



Franciele Braga Machado Tullio
(Organizadora)

Enfoques e Possibilidades para a Engenharia Geotécnica



Franciele Braga Machado Tullio
(Organizadora)

Enfoques e Possibilidades para a Engenharia Geotécnica

2019 by Atena Editora
Copyright © Atena Editora
Copyright do Texto © 2019 Os Autores
Copyright da Edição © 2019 Atena Editora
Editora Chefe: Prof^a Dr^a Antonella Carvalho de Oliveira
Diagramação: Natália Sandrini
Edição de Arte: Lorena Prestes
Revisão: Os Autores



Todo o conteúdo deste livro está licenciado sob uma Licença de Atribuição Creative Commons. Atribuição 4.0 Internacional (CC BY 4.0).

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores. Permitido o download da obra e o compartilhamento desde que sejam atribuídos créditos aos autores, mas sem a possibilidade de alterá-la de nenhuma forma ou utilizá-la para fins comerciais.

Conselho Editorial

Ciências Humanas e Sociais Aplicadas

Prof^a Dr^a Adriana Demite Stephani – Universidade Federal do Tocantins
Prof. Dr. Álvaro Augusto de Borba Barreto – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Alexandre Jose Schumacher – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso
Prof. Dr. Antonio Carlos Frasson – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof. Dr. Antonio Isidro-Filho – Universidade de Brasília
Prof. Dr. Constantino Ribeiro de Oliveira Junior – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof^a Dr^a Cristina Gaio – Universidade de Lisboa
Prof. Dr. Deyvison de Lima Oliveira – Universidade Federal de Rondônia
Prof. Dr. Edvaldo Antunes de Faria – Universidade Estácio de Sá
Prof. Dr. Eloi Martins Senhora – Universidade Federal de Roraima
Prof. Dr. Fabiano Tadeu Grazioli – Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões
Prof. Dr. Gilmei Fleck – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Prof^a Dr^a Ivone Goulart Lopes – Istituto Internazionele delle Figlie di Maria Ausiliatrice
Prof. Dr. Julio Candido de Meirelles Junior – Universidade Federal Fluminense
Prof^a Dr^a Keyla Christina Almeida Portela – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso
Prof^a Dr^a Lina Maria Gonçalves – Universidade Federal do Tocantins
Prof^a Dr^a Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Pereira da Silva – Universidade Federal do Maranhão
Prof^a Dr^a Miranilde Oliveira Neves – Instituto de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará
Prof^a Dr^a Paola Andressa Scortegagna – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof^a Dr^a Rita de Cássia da Silva Oliveira – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof^a Dr^a Sandra Regina Gardacho Pietrobon – Universidade Estadual do Centro-Oeste
Prof^a Dr^a Sheila Marta Carregosa Rocha – Universidade do Estado da Bahia
Prof. Dr. Rui Maia Diamantino – Universidade Salvador
Prof. Dr. Urandi João Rodrigues Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Prof^a Dr^a Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Willian Douglas Guilherme – Universidade Federal do Tocantins

Ciências Agrárias e Multidisciplinar

Prof. Dr. Alan Mario Zuffo – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Alexandre Igor Azevedo Pereira – Instituto Federal Goiano
Prof^a Dr^a Daiane Garabeli Trojan – Universidade Norte do Paraná
Prof. Dr. Darllan Collins da Cunha e Silva – Universidade Estadual Paulista
Prof^a Dr^a Diocléa Almeida Seabra Silva – Universidade Federal Rural da Amazônia
Prof. Dr. Fábio Steiner – Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Prof^a Dr^a Girlene Santos de Souza – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Jorge González Aguilera – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Júlio César Ribeiro – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof^a Dr^a Raissa Rachel Salustriano da Silva Matos – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Ronilson Freitas de Souza – Universidade do Estado do Pará
Prof. Dr. Valdemar Antonio Paffaro Junior – Universidade Federal de Alfenas

Ciências Biológicas e da Saúde

Prof. Dr. Benedito Rodrigues da Silva Neto – Universidade Federal de Goiás
Prof. Dr. Edson da Silva – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Profª Drª Elane Schwinden Prudêncio – Universidade Federal de Santa Catarina
Prof. Dr. Gianfábio Pimentel Franco – Universidade Federal de Santa Maria
Prof. Dr. José Max Barbosa de Oliveira Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Profª Drª Magnólia de Araújo Campos – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Profª Drª Vanessa Lima Gonçalves – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande

Ciências Exatas e da Terra e Engenharias

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto
Prof. Dr. Alexandre Leite dos Santos Silva – Universidade Federal do Piauí
Profª Drª Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

| Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG) | |
|---|--|
| E56 | Enfoques e possibilidades para a engenharia geotécnica [recurso eletrônico] / Organizadora Franciele Braga Machado Tullio. – Ponta Grossa, PR: Atena Editora, 2019. Formato: PDF Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader Modo de acesso: World Wide Web ISBN 978-85-7247-746-8 DOI 10.22533/at.ed.468190611 1. Geologia de engenharia. 2. Mecânica do solo. I. Tullio, Franciele Braga Machado. CDD 624.15136 |
| Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422 | |

Atena Editora
Ponta Grossa – Paraná - Brasil
www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br

APRESENTAÇÃO

A obra “Enfoques e Possibilidades para a Engenharia Geotécnica” contempla onze capítulos em que os autores abordam as mais recentes pesquisas relacionadas as possibilidades de materiais e metodologias aplicadas na área de geotecnia.

A Engenharia Geotécnica desempenha um papel muito importante em nossa sociedade, pois é através do estudo da ação do homem sobre o solo e rochas que torna possível a prevenção de deslizamentos, desabamentos e desmoronamentos, contenção da ocupação de encostas e gerenciamento de resíduos.

Os estudos da área de geotecnia visam a proteção da população, fazendo uso de soluções sustentáveis sem prejudicar o meio ambiente.

A adição de resíduos no solo pode viabilizar a sua utilização em subleito ou sub-base na pavimentação. Assim como a utilização de resíduos industriais em substituição ao uso de brita pode se tornar como alternativa para a confecção de misturas asfálticas onde há escassez desse material.

A engenharia geotécnica apresenta várias possibilidades de proteção de encostas, tais como: drenagem, proteção superficial, construção de muros de arrimo, retaludamento, entre outras técnicas, proporcionando segurança para diversas comunidades.

Diante do exposto, esperamos que o leitor faça bom uso dos estudos aqui apresentados, de modo que sejam subsídio para uma reflexão sobre as possibilidades que a engenharia geotécnica proporciona à sociedade, trazendo qualidade de vida e segurança, utilizando meios sustentáveis e reduzindo danos ao meio ambiente.

Franciele Braga Machado Tullio

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| CAPÍTULO 1 | 1 |
| ATERROS LEVES SOBRE SOLOS MOLES COM UTILIZAÇÃO DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (EPS) NA BR-101/PE, LOTE 6: AVALIAÇÃO DA TÉCNICA E CARACTERIZAÇÃO DO EPS QUANTO À COMPRESSÃO SIMPLES | |
| Fabiano Queiroz de Souza Roberto Quental Coutinho Danisete Pereira de Souza Neto | |
| DOI 10.22533/at.ed.4681906111 | |
| CAPÍTULO 2 | 14 |
| DOSAGENS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS TIPO SMA COM RESÍDUOS INDUSTRIAIS | |
| André Sales Mendes Jander Joia de Figueiredo Costa Júnior Patrícia de Magalhães Aragão Valença Consuelo Alves da Frota | |
| DOI 10.22533/at.ed.4681906112 | |
| CAPÍTULO 3 | 26 |
| ESTUDO DA VIABILIDADE TECNOLÓGICA DO EMPREGO DA CAL EM UM SOLO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA PARA FINS DE PAVIMENTAÇÃO | |
| Vitor Reinaldo Bordignon Rogério Francisco Kuster Puppi Ronaldo Luiz dos Santos Izzo Amanda Dalla Rosa Johann | |
| DOI 10.22533/at.ed.4681906113 | |
| CAPÍTULO 4 | 38 |
| MELHORAMENTO DE SOLO COM ADIÇÃO DE RESÍDUO PROCEDENTE DO CEPILHAMENTO RE PAVIMENTOS CCP | |
| Daniel da Silva Gomes | |
| DOI 10.22533/at.ed.4681906114 | |
| CAPÍTULO 5 | 50 |
| USO DE DRENOS FIBROQUÍMICOS E COLUNAS DE BRITA PARA TRATAMENTO DE SOLOS MOLES NA BAIXADA DE JACAREPAGUÁ - RJ | |
| Fernanda Valinho Ignacio Bruno Vieira de Jesus Juliano de Lima | |
| DOI 10.22533/at.ed.4681906115 | |
| CAPÍTULO 6 | 62 |
| ESTUDO PARA UTILIZAÇÃO DE TUBOS GEOTÊXTIL PARA ACOMODAÇÃO DE REJEITOS E ESTÉRIL EM SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO POR BACKFILL | |
| Rafaela Baldí Fernandes Sander Elias Rodrigues | |
| DOI 10.22533/at.ed.4681906116 | |
| CAPÍTULO 7 | 78 |
| OCUPAÇÃO ANTRÓPICA DE ENCOSTAS E SUA ESTABILIZAÇÃO | |
| Paulo Afonso de Cerqueira Luz Alberto Alonso Lázaro | |

Henrique Dinis
Kamila Rodrigues Cassares Seko
DOI 10.22533/at.ed.4681906117

| | |
|--|------------|
| CAPÍTULO 8 | 91 |
| ZONEAMENTO SIMPLIFICADO DE RISCO DE DESLIZAMENTO EM ENCOSTAS NO NORDESTE DO BRASIL | |
| Belaniza Gaspar Santos Neta Osvaldo de Freitas Neto Erinaldo Hilario Cavalcante | |
| DOI 10.22533/at.ed.4681906118 | |
| CAPÍTULO 9 | 105 |
| ESTUDOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS PARA IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM VENTUROSA NO ESTADO DE PERNAMBUCO | |
| Hosana Emilia Sarmiento Costa Leite Rafaella Teixeira Miranda Maiara de Araújo Porto Túlio Martins de Lima Natália Milhomem Balieiro | |
| DOI 10.22533/at.ed.4681906119 | |
| CAPÍTULO 10 | 118 |
| COMPARAÇÃO E PREVISÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL (UCS) DE ROCHAS ARENÍTICAS TURBIDÍTICAS DAS FORMAÇÕES SANTOS, BACIA DE SANTOS, BRASIL E DA FORMAÇÃO CHICONTEPEC, BACIA DE CHICONTEPEC, MÉXICO | |
| Claudia Martins Bhering Dominoni Anna Laura Lopes da Silva Nunes Claudio Rabe Gilmara Alexandre Felipe da Silva Cleverson Guizan Silva | |
| DOI 10.22533/at.ed.46819061110 | |
| CAPÍTULO 11 | 130 |
| MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS 3D DE RADIER ESTAQUEADO COMPOSTO POR ESTACAS EMBUTIDAS PARCIALMENTE EM ROCHA | |
| Jean Rodrigo Garcia Paulo José Rocha de Albuquerque Osvaldo de Freitas Neto Rodrigo Álvares de Araújo Melo | |
| DOI 10.22533/at.ed.46819061111 | |
| CAPÍTULO 12 | 144 |
| MELHORAMENTO DOS PARÂMETROS MECÂNICOS E FÍSICOS DE DEPÓSITOS ALUVIONARES ATRAVÉS DA EXECUÇÃO DE GEODRENOS VERTICAIS | |
| Rodrigo Rogério Cerqueira da Silva Bruno Pereira Casanova | |
| DOI 10.22533/at.ed.46819061112 | |
| SOBRE A ORGANIZADORA | 156 |
| ÍNDICE REMISSIVO | 157 |

ATERROS LEVES SOBRE SOLOS MOLES COM UTILIZAÇÃO DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (EPS) NA BR-101/PE, LOTE 6: AVALIAÇÃO DA TÉCNICA E CARACTERIZAÇÃO DO EPS QUANTO À COMPRESSÃO SIMPLES

Fabiano Queiroz de Souza

Diretoria de Projetos de Engenharia/
Departamento de Engenharia e Construção,
Brasília – Distrito Federal, Brasil.

Roberto Quental Coutinho

Universidade Federal de Pernambuco, Recife -
Pernambuco, Brasil.

Danisete Pereira de Souza Neto

Universidade Federal de Pernambuco, Recife -
Pernambuco, Brasil.

RESUMO: Com o crescimento da malha viária do Brasil, torna-se necessária a intensificação dos estudos sobre alternativas, condições de execução e controle dos projetos rodoviários, principalmente sobre aqueles que atravessam regiões de solos moles. Este estudo tem por objetivo a avaliação da aplicabilidade de poliestireno expandido (EPS) em aterro sobre solos moles existente na Obra de Adequação da BR 101, Lote 06, localizado na Cidade de Goiana – PE. A pesquisa foi realizada através de execução de ensaios de compressão simples do EPS e dos estudos dos fatores de segurança quanto à flutuabilidade, visando desenvolver procedimentos mais eficazes na execução e controle de obras sobre solos moles que utilizam EPS e propor sugestões de melhorias para projetos. O aterro em questão sofreu um colapso em 2011 devido ao não atendimento

dos critérios de flutuabilidade do EPS aplicado. Este estudo visou avaliar a reutilização do EPS do aterro rompido garantindo as mesmas características mecânicas vigentes no projeto. Para a realização da avaliação estrutural foram realizados ensaios de compressão simples de corpos de prova cilíndricos de poliestireno. Verificou-se que as propriedades mecânicas de todo o EPS aplicado no aterro foram preservadas justificando a sua reutilização. Os resultados dos estudos de flutuabilidade indicaram que haveria colapso mesmo com o pavimento totalmente construído. Sendo assim, a partir dos dados gerados neste estudo, podem ser fornecidas sugestões de projeto que otimizem a construção de aterros com uso de EPS, entre elas fazer um estudo mais profundo da região quanto ao aspecto hidrológico de modo a prever situações de risco elevado quanto à flutuabilidade do EPS.

PALAVRAS-CHAVE: Poliestireno expandido (EPS), solos moles, compressão simples.

LIGHTWEIGHTS EMBANKMENTS
ON SOFT SOILS WITH EXPANDED
POLYSTYRENE (EPS) IN BR-101 / PE,
LOT 6: TECHNIQUE EVALUATION AND
EPS CHARACTERIZATION BY SIMPLE

COMPRESSION

ABSTRACT: With the growth of the Brazilian road network, it is necessary to intensify studies on alternatives, conditions of execution and control of road projects, especially on those crossing regions of soft soils. The objective of this study is to evaluate the applicability of expanded polystyrene (EPS) in an embankment on soft soil existing at the BR 101 Adequacy Project, Lot 06, located in the city of Goiana - PE. The research was executed by performing EPS simple compression tests and studies of safety factors regarding buoyancy, aiming to develop more effective procedures in the execution and control of works on soft soils using EPS and to propose suggestions for improvements to projects. The embankment in question collapsed in 2011 due to non-compliance with the applied EPS buoyancy criteria. This study aimed to evaluate the reuse of EPS from the broken embankment ensuring the same mechanical characteristics prevailing in the project. For the structural evaluation, simple compression tests were performed on polystyrene cylindrical specimens. It was found that the mechanical properties of all EPS applied to the embankment were preserved justifying its reuse. The results of the buoyancy studies indicated that there would be collapse even with the fully constructed pavement. Thus, from the data generated in this study, design suggestions can be provided that optimize the construction of embankments using EPS, including making a deeper study of the region regarding the hydrological aspect in order to predict high risk situations. to the buoyancy of EPS.

1 | INTRODUÇÃO

Dentro do contexto de evolução da malha viária brasileira, tornam-se uma constante as exigências de estudos mais completos e detalhados sobre as condições de execução e projeto, principalmente em aterros sobre solos moles. A engenharia atual viabiliza soluções técnicas que anteriormente não eram possíveis. Em alguns casos, devido à desapropriação por necessidade pública, é de maior rapidez e viabilidade técnica-econômica que o pavimento atravesse regiões nas quais as fundações precisam de cuidados e tratamentos especiais pois o processo de desapropriação pode demorar muitos anos. Neste trabalho será possível discutir a importância do tema relacionado à qualidade dos insumos utilizados pós-rompimento na solução de engenharia denominada aterro leve a qual utiliza o poliestireno expandido (EPS) como seu principal insumo, na Obra de Adequação da Capacidade da Rodovia BR-101/PE, Lote 6, com 41,3 km de extensão que foi executada pelo Exército Brasileiro através de Termo de Cooperação com Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). A obra consiste na construção de um novo pavimento e restauração do existente. Na Várzea de Goiana foram encontrados segmentos que continham solos moles os quais demandaram soluções especiais de engenharia. O trecho selecionado para esta pesquisa possui uma extensão de 156 m e está localizado no Km 7 da obra. A Figura 1 mostra o trecho experimental

denominado Aterro 3.



Figura 1. a) Estado de Pernambuco; b) Localização do trecho experimental relativamente ao Lote 6; c) detalhe do trecho experimental pós-rompimento.

1.1 Aterros leves

A magnitude dos recalques primários dos aterros sobre camadas de solos moles é função do acréscimo de tensão vertical causado pelo aterro construído sobre camada de solo mole (Almeida & Marques, 2010). Logo, a utilização de materiais leves no corpo do aterro reduz a magnitude desses recalques. Essa técnica, denominada aterro leve, tem como vantagem adicional a melhoria das condições de estabilidade desses aterros, permitindo também a implantação mais rápida da obra, diminuindo ainda os recalques diferenciais.

De acordo com Sandroni (2006), um dos materiais leves mais utilizados para compor o aterro a ser executado é o poliestireno expandido (EPS: expanded polystyrene), que tem peso específico muito baixo, da ordem de $0,20 \text{ kN/m}^3$ a $0,25 \text{ kN/m}^3$.

De acordo com Nascimento (2009), a vantagem principal da técnica é atenuar a carga vertical do aterro, provocando diminuição na magnitude dos recalques e nos problemas de estabilidade do aterro e, assim, conseguir uma execução mais rápida do mesmo, já que não há necessidade de se executar o aterro em múltiplas etapas. As vantagens ambientais também são importantes, já que praticamente não há perda de material por submersão, nem necessidade de aterro de sobrecarga.

O custo relativo é da ordem de 12 vezes maior para o EPS do que para o aterro convencional, fato que representa uma grande desvantagem (Sandroni, 2006). Ele ainda é muito mais oneroso do que o aterro convencional, mesmo em grandes centros industriais. Esse mesmo fator praticamente inviabiliza o uso desta técnica em áreas rurais, em função do custo de transporte dos grandes volumes de EPS necessários para os aterros.

De acordo com a ABRAPEX - Manual de Utilização do EPS na Construção Civil (2006), no Brasil, o EPS é mais conhecido como “Isopor”. O EPS foi descoberto em 1949 pelos químicos Fritz Stastny e Karl Buchholz, quando trabalhavam nos laboratórios da Basf, na Alemanha.

A utilização do material EPS industrialmente hoje abrange uma grande gama de aplicações. Seu emprego vai da agricultura até a construção civil, passando pela indústria de embalagens de eletro-eletrônicos, alimentos e bebidas, itens farmacêuticos, utilitários e decorativos. Porém, é na construção civil que hoje o EPS tem se destacado devido a adequação de suas propriedades às necessidades das obras, seja pelas suas características de isolante térmico, como pelo seu reduzido peso específico aliado à alta resistência e sua facilidade de manuseio (Neto, 2008).

Com um controle no processo de fabricação do EPS, pode se obter um produto com diferentes valores de massa específica. Os valores de massa específica podem variar aproximadamente entre 10 a 100 kg/m³ (Stark *et al.*, 2004). Contudo, na prática é mais comum se encontrar valores de massa específica para os blocos de EPS variando de 15 a 40 Kg/m³, variando de 5 em 5 kg/m³ (Horvath, 1994).

De acordo com Horvath (1994), o comportamento do EPS em compressão simples é geralmente determinado em testes em amostras cúbicas de 50 mm de lado. A taxa de aplicação de deformação é relativamente rápida, com valores variando entre 1 a 20% por minuto, sendo o valor de 10% por minuto o mais usual, sobre condições climáticas controladas de 23°C e 50% de umidade relativa.

Há basicamente dois tipos de corpos de provas de EPS ensaiados com mais frequência, descritos na literatura. O primeiro é o tipo cilíndrico com relação altura / diâmetro de cerca de 2:1 (h = 300 mm e d = 150 mm, por exemplo). Este tipo de amostra foi introduzido inicialmente, possivelmente para se adaptar melhor aos equipamentos dos laboratórios de geotecnia. O corpo de prova do tipo cilíndrico foi adotado nesta pesquisa. O segundo é o cúbico, usualmente com 50 mm de lado, padronizado pela norma ASTM D 1621 – 00.

1.2 Dados do projeto adotado

O Aterro 3 foi primordialmente projetado com uma altura máxima de 6 m e inclinação de talude de 1,50 (H) : 1,00 (V). Na base do aterro foi inserido um colchão drenante de areia com espessura de 1 m e geogrelha instalada no ponto médio da camada (DNIT, 2004). Entretanto, no intuito de acelerar a obra, foram feitos estudos de viabilidade técnica a partir dos quais se escolheu o uso de aterro leve com EPS.

As solução considerada para estabilização e melhoria do Aterro 3 em 2010 foi alicerçada nos seguintes fatores condicionantes:

- facilidade do processo construtivo;
- solução que não demande prazo longo para execução por parte do Exército;
- solução que utilize técnica e insumo de custo viável;
- solução que seja limitada às faixas de domínio existentes.

- altura de EPS necessária: variável de 1,0 a 4,5 m;
- os blocos EPS devem ser protegidos contra ataques de roedores e agentes químicos, utilizando-se uma geomembrana lisa de PEAD (polietileno de alta densidade);
 - a geomembrana deve apresentar uma espessura mínima de 1,0 mm;
 - logo acima da geomembrana deve haver uma laje armada com tela, com 10 cm de espessura e resistência igual a 15 MPa, para proteger o EPS contra o punção e distribuir as cargas concentradas induzidas pelo tráfego;
- dimensões mínimas do bloco EPS: 2,0 x 1,0 x 0,5 m;
- os taludes laterais da pilha de blocos devem ser executados em forma de escada, sobre os quais será lançada uma camada de aterro, de no mínimo 60 cm e compactada com compactador manual.

A Tabela 1 apresenta as características necessárias para o EPS a ser utilizado no projeto do Aterro 3.

| PROPRIEDADES | NORMA DE ENSAIO | UNIDADE | TIPO 5 |
|---|-----------------|-------------------|--------|
| Densidade aparente nominal | NBR 11949 | kg/m ³ | 22,5 |
| Densidade aparente mínima | NBR 11949 | kg/m ³ | 20 |
| Tensão de compressão com deformação de 10 % | NBR 8082 | kPa | 110 |
| Resistência mínima à flexão | ASTM C-203 | kPa | 220 |
| Resistência mínima ao cisalhamento | EM-12090 | kPa | 110 |

Tabela 1. Características do EPS do Aterro 3

Nestas condições o Exército Brasileiro iniciou o projeto conforme a seguinte sequência executiva: sobre o solo limpo coloca-se uma camada de areia nivelada para receber os blocos de EPS que são colocados inteiros e com juntas desencontradas. Coloca-se outra camada sobre a primeira e assim sucessivamente, formando um tronco de pirâmide para distribuir a carga da estrada em uma área compatível com a resistência mecânica do solo. Os blocos são cobertos com um filme de polietileno para protegê-los de eventual derramamento de solventes que possam “atacá-los” quimicamente. A base da pavimentação já pode ser preparada e nas laterais ajusta-se o talude para plantio. A Figura 2 mostra este processo.



Figura 2. Metodologia executiva do aterro leve com EPS.

1.3 Ruptura do aterro 3

O projeto executivo fornecido pelo Concedente (Figura 3) da Obra em 2011 se encontrava em execução quando houve uma enchente excepcional ocorrida no dia 17 de julho de 2011.

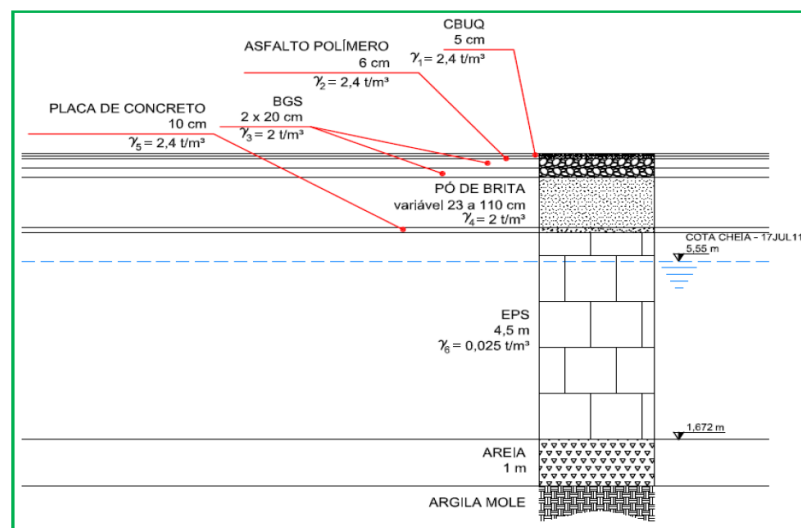


Figura 3. Camadas previstas no Projeto Executivo do Aterro Leve com EPS.

No momento da enchente o projeto estava executado até a laje de transição com espessura de 10 cm.

Pode-se constatar que metade das “transversinas” ou vigas transversais do Canal Goiana, no qual se localiza o Aterro 3, foram cobertas por água, concluindo-se que o nível máximo da cheia daquele dia alcançou a cota 5,55 m (a referência de cota de máxima enchente é de 2,85 m, sendo assim houve uma diferença a maior de $5,55 \text{ m} - 2,85 \text{ m} = 2,70 \text{ m}$). Este fato implicou na ruptura total do Aterro 3 conforme a Figura 4.



Figura 4. Aterro 3 rompido.

Esta situação causou atraso na obra e a obrigatoriedade de execução de estudos urgentes para resolver uma série de indagações que surgiram naquele momento. Dentre elas destacam-se duas. A primeira se o projeto com EPS continuaria sendo viável e a segunda, caso positivo para a questão anterior, se o EPS poderia ser replicado.

2 | METODOLOGIA

Na metodologia serão expostos os processos utilizados para avaliar estruturalmente o EPS exposto com a ruptura e o estudo de fluabilidade do EPS (avaliação funcional) considerando o projeto executivo, isto é, avaliar o comportamento do EPS considerando a execução de outras camadas do pavimento.

Para a realização da avaliação estrutural ocorrida de fevereiro a abril de 2012, foram realizados ensaios de compressão simples de corpos de prova cilíndricos de poliestireno de acordo com o que preconiza a norma ASTM: Designation: D695 – 10 Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Plastics. O objetivo do ensaio foi obter a curva tensão-deformação e os módulos de elasticidade. Os ensaios foram realizados por uma equipe de UFCG com acompanhamento de uma equipe do Exército.

O equipamento utilizado foi a Prensa Shimadzu do Laboratório de Estruturas da UFCG, modelo AG-IS 100 kN. As características principais do equipamento são as seguintes:

- célula de carga: 100 kN; - velocidade de ensaio: 0,0005 a 1000 mm/min; - precisão da velocidade: +/- 0,1%; - precisão do deslocamento: entre +/- 0,1% do valor indicado; - largura efetiva para ensaio: 575 mm; - dimensões: 1170 x 750 x 2162 mm; - alimentação necessária: trifásico, 200-230 VAC (60 Hz), 6,0 kVa (1,6W de consumo).

A execução da avaliação estrutural foi dividida em duas etapas: campo e laboratório. A etapa de campo consistiu no processo de escolha, transporte e extração dos corpos de prova a serem ensaiados em laboratório. Abaixo se tem a descrição

detalhada destas etapas de campo:

a. Processo de escolha: Considerando-se que o Aterro 3 contempla 8.000 m³ de EPS, definiu-se que, para cada 400 m³ de EPS aplicado, fossem retirados 6 corpos de prova para ensaio. Por questão de segurança, para cada conjunto de 6 corpos de prova foram extraídos 2 corpos de prova a mais, caso houvesse necessidade de substituição. Vale salientar que os 8 CP foram extraídos de um bloco inteiro de dimensões 4,0 x 1,0 x 1,5 m. Os 20 conjuntos extraídos, cada um contendo 8 CP, se referem aos blocos de EPS que já haviam sido instalados mas, devido à enchente atípica ocorrida em 2011, foram removidos de seu posicionamento original e ficaram expostos. Paralelamente, foram extraídos 4 grupos, denominados grupo “B” de blocos ainda não utilizados no terreno, cuja resistência servirá de parâmetro aos grupos de EPS já utilizados.

b. Transporte: Os blocos com dimensões 4,0 x 1,0 x 1,5 m foram transportados da cidade de Goiana para Campina Grande, cuja distância é de 200 km, em uma caçamba com capacidade de 25 m³ com respectivo cavalo mecânico. A Figura 5 (a) mostra a caçamba transportando os blocos EPS.

c. Extração dos corpos de prova: A extração ocorreu na Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Foi executada pela equipe do Exército Brasileiro e UFCG. Foi utilizada uma extratora de corpos de prova de pavimentos de concreto ou asfalto, com motor a gasolina de 9 Hp. Possui regulador de rotação, engate para transportes em pequenas distâncias, em baixas velocidades. A extratora admite coroas diamantadas de até 20,32 cm. Toda sua transmissão mecânica é feita por coroa e pinhão imersos em banho de óleo. Possui tanque de água para refrigeração. A Figura 5 (b) mostra o processo de extração dos corpos de prova.



