MT

João Pedro de Oliveira Alves Neto

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, joao.neto8@sou.ufmt.br

Jean Bernard Soares da Silva

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, jean.silva1@sou.ufmt.br

Thaís Boaventura Dourado

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, thais.boaventura@sou.ufmt.br

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

Marina Donato

Universidade Federal de São João del-Rei, São João del-Rei, Brasil, donato@ufsj.edu.br

RESUMO: Na implementação de pavimentos rodoviários, há uma busca contínua por estratégias mais eficientes e econômicas para aprimorar as propriedades do solo local. Isso se deve ao fato de que, frequentemente, os materiais disponíveis para as camadas de pavimentação, como subleito e sub-base, não atendem aos requisitos técnicos necessários, tornando essencial a busca por métodos de melhoria. Nesse contexto, a melhoria dos solos pode ser alcançada por meio de técnicas como estabilização mecânica, compactação e tratamentos granulométricos, físicos e químicos. Essas melhorias trazem redução de custos a obra, aumento da durabilidade e desempenho e em alguns casos contribuem para sustentabilidade ambiental, são estas melhorias que este artigo busca ao analisar as características mecânicas do solo coletado no Câmpus da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT) em Várzea Grande e verificar a variação de resistência e expansão quando adicionado de resíduo, “bica corrida”. Para tal, os materiais foram compactados na energia normal e intermediária e analisou-se por meio de ensaios de CBR a variação na resistência e da expansibilidade do solo. O solo em questão trata-se de um solo classificado como A-2-4 pela classificação TRB ou GM, conforme a SUCS, de origem saprolítica. Nos ensaios, o aumento de energia de compactação contribuiu para o aumento da resistência e redução da expansão, enquanto a adição de 35% de resíduo, “bica corrida”, não aumentou a resistência, mas se mostrou favorável à redução da expansão.

PALAVRAS-CHAVE: Solo saprolítico, Energia de compactação, Estabilização de solo.

ABSTRACT: When implementing road pavements, there is a continuous search for more efficient and economical strategies to improve local soil properties. This is due to the fact that, frequently, the materials available for the paving layers, such as subgrade and subbase, do not meet the necessary technical requirements, making the search for improvement methods essential. In this context, soil improvement can be achieved through techniques such as mechanical stabilization, compaction and granulometric, physical and chemical treatments. These improvements bring cost reduction to the work, increase durability and performance and in some cases contribute to environmental sustainability. It is these improvements that this article seeks to analyze the mechanical characteristics of the soil collected at the Campus of the Federal University of Mato Grosso (UFMT) in Várzea Grande and check the variation in resistance and expansion when waste is added, “run spout”. To this end, the materials were compacted at normal and intermediate energy and the variation in soil resistance and expansibility was analyzed using CBR tests. The soil in question is a soil classified as A-2-4 according to the TRB or GM classification, according to SUCS, of saprolite origin. In

the tests, the increase in compaction energy contributed to the increase in resistance and reduction of expansion, while the addition of 35% of residue, “run spout”, did not increase resistance, but was favorable to reducing expansion.

KEY WORDS: Saprolite soil, Compaction energy, Soil stabilization.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil apresenta uma extensa malha rodoviária, contudo ainda existem carências, a necessidade de construção de estradas vicinais e vias urbanas são alguns exemplos. Tais vias possibilitam a interligação das rodovias principais e, conseqüentemente, facilitam o rápido escoamento de bens e produtos (CNT, 2018).

As obras de infraestrutura possuem custo elevado. O custo médio de apenas aquisição e transporte de material, segundo DNIT (2023), na região Centro Oeste, varia de R\$ 425.376,00 a R\$ 5.435.709,00 por quilometro de rodovia. Os valores variam em função do tipo de pavimento, relevo e classe da via. Apesar da variação, mesmo o menor valor representa um grande investimento.

Para a determinação das energias de compactação, o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), regulamenta as energias de compactação utilizados para projetos rodoviários. Já a NBR 7182 (ABNT, 2016), normatiza os métodos de ensaio de compactação, dependentes do tipo de material em estudo.

Neste artigo, buscou-se a comparação entre os resultados obtidos da massa específica aparente seca e umidade ótima para o solo saprolítico do Campus da UFMT localizado em Várzea Grande – MT, quando compactado na energia normal e na energia intermediária. A partir desses resultados avaliou-se os resultados de CBR (California Bearing Ratio) do solo e do solo adicionado de 35% de “bica corrida”, resíduo oriundo da mineração de agregados na Mineradora Brita Guia, localizada no município de Cuiabá-MT.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS

Segundo Sartori (2015), o solo é um dos materiais mais difundidos dentro da construção civil, presente na maioria das obras de engenharia, utilizado como suporte para estruturas de fundações. Por isso, se faz necessário o conhecimento a respeito das suas propriedades diante das solicitações previstas.

De acordo com o DNIT (2006), no âmbito da engenharia rodoviária, descreve o solo como todo tipo de material orgânico ou inorgânico, encontrado

na superfície terrestre, podendo ser escavado sem necessidade de explosivos.

A NBR 6457 (ABNT, 2016), descreve a preparação de amostras de solo para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, inclusive a determinação da umidade gravitacional.

As amostras foram ensaiadas de acordo com a Contudo, o ensaio de sedimentação também foi conduzido sem a utilização da solução de hexametáfosfato e sem dispersão, um processo que se diferencia do método estabelecido na NBR 7181 (ABNT, 2016). Essa abordagem possibilita a observação das variações nas curvas granulométricas e a inferência de características do solo, como a presença de concreções e comportamento laterítico.

2.3 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

2.3.1 CLASSIFICAÇÃO TRB

Segundo DNIT (2006), para essa classificação, os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função de sua granulometria, limites de consistência e do índice de grupo.

2.3.2 CLASSIFICAÇÃO SUCS

A classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) fundamenta-se na identificação das características dos solos, incluindo textura, plasticidade, porcentagens de pedregulhos, areia e materiais finos, bem como na análise da distribuição granulométrica.

2.4 PROCESSO DE COMPACTAÇÃO

A compactação é um procedimento destinado a melhorar as características de um material específico, empregando compressão por meio de uma energia mecânica específica. Entre os benefícios mais significativos em termos de propriedades geotécnicas alcançados por meio do processo de compactação, incluem-se o aumento da densidade, da resistência ao cisalhamento e da capacidade de suporte, conforme discutido neste artigo, pelo índice CBR. A compactação também reduz o índice de vazios, a permeabilidade, a contração e a compressibilidade (Souza Junior, 2005).

O DNIT (2006), descreve a compactação como a operação na qual resulta no aumento da massa específica aparente seca aparente de um solo, através da aplicação de pressão, impacto ou vibração, fazendo com que as partículas constitutivas do material se aglomerem, através da redução dos vazios de ar. Ainda, é possível reduzir a tendência de variação dos teores de umidade.

A NBR 7182 (ABNT, 2016), especifica o método para a determinação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca aparente seca dos solos pelo processo de compactação.

2.4.1 ENERGIAS DE COMPACTAÇÃO

O método de ensaio descrito pela NBR 7182 (ABNT, 2016), especifica as energias de compactação como: normal, intermediária e modificada, como mostrado na Tabela 01.

Tabela 01. Energias de compactação, modificado de NBR 7182 (ABNT, 2016).

| Energia de compactação | | Normal | Intermediária | Modificada |
|------------------------|------------------------------|---------|---------------|------------|
| Cilindro Grande | Soquete | Pequeno | Grande | Grande |
| | Número de camadas | 5 | 5 | 5 |
| | Número de golpes por camadas | 12 | 26 | 55 |

2.5 CBR (California Bearing Ratio)

A normativa de ensaio é a NBR 9895 (ABNT, 2017), a qual especifica o método para determinação do valor do CBR e da expansão de solos em laboratório, utilizando amostras deformadas, não reusadas, de material que passa na peneira de 19 mm.

2.6 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

2.6.1 ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA

Segundo Pinto (2016), um solo, quando transportado e depositado para a construção de um aterro, fica num estado relativamente fofo e heterogêneo e, portanto, além de pouco resistente e muito deformável, apresenta comportamento diferente de local para local.

Uma das possíveis soluções é a compactação. Este processo aumenta o contato entre os grãos e tornar o aterro mais homogêneo. O aumento da densidade ou redução do índice de vazios é desejável não por si, mas porque diversas propriedades do solo melhoram, (Rodrigues, 2018).

2.6.2 ESTABILIZAÇÃO FÍSICA

A estabilização física ou granulométrica consiste em obter um material de estabilidade maior que os solos de origem e de porcentagem limitada de partículas finas, com a mistura homogeneizada de dois ou mais solos e sua posterior compactação (Vizcarra, 2010).

Segundo o DNIT (2006), nesse tipo de estabilização as camadas constituídas por solos, britas de rochas, de escória de alto forno, ou ainda, pela mistura desses materiais. Estas camadas, puramente granulares, são sempre flexíveis e são estabilizadas granulometricamente pela compactação de um material ou de mistura de materiais que apresentem uma granulometria apropriada e índices geotécnicos específicos, fixados em especificações.

2.6.3 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

De acordo com Pereira (2014), a estabilização química se dá pela adição de um ou mais produtos químicos, a reação com as partículas do solo, aglomeram-se com estas partículas, reduz os poros. Pode aumentar a capacidade de suporte, reduzir a expansão e a contração, aumentar a durabilidade e reduzir a permeabilidade.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

O solo estudado foi coletado na cidade de Várzea Grande, no Estado de Mato Grosso, precisamente na área do Campus da Universidade Federal do Mato Grosso e transportado para o Laboratório Multidisciplinar em Geotecnia e Infraestrutura de Transportes (GEOINFRA), pertencente à FAENG - UFMT.

Segundo Luz et. al. (2015), o município de Várzea Grande-MT, possui o clima do tipo tropical semiúmido, baseada na relação empírica entre clima e vegetação Köppen. A temperatura média anual é de 26°C, com mínimas de 15°C e máximas superiores a 32°C. Maitelli (2005), ressalta as características das duas estações em estação seca, durante o os meses de

abril a outubro e, estação chuvosa, de novembro a março.

Brasil (1982), classifica a vegetação da área de estudo como Savana Arborizada com floresta de galeria. Segundo a SEPLAN-MT (Mato Grosso, 2007), o solo predominante da região é do tipo Concrecionário Câmbico Álico - SCCa. Destaca-se que a área de estudo faz divisa a sudeste com o Rio Pari e apresenta em seu interior dois córregos, sendo o principal deles o córrego Parizinho (Luz et al., 2015).

3.2 MÉTODOS

Inicialmente, realizou-se a preparação de amostras, conforme a NBR 6457 (ABNT, 2016). De acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016), foi realizada a análise granulométrica. Foram realizados os ensaios de limite de liquidez, de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2017) e limite de plasticidade, seguindo a NBR 7180 (ABNT, 2016). Por fim, foi calculado o índice de plasticidade.

Para a classificação do solo, adotou-se as classificações TRB e SUCS. Quanto a ser laterítico ou não, adotou-se o Método das Pastilhas, pois esta metodologia estabelece a identificação e a classificação de solos tropicais, Fortes et al. (2002).

Por fim, foram realizados os ensaios de compactação do solo, na energia normal e intermediária, conforme a NBR 7182 (ABNT, 2016). Para estes ensaios, foi adotado o cilindro grande, devido a amostra de solo após a preparação não passar integralmente na peneira de 4,8 mm.

Antes da preparação das amostras, foi verificada a umidade higroscópica da amostra pelo método da frigideira. Para a amostra utilizada no ensaio na energia normal, a umidade higroscópica era de 2% e para o ensaio na energia intermediária de 2,5%. O ensaio foi realizado sem reuso de amostra e as amostras foram preparadas com 24 horas de antecedência. Para a determinação da umidade do ensaio, utilizou-se o método da estufa.

Para os ensaios de CBR, conforme a NBR 9895 (ABNT, 2017), as amostras foram compactadas na energia normal ou na intermediária. Foram moldadas amostras somente com solo e de solo adicionado de 35% de resíduo.

4. RESULTADOS

Por meio dos resultados de ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação com e sem

defloculante, foi possível identificar que as curvas são semelhantes, o que não indica ser um solo jovem, provavelmente saprolítico, conforme a Figura 01:

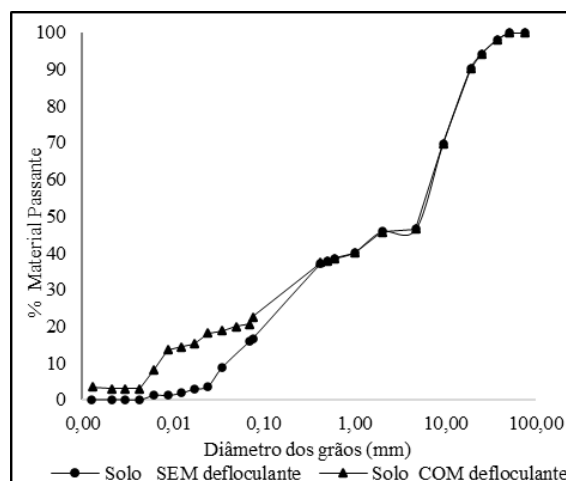


Figura 01. Curvas granulométricas do solo, com ensaio de sedimentação realizado com e sem o uso de defloculante.