Figura 5. Corpos de prova de EPS: (a) transporte, (b) extração.

A etapa de laboratório consistiu no processo de organização dos corpos de prova com respectiva coleta de dimensões, em seguida ensaiados na Prensa Shimadzu. Esta etapa foi dividida em duas:

a. Organização e medidas dos CP: Depois de separados os 24 grupos de

corpos de provas mencionados na etapa de campo, foi necessário, através de um paquímetro, registrar as medidas de altura e diâmetro dos CP, já que essas medidas irão alimentar o programa utilizado pela prensa. A Figura 6 (a) mostra o processo de organização dos grupos e a Figura 6 (b) retrata a utilização do paquímetro para registro das dimensões.



Figura 6. Corpos de prova para ensaio de compressão: (a) organização dos grupos, (b) utilização de paquímetro.

b. Utilização do programa da prensa: Após a devida separação dos grupos de CP e execução dos registros das dimensões (altura e diâmetro) já se tornou possível o uso da prensa. O programa utilizado foi o “Trapezium 2” que possui vantagens de ser um software que possui etapas de orientação para o ajuste dos ensaios, permitindo rápida e fácil configuração. Além disso, incorpora as funções básicas necessárias para realização dos ensaios de acordo com os padrões industriais. A Figura 7 mostra, um corpo de prova na prensa para realização do ensaio.



Figura 7. Corpo de prova na prensa para realização do ensaio de compressão.

Para obter os módulos de elasticidade e a curva tensão-deformação do espaço amostral selecionado, seguiu-se a seguinte sequência no programa Trapezium 2:

a. Definição do tipo de ensaio (tração, compressão, etc), direção de aplicação da força (ascendente ou descendente), polaridade da força, e unidades (sistema SI,

métrico ou inglês);

- b. Definição da faixa de aplicação da força e deslocamento;
- c. Definição da velocidade de aplicação da carga;
- d. Identificação dos corpos de prova com as respectivas alturas e diâmetros;
- e. Parâmetros a serem utilizados (módulo de elasticidade, máxima tensão, etc);
- f. Definição da formatação de apresentação dos resultados.

Para a realização da avaliação funcional, foram realizadas visitas ao Aterro 3 rompido devido à enchente ocorrida no dia 17 de julho de 2011. Para que a solução adotada em EPS possa ser avaliada em termos funcionais foram executados os cálculos que mostram a situação de estabilidade do sistema EPS quanto à flutuação de acordo com o novo parâmetro de cota de máxima enchente.

No momento da enchente excepcional ocorrida no dia 17 de julho de 2011 a solução em EPS estava parcialmente executada. De acordo com a Figura 3, acima das camadas de EPS ainda existe uma laje de 10 cm de espessura e, acima desta, uma camada de brita graduada simples (BGS) seguida de duas camadas de concreto betuminoso usinado a quente com espessura de 11 cm. No dia da enchente apenas a laje com espessura de 10 cm estava concluída.

De acordo com projeto utilizado para o Aterro 3, a cota inferior de instalação do EPS no trecho mais próximo da ponte foi de 1,672 m. Logo, a quantidade de EPS submersa foi de 3,878 m resultante da diferença entre as cotas de máxima enchente do dia 17 de julho, conforme está indicado na Figura 3. Este projeto utilizado tinha previsão de cota de máxima enchente em 2,818 m. Na mesma Figura 3 pode-se observar que o local mais favorável para combater o empuxo é quando a camada de BGS é de 110 cm e a menos favorável é de 23 cm. Para as duas situações foram calculados os fatores de segurança quanto à flutuabilidade.

3 | RESULTADOS E COMENTÁRIOS

3.1 Avaliação estrutural do EPS

Em relação à avaliação estrutural, pode-se verificar que a média do módulo de elasticidade dos grupos de EPS já aplicados no Aterro 3 (D1 a D20) que foram expulsos devido aos efeitos da enchente atípica do dia 17 de julho de 2011 é de 5,850 MPa e supera em 17% a média do Grupo B (5,004 MPa) que representa o grupo de EPS que ainda não foi aplicado, conforme Tabela 2. De acordo com a Tabela 2, mesmo excluindo-se o menor resultado do Grupo B (3,534 MPa), a média do Grupo D (5,850 MPa) supera em 6,6 % o valor do módulo de elasticidade da média do Grupo B (5,494 MPa).

Sabendo-se que o Grupo B representa o estoque de EPS que ainda não foi aplicado, é razoável não considerar os resultados do Grupo B1. Pelos baixos resultados, existe a possibilidade de ter existido alguma variação no procedimento

de ensaio.

Era de se esperar que o Grupo D sofresse uma redução no valor do módulo de elasticidade relativamente ao Grupo B, por ter sofrido tensões diversas com o rompimento do Aterro 3 e estar exposto às intempéries por meses. Entretanto, o fato contrário foi observado e isto corrobora a hipótese que as propriedades mecânicas de todo o EPS aplicado no Aterro 3 não sofreram alteração.

| Nome do Grupo | CP's | Diâmetro | Altura | Módulo de elasticidade | Máxima tensão | Máxima força |
|--------------------------------|------|--------------|--------------|-------------------------|-------------------------|----------------|
| | | cm | cm | N/mm ² (MPa) | N/mm ² (MPa) | KN |
| D1 | 6 | 9,99 | 20,21 | 5,47318 | 0,12396 | 0,97188 |
| D2 | 6 | 9,99 | 20,54 | 7,60853 | 0,13241 | 1,03906 |
| D3 | 6 | 9,99 | 20,05 | 5,69371 | 0,12044 | 0,94479 |
| D4 | 6 | 9,99 | 20,50 | 4,83020 | 0,11988 | 0,94011 |
| D5 | 6 | 9,96 | 20,53 | 6,47262 | 0,12430 | 0,96979 |
| D6 | 6 | 10,04 | 20,35 | 7,97356 | 0,13676 | 1,08282 |
| D7 | 6 | 9,99 | 20,51 | 7,06599 | 0,12562 | 0,98490 |
| D8 | 6 | 10,03 | 20,48 | 3,26868 | 0,10911 | 0,86146 |
| D9 | 6 | 10,00 | 20,52 | 3,79667 | 0,10910 | 0,85781 |
| D10 | 6 | 10,00 | 20,53 | 4,17608 | 0,11407 | 0,89219 |
| D11 | 6 | 10,06 | 20,31 | 3,95664 | 0,11094 | 0,89792 |
| D12 | 6 | 10,04 | 20,36 | 7,80023 | 0,13394 | 1,06146 |
| D13 | 6 | 10,05 | 20,35 | 4,36683 | 0,10757 | 0,85364 |
| D14 | 6 | 10,05 | 20,35 | 6,59325 | 0,12145 | 0,96406 |
| D15 | 6 | 10,02 | 20,55 | 6,81989 | 0,12679 | 1,00048 |
| D16 | 6 | 10,01 | 20,53 | 5,94046 | 0,11572 | 0,91094 |
| D17 | 6 | 10,07 | 20,50 | 6,67727 | 0,11853 | 0,94375 |
| D18 | 6 | 10,06 | 20,31 | 7,55958 | 0,12369 | 0,98438 |
| D19 | 6 | 10,06 | 20,34 | 7,44248 | 0,12792 | 1,01823 |
| D20 | 6 | 10,06 | 20,29 | 3,69074 | 0,10702 | 0,85103 |
| B1 | 6 | 9,98 | 20,52 | 3,53443 | 0,09953 | 0,77917 |
| B2 | 6 | 9,99 | 20,54 | 6,70486 | 0,13238 | 1,03802 |
| B3 | 6 | 9,98 | 20,54 | 4,65277 | 0,10448 | 0,81771 |
| B4 | 6 | 9,95 | 20,55 | 5,12661 | 0,11146 | 0,86667 |
| Média geral | | 10,01 | 20,43 | 5,71772 | 0,11904 | 0,93884 |
| Valores máximos obtidos | | 10,07 | 20,55 | 7,97356 | 0,13676 | 1,08282 |
| Valores mínimos obtidos | | 9,95 | 20,05 | 3,26868 | 0,09953 | 0,72568 |

Tabela 2. Valores médios para os 24 grupos de corpos de prova ensaiados.

3.2 Avaliação funcional do EPS

Pode-se calcular o fator de segurança quanto à flutuação para os 3 casos, isto é, quando a obra estava apenas com a laje de concreto de 10 cm e se a obra já estivesse pronta com camadas de pó de brita de 23 cm (pior caso) e 110 cm (melhor caso). A Tabela 3 mostra os resultados destes fatores de segurança:

| FATOR DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO | | | |
|--------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------|
| Condição de Estabilidade | Tensão no EPS (kN/m ²) | Empuxo no EPS (kN/m ²) | Fator de Segurança |
| Dia da Enchente | 2,35 | 37,93 | 0,06 |
| Pior Caso | 17,30 | 37,93 | 0,46 |
| Melhor Caso | 34,36 | 37,93 | 0,91 |

Tabela 3. Fatores de segurança quanto à flutuação do EPS.

Em relação à avaliação funcional, as condições de estabilidade quanto à flutuação não são satisfatórias para a situação em que se encontrava a construção

na ocasião da grande enchente e também não seriam no caso do pavimento já concluído. Desta forma, nesta situação, o projeto não mais se aplica às novas condições de contorno impostas por esta grande cheia.

Valendo-se da hipótese que no novo projeto a ser elaborado seja utilizado EPS, entende-se que é de fundamental importância à estabilidade quanto à flutuação do futuro aterro que as obras sejam executadas durante o período de “seca” da região, isto é, de setembro a abril.

Como já foi constatado que houve mudança da cota de máxima enchente, observou-se a inoperância do projeto atual para esta condição de contorno. Sendo assim, pode-se ser discutida a inclusão de novos procedimentos para tornar o novo projeto mais seguro. Dentre estes novos procedimentos, pode-se implantar instrumentação geotécnica com inclinômetros e placas de recalque para acompanhamento da evolução dos recalques e das deformações horizontais do aterro.

4 | CONCLUSÕES

Pode-se concluir o seguinte com os estudos realizados:

- A propriedade mecânica (módulo de elasticidade estático) do EPS aplicado no Aterro 3 permaneceu inalterada após a enchente do dia 17 de julho de 2011.
- A média do módulo de elasticidade do espaço amostral que representa o EPS já utilizado é maior 17% que a média do grupo que se encontrava em estoque.
- A avaliação quanto à resistência mecânica não é suficiente para a tomada de decisão acerca do reaproveitamento dos insumos utilizados. Esta decisão envolve outros aspectos, e se encontra na esfera de responsabilidade do projetista.
- Após a mudança de cota de máxima enchente ocorrida em 17 de julho de 2011, o projeto executado se mostrou inaplicável quanto ao critério flutuabilidade.
- Para um novo projeto, caso seja executado em EPS, recomenda-se a construção no período de estiagem, acompanhado de monitoramento geotécnico.
- Recomenda-se que um novo estudo de viabilidade técnica seja realizado para qualquer nova solução a ser adotada.

REFERÊNCIAS

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), 1983. Espuma rígida de poliuretano para fins de isolamento térmica – Resistência à Compressão – Método de ensaio. NBR 8082: Rio de Janeiro, 1983.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), 2007. Poliestireno expandido para isolamento térmica – Determinação da massa específica aparente. NBR 11949: Rio de Janeiro, 2007.

ABRAPEX (Associação Brasileira do Poliestireno Expandido), 2006. Manual de utilização do EPS na construção civil. São Paulo: Pini, p. 7,81-84, 2006.

ALMEIDA, M. S.; MARQUES, M. E. S. Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 1999. C 203 – Standard Test Methods for Breaking Load and Flexural Properties of Block-Type Thermal Insulation. USA, 1999.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2000. Designation: D695 – 10 Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Plastics. USA, 2000.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2000. D 1621 – Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Cellular Plastics. USA, 2000.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 1997. Standard 12090 – Thermal insulating products for building applications. Determination of shear behaviour. Czech Republic, 1997.

DNIT. Projeto Executivo para adequação da capacidade da Rodovia BR-101/PE (Corredor Nordeste). 2004.

HORVATH J. S. Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam: An Introduction to Material Behavior. Geotextiles and Geomembranes. n.13, p. 263-280. 1994.

NASCIMENTO, C.M.C. Avaliação de Alternativas de Processos Executivos de Aterros de Vias Urbanas Sobre Solos Moles. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro. 2009.

NETO, J. O. A. Caracterização do Comportamento Geotécnico do EPS Através de Ensaios Mecânicos e Hidráulicos. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2008.

SANDRONI, S. S. Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, em CD. 2006.

STARK, T. D.; ARELLANO, D.; HORVATH, J. S.; LSHCHINSKY D. Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments. NCHRP Web Document 65 (Project 24-11). TRB of the National Academies. 2004.

DOSAGENS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS TIPO SMA COM RESÍDUOS INDUSTRIAIS

André Sales Mendes

Grupo de Geotecnia – Universidade Federal do Amazonas
Manaus – AM

Jander Joia de Figueiredo Costa Júnior

Grupo de Geotecnia – Universidade Federal do Amazonas
Manaus – AM

Patrícia de Magalhães Aragão Valença

Grupo de Geotecnia – Universidade Federal do Amazonas
Manaus – AM

Consuelo Alves da Frota

Grupo de Geotecnia – Universidade Federal do Amazonas
Manaus – AM

RESUMO: O revestimento do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA), é caracterizado por uma mistura com graduação descontínua dos minerais e grande quantidade de agregado graúdo, e pela presença de fibras responsáveis pelo controle do escorrimento do mástique. Acarreta, geralmente, em alto custo notadamente no Município de Manaus (AM), onde a escassez de material pétreo eleva consideravelmente os custos logísticos e de extração. Isto posto, neste trabalho analisou-se esse tipo de composição com a participação de resíduos industriais, segundo as especificações descritas pela

National Asphalt Pavement Association (NAPA) e Superior Performing Asphalt Pavement (Superpave), e pela norma DNER-ME 43/1995 que, no Brasil, norteia a metodologia Marshall. Utilizaram-se dois materiais alternativos ao agregado pétreo regional (brita), os resíduos de construção e demolição (RCD), e subprodutos cerâmicos, além de descartes da fibra do Curauá, como opção à fibra de celulose. O processo de dosagem relativo à mistura com o RCD seguiu as especificações Marshall, e o compósito com resíduos cerâmicos acompanhou a metodologia Superpave. Os principais resultados mostraram: para um volume de vazios igual a 4%, a composição com a presença do material RCD apresentou dosagem igual a 75% de agregados graúdos, 15% de miúdos, 10% de filer e 6,88% de teor de CAP; referente à mistura com resíduos cerâmicos obteve-se 81,35% de agregados graúdos, 9,90% de agregados miúdos, 8,75% de filer e teor de projeto de 14,9%; e a composição com a brita tendo a mesma dosagem mineral da mistura com o descarte de construção, registrou-se 6,50% para o teor de projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Stone Matrix Asphalt, Resíduos de Construção e Demolição, Resíduos Cerâmicos, Material Pétreo, Mistura Asfáltica.

ABSTRACT: Stone Matrix Asphalt (SMA) is a gap graded asphalt mixture characterized by higher proportion of coarse aggregate, and presence of fibers used to prevent drain down of asphalt. It usually entails high cost of production, mainly in the city of Manaus (AM), where the shortage of stone material considerably increases extraction and transportation costs. In this context, this paper investigates the SMA composition with presence of industrial wastes, according to the specifications described by the National Asphalt Pavement Association (NAPA) and Superior Performing Asphalt Pavement (Superpave) and by the Brazilian standard DNER-ME 43/1995, that describes the Marshall methodology. Two materials were used as an alternative to the local stone aggregate (gravel), construction and demolition waste (CDW) and ceramic waste, and also Curauá fiber waste as an alternative to cellulose fibers. The RCW mixture design process followed Marshall specification, while the ceramic mixture followed the design specification of Superpave methodology. Main results showed that, for a void volume of 4%, the grain size distribution of the RCW was 75% of coarse aggregate, 15% of fine aggregate, 10% of filler and 6,88% of CAP project dosage. For the ceramic waste mixture, the grain size distribution showed a composition of 81,35% of coarse aggregate, 9,90% of fine aggregate, 8,75% of filler and CAP project dosage of 14,9%. The usual gravel composition reached a grain size distribution similar to the CDW mixture, and 6,50% of CAP dosage.

1 | INTRODUÇÃO

Segundo estudos realizados pela Confederação Nacional dos Transportes (2015), concernente ao pavimento, 16,7% das rodovias do Estado do Amazonas são classificadas como péssimas, 36,8% como ruins, 32% como regulares, e apenas 14,5% como boas ou ótimas.

Corrobora para tal situação as características geotécnicas da região, que apresenta ínfimos afloramentos rochosos superficiais. Aliado a isso, é importante destacar os custos alusivos aos fatores logísticos, estes associados à extração e transporte das matérias primas utilizadas na confecção de compósitos asfálticos. VALENÇA (2012) ressalta que a jazida de brita mais próxima de Manaus está situada a 180 km da capital do Estado do Amazonas, fazendo com que esse material gráudo seja comercializado a um custo majorado de 76%, devido ao expressivo custo de transporte.

Como consequência dessa conjuntura, os pavimentos de Manaus são, geralmente, constituídos de material argiloso (subleito, sub-base e base), e de um revestimento do tipo AAUQ (areia asfalto usinada a quente). Tal estrutura resulta em falência estrutural precoce, sobretudo em face do acúmulo excessivo de deformações permanentes na camada superficial, ocasionadas, principalmente, pela ausência de agregados gráudos nessas misturas (SILVA *et al*, 2014).

Neste contexto, o Grupo de Geotecnia (GEOTEC) da UFAM vem realizando diversos estudos técnico-científicos relativos ao desenvolvimento e utilização de novas matérias primas a serem utilizadas na confecção de compósitos asfálticos. Dois desses materiais são os resíduos de construção e demolição (RCD) e resíduos cerâmicos descartados por olarias.

O presente trabalho estuda, portanto, a mistura do tipo Stone Matrix Asphalt (SMA), com o diferencial do uso de três materiais alternativos: RCD e resíduos cerâmicos (em substituição ao seixo e brita como agregado graúdo); e resíduos da fibra do Curaúá (*Ananas Erectifolius*) como alternativa à fibra de celulose, frequentemente utilizada no controle do escorrimento do mástique.

O compósito SMA é caracterizado pelo alto percentual de agregado graúdo (entre 70% e 80%), e pela utilização de fibras responsáveis pelo controle do escorrimento do material asfáltico. Devido ao contato maximizado que possui entre os grãos, a mistura possui alto desempenho mecânico em relação à AAUQ e ao concreto asfáltico (CA).

Buscou-se, então, encontrar a dosagem ideal (mineral e para o teor de projeto), concernente ao compósito tipo SMA tendo a participação dos citados materiais alternativos.

2 | OBJETIVOS

Pesquisou-se o teor de projeto e a dosagem mineral ideais para o compósito SMA, tendo a presença de subprodutos industriais (RCD, resíduos cerâmicos e resíduos da fibra de Curauá). Buscou-se, também, caracterizar fisicamente os agregados, as fibras e o fíler, bem como contribuir com uma proposta visando à destinação técnica e ambientalmente adequada dos citados resíduos industriais.

3 | MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

Concernente aos resíduos cerâmicos, na etapa de seleção e obtenção de materiais, realizaram-se visitas às olarias do Município de Iranduba, maior polo oleiro da região e responsável por cerca de 80% de toda a produção de cerâmica vermelha do Amazonas. Escolheu-se a empresa denominada Cerâmica Montemar como fornecedora dos mencionados subprodutos, oriundos do descarte de tijolos, telhas, etc. Executaram-se a britagem desse material em uma segunda empresa, equipada para triturar resíduos de concreto provenientes de construção e demolição.

Outros materiais utilizados no processo de dosagem do SMA, foram: areia residual, obtida em jazida localizada em Manaus; cimento *portland* CP II-Z-32, como

fíler, adquirido em lojas de materiais de construção; ligante asfáltico, comercializado pela Refinaria Isaac Sabbá; e o agregado graúdo advindos de resíduos de concreto armado descartado pela indústria da construção civil no Município de Manaus, tendo sido fornecido por uma empresa local (Figura 1).

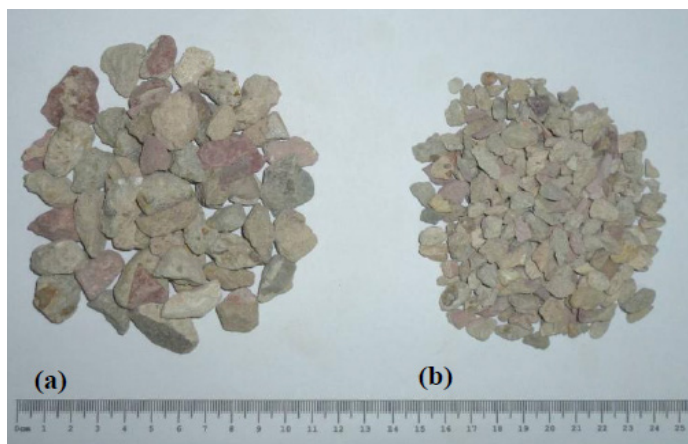


Figura 1. Agregados de RCD nas frações brita 1 e brita 2.

Os resíduos da fibra do Curauá (Figura 2), participantes em ambos os compósitos alternativos, foram doadas à pesquisa pelo Centro de Biotecnologia do Amazonas (CBA).



3.2 Caracterização Física

Analisaram-se os agregados graúdos (resíduos industriais e a brita como material referência) quanto à textura, de acordo com o padrão da norma C 136 (ASTM, 2006). Buscou-se o seu enquadramento nas faixas granulométricas, segundo as especificações da National Asphalt Pavement Association (NAPA). Em particular, para a obtenção da granulometria do resíduo cerâmico, este foi triturado em um tambor rotativo (abrasão *Los Angeles*), juntamente com esferas maciças (Figura 3), encontrando-se, assim, a distribuição granulométrica adequada correspondente a

um determinado número de giros.

Determinaram-se, ainda, para esses agregados, os parâmetros densidade real (G_{sa}), densidade aparente (G_{sb}), densidade aparente na condição superfície saturada (G_{sbssd}), e absorção, seguindo-se a norma C 127 (ASTM, 1988).

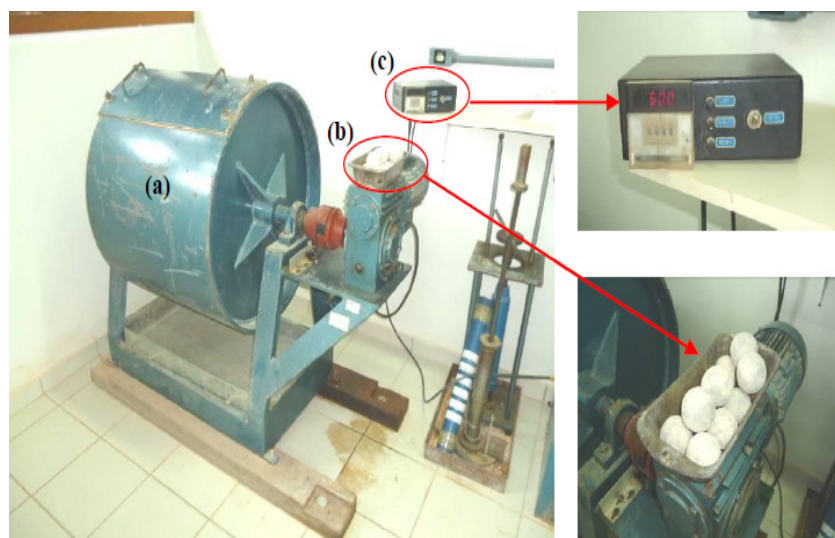


Figura 3. Tambor rotativo de abrasão Los Angeles

A caracterização da areia residual (agregado miúdo) ocorreu segundo: a granulometria (ASTM C 136), massa específica (DNER-ME 084), e os parâmetros G_{sa} e G_{sb} (ASTM C 128/1988). No caso do cimento *Portland*, este foi examinado pela massa específica real (DNER-ME 085/1994) e granulometria (DNER EM 367/1997).

Investigaram-se os resíduos da fibra do Curauá pela densidade real (DNER ME 084/1995), e o ligante asfáltico de acordo com o prescrito pela Agência Nacional de Petróleo e Biocombustíveis (ANP).

3.3 Dosagem

Concernente a composição com a participação do material cerâmico, na etapa da dosagem mineral empregou-se a metodologia Superpave (Strategic Highway Research Program). Ela estabelece que a distribuição granulométrica deve passar entre os pontos de controle (PCs) e não ultrapassar a zona de restrição (ZR). Tais características constam no gráfico da Figura 4, cuja ordenada, em escala aritmética, representa a porcentagem passando numa peneira (peso), enquanto em abscissa indica-se a abertura das peneiras elevadas à potência de 0,45 (mm).

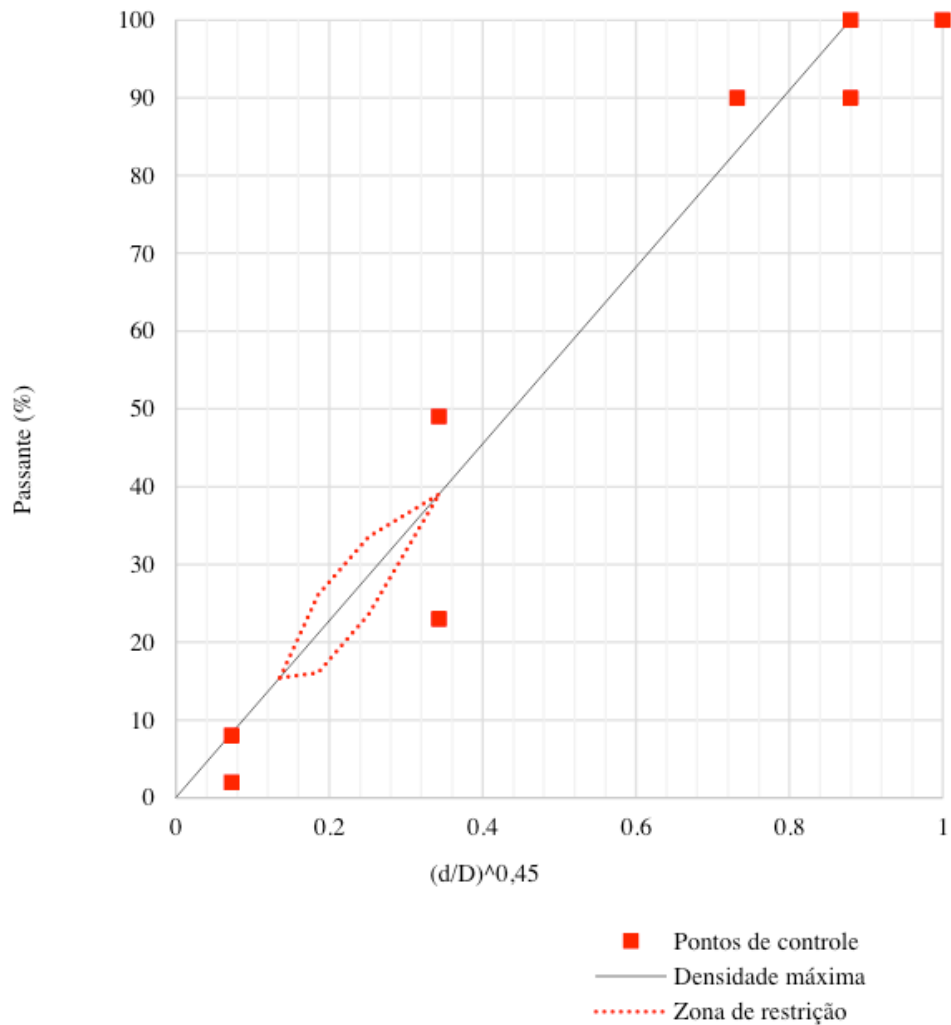


Figura 4. Zonas de restrição e Pontos de Controle

Empregou-se também a citada metodologia para encontrar o teor de projeto. Portanto, conforme recomenda a Superpave realizou-se a compactação da mistura no Compactador Giratório Superpave (CGS), consoante as seguintes etapas: cálculo da massa específica da composição de agregados (G_{se}), cálculo do volume de ligante absorvido (V_{la}), cálculo do volume de ligante efetivo (V_{le}), cálculo da massa de agregado (M_{ag}), e estimativa do teor inicial de ligante.