Tais resultados foram confirmados no ensaio das pastilhas. A contração pelo Método das Pastilhas foi de 0,7 mm, o que implicou no $c' = 1,10$ e penetração de 2,1, sendo o solo classificado como NA' - NS', ou seja, arenoso não laterítico a siltoso não laterítico.

Os resultados dos índices de Atterberg podem ser vistos na Tabela 02:

Tabela 02. Caracterização da amostra

| LL (%) | LP (%) | IP (%) |
|--------|--------|--------|
| 26 | 18 | 8 |

Conforme a classificação TRB, a amostra trata de um solo A-2-4. Segundo o DNIT (2006), este grupo inclui solo contendo 35% ou menos, passando na peneira nº 200, com uma porção menor retida na peneira nº 40, possuindo as características dos grupos A-4 ou A-5.

Conforme a metodologia de classificação SUCS, a amostra foi classificada como GM. Segundo o DNIT (2006), pode ser um solo de graduação grossa, com a presença de cascalhos ou areias com maior quantidade de finos.

Após a realização do ensaio de compactação, foram obtidas as curvas de compactação, conforme a Figura

02.

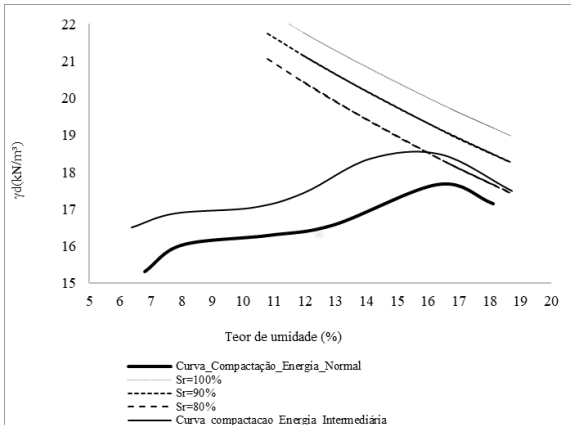


Figura 02: Curvas de compactação do solo nas energias normal e intermediária.

A massa específica aparente seca (γ_{dmax}) e a umidade ótima (w_{otm}), foram determinados para o ensaio na energia normal e na energia intermediária. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 03:

Tabela 03. Resultado dos ensaios de compactação na energia normal e na energia intermediária.

| Propriedades | Energias | |
|--------------------------------------|----------|---------------|
| | Normal | Intermediária |
| γ_{dmax} (kN/m ³) | 17,67 | 18,48 |
| w_{otm} (%) | 16,3 | 16,4 |

Ao solo foi adicionado a “bica corrida”. Segundo Pedralino et. al., (2017), trata de um conjunto de materiais composto por britas de várias granulometrias, inclusive pedrisco e pó-de-pedra, sem graduação definida, obtido diretamente do britador, não possui destinação específica em escala comercial.

Dado que o resíduo proveniente da mineração de agregados não apresenta uma granulometria uniforme, variando entre frações finas e grossas, devido ao processo de produção de agregados na mineradora, obter a homogeneidade desse material torna-se desafiador. Diante disso, optou-se por não realizar o ensaio de compactação do solo adicionado de resíduo, adotando a umidade ótima do solo como referência.

Foi adicionado 35% de "bica corrida" à massa de solo. Os resultados estão descritos na Tabela 04.

Tabela 04. Resultado do CBR do solo e do solo adicionado de resíduo.

| Amostra | CBR (%) | |
|--------------------|----------------|-----------------------|
| | Energia Normal | Energia Intermediária |
| Solo natural | 7 | 18 |
| Solo + 35% resíduo | 6 | 7 |

Em relação à expansão, observou-se que com o aumento da energia, houve uma redução na expansão. Além disso, com o acréscimo de 35% de resíduo, os resultados de expansão foram inferiores a 0,08%.

Tabela 04. Resultado da expansão do solo e do solo adicionado de resíduo.

| Amostra | Expansão (%) | |
|--------------------|----------------|-----------------------|
| | Energia Normal | Energia Intermediária |
| Solo natural | 1,1 a 1,6 | 0,1 a 0,2 |
| Solo + 35% resíduo | 0,1 a 0,3 | 0,04 a 0,08 |

5. DISCUSSÃO

Os resultados da compactação seguiram a tendência comumente observada, onde a compactação realizada com energia intermediária demonstrou aumento no valor da massa específica aparente seca. No entanto, a umidade ótima em ambas as energias foi próxima, podendo ser adotada como 16%.

Considerando os resultados de expansão e CBR em uma perspectiva comparativa, observou-se que, de forma geral, o solo natural do Câmpus apresentou uma perda significativa de resistência com a adição do resíduo "bica corrida". O solo do Câmpus demonstrou não ser expansivo, conforme os critérios do Manual de Pavimentação, DNIT (2006), que estabelece que o subleito deve ter uma expansão

medida no ensaio CBR menor ou igual a 2% e um valor de $CBR \geq 2\%$. Dessa forma, a expansão do solo ficou abaixo do critério normatizado, variando entre 0,1% e 0,2%.

O benefício da adição do resíduo foi na diminuição na expansão. Quando o solo foi compactado na energia intermediária, a redução de expansão foi significativa, atingindo valores próximo de zero.

A variação na expansão ficou entre 0,1 e 0,3 % na energia normal e 0,04 e 0,08% quando compactado na energia intermediária.

Os resultados de CBR não foram tão satisfatórios, o CBR do solo foi de 18% quando compactado na energia intermediária, encaixando-se no critério de ser maior ou igual a 2% para uso em subleito, DNIT (2006). No entanto, ao comparar com a adição percebeu-se a redução significativa na resistência do solo, atingindo 7%. Provavelmente ocorrida em função do acréscimo de finos.

O CBR do solo e do solo com adição de resíduo pouco variou quando compactado na energia normal, variando de 7 para 6% respectivamente.

Apesar da diminuição na resistência, a inclusão de 35% de resíduo contribuiu para reduzir a expansão do solo do Campus.

Sugere-se a realização de um número maior de ensaios. Assim como realizar os ensaios de compactação com amostras trabalhadas e não trabalhadas. Além disso, é recomendável testar diferentes proporções de resíduos adicionados ao solo.

6. CONCLUSÃO

Entre as energias avaliadas, a energia intermediária demonstrou ser mais adequada. Os valores de CBR e de expansão, em particular, mostraram-se superiores quando comparados à energia normal.

Embora a adição não tenha diminuído o CBR, observou-se uma redução na expansão com adição de 35% de resíduo.

A incorporação de resíduo, especificamente "bica corrida", apesar de não resultar em melhoria da resistência, revelou-se uma área de pesquisa promissora para mitigar a expansão, um desafio frequente na região da Baixada Cuiabana. Além disso, essa prática oferece uma alternativa valiosa para o descarte ou subutilização desse material.

AGRADECIMENTOS

Expresso minha gratidão, primeiramente, a Deus. Agradeço à minha família por seu apoio contínuo ao longo dessa jornada.

À minha orientadora, Fabiani, pelo conhecimento transmitido e sua disponibilidade em me auxiliar no meu desenvolvimento profissional. Também sou grato a todos os amigos pelo valioso auxílio nos ensaios realizados.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT: 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT: 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT: 2016

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT: 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT: 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9895: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT: 2017.

BRASIL. Ministério das Minas e Energia. Projeto RADAMBRASIL. Levantamentos de recursos naturais. Folha SD 21 Cuiabá. Rio de Janeiro, 1982. v. 26.

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. 4 v. ISBN 9788521618850 (v. 1).

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Boletim Estatístico - CNT - janeiro 2018. Disponível em: <http://www.cnt.org.br/Boletim/boletim-estatistico-cnt>. Acesso em: 13 fev. 2024.

DNIT. Manual de custos médios gerenciais – Implantação - Modal rodoviário. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. Fundação Getulio Vargas – Instituto Brasileiro de Economia, 2023.

DNIT. Manual de pavimentação. Ministério dos

- Transportes. Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes, 2006.
- FORTES, R. M.; MERIGHI, J. V.; ZUPPOLINI NETO, A. Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais. In: Congresso Rodoviário Português, 2002, Lisboa. Anais do Congresso Rodoviário Português, 2002.
- LUZ, Tamires Elenice da; LIMA, Eliana Beatriz Nunes Rondon; SALOMÃO, Fernando Ximenes de Tavares; LIMA, Zoraidy Marques de Lima. Morfopedologia aplicada à concepção de obras em microbacia do perímetro urbano de Várzea Grande-MT. 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.4136/ambigua.1614>. Acesso em: 13 fev. 2024.
- MATO GROSSO. Secretaria de Estado de Planejamento e Coordenação Geral - SEPLANMT. Solos e paisagens. Cuiabá, 2007.
- PEREIRA, Leticia Santi Franco. Estabilização química de solos com cal para pavimentos urbanos: estudo de caso: Barra do Bugres/MT. 2014. 91 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Mato Grosso, Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologia, Cuiabá, 2014. Disponível em: https://bdm.ufmt.br/bitstream/1/619/1/TCC_2014_Leticia%20Santi%20Franco%20Pereira.pdf. Acesso em: 13 fev. 2024.
- PEDRALINO, F. de O.; FARIA, R. A. P. G. de; VALENTINI, C. M. A. Utilização do agregado reciclado bica corrida no cultivo de *Coriandrum sativum*. Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental, [S. l.], v. 6, n. 3, p. 597–611, 2017. DOI: 10.19177/rgsa.v6e32017597-611. Disponível em: https://portaldeperiodicos.animaeducacao.com.br/index.php/gestao_ambiental/article/view/5582. Acesso em: 13 fev. 2024.
- PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3.ed São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 353 p.il.
- RODRIGUES, Klaus Henrique de Paula. Estudo de estabilização granulométrica de solos utilizando rejeito de mineração. 2018. 108 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2018. [s.l: s.n.]. Disponível em: <<http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/9879>>. Acesso em: 13 fev. 2024.
- SARTORI, Guilherme. Estudo de estabilização de solos para fins de pavimentação na região de Campo Mourão. 2015. 54 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2015.
- SOUZA JUNIOR, J. D. O Efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do Estado do Ceará. 2005. 211 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) –Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.
- VIZCARRA, G. O. C. Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano Para Base de Pavimentos. In: Engenharia Civil. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2010.

Estimativa do Teor de Cal e Cimento para Estabilização do Solo do Campus da UFMT em Várzea Grande - MT

Lucas Rodrigues Santos

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, lucas.santo12@sou.ufmt.br

Juliana Ritter

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, juliana.ritter@sou.ufmt.br

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, fabiani.barbosa@ufmt.br

Marina Donato

Universidade Federal de São João del-Rei, João del-Rei, Brasil, donato@ufsj.edu.br

Aline Maria Ventura

Universidade Federal de Mato Grosso, Várzea Grande, Brasil, aline.ventura@sou.ufmt.br

RESUMO: O solo desempenha um papel fundamental na construção civil, servindo como material de composição e suporte estrutural. É essencial compreender suas características naturais, especialmente nos solos tropicais, que apresentam particularidades decorrentes de processos geológicos e/ou pedológicos próprios das regiões úmidas tropicais. Nem todos os solos em seu estado natural possuem as propriedades geotécnicas necessárias para suportar as demandas de uma obra. Nesse contexto, a aplicação de técnicas de estabilização torna-se uma alternativa viável, sendo uma delas a estabilização química, que envolve interações físicas e químicas entre agentes estabilizantes e as partículas do solo, resultando na aglomeração dessas partículas, resultando na aglomeração dessas partículas. Este artigo aborda o procedimento para definir a dosagem de cimento CII Z32 e de cal CH-I a ser adicionado ao solo. Para isso, a estimativa do teor mínimo de cal seguiu a norma DNIT 419/2019-ME (DNIT, 2019), que estabelece o pH de 12,4 para a mistura de estabilização ideal. Para determinar o teor de cimento necessário para estabilizar o solo, foi realizado o ensaio de dosagem físico-química de solo-cimento conforme a norma DNIT 414/2019-ME (DNIT, 2019). O solo analisado foi coletado no Campus Universitário da UFMT em Várzea Grande, localizado na Baixada Cuiabana, que é geologicamente formada pelo Grupo Cuiabá, tendo como rocha matriz o filito. Os resultados indicam que a cal provavelmente estabilizará esse solo com quantidade inferior a quantidade de cimento.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilização Química, Solos Tropicais, Solo Saprolítico, Cal, Cimento Portland.

ABSTRACT: Soil plays a fundamental role in civil construction, serving as a compositional material and structural support. It is essential to understand its natural characteristics, especially in tropical soils, which have particularities resulting from geological and/or pedological processes typical of humid tropical regions. Not all soils in their natural state have the necessary geotechnical properties to withstand the demands of a construction project. In this context, the application of stabilization techniques becomes a viable alternative, one of which is chemical stabilization, which involves physical and chemical interactions between stabilizing agents and soil particles, resulting in the agglomeration of these particles, resulting in the agglomeration of these particles. This article discusses the procedure for defining the dosage of CII Z32 cement and CH-I lime to be added to the soil. To do this, the minimum lime content was estimated according to standard 419-ME (DNIT, 2019), which establishes a pH of 12.4 for the ideal stabilization mixture. To determine the cement content needed to stabilize the soil, the soil-cement physical-chemical dosage test was carried out in accordance with standard 414 (DNIT, 2019). The soil analyzed was collected at the UFMT University Campus in Várzea Grande, located in the Baixada Cuiabana, which is geologically formed by the Cuiabá Group, with phyllite as the matrix rock. The results indicate that lime will probably stabilize this soil with less than the amount of cement.