Isto posto, calculou-se o teor de projeto da seguinte forma: a) escolha de 3 composições granulométricas; b) obtenção das misturas asfálticas; c) permanência dos CPs na estufa por duas horas para simular o envelhecimento; d) compactação (CGS) de 2 corpos de prova para cada teor de ligante inicialmente proposto, função do número de giros ($N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$) x tipo de tráfego; e) determinação das densidades *Maximum Specific Gravity* (G_{mm}) e *Bulk Specific Gravity* (G_{mb}) conforme as normas D 2041 (ASTM, 2011) e D 2726 (ASTM, 2014), respectivamente; e f) cálculo dos parâmetros Volume de Vazios (V_v), Vazios Agregado Mineral (VAM) e Relação Betume Vazios (RBV) pela D 6925 (ASTM, 2015), além da relação pó/ asfalto.

Obteve-se a dosagem mineral da mistura com a participação do RCD pelos

preceitos da NAPA (2002). Quanto ao cálculo do teor de projeto, acompanhou as especificações definidas pela metodologia Marshall, como aconselha o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), baseando-se na norma ME 43 (DNER, 1995).

Após a determinação da dosagem mineral adicionou-se os teores do cimento asfáltico de petróleo (CAP), variando em 0,5%. Em seguida eram produzidos os corpos de prova Marshall, que permaneciam, no mínimo, 12 horas de repouso. Na sequência calculavam-se os parâmetros Vv, VAM, RBV, Vazios Cheio de Betume (VCB) e Voids in Coarse Aggregates – Vazios da Fração Graúda (VCA). Este podendo se referir ao agregado compactado (VCA_{DRC}) ou ao agregado na mistura compactada (VCA_{mix})

A Tabela 1 apresenta os limites estabelecidos pela NAPA (2002) para misturas confeccionadas no compactador Marshall, cujo teor de projeto é escolhido para produzir 4% de Volume de Vazios. Tal percentual é sugerido pois, conforme a evolução dos pavimentos de SMA, irá estabelecer e proporcionar melhor resistência a sulcos, particularmente em climas quentes.

| Propriedades | Limites |
|--------------|-----------------------|
| CAP | 6% (mínimo) |
| Vv | 4% |
| VMA | 17% (mínimo) |
| VCA_{mix} | Menor que VCA_{DRC} |
| Escorrimento | 0,30% (máximo) |

Tabela 1. Especificações para misturas SMA (Marshall)

Fonte: NAPA (2002)

Com relação à participação da fibra, verificou-se por meio de ensaio laboratorial (norma AASHTO T 305/1997) se o teor de fibra considerado no projeto da mistura asfáltica mostrou-se satisfatório em até 0,30%, para evitar o escorrimento do mástique.

4 | RESULTADOS

Atinente ao SMA com resíduos cerâmicos, a granulometria dos materiais apresentou: tijolo com 100% das partículas como pedregulho; e areia residual com textura média a fina, sendo 14% de fração grossa, 41% média e 55% fina.

Relativo a composição com RCD, a classificação granulométrica apontou: resíduos da construção civil com 100% das partículas entre 6 a 11mm (pedregulho); areia residual com 81,87% das partículas com diâmetros entre 0,2 a 0,6; e cimento *Portland* com 65% dos grãos menores que 0,075mm.

Destaca-se a grande semelhança entre as curvas granulométricas apresentadas pelos materiais alternativos (resíduos industriais) e o agregado graúdo usual (brita 1)

Alusivo aos parâmetros físicos, observou-se, para ambos os agregados-resíduos, densidades menores se comparados à brita, e alto potencial de absorção (Tabelas 2)

| Parâmetro | Unid. | Resíduo cerâmico | Areia | Cimento | RCD | Areia | Cimento |
|-----------|-------------------|------------------|-------|---------|------|-------|---------|
| Gsa | kg/m ³ | 1848 | 2730 | 3136 | 2550 | 2650 | 3010 |
| Gsb | kg/m ³ | 1442 | 2615 | - | 2200 | - | - |
| Gsbssb | kg/m ³ | 1663 | - | - | 2340 | - | - |
| Absorção | % | 15,63 | - | - | 6,25 | - | - |

Tabela 2. Caracterização física do SMA com resíduo cerâmico e com RCD

Quanto à fibra do Curauá, aferiu-se uma densidade real de 1430 kg/m³. Este valor mostra-se expressivamente maior se confrontando com a fibra de celulose, geralmente utilizada em misturas SMA.

A caracterização do CAP apresentou um valor de 69 décimos de milímetros no ensaio de penetração, sendo classificado, então, como CAP 50/70. O Ponto de Amolecimento e a Solubilidade em tricloroetileno se mantiveram próximos aos valores limites da ANP. O Ponto de Fulgor indicou valor acima do limite, proporcionando, então, maior segurança no manuseio, pela temperatura de combustão ser mais elevada. Concernente à viscosidade, teve-se valores acima do limite para as temperaturas 135°C e 150°C, mas dentro do intervalo para a temperatura de 177°C.

A dosagem mineral da mistura com resíduos cerâmicos resultou na seguinte composição: 81,35% de subproduto cerâmico, 9,90% de areia, 8,75% de cimento *Portland*. A Figura 5 expõe o gráfico da curva granulométrica, juntamente com o enquadramento pela NAPA (2002) para o tamanho máximo nominal (TMN) igual a 19 mm (Faixa A). Percebe-se que, apesar de não representar sérios problemas, o limite inferior foi ultrapassado discretamente. Tal fato ocorreu devido à natureza da composição granulométrica com a participação da areia residual, que impossibilitou o perfeito enquadramento da dosagem nos limites impostos.

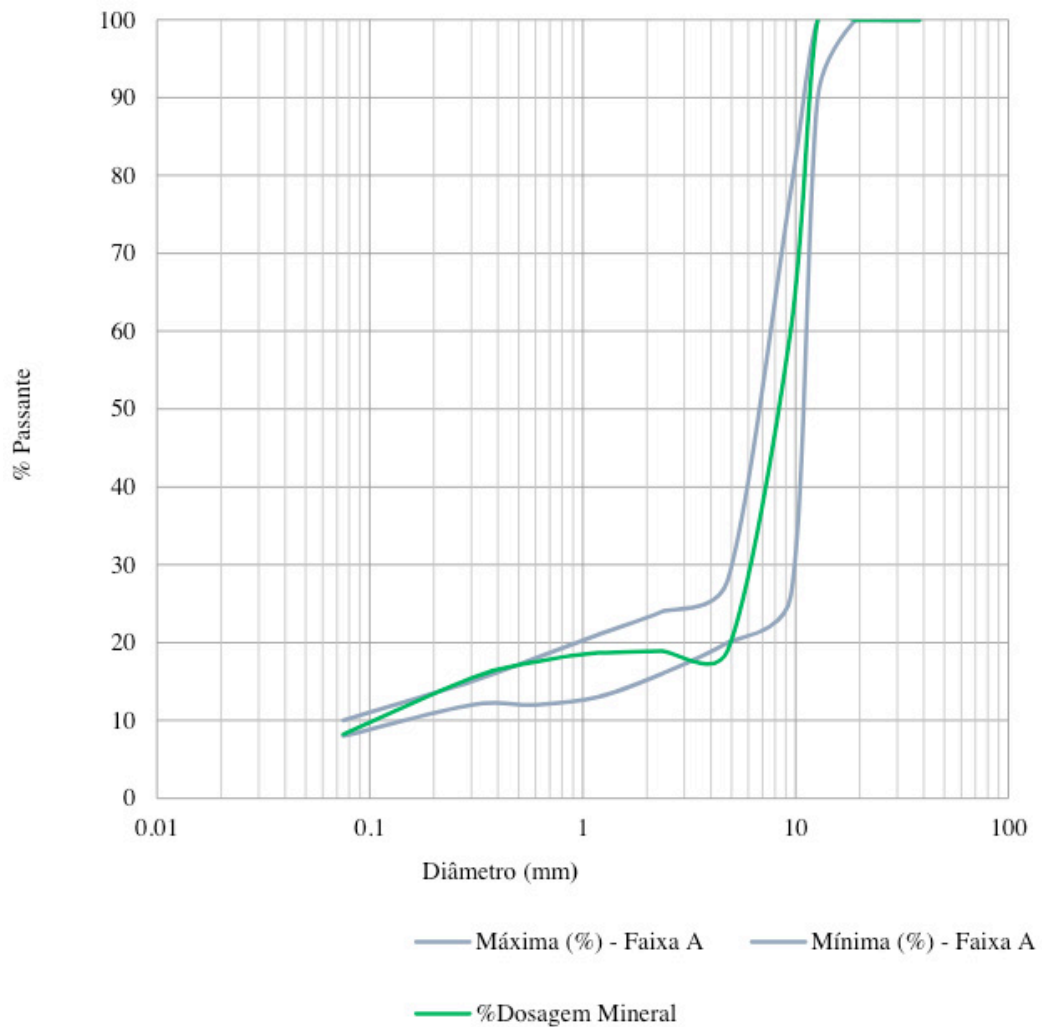


Figura 5. Enquadramento granulométrico da dosagem mineral (material cerâmico)

Os resultados dos teores de ligante para o SMA com resíduo cerâmico são apresentados na Tabela 4. Verifica-se que o teor de ligante (de projeto), correspondente ao volume de vazios igual a 4%, indicou valor igual a 14,9%.

| Teor de Ligante (%) | Vv (%) |
|---------------------|--------|
| 8,7 | 16,0 |
| 9,0 | 9,3 |
| 14,9 | 4,0 |

Tabela 3. Vv em função do teor de ligante (mistura com resíduo cerâmico)

A dosagem mineral referente ao SMA com RCD apresentou: 75% do resíduo de construção, 15% de agregado miúdo e 10% de cimento *Portland* (fíler). A Figura 4 exibe o enquadramento especificado pela NAPA (2002). Nota-se uma discreta transposição do limite superior entre as aberturas de 0,4 a 3,5 mm.

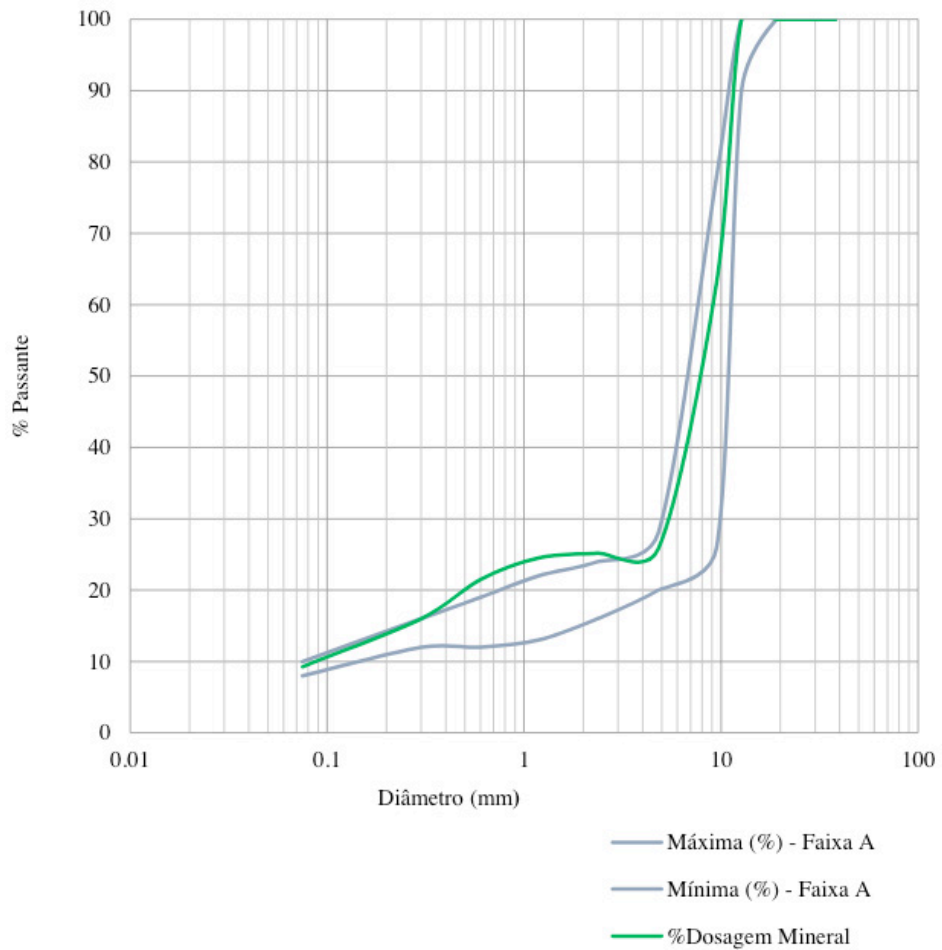


Figura 6. Enquadramento granulométrico da dosagem mineral (RCD)

Os teores de ligante relativos às composições com o subproduto da construção civil, são indicados na Tabela 5. A partir de uma regressão linear com os valores obtidos, aferiu-se um teor de projeto igual a 6,88% indicativo ao volume de vazios de 4%.

| Teor de Ligante (%) | Vv (%) |
|---------------------|--------|
| 5,5 | 6,33 |
| 6,0 | 5,79 |
| 6,5 | 4,57 |
| 7,0 | 4,11 |
| 7,5 | 2,59 |

Tabela 5. Vv em função do teor de ligante (mistura com RCD)

A título de comparação, destaca-se que, concernente à dosagem mineral, a mistura granítica apresentou a mesma distribuição granulométrica observada na mistura com RCD. Relativo ao ligante asfáltico, a mistura apresentou um teor de projeto igual a 6,50%.

5 | CONCLUSÃO

A partir dos resultados, observa-se que: a) nas dosagens minerais ocorreram pequenas transposições dos limites inferior (material cerâmico) e superior (RCD), determinados em norma; e b) os teores de projeto obtidos ficaram acima do mínimo aceitável. Pelo exposto, ressalta-se que o estudo validou os materiais alternativos (resíduos industriais) em substituição ao agregado usual (brita) para futura utilização na confecção de misturas asfálticas regionais.

REFERÊNCIAS

AASHTO T-305. **American Association of State Highway and Transportation Officials T-305: Determination of Draindown Characteristics in Uncompacted Asphalt Mixtures**, 2009.

ABNT NBR 6576:2007. **Materiais asfálticos - Determinação da penetração**. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT NBR 6560:2008. **Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola**. Rio de Janeiro, 2008.

ASTM C127. **Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate**. American Society for Testing and Materials, 2012.

ASTM C136. **Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates**. American Society for Testing and Materials, 2006.

ASTM D2041. **Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density Bituminous Paving Mixtures**. American Society for Testing and Materials, 2011.

ASTM D2726. **Standard Test Method for bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures**. American Society for Testing and Materials, 2014.

ASTM D6925. **Standard Test Method for Preparation and Determination of the Relative Density of Asphalt Mix Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor**. American Society for Testing and Materials, 2015.

CNT. Confederação Nacional de Transportes. **Pesquisa CNT de Rodovias: Relatório Gerencial**. Brasília: CNT, 2015.

DNER-ME 367/97. **Material de enchimento para misturas betuminosas**. Rio de Janeiro, 1997.

DNER-ME 085/94. **Material Finamente Pulverizado: Determinação da Massa Específica Real**. Rio de Janeiro, 1994.

DNER-ME 084/95. **Agregado miúdo: Determinação de Densidade Real**. 1995.

DNER-ME 043/95. **Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall**. 1995.

NAPA. National Asphalt Pavement Association. **Designing and Constructing SMA Mixtures – State of the Practice**. Quality Improvement Series 122. EUA, 2002.

Silva, C. L., da Silva, A. C. L., da Frota, C. A. **Módulo Dinâmico de Compósitos Asfálticos com Agregados Sinterizados de Argila Calcinada**, Cerâmica 60, p. 10-21, 2014.

Valença, Patrícia de Magalhães Aragão. **Desempenho Mecânico de Misturas Asfálticas do Tipo Stone Matrix Asphalt com Uso de Fibras Amazônicas e Agregados de Resíduos de Construção e Demolição**. 2012. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Amazonas, Manaus. 2012.

ESTUDO DA VIABILIDADE TECNOLÓGICA DO EMPREGO DA CAL EM UM SOLO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA PARA FINS DE PAVIMENTAÇÃO

Vitor Reinaldo Bordignon

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, vitorb33@yahoo.com.br

Rogério Francisco Kuster Puppi

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, rfkpuppi@utfpr.edu.br

Ronaldo Luiz dos Santos Izzo

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, izzo@utfpr.edu.br

Amanda Dalla Rosa Johann

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, amandajohann@utfpr.edu.br

RESUMO: A pavimentação constitui um dos mais importantes itens para o desenvolvimento dos centros urbanos. Os pavimentos urbanos, não diferentes dos chamados pavimentos rodoviários, são constituídos por um conjunto de camadas horizontais sobrepostas ao solo, o qual deve suportar as tensões induzidas pelos veículos. Assim, o solo se torna um dos principais materiais utilizados para a execução de uma pavimentação, entretanto, as suas propriedades muitas vezes não cumprem os requisitos necessários à execução dessa infraestrutura. Sendo assim, como reforço para estes solos, tradicionalmente materiais granulares são utilizados para a execução das camadas de sub-base e até mesmo da base do pavimento. Contudo, muitas vezes

essas jazidas estão localizadas a uma grande distância do local da obra, o que acaba inviabilizando a sua utilização. Neste caso, uma alternativa seria a técnica de estabilização de solos, sendo que a mais prática e eficiente é a técnica da estabilização química, que engloba o solo-betume, o solo-cimento e o solo-cal. Além de poder solucionar o problema da distância entre a jazida e a obra, a estabilização de solos também auxilia na preservação das jazidas, diminuindo o impacto ambiental inerente a este tipo de obra. Neste contexto, esta pesquisa tem como objetivo estudar o efeito da adição de diferentes porcentagens de cal na estabilização de um solo da formação Guabirota, coletado na região urbana da cidade de Curitiba, Brasil. Para a realização desta pesquisa as seguintes porcentagens de cal foram utilizadas: 3%, 6%, 8% e 16%. As misturas solo-cal foram definidas através de dois métodos de dosagem, um verificando o comportamento químico das amostras, por meio da evolução dos valores de pH, e o segundo analisando o comportamento mecânico através dos valores de resistência à compressão simples. Para o estudo da viabilidade tecnológica da adição de cal no solo estudado, ensaios de resistência à compressão simples foram realizados nos seguintes tempos de cura: 0, 7, 14, 28 e 56 dias, assim como os ensaios de CBR e Expansão nas energias de compactação do ensaio proctor normal

e intermediário. Após a realização destes ensaios, verificou-se que a estabilização química realizada através da adição da cal, proporcionou um aumento significativo da resistência à compressão simples das amostras do solo estudado. Além disso, a partir das normas vigentes, uma das misturas de solo-cal estudadas nesta pesquisa apresenta comportamento aceitável para utilização como camada de sub-base de pavimentos.

PALAVRAS-CHAVE: solo-cal, resistência à compressão simples, pavimentação.

1 | INTRODUÇÃO

São encontrados em várias regiões do país solos do tipo sedimentar, ou transportados, os quais não possuem características adequadas para a utilização como bases e sub-bases de pavimentos. Neste caso, é necessário a remoção total ou parcial do material existente, instalando no local um material granular compactado em camadas distintas, fornecendo, assim, a resistência adequada descrita em projeto.

A estabilização química de um solo é definida, como sendo a adição de substâncias que melhoram as propriedades do material, empregando-se normalmente a cal ou o cimento. É uma técnica muito interessante pela sua facilidade de aplicação, por sua versatilidade e, principalmente, pelos resultados apresentados em campo, como o aumento na resistência à compressão simples, ao cisalhamento e à impermeabilidade (OLIVEIRA, 2000; CORDEIRO, 2007; MARQUES, 2009; VIZCARRA, 2010).

Pode-se assim definir que a estabilização de solos para pavimentação compreende procedimentos que visam a melhoria e estabilização das propriedades destes como: resistência, deformabilidade e permeabilidade. A estabilidade é um processo no qual confere-se ao solo maior resistência às cargas oriundas dos veículos ou ao desgaste, por meio da correção da granulometria, da plasticidade, ou por meio da adição de materiais ou substâncias que propiciem uma maior coesão proveniente da cimentação ou aglutinação dos grãos do solo.

Partindo destes conceitos, esta pesquisa se propôs a estudar a estabilização de um solo da formação Guabirotuba com a utilização da cal hidratada em pó, determinando as vantagens, benefícios ou restrições observados com a estabilização do solo local, para a execução de obras de base e sub-base para pavimentação urbana no município de Curitiba.

2 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

O solo estudado é denominado de solo da formação Guabirotuba, formação subjacente à grande parte da região de Curitiba, alcançando ainda algumas

regiões metropolitanas da capital Paranaense. Com os resultados através da curva granulométrica, a amostra de solo estudada indica 2% de pedregulho, 42% de areia grossa, 16% de areia média, 19% de areia fina, 9% de silte e 12% de argila. A massa específica real dos grãos é de 26,16 kN/m³, para os limites físicos de consistência do material os valores são de limite de liquidez 45%, plasticidade 39% e o índice de plasticidade em 6%, isso indica um solo pouco plástico ($1 < IP \leq 7$). Portanto, o solo da formação Guabirotuba, de acordo com a classificação HRB (Highway Research Board) e IPR-719 (DNIT, 2006), é classificado como um solo (A2-5), sendo o seu funcionamento como sub-base de excelente a bom.

Acal utilizada na pesquisa é uma cal hidratada dolomítica (CH-III), comercializada pelo nome Itabranca, produzida em Almirante Tamandaré região metropolitana de Curitiba – PR. A água potável utilizada nos ensaios e moldagem dos corpos de prova é proveniente da rede de abastecimento pública local, e para os ensaios específicos de caracterização foi utilizada água destilada quando especificada pela norma.

2.2 Métodos

2.2.1 Curvas de Compactação e Índices de Suporte Califórnia (ISC)

Para se determinar o peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d\text{máx}}$), a umidade ótima do material e de suas respectivas misturas, foram realizados os ensaios de compactação de acordo com a NBR 7182 (ABNT, 1986), para a amostra de solo natural bem como para as misturas de solo com adição da cal hidratada em pó, nas quantidades 0, 3, 6, 8 e 16%. Neste item, foram utilizados dois tipos de energia de compactação: energia do Proctor Normal e Intermediária.

A capacidade de suporte e expansibilidade foi avaliada utilizando o ensaio de CBR, medindo a resistência à penetração da amostra saturada compactada, conforme metodologia proposta pela NBR 9895 (ABNT, 1987). Foram confeccionados e ensaiados dois corpos de prova para cada porcentagem de cal: solo natural, 3, 6, 8 e 16%. Os corpos de prova foram moldados da seguinte forma: um corpo de prova moldado no cilindro de CBR na umidade ótima e no peso específico aparente seco máximo do proctor normal, e um corpo de prova confeccionado em molde de CBR na umidade ótima e no peso específico aparente seco máximo do proctor intermediário.

Imediatamente após a moldagem, os corpos de prova foram imersos em um tanque com água potável, por um período de 96 horas, sendo que a cada 24 horas eram realizadas as medições das expansões, com extensômetro de 0,01 mm de precisão.

2.2.2 Ensaio de pH do Material e das Misturas

O método do pH preconizado por Eades e Grim (1966 *apud* Núñez, 1991) fundamenta-se no pH da mistura solo-cal, sendo que o princípio básico deste

procedimento é adicionar uma quantidade suficiente de cal de modo a assegurar um pH de 12,4 para a ocorrência das reações pozolânicas que proporcionam resistência à mistura. Este método foi desenvolvido para solos de climas temperados.

O método de Thompson (1966 *apud* Núñez, 1991) define que um solo é reativo quando for adicionada cal suficiente para que a sua resistência à compressão simples atinja, pelo menos, 345 kN/m², ou 0,345 MPa, após 28 dias de cura a 22,8 °C, precedidos por uma imersão prévia de 24 horas, em água potável, antes do rompimento do material. Nesta pesquisa, foram utilizados os métodos propostos por Eades e Grim (1966 *apud* Núñez, 1991), e Thompson (1966 *apud* Núñez, 1991), apenas como referência, devido às limitações destes dois métodos para utilização em solos tropicais.

Nesta análise, verificou-se que todas as misturas de solo-cal ensaiadas apresentaram valores elevados de pH, em relação ao solo natural que se fixou em 7,9 elevando-se para 9,5 de pH com 3% de adição da cal, 11,1 de pH acrescentando 6% de cal na mistura, 12,1 de pH com 8% da cal sobre o solo e 12,2 de pH com 16% de cal hidratada no solo. A Figura 1 apresenta um gráfico da evolução das amostras de solo com as respectivas adições da cal hidratada.

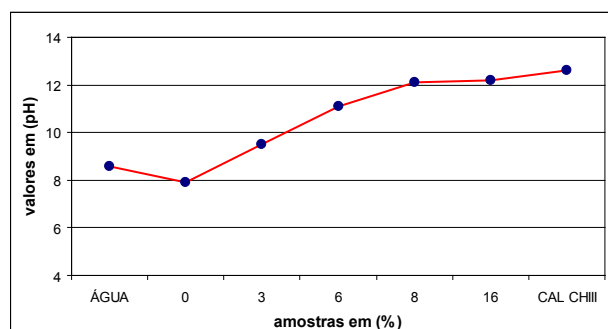


Figura 1. Análise do pH das amostras.

2.2.3 Moldagem e cura das amostras

Para os ensaios de resistência à compressão simples, foram moldados corpos de prova cilíndricos de 50mm de diâmetro e 100mm de altura obedecendo à relação de 2:1. Após a pesagem dos materiais, o solo e a cal foram misturados até os materiais atingirem uma consistência uniforme, sem incorporação de cal e nas percentagens 3, 6, 8 e 16% de cal. Após a uniformidade da mistura a água era então adicionada, continuando o processo de mistura até a perfeita homogeneidade dos materiais.

Com o processo de mistura concluído, o material era então depositado em um molde cilíndrico de aço, compactado em três camadas iguais de modo que cada amostra atingisse o seu peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d \text{ máx}}$) desejado. Foram confeccionadas amostras nas energias de compactação normal

e intermediária, sendo 4 amostras de cada série, porcentagem e período de cura. Além disso, uma pequena quantidade de material de cada série era separado para conferir a sua umidade.

Após o processo de moldagem, a amostra era extraída do molde, seu peso, diâmetro e altura medidos com precisão de cerca de 0,01 g e 0,1 mm. A amostra era então envolvida em um plástico filme, e acondicionada em um saco plástico vedado em sua superfície com um elástico, para evitar variações significativas do teor de umidade. Em seguida as amostras eram colocadas em uma câmara úmida, à temperatura constante de (23 ± 2) °C com umidade relativa do ar acima de 95%, para que todo o material fosse então curado por até 56 dias.

Os corpos de prova para os ensaios de RCS foram moldados nas condições ótimas de compactação, com variação de peso específico de $\pm 0,5\%$ e de teor de umidade de $\pm 0,5\%$, para as duas formas de energia de compactação, normal e intermediária.

Todas as amostras foram consideradas aptas para os ensaios de resistência à compressão simples, considerando os limites de variação de seus pesos, medidas e umidade. O ensaio se procedeu da seguinte forma: no primeiro dia de moldagem de cada série era realizado o ensaio de RCS em 4 amostras, depois aos 7, aos 14 e aos 28 dias. Apenas para as amostras da série de compactação normal o ensaio foi também executado aos 56 dias.

O tempo de cura foi definido a partir da norma de pavimentação ES-141 (DNIT, 2010), ressaltando ainda que as amostras não permaneceram imersas em água pelo período de quatro horas, antes de sua ruptura, como o recomendado pelas NBR 12024 (ABNT, 1990) e NBR 12025 (ABNT, 1990). Se as amostras fossem mergulhadas em água no período relacionado, haveria absorção de água pelas mesmas e com isso parte de sua umidade seria modificada e o ensaio de RCS em relação à umidade ótima perderia sua precisão.