KEY WORDS: Chemical Stabilization, Tropical Soils, Saprolitic Soil, Lime, Portland Cement.

1 INTRODUÇÃO

Para Carvalho (2010) no cenário da construção civil, o solo preenche um papel essencial, visto que é usado desde o material de suporte à material construtivo. Entretanto, Guimarães (2002) reforça que nem todos os solos em seu estado natural, essencialmente compreenderão as características geotécnicas exigidas para suportar a obra projetada.

Guimarães (2002) ainda relata que em locais com ausência ou escassez de solos de características geotécnicas adequadas, as obras com grandes movimentações de solo se tornam onerosas, tornando necessário a utilização de técnicas de estabilização dos solos locais, baseando na economia e finalidade de cada obra.

Na ampla diversidade que compreende o globo, solos de regiões diferentes podem possuir características distintas. Este é o caso dos solos tropicais, conforme Nogami e Villibor (1995), são aqueles que exibem particularidades em suas características e comportamento, em comparação com solos não tropicais, devido à influência de processos geológicos e/ou pedológicos característicos das regiões tropicais úmidas. O clima tropical úmido é caracterizado pelas altas temperaturas médias anual, geralmente superiores a 20°C e elevada pluviosidade.

Santos (2006), complementa que a particularidade dos solos tropicais se dá pelo processo de lateralização ocorridas nestas regiões por decorrência da lixiviação dos cátions básicos, resultando na concentração residual de óxidos de ferro e/ou alumínio.

Carvalho (2010) e Nogami e Villibor (1995), mencionam que o manto de intemperização tropical se subdividem em diferentes camadas, mas em uma visão macro são divididos em dois grandes grupos, os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

Carvalho *et al.* (2023) e Carvalho (2010), trazem que os solos lateríticos tratam-se de solos extremamente intemperizados, resultantes da evolução pedogenética envolvendo a lixiviação, pelos contínuos ciclos de chuva e estiagem típicos das regiões tropicais úmidas, dos materiais silicosos e a fixação dos óxidos de ferro e/ou alumínio nas regiões superficiais.

Os solos saprolíticos, de acordo com Carvalho *et al.* (2023), possuem uma evolução recente, onde a rocha proporcionou a criação de um material pulverulento, inconsolidado, conservando a estrutura da rocha, porém, com baixa coesão. Como o padrão de precipitação dessas regiões é intenso a erosão ocorre de modo mais acelerado em relação a alteração em locais de topografia mais acentuada e em regiões

mais planas. Os argilominerais primários que contém nesse solo possuem um alto potencial de expansão e ao serem expostos às intempéries, esses solos liberam as pressões que continham as suas partículas gerando tensões de expansão no solo.

Os solos, segundo Caneppele (2016), podem passar por processos de estabilização ou melhoramento e suas aplicações são diversas, como bases e sub-bases para pavimentação, aterros, fundações e taludes.

Uma das formas de estabilizar o solo é quimicamente, por meio do cimento Portland ou Cal.

Para o cimento existe uma divisão quanto a proporção de cimento ao solo, podendo ser solo melhorado com cimento ou solo-cimento.

Para Balbo (2007), o que difere um solo melhorado com cimento de um solo-cimento é a proporção de cimento em relação ao solo. Onde o primeiro resulta em camadas estáveis à ação da água e o segundo torna as camadas com alta resistência em flexão.

A norma DNIT 142/2022-ES (DNIT,2022) a trás que solo melhorado com cimento usualmente tem um teor de cimento situado na faixa de 2% a 4%, em massa, em relação a massa total seca da mistura.

Balbo (2007) acrescenta que solo melhorado com cimento tem a intenção de reduzir a expansão do solo e geralmente os valores de CBR se tornam superiores em relação ao solo natural. Essa técnica é comumente utilizada como reforço do subleito e com menos frequência em sub-bases de pavimentos.

A norma DNIT 143/2022-ES (DNIT,2022) traz que o solo-cimento usualmente em um teor de cimento situado na faixa de 5% a 8%, em massa, em relação a massa total seca da mistura.

Balbo (2007) descreve que o solo-cimento após a hidratação do cimento e compactado apresenta uma rigidez superior em relação ao solo melhorado com cimento. Tendo como finalidade camadas de alta resistência, capaz e trabalhar em flexão e geralmente é aplicada em bases e sub-bases de pavimentos.

A palavra “cimento” vem do latim caementum, que significa união. Sua origem remonta a cerca de 4500 anos. Inúmeras construções históricas como a Esfinge no Egito, o Coliseu de Roma e a Grande Muralha na China, foram construídas com materiais com propriedades cimentantes, Carvalho (2010).

Segundo Bogue (1947), foi John Smeaton, que em 1756, anunciou a descoberta do cimento semelhante ao atual após várias tentativas com combinações usando água doce e salgada, proporções variáveis de gesso queimado e cais preparadas a partir de muitas fontes e materiais diferentes. Smeaton chegou à conclusão de que sua descoberta se igualava à melhor

pedra de Portland. Porém, foi Joseph Aspin, em 1824 que patenteou a sua versão do cimento hidráulico, chamando-o de cimento Portland.

Segundo a NBR 16697 (ABNT, 2018), o cimento Portland é um ligante hidráulico obtido pela moagem de clínquer Portland. O clínquer é um produto intermediário da fabricação do cimento Portland, constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio com propriedades hidráulicas e que se obtém pela queima a altas temperaturas de misturas convenientemente moídas e dosadas de materiais calcários e argilosos. Adiciona-se ao clínquer durante a fabricação do cimento, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio e adições minerais em diferentes teores.

No Brasil, o cimento Portland se apresenta de algumas formas, descritas e especificadas pela norma ABNT NBR 16697 (ABNT, 2018), possuindo adições e apresentando propriedades especiais, como por exemplo o cimento Portland composto com material pozolânico, tendo sua sigla CPII – e podendo apresentar 25, 32 ou 40 MPa como classe de resistência. O artigo em questão trata sobre o CP II – Z 32.

De acordo com CAMAPUM, C, J. (2010). a cal é o ligante mais antigo, utilizado pela humanidade. Até a criação do cimento Portland em 1824, a cal era o único ligante utilizado, em acordo ou não com pozolanas, na construção sujeita às intempéries. A cal é um ligante aéreo, contendo baixa resistência à exposição continuada à água, enquanto os cimentos são ligantes hidráulico, conveniente para o uso em obras hidráulicas.

Quando comparada com o cimento Portland e gesso, a cal apresenta um endurecimento mais lento, pois necessita de difusão de CO₂ para o interior do produto. O conceito de tempo de pega, essencial para o cimento e gesso, é indiferente para a cal. A resistência mecânica de produtos correntes que utilizam cal como ligante são inferiores aos encontrados com o uso de cimento Portland, visto que, é difícil de produzir sistemas com baixa plasticidade.

Tal característica também leva os produtos correntes que utilizam cal a apresentarem módulo de elasticidade inferior em relação aos que utilizam cimento Portland, CAMAPUM, C, J. (2010). Uma propriedade primordial quando se trata de argamassas, por exemplo, dado que a redução do módulo de elasticidade significa menor rigidez à argamassa com cal, o que potencialmente contribui para sua maior durabilidade.

Ainda segundo Guimarães (2002), a cal hidratada é o nome comum de todas as formas de hidratos. No entanto a cal hidratada, precisamente intitulada, denomina-se como pó seco, com 17% a 19% de água combinada (quando dolomítica normal) e 24% a 27% de água combinada (quando cálcica ou hidratada sob pressão).

De acordo com a NBR 7175 (ABNT,2003), o conceito de cal hidratada é um pó obtido pela hidratação da cal virgem, constituído essencialmente de uma mistura de hidróxido de cálcio e hidróxido de magnésio, ou ainda, de uma mistura de hidróxido de cálcio, hidróxido de magnésio e óxido de magnésio.

De acordo com Gondim (2008), o processo de estabilização baseia-se na introdução de um material estabilizador, alterando as propriedades do solo, normalmente a expansão, resistência mecânica, durabilidade e permeabilidade para satisfazer as necessidades do projeto. Podendo ser de ordem física (material granular), química (agente químico como cimento ou cal) ou mecânica (compactação).

Carvalho *et al.* (2023), pontuam que as construções de vias férreas ou rodoviárias trabalham com grandes movimentações de solo para as etapas de lastro e sublastro (ferroviárias) ou bases e sub-bases (rodoviárias), fazendo a aplicação de solo proveniente de jazidas distantes torne essas obras muito onerosas, fazendo necessário a aplicação da estabilização de solos locais, seja estabilização granulométrica, mecânica ou química.

Para Gondim (2008), a estabilização granulométrica se baseia na aplicação de um ou mais materiais, resultando em uma mistura, garantindo a resistência pelo contato entre partículas maiores e as partículas mais finas preenchem os vazios iniciais existentes, resultando na redução da permeabilidade e um aumento da densidade.

Grande (2003) e Gondim (2008) acreditam que na estabilização mecânica o arranjo das partículas do solo é alterado pela aplicação de energia mecânica, tornando o solo compactado. O ar preenchido nos vazios é expulso e isso proporciona alterações nas características desse material, como a densidade, resistência mecânica, compressibilidade, permeabilidade e a porosidade.

Carvalho *et al.* (2023) e Gondim (2008) dizem que a estabilização química conduz o solo a uma condição de aglomeração das partículas por meio não somente das interações físicas, mas também reações químicas dos agentes estabilizantes, resultando no melhoramento e estabilidade das suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Diversos tipos de aditivos

podem ser utilizados, como a cal, cimento, produtos betuminosos e polímeros.

Bauer (2019) complementa que em aglomerantes hidráulicos as aglomerações das partículas do solo levam à perda da plasticidade da mistura que por sua vez tornam-se impermeáveis, impedindo a sua expansão.

Guimarães (2002) argumentou que a estabilização de solos, além de melhorar suas propriedades, é fundamental para a economia em uma obra. A dosagem é um aspecto crucial para conferir ao solo as propriedades adequadas e a economia necessária, pois determina a quantidade adequada de estabilizantes necessários para alcançar as propriedades desejadas do solo.

A escolha da dosagem correta é importante para garantir a estabilidade do solo e o aumento da resistência mecânica, sem exceder a quantidade de estabilizante que possa causar danos ao ambiente ou aumentar o custo do projeto. A dosagem deve ser ajustada de acordo com a natureza do solo, sua resistência à compressão e outros fatores que influenciam a estabilização

Para a definição das dosagens da cal e do cimento Portland foram utilizadas as normas DNIT 419/2019-ME e DNIT 414/2019-ME.

No âmbito regional, a Baixada Cuiabana tem, em sua formação principal, o solo saprolítico advindo do filito. Uma característica predominante deste solo é a ocorrência da expansão quando submetido ao aumento da umidade. Essa expansão se dá pela interação da água com as partículas argilosas ou da liberação de pressões de sucção, Ribeiro Júnior e Conciani (2005).

Este artigo aborda o procedimento para definir a dosagem de cimento CPlI Z32 e de Cal CH-I a ser adicionado ao solo visando a estabilização química.

As premissas deste artigo partem do seguinte problema: quais as quantidades de cimento CPlI Z32 ou Cal CH-I são necessárias para estabilizar o solo quimicamente?

Os resultados dessa pesquisa contribuirão com a implantação da infraestrutura do Campus da UFMT em Várzea Grande e poderão auxiliar outros investimentos nas proximidades do Câmpus de Várzea Grande.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para esta pesquisa, foi selecionada uma amostra representativa do solo localizado na região do Chapéu do Sol, Várzea Grande. Mais especificamente na Universidade Federal de Mato

Grosso, Câmpus Várzea Grande, com as coordenadas geográficas 15° 35' 4" S, 56° 11' 52" W no sistema Datum SIRGAS obtidas a partir do aplicativo *TimesTamp Camera Free*, em uma altitude média de 170 m.

A amostra foi coletada, acondicionada, devidamente identificada e transportada para o Laboratório Multidisciplinar em Geotecnia e Infraestrutura e Transportes - GEOINFRA (UFMT) para análises subsequentes.

O solo de estudo faz parte da Baixada Cuiabana, geologicamente formada pelo grupo Cuiabá Subunidade 5, tendo como rocha matriz o filito, Ribeiro e Conciani (2005). De acordo com as pesquisas levantadas por Luz *et al.* (2015), a área que compõem o campus Várzea Grande apresenta 5 compartimentos morfopedológicos, do qual o quinto, topo de colina, representa o compartimento morfopedológico do solo em questão. Correspondendo a uma superfície aplainada de inclinação inferior a 6% apresentando uma velocidade de escoamento baixa, resultando em uma moderada suscetibilidade à erosão. Apresentando uma constituição predominante de Plintossolo Pétrico, além de Neossolo Litólico, na camada superficial apresenta abundância de cascalho.

No desenvolvimento da pesquisa foi utilizado o Cimento Portland CP II Z-32 e Cal CH-I como agentes estabilizantes. A escolha fundamenta-se no fato de ser o tipo de cimento e cal produzidos no Estado de Mato Grosso. Sendo esta pesquisa com possibilidade de ser aplicada em pavimentos, a comercialização ocorre a granel, favorecendo a compra nas indústrias locais.

Os ensaios realizados para caracterização do solo e definição da dosagem estão descritos na Tabela 1.