2.2.4 Ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS)

Após a cura em câmara úmida, as amostras não foram submetidas ao tanque com água por 24 horas para saturação, pois se pretende manter os moldes nas condições e características ideais de umidade, não se perdendo assim a umidade ótima com relação ao tempo de cura do material.

Os ensaios de RCS e de CBR foram executados no laboratório de materiais da UTFPR Campus sede Ecoville. Tanto para os ensaios de RCS como para os de CBR utilizou-se a prensa universal, da marca EMIC, modelo DL 30000N, com célula de carga calibrada, velocidade de deformação de 0,20 mm por minuto e capacidade máxima de 300 kN.

3 | RESULTADOS E ANÁLISES

3.1 Ensaios de Compactação e Índices de Suporte Califórnia (CBR)

3.1.1 Curvas de Compactação

Na curva de compactação do solo natural com energia normal a umidade ótima ($\omega_{ót}$) ficou em 26,42% e a massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{d\ máx}$) igual a 15,15 kN/m³, com adição de 3% de cal a ($\omega_{ót}$) foi de 27,02% e a ($\gamma_{d\ máx}$) em 15,10 kN/m³, para 6% de cal a ($\omega_{ót}$) ficou em 27,32% e a ($\gamma_{d\ máx}$) em 14,91 kN/m³, já para a percentagem de 8% de cal hidratada a ($\omega_{ót}$) ficou em 25,62% e a ($\gamma_{d\ máx}$) em 15,09 kN/m³, e para uma adição de 16% de cal na mistura a ($\omega_{ót}$) foi de 26,51% e a ($\gamma_{d\ máx}$) de 14,81 kN/m³.

As curvas de compactação do proctor normal do solo com as misturas nos teores da cal hidratada apresentam uma leve elevação no teor ótimo de umidade, em função do aumento do percentual da cal nas adições de 3% e de 6% em relação ao solo natural, com exceção da adição de 8% em que, neste ensaio a umidade ótima caiu em relação às demais adições. Este fato pode ter sido causado por imprecisões intrínsecas ao ensaio, como por exemplo, alguma alteração no tempo de mistura do material em relação ao tempo de execução da compactação da série. O mesmo fato ocorreu com a massa específica desta porcentagem de cal.

Os valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, na curva de compactação da série do Proctor intermediário do solo natural foi de 25,55% e 15,55 kN/m³, respectivamente, para o solo com adição de 3% de cal hidratada o valor da ($\gamma_{d\ máx}$) é de 15,98 kN/m³, e a ($\omega_{ót}$) de 24,48%, para uma adição de 6% da cal a ($\omega_{ót}$) de 25,27%, e a ($\gamma_{d\ máx}$) é de 15,65 kN/m³, já para 8% de cal na mistura o valor da ($\omega_{ót}$) foi de 24,75%, e a ($\gamma_{d\ máx}$) de 15,78 kN/m³, assim para uma adição de 16% da cal o valor da ($\omega_{ót}$) foi de 24,08%, e a ($\gamma_{d\ máx}$) de 15,61 kN/m³. A Tabela 1 apresenta o resumo dos valores dos ensaios das duas séries de compactação.

| Medidas | Solo + adição para a energia normal de compactação | | | | |
|--|--|-------|-------|-------|-------|
| | 0% | 3% | 6% | 8% | 16% |
| Teor de Cal | 0% | 3% | 6% | 8% | 16% |
| $\omega_{ót}$ (%) | 26,42 | 27,02 | 27,32 | 25,62 | 26,53 |
| $\gamma_{d\ máx}$ (kN/m ³) | 15,15 | 15,10 | 14,91 | 15,09 | 14,81 |

| Medidas | Solo + adição para a energia intermediária de compactação | | | | |
|--|---|-------|-------|-------|-------|
| | 0% | 3% | 6% | 8% | 16% |
| Teor de Cal | 0% | 3% | 6% | 8% | 16% |
| $\omega_{ót}$ (%) | 25,55 | 24,48 | 25,27 | 24,75 | 24,08 |
| $\gamma_{d\ máx}$ (kN/m ³) | 15,54 | 15,98 | 15,63 | 15,78 | 15,61 |

Tabela 1. Relação teor de umidade x peso específico aparente seco.

3.1.2 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Os ensaios de CBR ou Índice de Suporte Califórnia - ISC e Expansão, do solo natural e nos teores 3, 6, 8 e 16% da cal hidratada na mistura em peso seco do material, foram realizados com o intuito de verificar os reais incrementos nos valores da capacidade de suporte ocorridos após a adição da cal ao solo. Foram moldados dois corpos de prova por amostra de material, para assim se obter uma média mais precisa do ensaio, seguindo as recomendações do ME-049 (DNER, 1994) e da NBR 9895 (ABNT, 1987).

Com relação aos valores de expansão, os resultados foram para o solo com 0% de cal igual a 1,66; para 3% o valor ficou em 1,40; para 6% foi de 1,05; já para 8% igual a 0,79 e para uma adição de 16% de cal o valor da expansão foi de 0,35. Observa-se que após a adição da cal, nos teores de 8% e 16% a expansão reduziu significativamente. O resultado obtido com o ensaio de expansão apresentou apenas a amostra com adição de 16% da cal aceita como parâmetro especificado pelo DNIT (2006), para sub-base e base ($\leq 0,5\%$) o que, levando-se em conta apenas este parâmetro, permitiria apenas esta porcentagem de cal para o uso nas camadas especificadas.

Os resultados de CBR para as amostras de solo natural e de solo com as respectivas adições da cal encontram-se resumidos na Tabela 2.

| | 0 % | 3 % | 6 % | 8 % | 16 % |
|---------|------|------|------|-------|-------|
| CBR (%) | 2,32 | 2,57 | 7,56 | 21,07 | 29,80 |

Tabela 2. Resultado dos ensaios de CBR das amostras

Contudo, analisando-se todos os resultados apresentados das amostras de solo com as respectivas adições da cal hidratada, percebe-se que os mesmos não são suficientes ao uso em camadas de base de rodovias, pois não se enquadram nas especificações exigidas pelo IPR-719 (DNIT, 2006). Apenas as adições de 8% e 16% são consideradas aprovadas para a execução de sub-base de pavimentação (mínimo de 20%).

3.2 Resistência à Compressão Simples (RCS)

3.2.1 RCS para a Série do Proctor Normal

Os resultados dos ensaios de RCS realizados com o solo natural, bem como com as misturas pré-estabelecidas em porcentagens da cal hidratada em pó, apresentam-se descritos na Tabela 3.

| Solo-Cal (%) | Ensaio de RCS em (MPa) | | | | |
|--------------|------------------------|--------|---------|---------|---------|
| | 0 dia | 7 dias | 14 dias | 28 dias | 56 dias |
| 0 (%) | 0,140 | 0,135 | 0,163 | 0,158 | 0,158 |
| 3 (%) | 0,153 | 0,168 | 0,185 | 0,208 | 0,223 |
| 6 (%) | 0,163 | 0,440 | 0,525 | 0,570 | 0,573 |
| 8 (%) | 0,223 | 0,870 | 0,988 | 1,060 | 1,145 |
| 16 (%) | 0,218 | 1,130 | 1,613 | 2,370 | 2,858 |

Tabela 3. Resultado dos ensaios de RCS com energia de compactação normal

Em termos de RCS, para a energia de compactação normal, a adição de 16% de cal no solo proporcionou um aumento considerável para os períodos compreendidos entre 14 e 28 dias de cura, com resultados de 1,6 MPa e 2,37 MPa, respectivamente, demonstrando uma elevação 48% maior sobre o período de cura dos 14 dias anteriores. A Figura 2 apresenta graficamente a correlação da evolução da resistência à compressão simples da série proctor normal pelo período de cura das amostras de solo-cal.

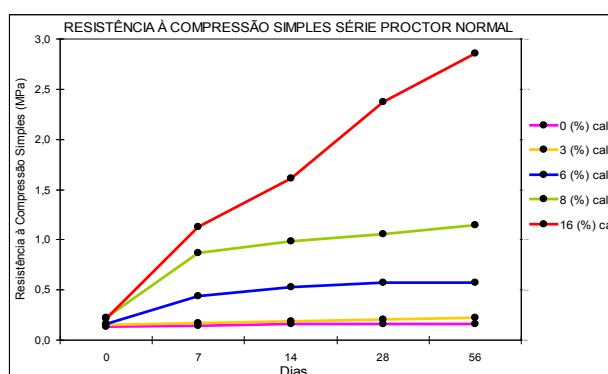


Figura 2. Análise gráfica dos resultados relacionando tempo x resistência.

Com base nos resultados de RCS apresentados na Figura 2, observa-se que as amostras de solo tratadas com cal hidratada em pó, apresentaram de um modo geral ganhos de resistência com o aumento dos períodos de cura. Contudo, verificou-se que a mistura de solo com 3% de adição de cal alcançou apenas 32% a mais no valor da resistência aos 28 dias, em relação ao solo natural com o mesmo período de cura, o que se diferencia das misturas de 6%, 8% e 16% de cal que no mesmo período de cura, obtiveram 261%, 571% e 1.400% a mais de RCS, respectivamente, em relação ao solo com 0% de adição de cal.

3.2.2 RCS para a Série do Proctor Intermediário

A série de ensaios para a obtenção da RCS, realizada com a energia de compactação do proctor intermediário, se encontra resumida na Tabela 4, esta tabela

apresenta o tempo de cura das amostras nos períodos de 0, 7, 14 e 28 dias.

| Solo-Cal (%) | Ensaio de RCS em (MPa) | | | |
|--------------|------------------------|--------|---------|---------|
| | 0 dia | 7 dias | 14 dias | 28 dias |
| 0 (%) | 0,243 | 0,255 | 0,283 | 0,295 |
| 3 (%) | 0,395 | 0,335 | 0,353 | 0,333 |
| 6 (%) | 0,418 | 0,563 | 0,573 | 0,540 |
| 8 (%) | 0,460 | 0,938 | 0,978 | 1,043 |
| 16 (%) | 0,355 | 0,805 | 1,988 | 2,708 |

Tabela 4. Resultado dos ensaios de RCS com energia de compactação intermediária

O maior valor médio de RCS foi de 2,71 MPa, obtidos pela adição de 16% da cal hidratada, isso aos 28 dias de cura. Os maiores valores de RCS do solo sem e com adição da cal, tomando como base o mesmo período de cura, foi de 0,29 MPa, 0,33 MPa, 0,54 MPa e 1,04 MPa, para as porcentagens de 0, 3, 6 e 8% da cal, respectivamente. A Figura 3 apresenta uma análise gráfica relacionando o tempo de cura das amostras com a RCS.

Analisando-se a Figura 3 observa-se que, em geral, a RCS cresce com o aumento do tempo de cura e com o aumento da quantidade de cal, fato semelhante ao observado nos resultados apresentados para a série de proctor normal.

Contudo observa-se na Figura 3 que para a adição de 8% de cal no primeiro dia e aos sete dias de cura, a RCS foi superior ao da adição de 16%, saindo de 0,46 MPa no primeiro dia e alcançando 0,94 MPa aos sete dias de cura, sendo que com 16% de cal os resultados foram de 0,35 MPa e 0,80 MPa, respectivamente para os mesmos prazos. Já nos períodos de cura restantes esta mesma série de corpos de prova apresentou uma inversão deste fato, onde nos resultados de 8% de cal são inferiores aos de 16%.

Além disso, verifica-se que a mistura de solo com 3% de adição da cal alcançou apenas 13% a mais no valor da resistência aos 28 dias, em relação ao solo natural com o mesmo período de cura, o que se diferencia das misturas de 6%, 8% e 16% de cal que no mesmo período de cura, obtiveram 83%, 254% e 818% a mais de RCS, respectivamente, em relação ao solo com 0% de adição de cal.

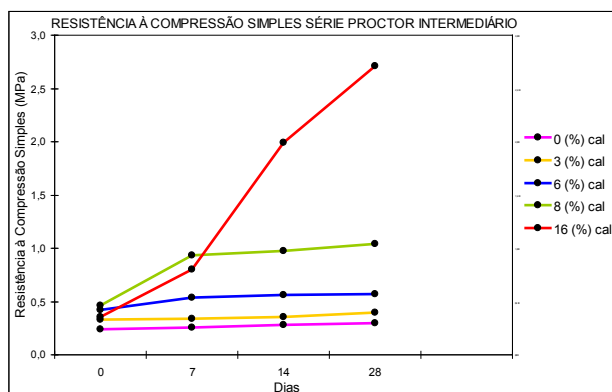


Figura 3. Análise gráfica dos resultados relacionando tempo x resistência.

A eficiência da adição da cal no comportamento mecânico de solos é um fato confirmado por diversos autores. Dalla Rosa (2009), que estudou um solo residual de arenito da formação Botucatu no estado do Rio Grande do Sul estabilizado com cal, relata em sua pesquisa que a RCS da mistura solo-cal aumenta linearmente com o aumento da quantidade de cal. A autora defende ainda que pequenas adições da cal são suficientes para gerar ganhos de resistência, onde em seu estudo, elevando-se a quantidade de cal de 3% a 9% a RCS cresceu em média 55%.

Destaca-se que o DER/PR (2005), específica para o emprego de bases e sub-bases de pavimentações os seguintes limites: quando sua resistência à compressão simples for superior a 1,2 MPa este material poderá ser utilizado como sub-base, a partir de 1,7 MPa este solo pode ser utilizado como base para pavimentação.

Para o DNIT nas especificações IPR-719 (DNIT, 2006) e ES-143 (DNIT, 2010), o solo estabilizado para uso em camadas de bases de pavimentos deve apresentar resistência mínima de compressão de 2,1 MPa, isso aos sete dias de cura do material. Contudo, este tempo de cura está inserido em uma normatização específica federal para uso de fiscalização no aceite de pavimentações de âmbito rodoviário, com uma carga de tráfego entre alta e média, e veículos normalmente com sobrepeso em seus eixos.

Sendo assim, a partir das normas vigentes e dos ensaios de RCS pode-se afirmar que para as duas energias de compactação estudadas se faz necessário uma quantidade de 16% de cal hidratada em pó, com no mínimo 28 dias de cura, para aplicação deste material em camadas de sub-base e de base de pavimentação.

Os autores, pelos resultados obtidos, esperam confirmar com o emprego de energia do proctor modificado, que o uso de teores de 6% a 8% já permitam o emprego do solo para construção de sub-bases de pavimentos.

4 | CONCLUSÕES

Após a apresentação e a análise dos resultados as seguintes conclusões são apresentadas abaixo.

Os estudos realizados com o solo sedimentar da região de Curitiba, misturado à cal hidratada do tipo CH-III em pó, demonstra a importância da estabilização deste solo através da adição da cal hidratada, uma vez a adição deste material melhora a sua trabalhabilidade e as suas propriedades mecânicas e estruturais.

Em relação aos valores obtidos nos ensaios de CBR, as amostras de solo-cal que atingiram o valor mínimo de 20% estabelecido por norma para uso de sub-base foram as com adição de 8 e 16% da cal. Com o solo natural e mesmo com nenhuma das adições da cal hidratada foi possível atingir os valores mínimos de 60% de CBR para compor camadas de base para pavimentação rodoviária. Apenas as amostras com 16% de cal apresentaram valor satisfatório para os ensaios de expansão (menor que 0,5%) para uso como base e sub-base.

Todas as amostras de solo estabilizado pela cal hidratada apresentaram resultados de resistência à compressão simples superiores aos obtidos pelo solo natural, compactado tanto pela energia normal quanto pela energia intermediária. Contudo, segundo as normas vigentes, apenas a mistura de 16% é aceita para fins de pavimentação, tanto para base como para sub-base. As amostras com 16% da cal obtiveram os melhores resultados de resistência, sendo de 2,71 MPa, aos 28 dias de cura, com a energia intermediária, e de 2,37 MPa com a energia normal, no mesmo período.

Sendo assim, os resultados de CBR, expansão e RCS apontam apenas a possibilidade de uso da mistura de 16% de cal como sub-base na pavimentação rodoviária.

Através das análises dos ensaios realizados, pode-se concluir que com apenas pequenas adições da cal hidratada sobre o solo permitem a melhora gradativa de suas propriedades. Em face aos problemas constantes verificados em grande parte da malha rodoviária do país, e na grande quantidade de arruamentos com anti-pó verificados na cidade de Curitiba, vale avaliar esta alternativa, que permite melhorar os materiais existentes no local a fim de estarem propícios para receberem estruturas de pavimentos.

AGRADECIMENTOS

Os autores demonstram agradecimento ao suporte financeiro da CAPES, CNPq, UTFPR, e aos colaboradores do Laboratório de Mecânica dos Solos da UTFPR.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 7182 (1986). Solo - *Ensaio de Compactação*, Rio de Janeiro, RJ, 10 p.

ABNT NBR 9895 (1987). Solo - *Índice de Suporte Califórnia*. Rio de Janeiro, RJ, 14 p.

ABNT NBR 12024 (1990). Solo-Cimento - *Moldagem e Cura de Corpos de Prova Cilíndricos*, Rio de

Janeiro, RJ, 8 p.

ABNT NBR 12025 (1990). *Solo-Cimento - Ensaio de Compressão Simples de Corpos de Prova Cilíndricos*, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.

Cordeiro, J.F.S. (2007). *Estabilização Química e Solidificação do Resíduo Oleoso Gerado nas Atividades de E & P de Petróleo, com Solo para o Uso em Camadas de Bases e/ou Sub-Bases de Pavimentos Rodoviários*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - UFCG - Universidade Federal de Campina Grande, PB, 136 p.

Dalla Rosa, A. (2009). *Estudo dos Parâmetros-chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal*, Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 198 p.

DER/PR - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná. (2005). *Pavimentação: Solo-Cal-Cimento*. Especificações de Serviços Rodoviários. DER/PR ES-P14/05. Curitiba, PR, 14 p.

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Ministério dos Transportes. (1994). *Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras não Trabalhadas*. DNER-ME 049, 14 p.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. (2010). *Pavimentos Flexíveis*. Base Estabilizada Granulométricamente. Especificação de Serviço. – Norma DNIT 141-ES - Revisão da Norma DNER-ES 303/97. Rio de Janeiro, RJ, 9 p.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. (2006). *Manual de Pavimentação*. 3 ed. Publ. IPR-719. Rio de Janeiro, RJ, 274 p.

Marques, G.L.O. (2009). *Estabilização dos Solos para Fins de Pavimentação*. Notas de Aula, Capítulo 4. UFJF – Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia, Juiz de Fora, MG, 204 p.

Núñez, W.P. (1991). *Estabilização Físico-Química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação*, Dissertação de Mestrado (Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil) Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

Oliveira, J.C. (2000). *Caracterização Geotécnica de Materiais Inconsolidados Arenosos do Distrito Federal Utilizados como Material de Construção*. Dissertação de Mestrado, Unb - Universidade de Brasília, DF.

Vizcarra, G.O.C. (2010). *Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano para Base de Pavimentos*. M.Sc. Civil Engineering Department of Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, PUC-Rio, RJ, Brazil.

MELHORAMENTO DE SOLO COM ADIÇÃO DE RESÍDUO PROCEDENTE DO CEPILHAMENTO RE PAVIMENTOS CCP

Daniel da Silva Gomes

Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul
Porto Alegre, Rio Grande do Sul

RESUMO: O presente trabalho busca analisar a alternância do comportamento do solo, utilizando a adição do resíduo de microfresagem (ou cepilhamento) em pavimento de Concreto de Cimento Portland (CCP). O local investigado situa-se na região metropolitana de Porto Alegre/RS. O trecho rodoviário de interesse está situado em solos potencialmente de baixa competência geotécnica. Para o presente estudo, foram utilizadas duas coletas de solo, procedentes de depósitos sedimentares no município de Gravataí/RS (amostra 01 e 02). Os materiais coletados foram submetidos a ensaios de caracterização, e Índice de Suporte Califórnia (ISC). Após a execução destes ensaios, foi determinado o índice de plasticidade (IP) de cada mistura comparando-o com o IP do solo natural. Notou-se que para a amostra 01, houve efetiva redução da plasticidade nas dosagens de 2,5% a 7,5%. Enquanto na amostra 02, a efetiva redução da plasticidade ocorreu com dosagens de 7,5% a 12,5%. A variação do índice de compressibilidade de cada coleta cresceu proporcional a dosagem adicionada de resíduo cepilhado. Para a

amostra 01 ocorreu estabilização na redução do IP a partir da adição 7,5% de material cepilhado e na amostra 02 com 12,5%, assim, foram realizados ensaios de ISC nestas duas condições, sendo comparados com o ISC do solo natural. Verificou-se que o solo da amostra 01 obteve um ganho de aproximadamente 9% ao valor do ISC, enquanto a amostra 02 o ganho foi de 36%. Ocorre também aumento de massa específica do solo. Com a adição, notou-se melhorias importantes, tornando os solos amostrados passíveis de serem qualificados como material de subleito ou mesmo de sub-base.

PALAVRAS-CHAVE: CCP, Cepilhamento, Estabilização, Resíduo, Solo

SOIL IMPROVEMENT WITH ADDED WASTE ADDED FROM GRINDING CCP PAVEMENTS

ABSTRACT: The present work aims to analyze the alternation of soil behavior, using the addition of microfrage residue (or grinding) in Portland Cement Concrete (CCP) pavement. The investigated site is located in the metropolitan region of Porto Alegre / RS. The road section of interest is located on potentially low geotechnical soils. For the present study, two soil collections from sedimentary deposits were used in Gravataí / RS (sample 01 and 02). The collected

materials were subjected to characterization tests, and California Support Index (ISC). After performing these tests, the plasticity index (PI) of each mixture was determined by comparing it with the IP of the natural soil. It was noted that for sample 01, there was an effective reduction of plasticity in the dosages from 2.5% to 7.5%. While in sample 02, the effective reduction of plasticity occurred with dosages from 7.5% to 12.5%. The variation in the compressibility index of each collection increased proportionally to the added dosage of waste collected. For the sample 01 there was stabilization in the reduction of the IP from the 7.5% addition of scraped material and in the sample 02 with 12.5%, thus, ISC tests were performed under these two conditions, being compared with the ISC of the natural soil. It was verified that the soil of sample 01 obtained a gain of approximately 9% to the value of the SSI, while the sample 02 gained 36%. There is also an increase in specific soil mass. With the addition, significant improvements were noted, making the sampled soils eligible for subgrade or even sub-base material.

KEYWORDS: CCP, Grinding, Stabilization, Residue, Soil

1 | INTRODUÇÃO

A expansão populacional na região metropolitana de Porto Alegre/RS gerou aumento do tráfego de curta distância na rodovia BR-290/RS, uma vez que o modal rodoviário é frequentemente utilizado devido sua facilidade de transporte e flexibilidade da capacidade de tráfego. Observa-se uma intensificação do tráfego nos trechos que abrangem os acessos às cidades vizinhas e a capital gaúcha em períodos referente aos horários de pico.

Deste modo, constantemente busca-se opções para proporcionar melhoria na distribuição deste tráfego com a tentativa de criar rotas alternativas. Cita-se neste trabalho como de fundamental importância à elaboração de um estudo de viabilidade para a construção de vias marginais tangenciando a BR-290/RS, no trecho entre a capital e o município de Gravataí.

Os locais de implantação destas vias de acesso, situa-se na região de inundação do delta do Guaíba e de seus rios contribuintes, alternando depósitos sedimentares clásticos variegados. Para utilização como aterro dos solos desta região, deve-se praticar técnicas de estabilização através da adição de cimento, cal, brita, ou o uso de reciclagens, uma vez que estes solos são mecanicamente incompetentes no seu uso direto.

O presente trabalho, introduz uma possibilidade de reciclagem específica do material cepilhado de Pavimento de Concreto de Cimento Portland (CCP), já que pelo menos 17 km da rodovia BR-290 (trecho Osório – Porto Alegre) foi construída pelo método *whitetopping*, havendo, portanto, uma estimativa de 3.600m³ de material se houvesse a utilização da tecnologia de cepilhamento para uma camada em todo o trecho de CCP.

Destaca-se no presente texto a utilização do termo cepilhamento que é tratado

como sinônimo de microfresagem. Ambos, representam uma técnica de restauração de pavimentos de Concreto através da remoção de uma fina camada superficial, que se torna um resíduo.

Dentro deste contexto, foram estudadas algumas dosagens de material cepilhado para que ocorresse a melhoria na estabilidade e resistência dos solos anteriormente citados, visando também ganho sustentável, através da reciclagem direta de resíduos produzidos a partir dos serviços de manutenção e melhoria nos parâmetros relacionados à irregularidade e aderência do pavimento.

O objetivo principal do presente estudo, portanto, visa verificar a redução do índice de plasticidade e o ganho de capacidade de suporte dos solos localizados próximos ao arroio Demétrio da BR-290/RS, através da adição em dosagens controladas do material cepilhado de CCP de trechos da própria rodovia.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Localização

As coletas de solo foram realizadas junto a planície de inundação do arroio Demétrio, localizado no município de Gravataí/RS, conforme figura 1, destacando dois pontos de coleta (amostra 01 e amostra 02). Nestes locais o nível freático encontra-se praticamente junto a superfície e dependendo do período pluviométrico, tornam-se regiões alagadiças.



Figura 1. Localização dos solos amostrados.

A região da coleta compreende por areias finas a médias, assim como depósitos

siltico-argissolos e intercalações de argilas plásticas. Detendo de uma zona de acumulação de planície lagunar, englobando depósitos aluvionares. A pedologia da região caracteriza por Planossolo Háplico (solo mal drenado encontrado em áreas de várzea). O relevo local é praticamente plano e a cota é próxima ao nível do mar, o que pode apresentar áreas alagadiças em períodos de chuva intensa ou cheias de corpos hídricos.

A escolha da localização das amostras de solo foi fundamentada por ensaios SPT solicitados pela concessionária Triunfo Concepa. Estes foram realizados para reconhecimento do solo no qual abrange o estudo de viabilidade das ruas marginais na Freeway, no município de Gravataí/RS.

O material a ser adicionado nos solos coletados consiste no resíduo gerado pelo cepilhamento realizado no pavimento CCP da rodovia BR-290/RS.

2.2 Solos Amostrados

As amostras de solo desta pesquisa foram coletadas as margens da BR-290/RS sentido litoral capital. A amostra 01 foi coletada a partir da profundidade de 1,80m, próxima ao km 72+500 da rodovia. De acordo com a sondagem SPT realizada, a camada coletada foi classificada como argila siltosa, pouco arenosa de cor variada. Apresenta-se na figura 2 uma porção deste material amostrado determinado como amostra 01.



Figura 2. Amostragem de solo (Coleta da amostra 01).

Outra coleta denominada de amostra 02, foi obtida a partir de 1,20m de profundidade, próxima ao km 72+600 da rodovia. O solo nesta ocasião, foi classificado como argila siltosa, pouco arenosa e de cor cinza, conforme boletim SPT. Na figura 3, pode ser visualizado uma porção do material coletado referente a coleta 02.



Figura 3. Amostragem de solo (Coleta da amostra 02)

Ambas coletas foram armazenadas em recipientes plásticos e lacrados, com objetivo de conservar a umidade in-loco.

2.3 Material Cepilhado

A técnica de cepilhamento decorre da microfresagem do pavimento CCP. Com o objetivo de eliminar as irregularidades e melhorar a aderência do pavimento.

Após o processo de microfresagem do pavimento CCP, o resíduo foi depositado em bacias de sedimentação, construída em sua base com manta geotêxtil filtrante. O procedimento de coleta da amostra foi realizado após sedimentação do material deixando-o relativamente seco. A figura 4 mostra a textura do material cepilhado do CCP.



Figura 4. Bacia de sedimentação do resíduo (A) e Amostragem de solo – Resíduo (B)

2.4 Ensaios Realizados

A caracterização dos materiais utilizados nesta pesquisa foi realizada por ensaios laboratoriais. Os métodos aplicados são discriminados abaixo:

- Teor de umidade do solo (amostras de solo e resíduo);
- Peso específico real dos grãos (amostras do solo e resíduo);

- Análise Granulométrica (amostras de solo e resíduo);
- Limite de Atterberg (amostras de solo e resíduo, e nas misturas de solos com 2,5% a 15% de resíduo);
- Compactação e Índice de Suporte Califórnia (amostra 01 de solo e 7,5% de resíduo, amostra 02 de solo e 12,5% de resíduo).

O material coletado foi submetido a processos de secagem ao ar, com o objetivo de atingir umidade higroscópica a fim de dar segmento aos demais ensaios de caracterização. A preparação do material para que fossem desenvolvidos os ensaios, seguiu principalmente as instruções fornecidas pela norma ABNT NBR 6457/1986.

O peso específico real dos grãos foi determinado a partir do método do picnômetro, conforme a norma ABNT NBR 6508/1984. A partir do resultado deste ensaio foi possível realizar os demais índices obtidos nesta pesquisa.