Tabela 1: Ensaios realizados e suas respectivas normas técnicas.

| | |
|------------------|---|
| ABNT NBR 6457 | Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização |
| ABNT NBR 7181 | Análise granulométrica |
| ABNT NBR 6459 | Determinação do limite de liquidez |
| ABNT NBR 7180 | Determinação do limite de plasticidade e para o cálculo do índice de plasticidade dos solos |
| DNIT 414/2019-ME | Determinação do teor de cimento a fim de estabilizar o solo |

| | |
|---------------------|---|
| DNIT 419/2019-ME | Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo |
|---------------------|---|

Para a definição da dosagem do cimento Portland ao solo foi adotado as especificações da norma DNIT 414/2019-ME que tem como objetivo proporcionar uma resposta quanto ao teor mínimo de cimento necessário para estabilizar completamente um determinado tipo de solo. A norma foi elaborada conforme a proposta de Casanova (1992), a qual indica uma quantidade mínima de cimento necessária para satisfazer físico-quimicamente as características mineralógicas do solo e possivelmente atingir 2,1 MPa de resistência à compressão simples, critério este imposto na época da publicação. O objetivo da proposta é identificar o ponto de máxima variação volumétrica associado ao teor mínimo de cimento necessário para atender ao equilíbrio físico-químico do solo, por meio da interação entre o cimento e as partículas argilosas. Essa interação com os coloides carregados negativamente, juntamente com a hidratação do cimento, provoca mudanças físico-químicas rápidas no sistema, resultando em variações volumétricas significativas quando a mistura é suspensa em água (Casanova, 1992).

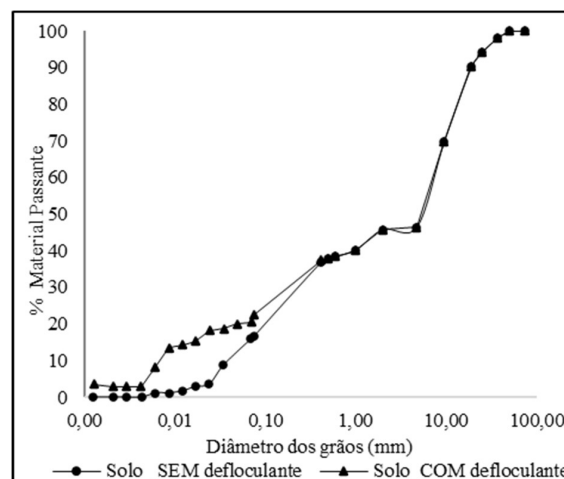
Sete quantidades de cimento foram testadas: 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5 %, todas medidas em massa e comparadas com o solo sem adição de cimento. Os ensaios foram conduzidos ao longo de um período de 72 horas. Para a definição da dosagem da cal foi seguido as especificações da norma do DNIT 419/2019-ME visando determinar o teor mínimo de cal para a estabilização físico-química do solo. Fundamenta-se no método proposto por Eades e Grim que mensura o pH do solo com vários teores de cal, com o objetivo de atingir o pH de 12,4.

Este método simplifica a determinação do teor mínimo de cal necessário para a realização das misturas, e posteriormente, a definição de outras características, como resistência, expansão, permeabilidade, entre outras. Foram avaliadas treze doses de cal, começando em 0,5% e indo até 6,0%, com incrementos de 0,5%. A quantidade de cal foi medida em massa e comparada com o solo sem adição de cal.

4 RESULTADOS

Fez-se os ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante. A curva granulométrica com e sem uso de defloculante está apresentada na Figura 1.

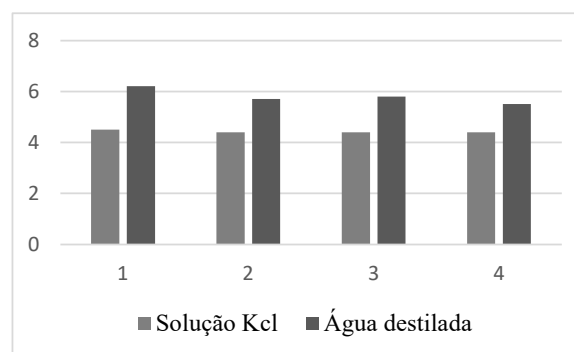
Figura 1: Comparativo entre as curvas granulométricas.



O ensaio de pH foi realizado em água e em KCl. Os resultados podem ser verificados na Figura 2. As amostras 1, 2, 3 e 4 apresentam um valor médio na água destilada de 5,8 e na solução KCl de 4,4.

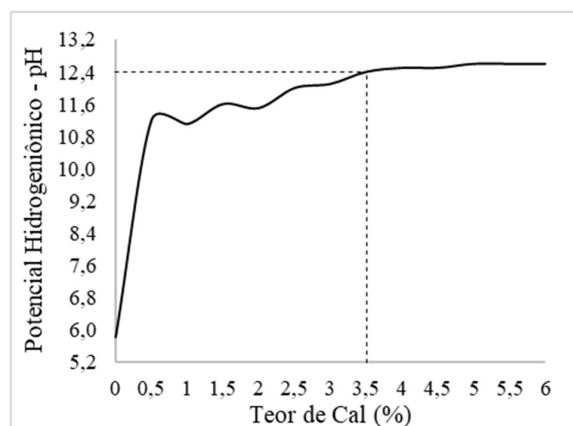
Com uso de defloculante. Sem uso de defloculante.

Figura 2: Resultado de pH com o uso de água e KCl



O resultado da dosagem de cal, está apresentada na Figura 3.

Figura 3: Estimativa da quantidade de cal segundo a norma DNIT 419/2019-ME.



O pH foi medido para várias dosagens de cal, variando de 0,0 a 6,0% de adição em massa ao solo. A menor adição de cal elevou o pH do solo para 11,2. Após a adição de 3,5% de cal, observou-se uma redução nas variações do pH, situando-se entre 12,4 e 12,6 até a quantidade de 6% de cal.

A Tabela 2 apresenta e resume os resultados dos valores de pH em relação às diversas dosagens de cal.

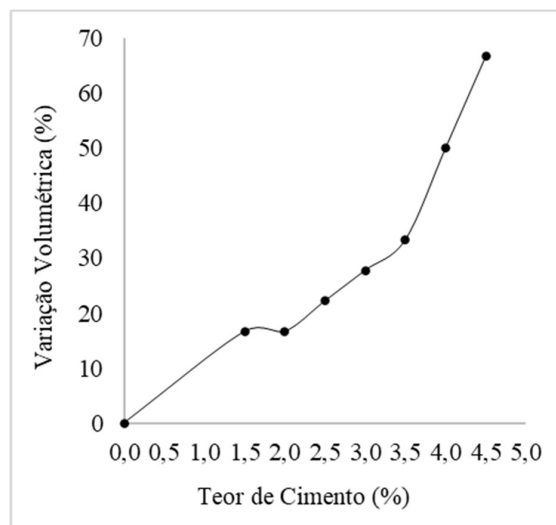
Tabela 2: Teores de adição de cal ao solo e os respectivos valores de pH.

| Teor de Cal (%) | pH |
|-----------------|------|
| 0,0 | 5,8 |
| 0,5 | 11,2 |
| 1,0 | 11,1 |
| 1,5 | 11,6 |
| 2,0 | 11,5 |
| 2,5 | 12,0 |
| 3,0 | 12,1 |
| 3,5 | 12,4 |
| 4,0 | 12,5 |
| 4,5 | 12,5 |
| 5,0 | 12,6 |
| 5,5 | 12,6 |
| 6,0 | 12,6 |

Quanto ao resultado da dosagem com cimento está apresentado na Figura 4. A maior variação

volumétrica foi observada para dosagem de 4,5 % de cimento CP II Z-32.