Para a determinação da dimensão dos grãos pertencentes as amostras desta pesquisa, foi empregada a análise granulométrica na forma de peneiramento e sedimentação conforme a norma ABNT NBR 7181/1984.

O índice de plasticidade, parâmetro de referência nesta pesquisa, representa a diferença entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP). Fisicamente representa a faixa de volume de água que se pode adicionar ao solo de modo que se mantenha na condição plástica. Segundo Caputo (1987), quanto maior for o índice de plasticidade maior é a tendência do solo a ser compressível.

O método realizado para a determinação do LL desta pesquisa seguiu as especificações da norma ABNT NBR 6459/1984. Para a determinação do LP utilizou-se as orientações indicadas pela norma ABNT NBR 7180/1984.

Antecedendo a determinação do índice de suporte califórnia (ISC) foi realizado o ensaio de compactação, utilizando energia de proctor normal, seguindo as orientações da ABNT NBR 7182/1986. Enquanto o ISC foi determinado pelas normas DNER M47/64 e ME 129/94.

3 | ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Ensaios de Caracterização

Após a realização da coleta, foram realizadas em laboratório o ensaio de peso específico real dos grãos, conforme apresentado na tabela 1.

| Coletas | Umidade Natural | Peso específico real dos grãos |
|------------|-----------------|--------------------------------|
| Amostra 01 | 17,6% | 26,6 kN/m ³ |
| Amostra 02 | 41,4% | 26,8 kN/m ³ |
| Resíduo | 5,9% | 26,2 kN/m ³ |

Tabela 1. Dados de umidade natural e peso específico real dos grãos dos materiais

Analisando os resultados obtidos pela granulometria da amostra 01, observa-se pouca quantidade de finos, prejudicando a uniformidade granulométrica desta amostra.

Conforme a classificação granulométrica, nota-se a predominância da fração arenosa, com 73,72%. As demais frações representam: 16,24% de argila, 5,71% de silte e 4,32% de pedregulhos. Desta forma, admite-se que 21,95% desta amostra é constituída por material fino.

Utilizando a classificação HRB-AASHTO, adotado pelo DNER (1996), este material é classificado como A-2-4, para o qual, o comportamento para emprego em subleito é excelente.

Na amostra 02, assim como a amostra 01, também houve predominância de material arenoso, porém percebe-se maior percentual de argila. As percentagens obtidas foram: 33,94% de argila, 10,16% de silte, 53,01% de areia e 2,89% de pedregulhos.

Aplicando a classificação HRB-AASHTO, este solo pertence ao grupo A-7, no qual classifica como solo argiloso. A potencialidade de uso deste material como subleito é definido por ser fraco a pobre, de acordo com esta classificação.

Quanto a granulometria do material cepilhado, as percentagens das frações granulométricas encontradas foram: 10,13% de silte, 83% de areia, e 6,87% de pedregulho. Nota-se que tal material está isento de argilas e sua fração granulométrica é composta predominantemente por grãos de silte a areias finas.

Conforme descrito acima, na figura 5 está apresentado a curva granulométrica representativa do resíduo do material cepilhado e das duas amostras coletadas.

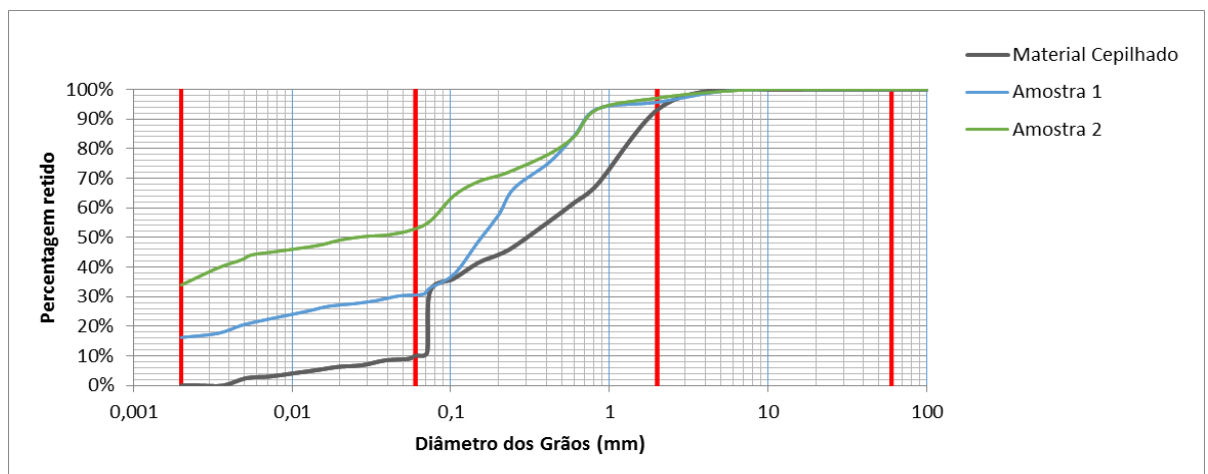


Figura 5. Amostragem de solo (Coleta da amostra 02)

Os parâmetros de LL e limite LP foram obtidos primeiramente utilizando o solo natural. Os demais resultados foram obtidos após a adição controladas de 2,5%, 5,0%, 7,5%, 10%, 12,5% e 15% do material cepilhado no solo natural da amostra 01 e 02. Estes percentuais foram aplicados em relação ao peso de solo seco.

Na tabela 02 está apresentado a influência do percentual de resíduo quando misturado no solo amostrado 01. Embora o solo natural apresente índice de plasticidade (IP) baixo, nota-se uma redução expressiva em relação ao seu valor absoluto.

| Adição do Resíduo | LL (%) | LP (%) | IP (%) |
|-------------------|--------|--------|--------|
| Solo Natural | 31,38 | 27,06 | 4,32 |
| 2,50% | 30,66 | 27,58 | 3,08 |
| 5,00% | 29,25 | 27,85 | 1,40 |
| 7,50% | 29,18 | 28,07 | 1,11 |
| 10,00% | 29,14 | 28,11 | 1,03 |
| 12,50% | 29,07 | 28,38 | 0,69 |
| 15,00% | 29,08 | 28,53 | 0,55 |

Tabela 2. Resultados dos limites de Atterberg com a adição do material cepilhado na amostra 01.

Nos resultados demonstrados na tabela 2, observa-se o baixo IP da amostra natural, reflexo da baixa quantidade de argila presente no material coletado. Sendo assim, a melhoria do solo com a adição, encontra-se em uma percentagem de 5% de material cepilhado em massa, passando de $IP=4,3\%$ para $IP\approx 1,2\%$ (representando uma redução de apenas 3%). A partir de 7% de adição, o IP continua reduzindo, no entanto, com menor eficiência.

Como o solo da coleta 02 possui uma quantidade maior de material argiloso, pode ser verificada maior eficiência já que este solo na sua condição natural possui $IP=27,86\%$. Para o solo da coleta 2, portanto, a tabela 03 mostra os resultados da plasticidade do solo por meio da adição do microfresado.

| Adição do Resíduo | LL (%) | LP (%) | IP (%) |
|-------------------|--------|--------|--------|
| Solo Natural | 52,17 | 24,31 | 27,86 |
| 2,50% | 50,70 | 24,62 | 26,08 |
| 5,00% | 50,22 | 24,42 | 25,80 |
| 7,50% | 48,22 | 25,62 | 22,60 |
| 10,00% | 44,56 | 26,09 | 18,47 |
| 12,50% | 40,46 | 27,33 | 13,13 |
| 15,00% | 39,95 | 27,74 | 12,21 |

Tabela 3. Resultados dos limites de Atterberg com a adição do material cepilhado na amostra 02

Através destes resultados foi observado que a redução da plasticidade foi expressiva na faixa dos 7,5% aos 12,5% de adição do material cepilhado. Nota-se, com esta composição, uma queda de 25,80% para 13,13% do IP (representando

uma redução superior a 12%).

3.2 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Com base nos ensaios de caracterização e especialmente com referência na redução do IP com a adição de material cepilhado, foram escolhidas as misturas que estabilizaram os solos coletados para serem submetidos ao ensaio de ISC.

Neste contexto, a amostra 01 obteve estabilização do IP a partir da adição de 7,5% de material cepilhado e na amostra 02 com 12,5%. Nestas condições foram realizados os ensaios ISC, sendo comparados com os resultados obtidos do solo natural.

Para a moldagem dos corpos de prova foi utilizada a energia normal de Proctor com execução de 5 pontos de umidade.

Na figura 6 apresenta-se as curvas resultantes para a determinação do teor de umidade ótima e a densidade máxima dos ensaios realizados.

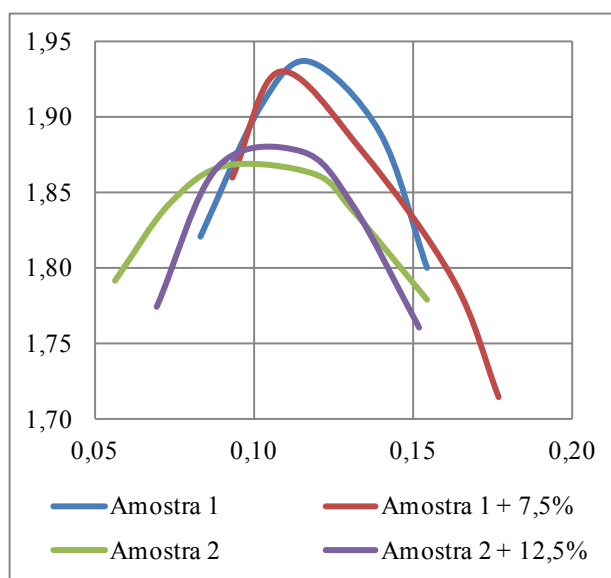


Figura 6. Resultados de Densidade x Umidade

Com os dados obtidos no ensaio de compactação, obteve-se o ISC. A umidade de compactação do material seguiu as apresentadas na tabela 4.

| Material | Teor de Umidade |
|--------------------------------|-----------------|
| Amostra 01 (Solo Natural) | 10,88% |
| Amostra 01 (+ 7,5% de Resíduo) | 10,28% |
| Amostra 02 (Solo Natural) | 11,75% |
| Amostra 02 (+12,5% de Resíduo) | 11,77% |

Tabela 4. Umidade ótima em Proctor Normal utilizadas para a determinação de ISC.

Na amostra 01 a adição do resíduo oriundo do cepilhamento proporcionou

aumento do ISC de 19,23% para 21,14%. O que representa em um ganho de 9% no valor do ISC, relacionado com a adição de 7,5% de material cepilhado.

Comparando o ganho obtido nos resultados do ensaio de ISC desta pesquisa, com o valor necessários para o uso como sub-base estabilizada por granulometria, segundo as normas do DNER, nota-se que a mistura da amostra 01 com 7,5% de material cepilhado atende a normativa mínima de 20% em relação do valor do ISC.

Já a mistura realizada para a amostra 02, o ganho no valor do ISC foi de 11,54% para 15,73%. Representado 36% de aumento de ISC com a mistura de 12,5% de material cepilhado no solo natural. Nesta condição, o solo melhorado não pode ser utilizado como sub-base, mas houve melhoria expressiva na possibilidade de uso como material de aterro ou reforço de subleito.

4 | CORRELAÇÕES

Com o objetivo de explanar a análise do melhoramento dos solos desta pesquisa, foram determinadas correlações quanto aos resultados obtidos nos ensaios de caracterização.

Na amostra 01, verificou-se que até 5% de adição do material cepilhado houve redução tanto no LL quanto no IP, com mesma proporcionalidade. O mesmo pode ser visto na amostra 02, no qual o intervalo de 7,5% a 12,5% ocorre a proporcionalidade na redução.

De acordo com Terzaghi e Peck (1967), pode-se correlacionar o LL com o índice de compressibilidade (IC) que é associado com a potencialidade do solo de obter recalque. Averigua-se que o recalque do solo está relacionado proporcionalmente com a adição do microfresado, visto que este material preenche os vazios destes solos, conforme apresentado na figura 7.

Segundo Skempton (1984), pode-se correlacionar o IP com o volume de argila ativa no material amostrado. Classificando o solo amostrado com este método, define-se que o material que possui menor IP (amostra 01) atingiu índice de atividade coloidal igual a 0,27, classificado, portanto, como argila inativa. No entanto para a amostra 02, a qual obteve um índice de plasticidade maior, a atividade coloidal atingiu o valor de 0,82, sendo tendo, portanto, quantidade de argila normal, segundo o autor. Estes parâmetros elucidam a diferença na redução da plasticidade obtida pela adição do material microfresado nas amostras ensaiadas.

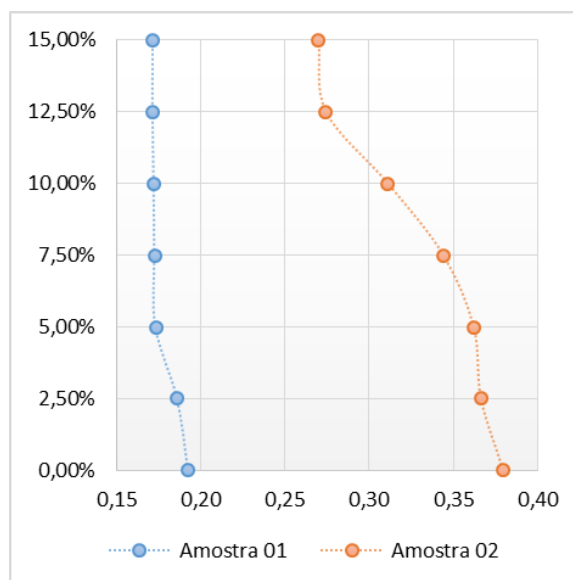


Figura 7. Evolução do IC na amostra 01 e amostra 02.

Outra correlação destacada neste contexto refere-se ao coeficiente de adensamento dos solos. Carrier (1985), correlaciona índices físicos com coeficiente de adensamento que o solo poderá obter. Esta correlação foi aplicada nos resultados obtidos desta pesquisa, resultando que na amostra 01 o material coletado possui classificação de material adensado. Já na amostra 02, apesar do coeficiente de adensamento ser igual a 0,02, este material, possibilita a ocorrência de pequenos recalques durante os anos.

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou os ensaios realizados para que fosse possível analisar a estabilidade de solos amostrados, laterais a rodovia BR-290/RS, quando adicionado o resíduo oriundo do cepilhamento do pavimento CCP desta mesma rodovia.

Com o acréscimo de dosagens entre 2,5% e 12,5% do resíduo, tanto na amostra 01 quanto na amostra 02, observou-se uma redução no IP. Esta redução obtida está relacionada com a quantidade de argila do material amostrado.

Na amostra 01 obteve-se estabilização do IP com a adição de 7,5% de material cepilhado, enquanto na amostra 02 foi de 12,5%.

Os ganhos obtidos nas correlações realizadas, indicam que há melhorias no comportamento mecânico com as misturas. Os ensaios mecânicos confirmaram estes dados, apresentando que na amostra 01, obteve um ganho de 9%, enquanto na amostra 02, o ganho foi de 36% no valor do ISC quando ensaiado na condição de estabilização do IP.

A amostra 01 apresenta condições de ser empregada como sub-base de acordo com a especificação de serviços rodoviários DNIT 139/2010 – ES, expondo ISC

mínimo igual a 20%. Já a amostra 02 não atende este quesito, mas nota-se melhoria expressiva e potencialidade de uso como material de aterro ou subleito estabilizado.

Com base na especificação de serviços rodoviários do DNIT 140/2010 – ES, no qual define que para possuir condições de ser utilizado como sub-base, o solo deverá apresentar índice de plasticidade máxima de 18% e limite de liquidez máximo de 40%. Comparando estes dados normativos com a amostra 01 desta pesquisa, observa-se que os resultados obtidos já estão respeitando os parâmetros estabelecidos na condição natural do solo. Enquanto a amostra 02, atende esta norma somente quando foi adicionado 15% de material cepilhado.

A potencialidade do aproveitamento do material cepilhado é efetiva não somente por conta da melhoria de parâmetros mecânicos dos materiais naturais, mas também como redução de impactos ambientais tendo em vista a reciclagem do material, que alcançou determinado limite de serviço.

REFERENCIAS

ABNT NBR 6457. (1986). **Amostras de Solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro. 9 p.

ABNT NBR 6459. (1984). **Solo: Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro. 6 p.

ABNT NBR 6508. (1984). **Grãos de solos que passam pela peneira de 4,8mm**. Rio de Janeiro. 8 p.

ABNT NBR 7180. (1984). **Solo: Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro. 3 p.

ABNT NBR 7181. (1984). **Solo: Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro. 13 p.

ABNT NBR 7182. (1986). **Solo: Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro. 10 p.

ABNT NBR 9895. (1987). **Solo: Índice de Suporte Califórnia**. Rio de Janeiro. 14 p.

Caputo, H.P. (1987). **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed. Rio de Janeiro. 219 p.

Skempton, A.W. (1984). **Selected papers on soil mechanics**. London. p. 65-70.

Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). **Soil mechanics in engineering practice**. New York. 729 p.

USO DE DRENOS FIBROQUÍMICOS E COLUNAS DE BRITA PARA TRATAMENTO DE SOLOS MOLES NA BAIXADA DE JACAREPAGUÁ - RJ

Fernanda Valinho Ignacio

UERJ – Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro – Rio de Janeiro

Bruno Vieira de Jesus

UERJ – Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro – Rio de Janeiro

Juliano de Lima

CEFET/RJ – Centro Federal de Educação
Tecnológica Celso Suckow da Fonseca
Rio de Janeiro – Rio de Janeiro

RESUMO: Localizada na Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, a Baixada de Jacarepaguá possui, ao longo de toda sua extensão, espessos depósitos de argilas muito moles e orgânicas. Estes depósitos apresentam propriedades geotécnicas desfavoráveis à construção civil e quando solicitados, podem apresentar problemas de recalque e estabilidade. Para contornar tais impasses, existem diversas técnicas de tratamento de solo disponíveis. Dentre essas técnicas, o uso de drenos fibroquímicos e colunas de brita vêm se mostrando cada vez mais eficazes, principalmente se associadas a inclusão de sobrecargas temporárias. O presente trabalho tem como objetivo apresentar o uso dessas soluções em um trecho do sistema viário do Centro Metropolitano do Rio de Janeiro, área inserida na Baixada de Jacarepaguá.

A metodologia adotada utilizou a Teoria de Adensamento de Terzaghi que incorpora conceitos consagrados da Mecânica dos Solos e considera os diferentes coeficientes de permeabilidade dos materiais envolvidos. No caso da solução em Drenos Fibroquímicos, a altura máxima considerada de solos moles foi de 5 m, o recalque por adensamento primário estimado foi de 65,0 cm e o fator de segurança encontrado foi de 1,49. Nesta mesma ordem, os valores encontrados para a solução em Coluna de Brita foram, respectivamente, de 8 m, 92,0 cm e 1,52.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles. Aterro. Recalque. Colunas de Brita. Drenos Fibroquímicos.

ABSTRACT: Located in the West Zone of the city of Rio de Janeiro, the Baixada de Jacarepaguá has, along its entire extension, thick deposits of very soft and organic clays. These deposits presents unfavorable geotechnical properties to civil construction, and when requested, may present problems of settlements and stability. To overcome these impasses, there are several soil treatment techniques available. Among these techniques, the use of fibro-chemical drains and stone columns have been shown to be increasingly effective, especially if they are associated with the inclusion of temporary overloads. The present work aims to present the

use of these solutions in a section of the road system of the Centro Metropolitano of Rio de Janeiro, an area located in the Baixada de Jacarepaguá. The methodology adopted used Terzaghi's Theory of Consolidation that incorporates concepts of Soil Mechanics and considers the different permeability coefficients of the materials involved. In the case of the Fibrochemical Drains solution, the maximum height considered for soft soils was 5 m, the estimated primary consolidation was 65,0 cm and the safety factor found was 1,49. In the same order, the values found for the solution in Stone Columns were, respectively, 8 m, 92,0 cm and 1,52.

KEYWORDS: Soft Soils. Embankment. Settlements. Stone Columns. Fibro-Chemical Drains.

1 | INTRODUÇÃO

As megacidades possuem um ritmo de crescimento urbano acelerado e com isso, torna-se cada vez mais comum a construção em locais com características complexas do ponto de vista geotécnico, como regiões que apresentam depósitos de solos moles. No Rio de Janeiro, os solos moles podem ser encontrados principalmente na região da Baixada de Jacarepaguá, localizada na Zona Oeste da Cidade, onde há ocorrência de espessas camadas desta natureza.

Esses tipos de depósitos apresentam baixa permeabilidade, baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, e quando solicitados, apresentam problemas de recalque e estabilidade que precisam ser contornados, muitas vezes em prazos reduzidos. Para tal, a engenharia conta com inúmeras técnicas de tratamento de solos que podem ser utilizadas individualmente ou associadas, visando o máximo de aproveitamento de cada uma.

A técnica de sobrecarga temporária em conjunto com as técnicas de drenos fibroquímicos e/ou colunas de brita proporcionam reduções significativas nas magnitudes dos recalques esperados, além de agilizar o processo de adensamento. Para comprovar a eficiência dessas tecnologias, o presente trabalho apresenta o uso de drenos fibroquímicos e colunas de brita com sobrecarga temporária em trechos selecionados da malha viária do Centro Metropolitano do Rio de Janeiro, área de aproximadamente 5 km² e em intenso desenvolvimento, situada no bairro de Jacarepaguá.

2 | JUSTIFICATIVA E METODOLOGIA

Regiões com solos argilosos moles são recorrentes ao longo da costa brasileira. Além disso, regiões com solos que possuam boa capacidade de suporte estão cada vez mais escassas, principalmente em áreas de grande ocupação urbana como a cidade do Rio de Janeiro.

Neste contexto, o presente trabalho se mostra como uma ferramenta de difusão

das técnicas de drenos fibroquímicos e colunas de brita associados a sobrecargas temporárias em áreas que são identificadas espessas camadas de solos moles, inviabilizando a simples implantação das construções devido à elevada magnitude dos recalques gerados pelas cargas impostas. Ademais, se apresenta como fonte de consulta para futuros estudos que possam ser realizados próximos da região apresentada, visto que a região da Baixada de Jacarepaguá é uma área em franco desenvolvimento imobiliário e apresenta um padrão de presença de camadas espessas de solos moles ao longo de toda sua extensão.

O estudo de caso abordado foi cedido aos autores pela Fundação Instituto de Geotécnica - Geo-Rio e pela Geoconsult, órgão fiscalizador e empresa projetista das soluções de geotecnia, respectivamente. Para a obtenção dos resultados, utilizou-se a Teoria de Adensamento proposta por Terzaghi (1925) que considera os diferentes coeficientes de permeabilidade dos materiais envolvidos.

3 | REFERENCIAL TEÓRICO

Sobrecarga temporária

A sobrecarga temporária é a técnica mais convencional no que se refere à execução de aterros sobre solos moles. A aplicação de sobrecarga temporária com aterro tem como objetivo expulsar a água do solo, iniciando o processo de adensamento mais rapidamente. Com a expulsão da água, as partículas do solo se rearranjam, diminuindo os vazios e garantindo maior resistência ao solo com o tempo, até que este fique estável (PERBONI, 2003).

Depois de alcançado os recalques estimados para o aterro, a sobrecarga temporária é retirada e o material pode ser utilizado em outro local. Apesar de ser uma obra menos onerosa e de simples execução, o prazo para estabilização dos recalques é muito elevado por conta da baixa permeabilidade dos solos moles. Para ser empregada, é necessário também obter um volume considerável de solo para ser utilizado como sobrecarga, além de locais de retirada e despejo do material. Este método vem sendo muito utilizado concomitante a outras técnicas, como por exemplo, drenos verticais, colunas de brita e entre outros (ALMEIDA, 2014; LIMA, 2007).

Drenos fibroquímicos

A utilização de drenos fibroquímicos (ou geodrenos) tem como objetivo a aceleração dos recalques, pois induz o aumento da velocidade de adensamento, encurtando o percurso de percolação da água, uma vez que a distância entre os drenos passa a ser inferior ao comprimento de drenagem vertical (BEDESCHI, 2004).

Os drenos fibroquímicos possuem elevada resistência mecânica, garantindo sua integridade durante a instalação e operação, pois suportam os esforços oriundos das deformações, além de evitar o carreamento dos finos.

Após a instalação dos geodrenos (Figura 1), ocorre uma mudança na predominância da direção do fluxo da água no interior da massa de solo, passando de vertical para horizontal (direção radial).

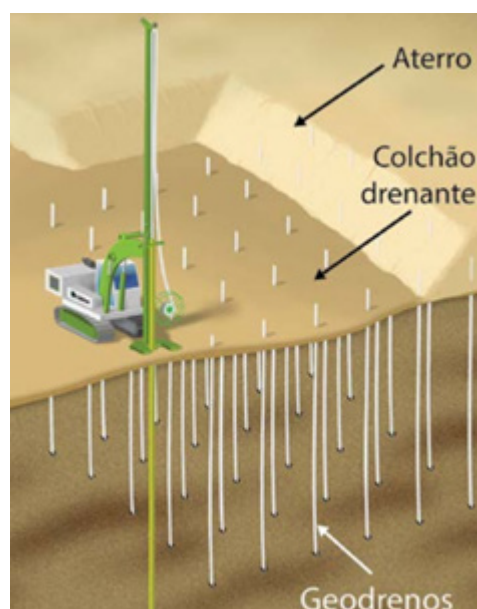


Figura 1 - Inclusão de Geodrenos no subsolo (SOLOTRAT, 2018)

A água coletada pelos geodrenos é levada para a superfície do terreno até o colchão drenante e expelido por ação da gravidade ou por bombeamento, dependendo do comprimento do colchão drenante. De forma quase geral, os geodrenos são associados a sobrecarga temporária (ALMEIDA, 2010).

Colunas de brita

O tratamento de solos moles com colunas de brita tem como objetivo a aceleração e redução da magnitude dos recalques, aumento da capacidade de suporte e melhoria da estabilidade global em solos moles.

Ao introduzir uma coluna de material granular no solo (Figura 2), cria-se uma interação com o solo circundante, tornando o conjunto colunas-solo mole mais rígido, com as colunas captando uma grande parte da carga aplicada. Como são de um material com granulometria maior do que a do solo mole, cria-se uma rede de fluxo preferencial, onde ocorre inicialmente um aumento da poropressão, seguida da dissipação do excesso de poropressão por entre as britas, que funcionam como um filtro drenante. À medida que a água vai sendo expulsa, há um processo de transferência gradual de carga para os sólidos, aumentando assim, a tensão efetiva do solo (ROZA, 2013; LIMA, 2012).

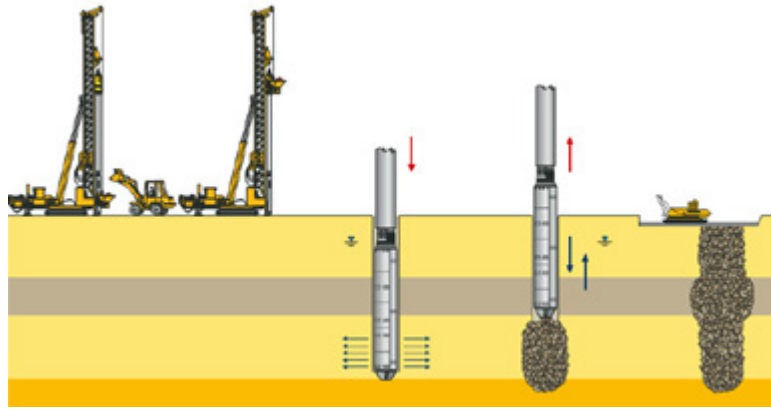


Figura 2 - Inclusão de colunas de brita no subsolo (KELLER, 2013)

Devido ao aumento de tensão no solo gerado pelas colunas de brita, ocorre uma redução no índice de vazios da camada compressível e conseqüentemente um aumento da resistência. Este processo gera uma significativa diminuição da magnitude dos recalques, resultando em uma melhoria do solo.

4 | ESTUDO GEOTÉCNICO

Projeto concebido pelo Arquiteto Lúcio Costa na década de 60, o Centro Metropolitano pertence ao Plano Piloto para a urbanização da região da Baixada de Jacarepaguá na cidade do Rio de Janeiro, que propunha a ocupação da região em questão, diante da necessidade de expansão para áreas ainda não urbanizadas, criando uma outra opção ao então centro histórico da cidade e outros pontos que já estavam com o mercado imobiliário saturados (IGNACIO, 2016).

De acordo com Baroni (2016), a Baixada de Jacarepaguá caracteriza-se como uma planície costeira formada, em grande parte, por espessos depósitos de solos moles, compostos por argilas de consistência muito mole ou mole e em geral, estão abaixo do nível d'água. Esses depósitos foram formados por ciclos de erosão e sedimentação, ocorridos durante os períodos de regressão e transgressão marítima, oriundas de oscilações do nível do mar, movimentos de tectonismo e isostasia (COSTA MAIA ET AL., 1984).

Desta forma, para viabilizar a urbanização do Centro Metropolitano, se fez e se faz necessário o uso de técnicas de projeto e construção sobre solos moles, tendo em vista as particularidades e más condições geotécnicas impostas por esses tipos de solos.

Localização da área de estudo

O Centro Metropolitano (Figura 3) está localizado no bairro de Jacarepaguá, Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro - RJ e está cercado pelas Avenidas Ayrton Senna, Avenida Embaixador Abelardo Bueno e Estrada Arroio Pavuna, totalizando

uma área de 5 km² e cerca de 80 quarteirões internos.



Figura 3 - Localização do Centro Metropolitano do Rio de Janeiro (GEOCONSULT, 2011)

Neste trabalho, serão abordados apenas os trechos do sistema viário em que foram previstos o uso de drenos fibroquímicos e colunas de brita, conforme Figura 4 a seguir.

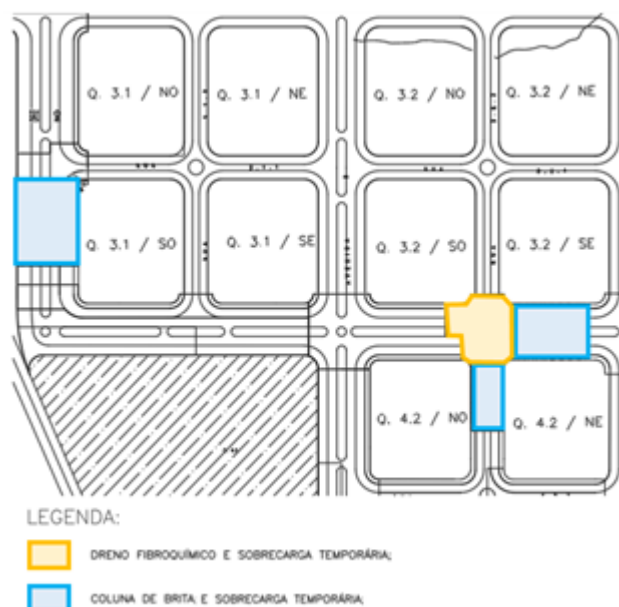


Figura 4 - Localização das soluções apresentadas (AUTORES, 2018)

Conforme Figura 4, a solução em Dreno fibroquímico e sobrecarga temporária foi realizada em uma região no encontro entre as Quadras Q.3.3/SO, Q.3.2/SE, Q.4.2/NO e Q.4.2/NE. A solução com Coluna de brita e sobrecarga temporária foi realizada em três regiões, uma entre as Quadras Q.3.2/SE e Q.4.2/NE, outra entre as Quadras Q.4.2/NO e Q.4.2/NE e a última à esquerda da Quadra Q.3.1/SO.

Caracterização geotécnica

Devido as propriedades geotécnicas desfavoráveis da região, foram executadas

diversas campanhas de investigações de campo: sondagens tipo SPT, verticais de Piezocone, ensaios de Dissipação da poropressão e Vane test. Também foram coletadas amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório: Caracterização completa, Triaxiais e Adensamentos Edométricos.

Com base nas investigações geotécnicas, foi possível aferir que o terreno é extremamente heterogêneo, com grande variabilidade horizontal e camadas espessas de solo muito mole. Os solos do Centro Metropolitano são basicamente de origem sedimentar, com camadas de areia fina a média e camadas de solo muito mole com espessuras de até 16 m. O nível d'água varia da cota +0,50 a +1,00 m e o terreno é delimitado lateralmente pelos córregos Arroio Pavuna e Arroio Fundo que deságuam na Lagoa de Marapendi, sendo canais de drenagem natural da região.

Para obter um panorama geral do subsolo, curvas de isoespessura foram elaboradas a partir da identificação de pontos de mesma espessura de argila mole encontrados nas sondagens SPT. Com a junção desses pontos é possível mostrar de forma gráfica e ampla as espessuras de solo mole da região. A Figura 5 a seguir apresenta as curvas de isoespessura de argila mole no trecho selecionado para estudo, onde observa-se a ocorrência de depósitos de solos moles de até 10 m.

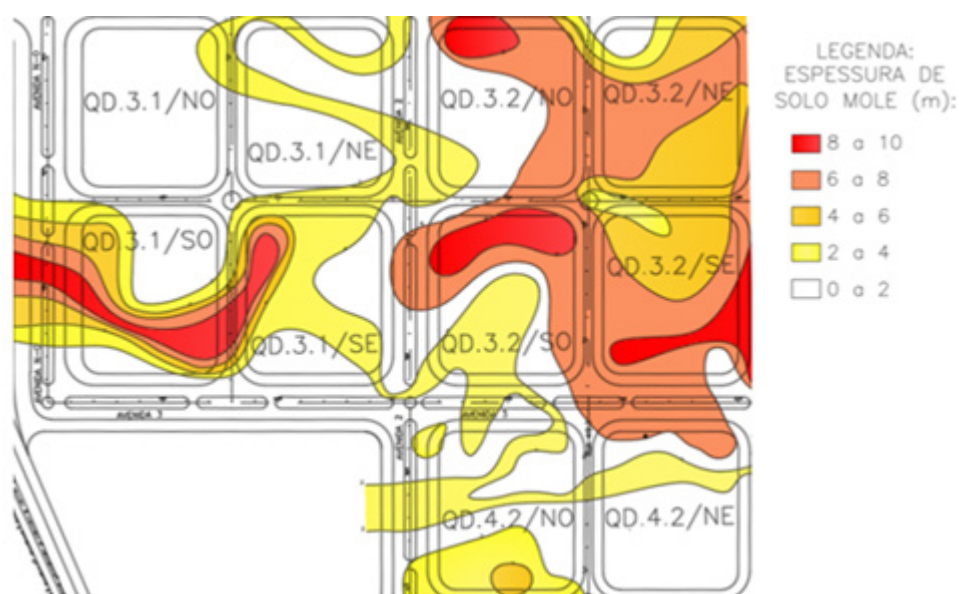


Figura 5 - Curvas de Isoespessura da região de tratamento (AUTORES, 2018)

5 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base na investigação geotécnica foram indicadas as soluções técnicas de cada trecho, realizando análises geotécnicas e estimativas de esforços, e apresentado a seguir a análise dos resultados obtidos com cada técnica adotada.

Drenos fibroquímicos com sobrecarga temporária

Nas regiões com solo mole em profundidade com espessura inferior a 5,0 m, foi utilizada a solução em Adensamento Radial com a utilização de Dreno Fibroquímico e Sobrecarga Temporária. A partir das sondagens executadas, pode-se caracterizar as áreas com esta solução, como:

- Espessura de aterro antigo consolidado: $h_{\text{substituição}} \geq 3,0$ m;
- Espessura de solo mole: $\leq 5,0$ m;
- Altura máxima de aterro a ser executado: $h_{\text{aterro}} \leq 1,25$ m.

Afim de garantir a estabilidade do terreno foi necessário ser observado uma espessura mínima de aterro antigo consolidado de 3,00 m.

Com o intuito de acelerar os recalques estimados para a camada restante de solo mole foi indicada utilização de uma sobrecarga temporária com espessura de 1,50 m. No Quadro 1 é apresentado um resumo dos resultados obtidos para o recalque primário estimado no trecho e para o recalque secundário a processar, ambos calculados pela teoria proposta por Terzaghi (1925).

| $h_{\text{substituição}}$ (m) | h_{aterro} (m) | $h_{\text{sobrecarga}}$ (m) | Recalque Estimado (cm) | Recalque a processar (cm) |
|-------------------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------|---------------------------|
| 3,00 | 1,25 | 1,50 | 65,0 | 7,0 |

Quadro 1 - Resumo Solução em Adensamento Radial com a utilização de Dreno Fibroquímico e Sobrecarga Temporária (ADAPTADO DE GEOCONSULT, 2012)

Conforme observado no Quadro 1, na condição com uma espessura de aterro antigo consolidado de 3,00 m, uma altura de aterro a ser executado de 1,25 m, conforme projeto de implantação e drenagem, e uma sobrecarga temporária com espessura de 1,50 m, estimou-se um recalque de 65,0 cm, um recalque de 7,0 cm a processar, conforme cálculos realizados, acrescidos do recalque secundário estimado e um Fator de Segurança crítico de 1,49, obtido para a estabilidade da situação em questão

Devido à grande heterogeneidade do terreno, com variações de espessura de solo mole, o recalque estimado irá variar entre 30 e 80 cm ao longo do trecho com esta solução.

Foi estabelecida uma malha quadrangular de 1,50 m x 1,50 m para a instalação dos drenos fibroquímicos, que deverão possuir comprimento médio de $10,0 \pm 0,50$ m e se estender também ao longo de toda a área de projeção da saia do aterro. Na Figura 6 a) e b), pode-se observar a área com a cravação dos drenos e com os drenos já instalados.



Figura 6 - (a) Cravação de drenos fibroquímicos, (b) Locação de drenos e marcação de drenos fibroquímicos executados (ADAPTADO DE GEOCONSULT, 2012)

As deformações foram observadas e monitoradas com placas de recalque até a sua estabilização, para a liberação dos trechos com esta solução. Após a estabilização dos recalques a níveis satisfatórios, residuais inferiores a 10 cm, a sobrecarga temporária foi removida para execução da pavimentação. As galerias de drenagem pluvial foram executadas após aceleração dos recalques.

Colunas de brita com sobrecarga temporária

A Solução com Coluna de Brita e Sobrecarga Temporária foi utilizada para áreas com as seguintes características:

- Espessura de aterro superficial: $h_{\text{substituição}} \geq 2,5$ m (com base na cota +0,80 m);
- Espessura de solo mole: $\leq 8,0$ m;
- Altura máxima de aterro a ser executado: $h_{\text{aterro}} \leq 1,5$ m.

Uma espessura mínima de aterro superficial foi obrigatória, e em áreas com solo mole superficial se tornou necessária a realização de substituição com uma espessura mínima de 3,0 m do solo mole por areia, com a finalidade de garantir condições de trabalho através de uma plataforma e remoção da camada superficial de turfa, além da garantia do confinamento do topo das colunas de brita. No Quadro 2 tem-se os resultados obtidos para o recalque primário estimado no trecho e para o recalque secundário a processar, ambos calculados pela teoria proposta por Terzaghi (1925).

| $h_{\text{substituição}}$ (m) | h_{aterro} (m) | $h_{\text{sobrecarga}}$ (m) | Recalque Estimado (cm) | Recalque a processar (cm) |
|----------------------------------|----------------------------|--------------------------------|---------------------------|------------------------------|
| 3,00 | 1,50 | 1,50 | 92,0 | 8,0 |

Quadro 2 - Resumo Solução do tipo Terreno Melhorado com Coluna de Brita e Sobrecarga Temporária (ADAPTADO DE GEOCONSULT, 2012)

Conforme observado no Quadro 2, na condição com uma espessura de substituição de solo mole por areia de 3,00 m, uma altura de aterro a ser executado de 1,50 m, conforme projeto de implantação e drenagem, e uma sobrecarga temporária com espessura de 1,50 m, estimou-se um recalque de 92,0 cm, um recalque de 8,0 cm a processar, conforme cálculos realizados, acrescidos do recalque secundário estimado e um Fator de Segurança crítico de 1,52, obtido para a estabilidade da situação em questão.

Devido à grande heterogeneidade do terreno, o recalque estimado para o solo variou entre 30 a 100 cm ao longo do trecho com esta solução.

O dimensionamento das colunas foi realizado com base no método de Priebe (1995). As colunas possuem diâmetro nominal de 80,0 cm, com espaçamento máximo entre colunas de 2,50 m e comprimento médio das colunas estimado em 12,0 m. Na Figura 7 a) e b), pode-se observar a área com a execução das colunas de brita no Centro Metropolitano.



Figura 7 - Execução das colunas de brita no Centro Metropolitano. (a) vista lateral (b) vista frontal (ADAPTADO DE GEOCONSULT, 2012)

As deformações foram observadas e monitoradas com placas de recalque até a sua estabilização, para a liberação dos trechos com esta solução. Após a estabilização dos recalques a níveis satisfatórios, residuais inferiores a 10 cm, a sobrecarga temporária foi removida para execução da pavimentação. As galerias de drenagem pluvial foram executadas após aceleração dos recalques.

6 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio deste trabalho, foi possível apresentar duas soluções técnicas para a construção sobre solos moles nas vias internas do Centro Metropolitano do Rio de Janeiro.

Tanto a técnica de drenos fibroquímicos quanto a técnica de colunas de brita,

ambas associadas a adição de sobrecarga temporária, se mostraram promissoras para acelerar o processo de adensamento e transpor os recalques de grande magnitude gerados por camadas de até 10 m de argilas moles encontradas na região.

Apesar do desenvolvimento de diversas pesquisas acerca desta temática, ainda se faz necessário ressaltar a importância de uma ampla campanha de investigação geotécnica, abrangendo ensaios de campo e de laboratório que viabilizem a caracterização do local de forma realista, permitindo assim a elaboração de um projeto eficiente, como no caso apresentado. Além disto, a difusão destes tipos de técnicas construtivas auxilia o projetista na tomada de decisão, principalmente no que tange redução de prazos construtivos e de custos - questões que, atualmente, são de extrema importância na construção civil.

7 | AGRADECIMENTOS

À Fundação Instituto de Geotécnica -Geo-Rio e ao Engenheiro M.Sc. Uberecilas F. Polido da empresa Geoconsult pela cessão dos dados utilizados no presente trabalho.

REFERÊNCIAS

- Almeida, M. S.; Marques, M. E. S. (2014) **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho, 2ª edição revista e atualizada**. São Paulo: Oficina de Textos.
- Baroni, M. (2016) **Comportamento Geotécnico de Argilas Extremamente Moles da Baixada de Jacarepaguá, RJ**. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Bedeschi, M. V. R. (2004) **Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Costa Maia, M. C. A.; Martin, L.; Flexor, J. M.; Azevedo, A. E. G. (1984). **Evolução holocênica da planície costeira de Jacarepaguá (RJ)**. In Anais do XXXIII Congresso Brasileiro de Geologia, Rio de Janeiro.
- Geoconsult (2011) **Relatório Geotécnico. Documento interno N. 07/2011**. Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda. Espírito Santo. [obtido em abril de 2015]
- Geoconsult (2012) **Memorial de Cálculo do Projeto Geotécnico Executivo para Implantação dos Aterros de Urbanização do Centro Metropolitano. Documento interno N. 06/2012**. Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda. Espírito Santo. [obtido em abril de 2015]
- Ignacio, V. F. (2016) **Estudo Geotécnico do Melhoramento de Solos Moles Com Colunas de Brita No Centro Metropolitano do RJ**. Projeto Final de Graduação, Departamento de Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca.
- Keller (2013) **Material publicitário**, [obtido em outubro de 2015]

Lima, B. T. (2012) **Estudo do uso de Colunas de Brita em solos argilosos muito moles**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Lima, B. T. **Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Rio de Janeiro, 2007.

Perboni, J. P. (2003) **Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles - Caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos peixes (BR 381)**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.

Priebe, H. J. (1995) **The Design of Vibro Replacement**. Ground Engineering. Vol. 28, nº 10.

Roza, F. C. (2013) **Comportamento de obras sobre solos moles com colunas de brita**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Terzaghi, K. (1925) **Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage**. Franz Deuticke, Leipzig-Vienna.

ESTUDO PARA UTILIZAÇÃO DE TUBOS GEOTÊXTIL PARA ACOMODAÇÃO DE REJEITOS E ESTÉRIL EM SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO POR BACKFILL

Rafaela Baldí Fernandes

NUGEO/UFOP, Ouro Preto, Brasil, rafaecivil@yahoo.com.br

Sander Elias Rodrigues

Maccaferri do Brasil Ltda, Jundiaí, sander_elias@hotmail.com

RESUMO: Alguns métodos de lavra permitem que grandes áreas já lavradas fiquem expostas, fazendo com que a opção de dispor rejeitos e estéril dentro da cava, seguindo o conceito de “backfilling”, seja viável. A concepção de ocupação da cava através do empilhamento de tubos de geotêxtil preenchidos por rejeito sobre a área formada pela lavra, com seções intermediárias preenchidas por estéril, pode representar uma alternativa bem viável para o Backfill. O uso dos tubos possibilitam drenagem da fase líquida e retenção dos sólidos, com uma considerável redução do teor de umidade e consequente redução de volume, já que essa drenagem também proporciona uma acomodação dos sólidos dentro do tubo, desidratando e consolidando o material em seu interior. Este trabalho apresenta um estudo de caso que considera a ocupação de uma cava por sistema backfill pela utilização de tubos de geotêxtil como técnica de disposição de rejeitos e estéril.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos de Mineração,

Disposição de Rejeitos, Tubos de Geotêxteis, Backfill.

STUDY FOR USING GEOTEXTILE TUBES FOR TAILINGS AND WASTE IN BACKFILL DISPOSAL SYSTEMS

ABSTRACT: Some mining methods allow large areas already mined to be exposed, making the option of disposing tailings and sterile into the pit following the concept of backfilling is feasible. The conception of pit occupation by stacking tail-filled geotextile tubes over the mined area with barren-filled intermediate sections may represent a very viable alternative to Backfill. The use of the tubes allows liquid phase drainage and solids retention, with a considerable reduction in moisture content and consequent volume reduction, as this drainage also provides a solids accommodation inside the tube, dehydrating and consolidating the material inside it. This paper presents a case study that considers the occupation of a pit by backfill system by the use of geotextile pipes as a waste disposal and sterile technique.

KEYWORDS: Mining Tailings, Tailings Disposal, Geotextile Tubes, Backfill.

1 | INTRODUÇÃO

A atividade de mineração possui um grande potencial de impacto ambiental, uma vez que trabalha a extração de recursos minerais não renováveis em grandes extensões e que são essenciais no desenvolvimento de uma sociedade. Desta forma, é imprescindível o desenvolvimento de novas tecnologias, ou a efetiva aplicação das metodologias já disponíveis, para que os impactos sejam cada vez menores.

Nos processos de beneficiamento mineral a quantidade gerada de rejeitos e estéril é elevada, produzindo volumes consideráveis de material a ser estocado, comumente, em barragens e pilhas. A obtenção do Licenciamento Ambiental é obrigatória para instalação e operação de qualquer atividade de mineração, sendo cada vez mais requisitada a apresentação de projetos que considerem o mínimo de intervenção no cenário sócio-ambiental. Neste sentido, o backfill torna-se uma solução bem atrativa, haja visto que considera a ocupação de uma cava obtida na extração mineral com rejeitos e estéril provenientes do processo de beneficiamento. Soma-se a este fato a redução da probabilidade de grandes acidentes ambientais, uma vez que a maioria das cavas encontra-se limitada por corpos rochosos, reduzindo a susceptibilidade de ruptura quando comparados com os maciços de barragens construídos através da compactação de material argiloso.

Apresenta-se neste artigo considerações a respeito da viabilidade de utilização do backfill com a utilização de tubos de geotêxtil de alta resistência como técnica de disposição de rejeitos.

2 | TUBOS DE GEOTÊXTIL

Os materiais geotêxteis vêm sendo utilizados em obras de engenharia com funções de reforço, filtração, drenagem, separação e proteção. (PALMEIRA, 1993). O geotêxtil utilizado para fazer os tubos e sacos tem dimensões de poros finos, para permitir a retenção do enchimento, mas também tem uma elevada permeabilidade a fim de facilitar a saída da água durante a fase de enchimento hidráulico. Desse modo, o uso dos tubos de geotêxtil possibilitam a drenagem da fase líquida e retenção dos sólidos, com uma considerável redução do teor de umidade e consequente redução de volume já que essa drenagem também proporciona uma acomodação dos sólidos dentro do tubo, desidratando e consolidando o material em seu interior.

O geotêxtil tem alta resistência à tração para permitir-lhe resistir a tensões de tração que ocorre durante o enchimento hidráulico e manter a sua forma estrutural, além de ter uma resistência às sobrecargas, sem sofrer rasgamentos. (VIDAL, 2003). Por esta propriedade, podem ser empilhados, reduzindo o armazenamento dos rejeitos. Os tubos de geotêxtil de alta resistência são preenchidos por rejeito através do bombeamento hidráulico, resultando em uma estrutura monolítica, flexível e contínua, altamente resistente a correntes de água.

Os geotêxteis podem reter até 90% do material, dependendo da granulometria do material confinado. Caso haja uma alta quantidade de fração fina, essa retenção pode diminuir e o uso de floculantes pode ser especificado. Os materiais de granulometria fina trazem diversos aspectos desfavoráveis, tais como sua elevada capacidade de reter água, baixa resistência à tração, baixo ângulo de atrito e dificuldade no controle da migração de suas partículas; no entanto as frações finas não limitam seu uso como recheio dos tubos. (ORTIZ et al., 2003).

Os tubos de geotêxtil podem ser construídos de acordo com as necessidades de cada projeto, como visto na Figura 1. A seção transversal de um tubo cheio se aproxima de uma elipse, entretanto apresenta-se plana nas partes superior e inferior, sendo o perímetro múltiplo. Se resguardadas as condições técnicas de operação e instalação emitidas pelos fabricantes, bem como executados ensaios e acompanhamento de performance durante a vida útil do empreendimento, a expectativa de durabilidade deste tipo de material é similar aos demais materiais de construção. Os tubos são normalmente caracterizados em termos de diâmetro teórico após o enchimento, tendo como peças fundamentais para a operação:

- Tela Anti-Erosão na Base: geotêxtil tecido de elevada resistência, estendido abaixo do tubo abrangendo um ou ambos os lados, protegendo o solo de fundação da escavação gerada pelo fluxo que escapa de tubo;
- Prendedores: elementos que ficam ao longo da tela anti-erosão para assegurar a correta posição durante o enchimento e operação, feitos do mesmo geotêxtil da tela;
- Boca de Entrada do Fluxo: mangas de geotêxtil costuradas na parte superior do tubo, na qual é inserido o material de recheio. Quando o enchimento do tubo chega ao fim, elas são fechadas, costurando ou colando as pontas.

À medida que se podem acomodar tubos em cima de outro tubo com rejeitos consolidados, pode-se obter um material com alto peso específico natural, elevando a sua propriedade de receber tensões horizontais e conseqüentemente, contendo empuxos horizontais. Como o tubo é maleável e acomoda bem o material depositado, além de poder ser empilhado, é muito comum se dimensionar uma estrutura de contenção avaliando-se o momento em relação ao deslizamento e ao tombamento.



Figura 1. Empilhamento de Tubos têxtil em Salt Lake City (2009) – Maccaferri.

3 | ESTUDO DE CASO

O estudo de caso apresentado neste artigo é adaptado de um Projeto Básico real que, será tratado aqui por Projeto Bag.

As etapas do estudo contemplaram a análise de viabilidade locacional e das técnicas de disposição de rejeitos, com base nas premissas estabelecidas a seguir, objetivando a escolha da melhor alternativa.

- Produção total de rejeitos e estéril de 2.000Mm³, sendo 88% rejeitos e 12% estéril;
- Peso específico seco de rejeito é de 1,8t/m³ e do estéril 2,06t/m³;
- Sequenciamento de lavra por painéis;
- Rejeitos: mistura de lama argilosa composta por argilominerais (caulinitas) e quartzo;
- Teor de sólidos de 65% (adensado de 75%);
- Taxa de disposição de rejeitos de 10.000t/h;
- Vida útil do empreendimento de 30 anos;
- Percentual de recuperação de água de 80%;
- Região com registro de sismos.

O mergulho suave do corpo do minério e o método de lavra proposto permitia que grandes áreas já lavradas estivessem expostas, viabilizando a disposição de rejeitos e estéril dentro da cava. Há certa limitação nesta opção de disposição, se considerada a execução de barramentos convencionais, por ser requerida uma grande área para a execução dos diques de contenção em comparação com o volume de reservatório criado, bem como a complexidade em realizar compactação de aterro e impedir os processos de liquefação induzida pelas ondas de detonação.

Foram avaliadas quatro opções para disposição de rejeitos e estéril no sistema backfill, denominadas Opção A, B, C e D. As opções foram baseadas na otimização da máxima capacidade de reservação, dentro dos limites de estabilidade dos materiais.

Os rejeitos lançados em reservatório foram considerados pela possibilidade de lançamento de rejeitos e estéril nos reservatórios criados nas opções A, B e C. Esse tipo de técnica permite a recirculação da água armazenada para a planta de beneficiamento.

O aterro drenado não foi adotado como opção em função do tipo de material a ser produzido, pois é necessário que haja uma separação inicial do rejeito de forma a produzir frações de areia e lama, necessitando grandes porções de rejeito granular para a formação dos aterros, o que não é o caso.

Os rejeitos desaguados também não foram considerados pela característica topográfica da região, que não permite a configuração de uma pilha de proporções elevadas para atender os volumes produzidos na planta. Para os rejeitos espessados

e em pasta tem-se justificativa similar ao apresentado para o aterro drenado, sendo ainda necessário que o rejeito apresente, no mínimo, 15% de material com granulometria abaixo de 0,020mm, o que não é o caso do material a ser produzido.

Os rejeitos acondicionados em diques de solo reforçado (Sistema Terramesh) foram adotados na Opção C para permitir a construção de diques expressivos dentro da cava, viabilizando o acondicionamento de grande porção de rejeitos e estéril no sistema “backfill”.

Os rejeitos acondicionados em tubos de geotêxtil de alta resistência foram considerados nas Opções B, C e D, por viabilizar o empilhamento de material em áreas com restrição topográfica e de restrição a movimentação operacional, como a cava, e alteamentos expressivos sobre praias formadas por rejeito. Este tipo de técnica permite obter maiores alturas de empilhamento e ocupação, absorvendo maiores volumes de rejeitos e estéril e sendo uma opção com características de resistência superior as demais.

O consumo de material entre os tubos pode ser entendido como a disposição de estéril, geogrelhas, geotêxtil, ou a combinação destes materiais, dentre outros.

3.1 Análises de estabilidade

Com o objetivo de validar a estabilidade das opções apresentadas, foram realizadas análises de estabilidade nas seções típicas de cada opção, considerando análises dinâmicas e estáticas, uma vez que a região do empreendimento apresentava atividade sísmica e deveriam ser considerados os efeitos da vibração em decorrência das detonações.

Para simular esta condição dinâmica foi realizada uma análise pseudo-estática, a partir do valor de aceleração máxima, estimando-se o valor da força estática que representa o efeito da atividade sísmica. Foi adotado o valor de aceleração máxima na base do terreno de 0,15g, valor este extraído de “Estudo dos Tremores de Terra – 2012 – USP/UNB” e sabendo-se que o valor da aceleração da gravidade (g) é de 9,789m/s². Esse valor de aceleração máxima foi convertido para uma força horizontal estática que equivale à metade desta intensidade, portanto 0,075g. Para os efeitos da detonação, a força horizontal estática é da ordem de 0,050g.

Nas análises foi considerado que os efeitos da detonação seriam controlados e, desta forma, foram desconsiderados. Entretanto, foi admitido que os dois fenômenos, sismicidade e detonação, não ocorrem simultaneamente e, sendo assim, ao admitir somente os efeitos de sismicidade tem-se uma análise mais conservadora, uma vez que o valor da força horizontal estática de sismicidade é superior ao valor da força horizontal estática de detonação.

Para as análises estáticas foram considerados os critérios de aceitação segundo norma ABNT NBR 13028 - 2006 - Barragem de rejeitos e sedimentos, sendo:

- Ruptura do talude geral de jusante, com superfície freática normal - F.S. mín= 1,50;

- FS mínimo aceitável nas análises pseudo-estática é de 1,10.

As análises de estabilidade consideraram a freática passando pelo sistema de drenagem interna da estrutura (maciço e diques) e não foi considerado o comprimento mínimo de praia no caso dos alteamentos a montante.

Em função de não terem sido realizados estudos geotécnicos dos materiais, estimou-se as propriedades necessárias para a análise de estabilidade com base na literatura de materiais similares e projetos semelhantes, conforme apresentado na Tabela 1.