Figura 4: Estimativa da quantidade de cimento segundo a norma DNIT 414/2019-ME.



Os valores da variação volumétrica para cada dosagem de cimento estão registrados na Tabela 3.

Tabela 3: Teores de cimento e a variação de volumétrica

| Teor de Cimento (%) | Variação Volumétrica (%) |
|---------------------|--------------------------|
| 0,0 | 0 |
| 1,5 | 17 |
| 2,0 | 17 |
| 2,5 | 22 |
| 3,0 | 28 |
| 3,5 | 33 |
| 4,0 | 50 |
| 4,5 | 67 |

5 DISCUSSÃO

A diferença verificada nas curvas de granulometria com e sem o uso de defloculante, pode indicar tratar de solo saprolítico. Tal característica pode ser confirmada pelos dados geológicos da área.

O solo apresenta um pH ácido no valor de 5,8 provavelmente advindo da sua composição mineralógica.

Os resultados do método de pH indicaram que, para a estabilização do solo da pesquisa, foram necessários 3,5% de cal CH-I para atingir o pH de 12,4, conforme o ideal estimado pelo método. No entanto, é importante destacar que a mistura com 2,5% de cal ao solo resultou em um pH de 12,1, valor muito próximo ao ideal. A diferença de apenas 1% de cal pode ser relevante financeiramente, dependendo da obra, além de ser ambientalmente viável.

No caso do cimento, não foi possível estabelecer um valor mínimo de teor de cimento para estabilizar o solo. Até a dosagem testada não houve redução na variação do volume. Tal fato pode indicar que a porcentagem mínima de dosagem é superior a 4,5%.

6 CONCLUSÃO

A metodologia empregada, recentemente padronizada pelo DNIT em 2019, é caracterizada por sua simplicidade e pode servir como ponto de partida para aprimorar as propriedades físicas e mecânicas dos solos.

As dosagens indicam que o solo atingiria a estabilização química com a adição de cal entre 2,5% e 3,5%, conforme o método adotado. Já em relação ao cimento, aparentemente seria necessária uma dosagem superior a 4,5%.

No entanto, é importante ressaltar que qualquer dosagem deve ser testada para as finalidades específicas a que se destina. Esses valores sugerem dosagens iniciais, as quais devem ser confirmadas por meio de ensaios que avaliem a resistência do material tanto sem adição quanto com as adições, assim como outras características relevantes.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Mato Grosso por disponibilizar o laboratório durante a pesquisa e à nossa orientadora Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa pela paciência e atenção dedicado à nossa pesquisa.

REFERÊNCIAS

ABNT (2003) NBR 7175: *Cal hidratada para argamassas*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2016). NBR 7180: *Solo - determinação do limite de plasticidade*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2017). NBR 6459: *Solo - determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2018). NBR 16697: *Cimento Portland -*

requisitos. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2018). NBR 7181: *Solo - análise granulométrica*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (2016). NBR 6457: *Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

BALBO, J. T. (2007) *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. Oficina de Textos.

BAUER, L. A. F. (2019) *Materiais de construção*, v. 2. 6 ed. Rio de Janeiro: LTC.

CAMAPUM, C, J. (2010). Solo como material de Construção. In *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. Ed. G.C. Isaia, 2ª ed. São Paulo, IBRACON. Vol. 2.

CARVALHO, J. C *et al.* (org). (2023) *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 2 ed. – São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS.

CARVALHO, J. C. (2010) Solo como material de construção. In: ISAIA, G. C. (ed.). *Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais*. 2 ed. v. 1. São Paulo: IBRACON.

DNIT 414/2019 ME: *Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio*. Brasília.

DNIT 419/2019-ME: *Pavimentação – Solo-Cimento – Dosagem físico-química de solo-cimento – Método de ensaio*. Brasília.

FORTES, R. M. (1990) *Método expedito de identificação MCT de solos tropicais, para finalidades rodoviárias, utilizando-se anéis de PVC rígido*. Dissertação (mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de São Carlos. São Paulo.

GONDIM, L. M. (2008) *Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do agropólo do Baixo Jaguaribe*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) -Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará. Ceará.

GRANDE, F. M. (2003) *Fabricação de tijolos modulares de solo-cimento por prensagem manual com e sem adição de sílica ativa*. Dissertação (mestrado em Arquitetura) – Escola de 25 Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18141/tde-07072003-160408/publico/Digital.pdf>>. Acesso em: 24 set. 2023.

GUIMARÃES, J. E. P. (2002) *A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil*. 2. ed. São Paulo: PINI.

LEPSCH, I. F. (2011) *19 Lições de pedologia*. São Paulo: ed. Oficina de textos.

LUZ, T. E. *et al.* (2015) *Morfopedologia aplicada à*

concepção de obras em microbacia do perímetro urbano de Várzea Grande-MT. Rev. Ambient. Água, Taubaté, v. 10. 3.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995) Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo: ed. Villibor.

PINTO, C. S. (2006) Curso básico de mecânica dos solos. 3. ed. São Paulo.

REZENDE, L. R. (2017) Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação. *Matéria* (Rio de Janeiro), v. 22, n. 4.

RIBEIRO JÚNIOR, I. *et al.* (2005) Estudo do comportamento da curva de compactação e dos índices físicos do solo saprolítico de filito com adição de cal hidratada cálcica. *In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS TROPICAIS E PROCESSOS EROSIVOS NO CENTROOESTE. II.*, Goiás.

RIBEIRO JÚNIOR, I; CONCIANI, W. (2005) Controle da expansão do solo saprolítico de filito com cal hidratada cálcica para construções populares. *In: SEMINÁRIO MATO-GROSSENSE DE HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL. I.*, Cuiabá. Anais. Cuiabá: CEFETMT, EdUFMT.

SANTOS, E. F. (2006) Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificação geotécnicos aplicados aos solos tropicais. São Carlos. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18137/tde-29052007-163758/publico/EFS.pdf>>. Acesso em: 20 set. 2023.

TEIXEIRA, W. (Org). (2000) Decifrando a terra. São Paulo: Oficina de textos: USP.