As análises de estabilidade foram realizadas com o Software SLIDE/Rocscience Versão 6.0 e o método de cálculo utilizado foi o de Bishop Simplificado. Parte dos resultados obtidos nas análises realizadas encontram-se resumidos na Tabela 2.

| Material | γ (kN/m ³) | c' (kPa) | | f' (°) | |
|------------------|----------------------------------|----------|-------------|-----------|----|
| | | Normal | Anisotropia | | |
| | | | C1 | | C2 |
| Rejeito | 23 | 7 | | 32 | |
| Fundação* | 33 | | 50 | 450 | 28 |
| Rejeito adensado | 23 | 10 | | | 35 |
| Gabião | 22 | 35 | | 33 | |
| Aterro | 20 | 18 | | 28 | |

Tabela 1. Propriedades geotécnicas dos materiais.

*Ângulo de foliação 11H

| Opção | Condição | F.S Obtido |
|-------|-----------------------------------|---------------|
| A | Normal - El. 745,0 | 2,40 |
| | Sismo - El. 745,0 | 1,90 |
| B | Normal - El. 816,0 | 2,69 |
| | Sismo - El. 816,0 | 1,56 |
| C | Fase Inicial - Normal - El. 819,0 | 1,52 |
| | Fase Inicial - Sismo - El. 819,0 | 1,16 |
| | Fase Final - Normal - El. 819,0 | 1,57 |
| | Fase Final - Sismo - El. 819,0 | 1,14 |
| D | Normal - El. 1.072,0 | 1,52 |
| | Sismo - El. 1.072,0 | 1,20 |

Tabela 2. Resultados das análises de estabilidade.

3.2 Estudo de opções

Para as opções apresentadas foram consideradas as elevações e os volumes armazenados ao final de cada ano, apresentando uma estimativa de vida útil que leva em conta os volumes de produção e, considerando ser o único sistema de disposição em operação, ou seja, a vida útil considerando as produções de estéril

e rejeito sendo lançadas unicamente em cada arranjo, a partir do primeiro ano. Considerou-se a disposição de rejeito da crista para jusante do reservatório, para que o armazenamento de água fosse a jusante do reservatório, minimizando a saturação das estruturas.

3.2.1 Opção A

A opção A considerou a ocupação da cava através da execução de septos em rocha para barramento de estéril e rejeito (Fase Inicial) juntamente com a disposição de rejeito nos tubos com seções intermediárias de estéril (Fase Final). Esta opção foi elaborada respeitando o sequenciamento do plano de lavra e das escavações, ou seja, sem alterar o plano de lavra, apenas interrompendo a escavação em pontos específicos para a conformação dos septos. Assim, o rejeito e estéril seriam armazenados em reservatórios contidos pelos septos, constituídos pelo próprio maciço rochoso “in situ”. Os septos teriam elevação contínua em relação a extensão, sendo a cota da crista igual a cota de sela topográfica para cada dique. Ao todo, considerou-se 05 reservatórios a serem construídos nos anos 2, 5, 10, 20 e 25. Após o preenchimento destes reservatórios, haveria a disposição de rejeito através do empilhamento de tubos sobre a área formada pelo reservatório, com seções intermediárias preenchidas por estéril. No Ano 25, a elevação da crista do septo seria 745,0m (Fase Inicial) e, no Ano 27, os tubos de geotêxtil estariam na elevação 775,0m (Fase Final).

Os septos possuíam inclinação de 0,2H:1,0V, sendo que o talude de jusante apresentaria alturas variando de 35,0m a 90,0m, sem bermas de equilíbrio e com largura da crista de 6,0m. Já os tubos seriam empilhados em pirâmide, com inclinação de 3,0H:1,0V com dimensões de 2,2 x 17,0 x 65,0m, sendo altura, comprimento e largura, conforme apresentado na Figura 2.

Apesar dos septos serem constituídos por maciço rochoso pouco alterado e de boa resistência (Classe II), considerou-se a foliação mergulhando para jusante, isto é, favorável à instabilidade, e que somado à grande altura dos diques, poderia requerer o dimensionamento de reforços (bermas de estabilização, tirantes) para evitar qualquer tipo de ruptura, em atendimento aos critérios de estabilidade preconizados na Norma ABNT NBR 11682.

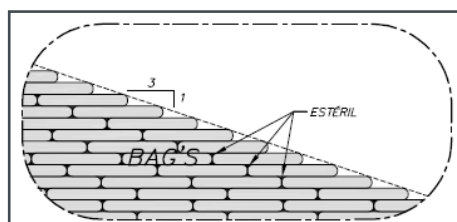


Figura 2. Empilhamento dos tubos.

Em função da preservação deste septo não escavado, o volume de material não lavrado foi expressivo, gerando um menor percentual de minério e, conseqüentemente, um menor percentual de rejeito e estéril. A estimativa de estéril e rejeito que não seriam produzidos é baseada em um percentual de 18% de minério relacionado com cada perda de minério no septo. Ao final do Ano 25 a perda de minério seria da ordem de 10,72Mt, com uma estimativa de rejeito e estéril não gerado de 48,82Mt.

A Figura 3 apresenta uma seção típica da Fase Final para a Opção A.

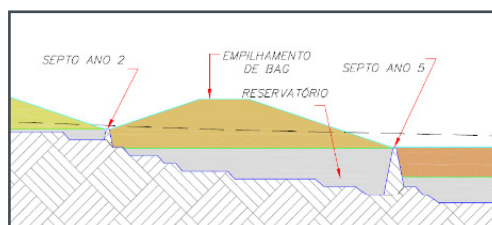


Figura 3. Seção Típica da Opção A.

3.2.2 Opção B

A Opção B considerou a ocupação da cava através do empilhamento de tubos de geotêxtil preenchidos por rejeito sobre a área formada pela lavra, com seções intermediárias preenchidas por estéril. O preenchimento dos tubos seria feito de jusante para montante, para que fosse aproveitada a drenagem a ser efetuada em cada etapa do empilhamento, com um volume de rejeito por tubo de 1945m³. A Figura 4 apresenta a seção típica para esta Opção.

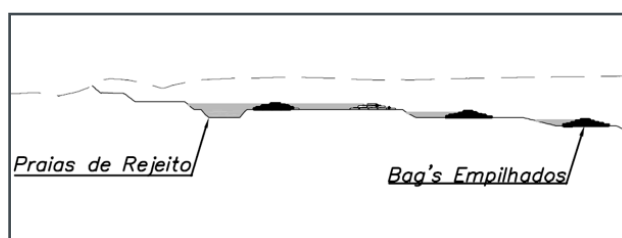


Figura 4. Seção Típica da Opção B.

O desnível no interior da cava é da ordem de 360,0m e os tubos deveriam ser dispostos em seções aparentemente planas, seguindo as delimitações do plano de lavra ano a ano e sem retomada da lavra para áreas onde o tubo já estivesse sido implementado. Por esta razão, a disposição nesta opção apresentou restrições de área, sendo o maior aproveitamento no Ano 30 (Elevação 816,0m), quando todo o processo de lavra estivesse finalizado e não havendo mais material para a disposição.

A Figura 5 apresenta uma seção típica do empilhamento dos tubos dentro da cava, sendo o consumo total de estéril entre os tubos de 688.532m³.

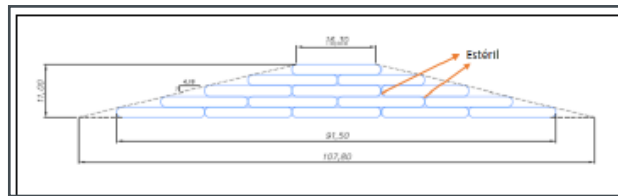


Figura 5. Seção típica empilhamento tubos – Opção B.

3.2.3 Opção C

A Opção C considerou a ocupação da cava através da execução de diques em solo reforçado (terramesh) para barramento de estéril e rejeito (Fase Inicial) juntamente com a disposição de rejeito em tubos com seções intermediárias de estéril (Fase Final). Desta forma, o rejeito e estéril seriam armazenados em reservatórios contidos por diques em terramesh, constituídos pelo estéril e rejeito. A elevação dos diques e os anos de construção são os mesmos considerados para a Opção A.

Os diques em solo reforçado apresentavam geometria piramidal, simétrica nos eixos, formando 4 bancos. Os dois primeiros bancos apoiados na base seriam formados por proteção superficial com gabiões de espessura 2,0m e reforço do solo em tiras metálicas; já os dois bancos superiores seriam constituídos de solo envelopado. A altura típica dos dois primeiros bancos era de 25,0m, enquanto que a altura típica dos bancos superiores era de 20,0m, sendo que todos os platôs com comprimento de 15,0m. Os taludes superiores possuíam inclinação de 1,0H:1,8V, formando 30° entre sua face e a parede vertical, tendo a crista largura de 6,0m. A altura da estrutura era variável, bem como sua inclinação global. A geometria e empilhamento dos tubos segue a mesma definição da Opção A. A Figura 6 apresenta a geometria esquemática de um dos diques em terramesh e a Figura 7 a uma seção típica da Opção C.

No Ano 25 a elevação da crista do dique da Fase Inicial seria de 745,0m e dos tubos de geotêxtil na Fase Final, 770,0m.

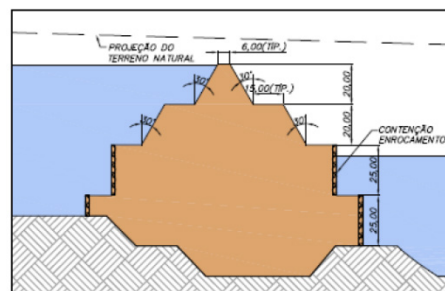


Figura 6. Geometria esquemática diques em terramesh.

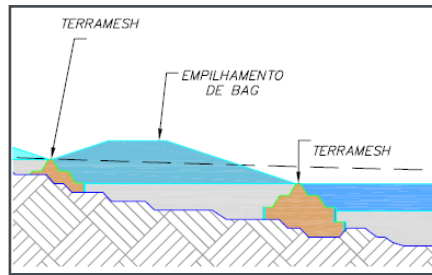


Figura 7. Seção Típica da Opção C.

3.2.4 Opção D

A Opção D considerou a ocupação de toda a cava através do empilhamento de tubos preenchidos por rejeito sobre a área formada pela lavra, com seções intermediárias preenchidas por estéril. Esta opção considerou que o preenchimento seria feito de jusante para montante, para que fosse aproveitada a drenagem a ser efetuada para cada etapa do empilhamento, conforme apresentado na Figura 8. A quantidade total de tubos seria de 464.000 unidades, até o final do Ano 25.



Figura 8. Seção típica da Opção D.

3.3 Características dos Geossintéticos

O tubo geotêxtil considerado nos estudos é do tipo geotêxtil não-tecido, 100% poliéster N40.2, consolidado por agulhamento. A Tabela 3 apresenta as características deste material.

Para estudos de adensamento e filtração, a Maccaferri produziu um protótipo de tubo, em escala reduzida, com dimensões de 1,8 x 1,0 x 1,0, sendo altura, comprimento e largura. A altura do tubo para enchimento foi mantida sem redução, para que não houvesse divergência em relação às considerações do adensamento hidráulico ocasionado pelo lançamento dos rejeitos no tubo.

| | |
|-----------------------------------|---------|
| Resistência longitudinal à tração | 10 kNm |
| Resistência transversal à tração | 9 kN/m |
| Alongamento | 50% |
| Resistência puncionamento CBR | 1,7 kN |
| Permissividade | 2,0 s-1 |
| Abertura aparente | 0,212mm |
| Embalagem | Bobinas |

Tabela 3. Características do Tubo de Geotêxtil.

Para avaliar a eficiência de filtração com a adição de flocculantes, utilizou-se o Magnafloc10, cujas propriedades são apresentadas na Tabela 4 e Figura 9.

| | |
|---------------------------|-----------------------|
| Concentração utilizada | 0,25 - 0,5% max |
| Forma física | Pó granular branco |
| Tamanho das partículas | 98% < 100 µm |
| Densidade aparente | 0,7 g/cm ³ |
| PH - 1% de solução a 25°C | 6,5 |
| Viscosidade a 25°C | Ver Figura 4.16 |

Tabela 4. Características do Flocculante.

Fonte: BASF

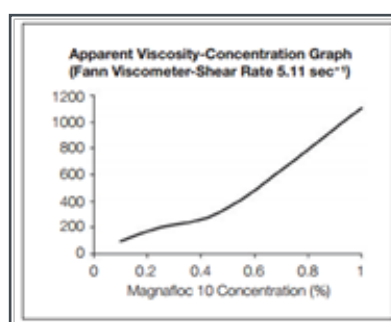


Figura 9. Viscosidade X Concentração (Fonte: BASF).

A concentração utilizada foi escolhida após testes de dispersão indicarem o tipo de flocculante mais eficiente para o rejeito considerado, como pode ser visualizado na Figura 10.



Figura 10. Testes de dispersão.

Para a verificação das propriedades de filtração do tubo e do adensamento dos rejeitos, foram realizadas dois tipos de análise, sendo o enchimento sem flocculante denominado por Ensaio AA e com flocculante por Ensaio BB.

Em ambos os casos, os tubos foram submetidos a mesma altura de lançamento de rejeitos, através de um tubo de PVC, sendo acomodados sobre uma plataforma que permitia a coleta do material drenado, imediatamente após o lançamento de rejeitos, como pode ser visto na Figura 11. Também foram submetidos ao mesmo

processo de mistura e agitação, antes do lançamento, sendo que a Figura 12 apresenta os resultados obtidos na filtração do material. Nota-se que, visualmente, a filtração do Ensaio BB ocorreu de forma mais eficiente do que no Ensaio AA, sendo que ambos os ensaios tiveram as amostras de água coletadas imediatamente após o lançamento de rejeitos. A Tabela 5 apresenta um comparativo dos valores de turbidez e cor obtidos na análise da água coletada após a filtração, com uma coluna comparativa com os valores recomendados de potabilidade.



Figura 11. Preenchimento do Tubo de Geotêxtil.



Figura 12. Filtração do Ensaio AA e BB.

| | Ensaio AA | Ensaio BB | Padrão Potabilidade |
|----------------------------------|-----------|-----------|---------------------|
| Turbidez (UNT) | 40 | 15 | < 0,5 a 5 |
| Cor (mg Pt/l) | 50 | 30 | até 20 |
| Volume coletado (ml) após 1 hora | 375 | 700 | |

Tabela 5. Resultados da filtração.

Após o período de 3 semanas, os tubos foram abertos para verificação da condição de adensamento, sem floculante e com floculante, conforme pode ser visualizado na Figura 13.



Figura 13. Adensamento Ensaio AA e BB.

3.4 Estudos Econômicos

Com o objetivo de avaliar o custo de implantação das opções avaliadas, juntamente com a viabilidade técnica e operacional das mesmas, apresenta-se na Tabela 6 os valores de Capex, Sustaining Capex (Estrutura e Bombeamento) e Opex, bem como os valores aproximados de por m³ de material depositado.

O Capex refere-se aos custos relativos aos primeiros anos de implantação (Fase Inicial), sendo o Sustaining Capex referente aos demais custos até a Fase Final. Os valores de Opex referem-se a todos os custos operacionais por opção. Para a Opção A, B e D, considerou-se os custos de aquisição dos tubos e execução do volume de concreto do sistema extravasor e de drenagem superficial. O mesmo foi considerado para a Opção C, com a inclusão dos custos do Sistema Terramesh. Os valores considerados são baseados em cotações e análises de custo realizadas em 2013, sendo:

- Custo unitário tubo = R\$ 50.000,00
- Custo m³ do Sistema Terramesh= R\$ 30,35
- Custo do m³ de concreto = R\$ 344,00
- Custo de operação por tonelada de rejeito é de US\$ 0,045
- Custo total considera 8% de mobilização, desmobilização e canteiro de obras e 5% para regularizações, instrumentação e outros.

| OPÇÃO | CAPEX R\$ | SUSTAINING CAPEX | OPEX |
|-------|---------------|---------------------|-----------|
| A | 36.825 | 4.553.236.800 | 4.943.896 |
| B | 178.382.765 | 142.884.000 | 4.943.896 |
| C | 991.806.521 | 6.678.000.486 | 4.943.896 |
| D | 4.209.431.593 | 16.837.726.372 | 4.943.896 |

Tabela 6. Custo de implantação e operação.

4 | COMENTÁRIOS FINAIS

Após a abertura dos tubos foi possível identificar a eficiência do adensamento no uso do floculante, o que está em consonância com os valores apresentados de turbidez e cor da água filtrada, bem como da quantidade de água coletada.

A Tabela 7 apresenta um resumo dos volumes acumulados em cada Opção.

| Opção | Volume Reservatório | Volume Tubos Mm3 | Volume Total | Vida útil (anos) |
|-------|---------------------|---------------------|--------------|---------------------|
| A | 266 | 191 | 457 | 6,7 |
| B | 602 | 14 | 616 | 9,0 |
| C | 333 | 188 | 521 | 7,6 |
| D | | 1102 | 1102 | 16,2 |

Tabela 7. Volumes armazenados por Opção.

Para a Opção A tem-se um volume total de disposição de cerca de 457Mm3 de rejeitos e estéril, distribuídos ao longo dos anos de exploração da cava, com a vantagem principal de ser possível reservar material com contenções em rocha bem estáveis e esbeltas, contornando os possíveis efeitos da liquefação no reservatório. A principal desvantagem é referente ao percentual de minério que deixará de ser lavrado para a construção dos septos.

Para a Opção B tem-se um volume total de disposição de cerca de 616Mm3 de rejeitos e estéril, entretanto, o maior volume de reservação acontece somente no Ano 30, com cerca de 580Mm3, tornando a alternativa inviável pelo fato da produção não acompanhar estes volumes disponíveis para reservação em função da geração de estéril e rejeito ano a ano.

Para a Opção C tem-se um volume total de disposição de cerca de 521Mm3 de rejeitos e estéril, distribuídos ao longo dos anos de exploração da cava. A principal vantagem desta opção em relação à Opção A deve-se ao fato do volume armazenado ser superior, sem a perda da reserva mineral, sendo possível o reaproveitamento das estruturas de geotêxtil para a cobertura do fechamento da estrutura após o encerramento das operações de lavra.

Para a Opção D tem-se um volume total de disposição de cerca de 1.102Mm3 de rejeitos e estéril, distribuídos ao longo dos anos de exploração da cava. A principal desvantagem desta opção deve-se ao fato de requerer ajustes no plano de lavra, ao longo da exploração, para que a acomodação dos tubos de geotêxtil fosse efetuada em áreas planas. Desta forma, haveriam períodos frequentes de paralisação de operação para execução destes platôs, comprometendo os processos de produção.

No que diz respeito aos custos de implantação e operação (R\$/m3) tem-se que a Opção B é a mais atrativa, seguida da Opção A, conforme apresentado na Tabela

8.

| OPÇÃO | TOTAL (R\$) | Volume (Mm3) | R\$ /m3 |
|-------|----------------|--------------|---------|
| A | 4.558.217.521 | 457 | 9,97 |
| B | 326.210.661 | 616 | 0,53 |
| C | 7.674.750.904 | 521 | 14,74 |
| D | 21.052.101.861 | 1.102 | 19,10 |

Tabela 8. Relação custo x armazenamento.

Entretanto, em função das desvantagens técnicas consideradas anteriormente, podemos dizer as Opções A, B e D não possuem a melhor relação custo x benefício para o Projeto Bag.

Sendo assim, diante dos estudos realizados, e levando em consideração a necessidade de criar a maior reservação de rejeitos e estéril, em uma condição aceitável de estabilidade, em conformidade com a geração de rejeitos e estéril ano a ano, conclui-se que a Opção C foi a melhor escolha neste caso. Nesta opção, a combinação dos tubos de geotêxtil com o terramesh permitiu uma melhor acomodação dos rejeitos e estéril gerados, facilitando o gerenciamento e implantação das estruturas, redução progressiva dos passivos ambientais, comprometimento com o plano de fechamento das estruturas, facilidade de controle e mitigação de eventuais problemas e acurácia nos custos envolvidos de projeto e operação.

AGRADECIMENTOS

A autora expressa sua gratidão à empresa Maccaferri do Brasil pela colaboração no desenvolvimento do Projeto Bag e da realização deste artigo. Especial agradecimento à Professora Maria das Graças Gardoni Almeida pelo constante incentivo para realização de pesquisas e publicação dos estudos.

REFERÊNCIAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de Taludes – Rio de Janeiro, 1991.

Ortiz, R. N.; Junior, O. S.; Ladchumanandasivam, R. Tubos de Geotêxtil Aplicados a Obras de Defesa Costeira, II Congresso sobre Planejamento e Gestão das Zonas Costeiras dos Países de expressão Portuguesa, 2003.

Palmeira, E.M. (1993) Curso de Estabilização e Reforço de Solos Introdução à Utilização de Geossintéticos, Publicação GAPOO2B/93, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade

de Brasília, DF.

Vidal, D. (2003) Aplicações especiais e controle de erosão, Anais do IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Porto Alegre, IGS, maio, pp.131-148.

OCUPAÇÃO ANTRÓPICA DE ENCOSTAS E SUA ESTABILIZAÇÃO

Paulo Afonso de Cerqueira Luz

Universidade Presbiteriana Mackenzie – Escola
de Engenharia
São Paulo – SP

Alberto Alonso Lázaro

Universidade Presbiteriana Mackenzie – Escola
de Engenharia
São Paulo – SP

Henrique Dinis

Universidade Presbiteriana Mackenzie – Escola
de Engenharia
São Paulo – SP

Kamila Rodrigues Cassares Seko

Universidade Presbiteriana Mackenzie – Escola
de Engenharia
São Paulo – SP

RESUMO: A ocupação antrópica de encostas pode ser decorrente de inúmeros fatores, dentre estes: econômico, habitacional ou relacionado à mobilidade. No Brasil, a instabilidade das encostas é considerada recorrente devido à sua formação geológica. A principal causa de riscos geológicos ocorre pela ocupação desordenada do solo por edificações irregulares, denominadas de favelas. A probabilidade de ocorrência de eventos ou acidentes nessas encostas é caracterizada pela classificação dos riscos em R1, R2, R3 e R4, podendo ser considerada um parâmetro para a adoção de

uma determinada técnica de estabilização da encosta. Contudo, a acessibilidade ao local, a altura do talude a ser contida, a área disponível para o retaludamento e meio de transporte podem ser impeditivos na escolha de uma solução tanto em obras de contenção com elemento externo quanto em obras com maciço em solo reforçado. Neste trabalho, são apresentados os métodos usuais para correção da instabilidade, com ações visando evitar, mitigar ou gerenciar os riscos sociais e econômicos dela decorrentes.

PALAVRAS-CHAVE: Ocupação antrópica de encostas. Risco Geológico. Estabilização de encostas.

ANTHROPIC SLOPE OCCUPATION AND STABILIZATION TECHNIQUES

ABSTRACT: The anthropic slope occupation could be a consequence of countless factors, such as: economic, housing and population mobility. The landslide instability is considered a recurring event due to geological formation in Brazil. Disorderly occupation by irregular housing, commonly denominated slums, is the main cause for geological risks. The probability for slide events or accidents occurring can be classified as R1, R2, R3 and R4. This classification could be used as a parameter to choose a specific stabilization technique.

However, local accessibility, slope height, available area for mass grading and means of transportation can interfere in the proposed solution for a retaining wall technique or reinforced soil techniques. In this work, are presented the usual slope stabilization techniques to avoid, mitigate or manage social and economic risks.

KEYWORDS: Anthropic slope occupation. Geological risks. Slope stabilization.

1 | INTRODUÇÃO

A ocupação antrópica das encostas ocorre por finalidades variadas, podendo ser por atividades econômicas, de transportes ou por habitações. A ocupação feita indistintamente, sem planejamento ou orientação técnica, pode levar a riscos geológicos, pela ocorrência de deslizamentos, erosões, muitas vezes inclusive, com consequências ambientais. No Brasil, o problema de instabilidade de encostas é recorrente, tendo em vista a formação geológica característica de boa parte de seu território, em especial ao longo de sua orla marítima, onde ocorrem solos residuais instáveis, com a formação de “tálus” e outros fenômenos de fragilidade geológica. São os riscos geológicos com deslizamentos que impõem maior cautela, pois causam grandes danos materiais ou perda de vidas humanas, vindo a ocorrer especialmente em vertentes ocupadas por agrupamentos desordenados de edificações irregulares, construídas de forma precária, em núcleos habitacionais ou não, denominados de favelas.

Este processo de ocupação é histórico no país e teve várias origens e causas, em função da urbanização que cada região ou município sofreu, frente a fenômenos sociais, como a migração interna do campo para as cidades, com origem econômica, motivada pela industrialização. Há também que salientar o grande crescimento populacional ocorrido especialmente a partir da década de 1960, quando se registraram taxas de até 3,5 a 4,0 % ao ano. O fenômeno sempre foi caracterizado pela presença das faixas mais pobres da população e por moradias com processos construtivos precários, sem a posse legal do imóvel e localizadas em áreas de difícil acesso; sujeitas a riscos variados, como enchentes, deslizamentos ou de baixa salubridade; em locais sem infraestrutura adequada, como arruamento, drenagem e serviços públicos.

Cabe à Municipalidade estabelecer condições mínimas a serem atendidas nas construções, através de legislações específicas, que estabeleçam disposições a serem atendidas para garantir ambientes saudáveis, boa funcionalidade e conforto, tais como: áreas mínimas, acessos, recuo das edificações com as divisas, ventilação, insolação, dentre outras. Para ocupação das encostas, torna-se evidente a necessidade de avaliações do risco ao deslizamento e erosões, frente à interferência em seus taludes naturais.

A rigor, as encostas encontram-se em continua transformação. Normalmente, junto à sua superfície, ocorrem várias modificações no solo, químicas ou

físicas, causadas por agentes naturais, climáticos, chuvas, ventos, que produzem instabilidade na massa de solo da superfície, acarretando o deslizamento de sedimentos encosta abaixo. Esse fenômeno pode ocorrer lentamente durante anos ou em instantes. Existem vários tipos de movimento de massa: creep, escorregamento e avalanche. Sua classificação pode ser efetuada pelo tipo de material envolvido, maneira como se move e sua rapidez. Entretanto, qualquer movimento de massa é caracterizado pelo desprendimento de uma camada qualquer de solo, do leito da rocha ou de uma superfície do próprio solo, subjacentes. Assim, os deslizamentos são fenômenos da natureza e fazem parte da dinâmica natural de transformação e formação da crosta terrestre. Quando causados por razões antrópicas, pode-se dizer que houve uma interferência nestes fenômenos, acelerando o processo ou instabilizando-o.

Normalmente o processo de ocupação de um território é dinâmico, pois está em permanente evolução, com algumas áreas já consolidadas, outras áreas com a urbanização em curso e outras áreas ainda vagas ou em estruturação urbana. Com relação à ocupação de áreas em situação de risco por deslizamento de encostas, consideram-se medidas de prevenção, cuja abrangência depende do tipo do risco, sua natureza, intensidade e dano, frente à sua incidência. As medidas podem ser subdivididas em três grupos: as **ações intensivas**, aplicadas às áreas já consolidadas ou em processo de ocupação, que estejam sob risco iminente, visando evitar os danos; as **ações extensivas**, visando minimizar eventuais danos por meio de intervenções preventivas, aplicadas em áreas de baixa ocupação; e as **ações de regulamentação**, que se referem às legislações e orientações aplicadas às áreas em processo de estruturação urbana, visando disciplinar a ocupação e o uso do solo, de modo a evitar a incidência de riscos. Assim, a exigência de um Plano Diretor e de uma Lei de Uso e Ocupação do Solo é necessária, de modo a estabelecer regras para convívio dos vários usos, evitando-se riscos com a interferência entre os mesmos.

Neste trabalho são focados os riscos decorrentes dos processos de instabilização de encostas ou de áreas muito inclinadas, ocupadas antropicamente ou não, naturais ou resultantes de obras de terraplanagem: deslizamentos, avalanches ou erosões, suas causas e mecanismos de ocorrência, e métodos usuais para correção, com ações visando evitar, mitigar ou gerenciar os riscos sociais e econômicos decorrentes.

2 | CONTEXTO GEOLÓGICO E RISCO GEOLÓGICO EM ÁREAS URBANAS OCUPADAS DE FORMA DESORDENADA

2.1 Contexto geológico

Para a compreensão desses fenômenos de instabilização de taludes e encostas é necessária a completa caracterização do contexto geológico e geotécnico onde ocorrem, sendo subdividido em: rochas, intemperismo físico e químico, solos, erosão e o relevo.

As rochas, quanto à origem, são classificadas em ígneas (intrusivas e extrusivas), sedimentares e metamórficas. Sua descrição, com base em características como a cor, a composição mineralógica e o tamanho dos grãos é denominada de litologia. Em função do grau de alteração, que é o processo de desagregação e decomposição das rochas, por agentes físicos e químicos, são classificadas em rochas sãs, pouco, muito e extremamente alteradas.

Intemperismo é um processo natural que, por ação de efeitos físicos, químicos e biológicos, acarreta modificações nas propriedades físicas e características químicas de minerais e rochas. O intemperismo físico provoca a desagregação e fragmentação das rochas, principalmente por variações de temperatura e pressão no interior dos maciços rochosos, e o aumento, nas rochas, da superfície de exposição ao ar e à água, sem alterar a sua estrutura cristalina. O intemperismo químico tem como principal agente a água da chuva, que infiltra e percola pelas rochas, tornando-se ácida quando associada ao gás carbônico presente na atmosfera, provocando alteração das características químicas dos minerais e rochas. As principais reações provocadas pelo intemperismo químico são: hidrólise, hidratação, dissolução e oxidação, que são facilitadas pelas temperaturas mais elevadas, presentes em regiões de clima tropical e subtropical.

Solo pode ser definido como resultado de processos de intemperismo desenvolvidos em minerais e rochas. Os solos são divididos, quanto à sua origem, em dois grandes grupos: os solos residuais e os solos transportados.

Solos residuais são aqueles que sofrem as alterações por intemperismo sem movimentação; quando os processos de intemperismo encontram-se em andamento, mantendo ainda a heterogeneidade, estrutura, textura e coloração da rocha matriz recebem a denominação de solo residual jovem ou solo de alteração; e quando os efeitos do intemperismo se intensificam, tornando-os homogêneos quanto à cor, granulometria, composição mineralógica, textura e estrutura, perdendo as características originais da rocha matriz, passam a ser chamados de solo residual maduro ou solo eluvial.

Solos transportados são os solos residuais que sofreram processos de erosão, transporte e deposição. Quando esses processos ocorrem em ambiente fluvial, em cursos d'água e planícies de inundação, os solos são denominados de aluviões ou

aluviais. Os solos aluviais que são retrabalhados, ficando numa posição superior em relação a aluviões mais recentes, formam os chamados terraços fluviais. Os ambientes de praias e manguezais produzem os chamados sedimentos marinhos. O transporte de solos e rochas pode ser efetuado por efeito da gravidade, por exemplo em encostas. Quando os materiais transportados são constituídos somente por solo são chamados de coluviões; com a presença de solos e blocos de rocha passam a ter a denominação de tálus. A ação dos ventos, transportando materiais intemperizados, forma os solos eólicos.

O termo erosão denomina o conjunto de ações e efeitos de processos que fazem parte da dinâmica superficial da Terra e provocam a desagregação, remoção e deposição de partículas de solo e fragmentos de rocha. Os processos erosivos são causados pela ação combinada da gravidade, água, ventos e geleiras. A ação da água tem maior importância na instabilização de taludes e encostas.

Declividade é a inclinação da superfície de um terreno em relação ao plano horizontal. Pode ser expressa em porcentagem entre a diferença de nível e a distância horizontal entre dois pontos na superfície do terreno ou também pela tangente do ângulo de inclinação.

Ao conjunto de diversos aspectos, formas e feições que formam a estrutura superficial da Terra dá-se o nome de relevo. As formas de relevo são definidas pela declividade, pela altitude e pela extensão das ocorrências.

Os principais fatores condicionantes de instabilização de encostas são as águas no subsolo, chuvas, cobertura vegetal e ação antrópica (ABGE, 1998).

As águas de subsuperfície podem aumentar as solicitações hidrostáticas e diminuir a resistência dos solos, e na base das encostas podem ocorrer concentrações das linhas de fluxo, aumentando a vazão e as pressões neutras, diminuindo as tensões efetivas, provocando erosão subterrânea (“piping”), ocasionando escorregamentos planares nas encostas.

As chuvas estão diretamente relacionadas aos escorregamentos de encostas, pois a grande maioria desses acidentes ocorrem no período chuvoso. A intensa pluviosidade, associada à precipitação em dias anteriores, provoca processos erosivos em superfície e alterações nas águas de subsuperfície que acarretam processos de instabilização de encostas e taludes.

A cobertura vegetal pode interferir favoravelmente na estabilidade de encostas e taludes redistribuindo as águas das chuvas, diminuindo o impacto da chuva na superfície do terreno e a infiltração da água no solo, aumentando a resistência da superfície com a presença de raízes e retirando água do solo pela evapotranspiração (ABGE, 1998).

2.2 Risco geológico

As ocorrências de processos geológicos, naturais ou induzidos, tem a denominação de eventos quando não acarretam danos sociais ou materiais. Se

causam perdas ou danos às pessoas e suas propriedades, passam a ser denominadas acidentes e o risco geológico é a possibilidade ou probabilidade de ocorrência de acidentes associados a processos geológicos (ABGE, 2018).

Os riscos geológicos têm a seguinte classificação:

- **Endógenos**, quando associados a processos da geodinâmica interna da Terra, tais como terremotos, atividades vulcânicas ou “tsunamis”;

- **Exógenos**, quando associados a processos da geodinâmica externa da Terra, tendo como exemplos escorregamentos, inundações, erosões, assoreamentos, colapso dos solos e expansão dos terrenos (ABGE, 2018).

Para a determinação do grau de probabilidade de ocorrência do processo ou risco geológico podem ser utilizados os seguintes critérios (Ministério das Cidades/ Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, 2007):

- R1 (baixo) – os condicionantes geológico-geotécnicos são de baixa potencialidade, não há indícios de desenvolvimento de processos e não se espera a ocorrência de acidentes;

- R2 (médio) – os condicionantes geológicos-geotécnicos são de média potencialidade, existem algumas evidências de desenvolvimento de processos e é reduzida a possibilidade de ocorrência de eventos destrutivos;

- R3 (alto) – os condicionantes geológicos-geotécnicos são de alta potencialidade, com a presença de evidências significativas de desenvolvimento de processos e é perfeitamente possível a ocorrência de eventos destrutivos;

- R4 (muito alto) – os condicionantes geológicos-geotécnicos são de muito alta potencialidade, as evidências de desenvolvimento de processos são expressivas e é muito provável a ocorrência de acidentes.

As cartas geotécnicas ou cartas de suscetibilidade de risco, que representam em mapas as características geológicas, os processos de riscos geológicos predominantes e seu grau de probabilidade de ocorrência, são instrumentos de maior importância na prevenção de acidentes no meio físico e na implementação de planejamento territorial e de políticas públicas.

3 | TÉCNICAS EXECUTIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS EM ÁREAS URBANAS

O processo de estabilização de encostas pode ser dividido nas seguintes etapas: **diagnóstico, solução e monitoramento**. A identificação do tipo de movimento de massa e a realização de investigações geológico-geotécnicas compõem a etapa denominada de diagnóstico. Em relação às medidas de prevenção de acidentes geológicos a serem adotadas como solução, estas podem ser classificadas como extensivas e intensivas.

As medidas de prevenção consideradas como extensivas visam a diminuição

da probabilidade de ocorrência de riscos de escorregamentos. Fazem parte deste tipo de intervenção: recuperação das áreas de risco, controle da expansão e do adensamento da ocupação, remoção preventiva e temporária da população instalada, serviços de limpeza e recuperação, proteção vegetal, drenagem superficial e acessos, revestimento de taludes, desmonte de blocos de rocha e matacões, obras de drenagem subsuperficial e profunda, estruturas de contenção (localizadas, de pequeno porte), estruturas de contenção (médio e grande porte), terraplenagem e remoção de moradias.

Há inúmeras soluções técnicas para a estabilização de **taludes em solo**. Independentemente do tipo de alternativa a ser executada, pode-se afirmar que a drenagem e proteção superficial são necessárias e importantíssimas para sua estabilização. O Quadro 1 apresenta um resumo das técnicas executivas para este tipo de situação-problema.

| CLASSIFICAÇÃO DE TALUDES EM SOLO | TÉCNICAS EXECUTIVAS |
|----------------------------------|---|
| Corte | Retaludamento (suavização ou execução de bermas). |
| | Drenagem e proteção superficial. |
| | Solo grampeado. |
| | Cortinas atirantadas. |
| Aterro | Muros de arrimo. |
| | Drenagem e proteção superficial. |
| | Reforço com geossintético. |
| | Cortinas atirantadas. |

Quadro 1 – Tipos de técnicas para estabilização de taludes em solo.

Fonte: Elaborado a partir do Manual Técnico de Encostas (GEO-RIO, 2000, p.163).

Ressalta-se que a altura do talude a ser contida, a área disponível para o retaludamento, o acesso e meio de transporte projetados para execução da obra podem ser impeditivos no processo de adoção de certas soluções técnicas, principalmente quando se tratar de equipamentos de maior porte.

A solução a ser executada para estabilização de **taludes em rocha** é influenciada por inúmeras características como por exemplo: inclinação do talude, risco detectado, forma e volume do bloco de rocha, juntamente com centro de gravidade, sua estrutura, litologia, grau de alteração, condições de apoio, espaço disponível para trabalho e bota-fora disponíveis na região. O Quadro 2 apresenta as soluções técnicas viáveis para a situação de estabilização e convivência com o problema.

| TIPO DE SOLUÇÃO | TÉCNICAS EXECUTIVAS |
|----------------------------|---|
| Eliminação | Desmonte e fragmentação de blocos de rocha. |
| | Realocação da estrutura instável. |
| Estabilização | Chumbadores e ancoragens com a execução de contrafortes ou grelhas. |
| | Implantação de banquetas. |
| | Preenchimento de fissuras. |
| | Proteção superficial com o emprego de concreto projetado. |
| | Drenagem. |
| Convivência com o problema | Execução de banquetas para redução de energia. |
| | Construção de barreiras flexíveis. |
| | Construção de muros rígidos. |
| | Tela metálica. |
| | Trincheira para coleta de blocos. |
| | Túnel falso. |

Quadro 2 – Tipos de técnicas para estabilização de taludes em rocha.

Fonte: Elaborado a partir do Manual Técnico de Encostas (GEO-RIO, 2000, p.167).

A seguir serão apresentadas algumas soluções técnicas que demonstram potencial de serem empregadas na estabilização de encostas de áreas urbanas, com enfoque para as regiões com ocupação urbana desordenada.

3.1 Obras de contenção com elemento estrutural externo

Correspondem a obras de contenção concebidas por sistemas estruturais não incorporados dentro do maciço de solo, cuja estabilidade é obtida por meio de fundações, superficiais ou profundas. Os principais sistemas estruturais são:

- **Muros de gravidade** – são estruturas de contenção verticais que funcionam basicamente através do seu peso próprio, como o nome indica. Geralmente possuem funcionamento estrutural rígido e são impermeáveis. Os muros de gravidade costumam ser aplicados para vencer desníveis máximos da ordem de 5 a 6 m de altura. São utilizados em locais com condições topográficas favoráveis, que permitam a execução de uma base mais larga, e em locais com fundação adequada. Existem vários tipos de muro de gravidade: concreto não estrutural (massa ou ciclópico), pedra arrumada (argamassada ou não), gabiões e crib-wall (muro fogueira).

- **Muros à flexão** – são estruturas de contenção verticais esbeltas flexíveis, executadas em concreto estrutural fortemente armado, que funcionam através do seu peso próprio e do peso da porção de solo (reaterro) que é construída (apoiada) acima da base do muro, do lado interno. Tem uma seção transversal esbelta em formato de “L”, voltada para o maciço de solo (reaterro). São utilizados em locais com condições topográficas e geológico-geotécnicas menos favoráveis que as dos

muros de gravidade. Este muro é o tipo mais eficiente de todos os muros de arrimo, podendo vencer desníveis elevados, da ordem de 7 a 8 m de altura. Podem ser reforçados com contrafortes, tirantes ou estacas (subfundação).

- **Perfil pranchada** – é uma estrutura de contenção vertical, esbelta e flexível, constituída por dois tipos de materiais bem diferentes: perfis metálicos cravados no subsolo e pranchões de madeira ou painéis de concreto estrutural (pré-moldados ou moldados “in loco”). Geralmente os pranchões de madeira são empregados em obras provisórias e os painéis de concreto, em obras definitivas. Os perfis metálicos podem ser de vários tipos: I, H, CS, VS, trilhos etc sendo cravados através de um bate-estaca. Sua parte inferior (ficha) irá funcionar enterrada no maciço de solo e sua parte superior (balanço), juntamente com os painéis de concreto ou pranchões de madeira, irá trabalhar basicamente à flexão. É empregada em condições topográficas desfavoráveis ou quando se necessita vencer um desnível relativamente elevado, com uma obra de contenção que seja bastante esbelta e em locais com fundação adequada mais profunda. Para alturas de balanço mais elevadas, geralmente as pranchadas são reforçadas por uma ou mais linhas de tirantes protendidos.

- **Cortina atirantada** – é uma estrutura de contenção vertical e esbelta, construída usualmente com espessura entre 0,15 e 0,30 m, executada em concreto armado e obrigatoriamente reforçada por tirantes protendidos, distribuídos em duas ou mais linhas (níveis). Pode ser subfundada por estacas ou não. Os tirantes utilizados podem ser de três tipos: monobarra (de aço comum tipo CA-50), cordoalhas ou fios, ambos em aço especial. A cortina atirantada é parecida com um muro à flexão, porém sua base tem uma dimensão muito reduzida em relação à sua altura, justamente por causa da ação das linhas de tirantes para sua estabilidade global. Normalmente é empregada em obras de contenção de maior porte, em condições topográficas desfavoráveis ou quando se necessita vencer um grande desnível com uma obra de contenção a mais estreita (esbelta) possível. Costuma atingir alturas da ordem de 20 m.

- **Placas atirantadas** – constituídas por uma parede vertical composta por placas atirantadas isoladamente, porém adjacentes (contíguas) entre si. Essas placas são executadas em concreto armado pré-moldado e com dimensões variáveis, em função do talude a ser estabilizado. Possui uma utilização muito semelhante àquela das cortinas atirantadas. Sua vantagem consiste no fato de as peças serem pré-moldadas, sendo mais econômica e de execução mais rápida que as cortinas convencionais.

- **Muro de sacos de solo-cimento** – é composto por sacos de poliéster ou similares, que são preenchidos pela mistura de solo-cimento e costurados manualmente. Após o transporte, são dispostos em camadas horizontais que são compactadas manualmente com o emprego de soquetes. Ressalta-se que durante o posicionamento dos sacos há a intenção de proporcionar um intertravamento entre camadas, semelhante à amarração de fiadas de tijolos em uma alvenaria. Ao longo

da vida útil do muro, os sacos se desintegram. Porém o solo-cimento permanece na mesma forma sob a qual foi moldado. Sendo assim, as faces externas do muro podem ser protegidas através do emprego de concreto magro. Este tipo de solução apresenta uma vantagem que corresponde à facilidade de adaptação da geometria do muro à topografia local. É uma solução econômica por não requerer mão-de-obra especializada nem equipa-mento especial.

3.2 Obras com maciço em solo reforçado

Correspondem a obras de contenção concebidas por sistemas estruturais que são incorporados dentro do próprio maciço de solo, reforçando-o sem contar com um elemento estrutural externo. Os principais sistemas estruturais são:

- **Solo grampeado** – consiste em reforçar o solo por meio da introdução de elementos estruturais resistentes à flexão composta. Estes grampos podem ser: barras de aço (chumbadores), que é o tipo de grampo mais comum, microestacas, ou em caso excepcional, estacas. Pode ser empregado tanto em um talude natural (encostas) quanto em taludes resultantes de cortes.

A técnica executiva usual do solo grampeado consiste em: escavação parcial sem escoramento, de cima para baixo; perfuração inclinada com espaçamento entre os furos estabelecido em projeto (tanto na vertical quanto na horizontal); colocação de barras de aço; injeção de argamassa no interior do furo; execução da drenagem e aplicação de concreto projetado na superfície do talude parcialmente escavado. A face externa do solo grampeado é constituída geralmente por concreto projetado, reforçado por tela metálica. Outra alternativa é a utilização de concreto projetado reforçado por fibras de aço.

- **“Jet-grouting”** – é uma segunda técnica que proporciona melhoria das propriedades mecânicas dos solos “in situ”. Esta técnica consiste na formação de colunas de solo-cimento moldadas diretamente no subsolo. Em suma, insere-se uma haste no subsolo e aplica-se um jato de alta pressão através de movimentos rotacionais a alta velocidade, para desagregar a estrutura do solo natural ao redor da haste e, a seguir, misturá-lo com um ligante, geralmente calda de cimento, que é injetado também sob alta pressão. Forma-se então, em torno da haste, um bloco homogêneo de forma cilíndrica com características mecânicas melhores e com menor permeabilidade, em relação ao solo inicial.

Na ocorrência de deslizamentos de encostas pelo efeito de rastejo ou escorregamento em cunhas planas ou curvas, pode-se empregar as estacas de “jet-grouting” no solo, que funcionarão como grampos e proporcionarão melhores fatores de segurança. Essas estacas também possuem a função de prevenir possíveis escorregamentos de camadas de solo em contato com camadas de alteração de rocha, ou seja, pode-se evitar o rastejo do solo.

- **Microestacas ou estacas raiz** – outra técnica empregada é a utilização desses dois tipos de estacas injetadas moldadas “in loco” para compor cortinas de

estacas justapostas ou reticulados de estacas. O reticulado de estacas é aplicado quando há a probabilidade de uma ruptura planar. Este sistema consiste na execução de estacas em diversos ângulos que convergem para um único ponto, onde são incorporadas a um bloco de coroamento ou viga. As estacas apresentam elevada capacidade de resistir à tração e o bloco de coroamento ou viga apresenta a função de arrimar o maciço de solo instável em movimento descendente.

Quando a encosta é constituída por rocha alterada, as estacas podem ser distribuídas ao longo da encosta e ortogonais à mesma, sendo paralelas entre si, em uma densidade conveniente. O objetivo principal é a consolidação do maciço rochoso. Neste caso, as estacas trabalham ao cisalhamento puro. Deve-se ressaltar que esta solução tem a vantagem de evitar a construção de grandes muros de concreto armado.

As estacas raiz e microestacas são executadas por meio do emprego de equipamentos de pequeno porte. Possuem diâmetros considerados pequenos e podem ser executadas na direção vertical ou inclinada. Apesar da baixa capacidade de resistência da estaca aos momentos fletores gerados pelos esforços solicitantes e um número elevado de juntas por metro quadrado quando se trata de uma cortina, as estacas ainda se apresentam como soluções viáveis para locais de difícil acesso e quando há a necessidade de perfuração de rochas com o emprego do martelo de fundo tipo DTH (“down the hole”).

A estaca raiz é armada ao longo de todo o seu comprimento e concretada com argamassa. Sua execução é dada pela perfuração rotativa ou rotopercussiva, em que a escavação é revestida integralmente através do emprego de tubos metálicos rosqueáveis e recuperáveis com o intuito de garantir a estabilidade da perfuração no solo. Ao atingir a profundidade desejada, deve-se limpar o furo da escavação por meio de processo de lavagem, para então preencher a escavação de baixo para cima com argamassa. Após esta etapa, deve-se retirar o tubo de revestimento, no qual periodicamente é acoplada a cabeça de injeção e aplicada uma pressão.

No caso das microestacas, após a colocação do tubo de aço mancheteado ou barras de aço estribadas munidas de tubo-manchete com válvulas espaçadas no interior da escavação, realiza-se a injeção com calda de cimento ou argamassa através da válvula inferior e, de forma concomitante, retira-se o revestimento metálico. As demais injeções por meio das manchetes são executadas de forma ascendente.

- **Muro de terra armada** – é caracterizado pela introdução de fitas metálicas de aço especial no interior do reaterro compactado, possuindo um paramento vertical constituído de placas pré-moldadas de concreto, denominadas de escamas. As fitas metálicas desempenham o papel de resistência à tração e ao cisalhamento. Deve-se observar que o paramento vertical não apresenta uma função estrutural, mas apenas de proteção superficial do solo contra a erosão.

- **Aterro de solo reforçado com geossintético** – consiste em um aterro compactado em camadas que se apresentam envelopadas por uma manta de

geotêxtil não tecido. Com o intuito de proteger o geossintético, pode-se construir uma face (paramento) composta por alvenaria de tijolos ou de blocos, ou então por concreto. Este último pode ser executado com o emprego de formas (concreto moldado “in loco”) ou então em concreto projetado reforçado com tela metálica, tela plástica ou geogrelha para sustentação do mesmo. Ressalta-se a importância do emprego de uma capa plástica (geomembrana) protetora para o geotêxtil com o intuito de evitar sua colmatação (perda da capacidade de drenagem e filtração) ao longo do tempo.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

O problema de instabilização de encostas naturais, decorrente de ocupações urbanas desordenadas (favelas) é sabidamente recorrente no Brasil, causando uma série de prejuízos materiais, danos sociais e a ocorrência mais grave, que se traduz em diversas vítimas fatais.

Este artigo teve como objetivo apontar as principais causas desse tipo de problema, além de indicar soluções de engenharia para evitar sua ocorrência e corrigir os efeitos danosos acarretados pelas instabilizações das encostas que ocorrem em áreas urbanas.

É fundamental observar também que, desde que existam para uma determinada região, as cartas geotécnicas ou de suscetibilidade de risco para áreas urbanas devem ser consultadas, pois são instrumentos muito importantes na prevenção de acidentes no meio físico e na implementação de planejamento territorial e de políticas públicas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA (ABEF). Manual de execução de fundações e geotecnia: Práticas recomendadas. São Paulo: Pini, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (ABGE). Geologia de Engenharia. Editores: OLIVEIRA, A. M. S. e BRITO, S. N. A. São Paulo, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (ABGE). Geologia de engenharia e ambiental – Vol. 2 – Métodos e técnicas, Editores: OLIVEIRA, A. M. S. e MONTICELLI, J. J. São Paulo, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122: Projeto e execução de fundações: Procedimento. Rio de Janeiro, 2010.

FALCONI, F. et al. Fundações: teoria e prática. 3a. ed. São Paulo: Pini, 2016.

GEO-RIO. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. Coleção Manual Técnico de Encostas. 2ed. Rio de Janeiro: GEO-RIO, 2000a, v.1, 253p.

GEO-RIO. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. Coleção Manual Técnico de Encostas. 2ed. Rio de Janeiro: GEO-RIO, 2000b, v.3, 184p.

GEO-RIO. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. Coleção Manual Técnico de Encostas. 2ed. Rio de Janeiro: GEO-RIO, 2000c, v.4, 188p.

MINISTÉRIO DAS CIDADES/INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – IPT. Mapeamento de riscos em encostas e margem de rios. Editores: CARVALHO, C. S.; MACEDO, E. S. e OGURA, A. T. Brasília, 2007.

ZONEAMENTO SIMPLIFICADO DE RISCO DE DESLIZAMENTO EM ENCOSTAS NO NORDESTE DO BRASIL

Belaniza Gaspar Santos Neta

Universidade Federal de Sergipe/UFS
São Cristóvão, Sergipe

Oswaldo de Freitas Neto

Universidade Federal do Rio Grande do Norte/
UFRN
Natal, Rio Grande do Norte

Erinaldo Hilario Cavalcante

Universidade Federal de Sergipe/UFS
São Cristóvão, Sergipe

RESUMO: A importância da gestão de risco deve-se principalmente às consequências, muitas vezes catastróficas, dos eventos naturais, que vão desde perdas socioeconômicas até perdas de vidas. O objetivo deste trabalho é auxiliar as entidades responsáveis pela gestão de risco do município de Aracaju, capital do estado de Sergipe, no que se refere ao risco de deslizamentos em encostas urbanas através do zoneamento de risco. A análise de risco dos setores de encosta estudados foi realizada com o auxílio da metodologia qualitativa de Gusmão Filho *et al.* (1992), considerando-se a proposta de Alheiros (1998) para o cálculo do grau de risco final em cada setor. Foram analisados 16 setores, dentre eles, apenas cerca de 6% dos setores apresentaram grau de risco baixo, enquanto aproximadamente 44% apresentaram grau de risco médio, grau de risco alto e muito

alto corresponderam a aproximadamente 31 e 19%, respectivamente. A verificação de que metade dos setores de encosta avaliados apresentaram grau de risco alto e muito alto enaltece a necessidade de monitoramento e a implantação de ações preventivas nessas áreas.

PALAVRAS-CHAVE: Zoneamento de Risco, Deslizamento, Encostas Urbanas.

SIMPLIFIED LANDSLIDE RISK ZONING IN NORTHEASTERN BRAZIL

ABSTRACT: The importance of risk management is due primarily to the often catastrophic consequences of natural events, from socioeconomic losses to loss of life. The aim of this study is to help risk management entities in the city of Aracaju, capital of Sergipe state, Brazil, cope with the risk of urban landslides via risk zoning. Risk analysis of the slope sectors was conducted using the qualitative methodology of Gusmão Filho *et al.* (1992), considering Alheiros' proposal (1998) for calculating the final risk level in each sector. A total of 16 sectors were analyzed, only 6% of which exhibited low risk, 44% medium risk, while 31 and 19% were at high and very high risk, respectively. The fact that half of the slope sectors were at high and very high risk underscores the need for monitoring and

preventive measures in these areas.

KEYWORDS: Risk Zoning, Landslide, Urban Slopes.

1 | INTRODUÇÃO

A ocupação irregular de áreas naturalmente sujeitas a deslizamentos é um dos efeitos do crescimento populacional desordenado. Quando deslizamentos ocorrem em grandes centros urbanos, possuem a tendência de assumir proporções catastróficas. Surge então, a importância do mapeamento de risco para gerir tais áreas e evitar danos a população.

A cidade de Aracaju, embora seja predominantemente plana, apresenta diversos locais de relevo acidentado que são caracterizados pela ocupação desordenada, com edificações precárias, nas quais cortes, aterros, desmatamentos e a ausência de saneamento básico são alguns dos fatores que contribuem para a instabilidade das encostas presentes nessas áreas.

A notação adotada pelo relatório da ONU (2004), define risco como a probabilidade de consequências perigosas ou perdas esperadas (mortes, feridos, propriedade, atividades econômicas interrompidas ou danos ambientais) como resultado das interações entre os perigos naturais ou induzidos pelo homem e as condições vulneráveis. Portanto, $Risk$ (Risco) = $Hazards$ (Perigos) x $Vulnerability$ (Vulnerabilidade). O mapeamento de risco ocorre através da análise de risco geológico, que, segundo Cerri *et al.* (2007), em geral, é realizada através de investigações geológico-geotécnicas de superfície executadas na área de interesse.

Cerri *et al.* (2007), afirma que o mapeamento de risco pode ser realizado em dois níveis de detalhe: o zoneamento de risco e o cadastramento de risco. O zoneamento de risco é caracterizado pela delimitação de setores nos quais existem diversas moradias, cada setor recebe um mesmo grau de risco ainda que existam moradias pertencentes ao setor que não possuam o mesmo grau de risco atribuído ao mesmo ou até moradias que não apresentem risco. O cadastramento de risco de escorregamento em encostas é mais detalhado e os riscos são atribuídos por moradia.

Com o intuito de auxiliar as entidades públicas responsáveis pela gestão de risco da cidade de Aracaju, bem como identificar a possível evolução de movimentos ocorridos anteriormente, este trabalho apresenta o zoneamento de risco de deslizamento realizado através da metodologia qualitativa de Gusmão Filho *et al.* (1992), considerando-se a proposta de Alheiros (1998) para o cálculo do grau de risco final dos setores. O zoneamento de risco permite a hierarquização dos problemas e o suporte técnico para a relação com as comunidades afetadas.

2 | DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 Localização

A área de estudo compreende o município de Aracaju, capital do estado de Sergipe, localizado na região nordeste do Brasil. De acordo com a Lei nº 554 de 6 de fevereiro de 1954 a cidade limita-se ao norte pelos municípios de Nossa Senhora do Socorro e Santo Amaro das Brotas, ao sul pelo município de Itaporanga d'Ajuda, a leste pelo município de Barra dos Coqueiros e o oceano Atlântico e, a oeste pelo município de São Cristóvão. A cidade possui uma área territorial de 181,856 km². De acordo com o censo do IBGE do ano de 2010, a população aracajuana corresponde a 571.149 habitantes e a densidade demográfica é de 3.140,67 hab/km².

2.2 Caracterização da Área de Estudo

O município de Aracaju apresenta um clima sub-úmido com precipitação média anual de 1.590 mm, a temperatura média anual é de 26°C e o período chuvoso ocorre entre os meses de março e agosto. A vegetação compreende Mata secundária (Mata Atlântica), Manguezal e Restinga. Sua hidrografia é constituída pelo Rio Sergipe, Rio Vaza-Barris, Rio Poxim, Rio Pitanga e Canal Santa Maria (Sergipe, 2015).

O município de Aracaju está localizado numa região coberta por Formações Superficiais, representadas por duas unidades de relevo, a Planície Costeira e os Tabuleiros Costeiros caracterizados pelo desenvolvimento de morros elaborados sobre litologias do Grupo Barreiras (Araújo, 2006). Fontes (2003) reitera essa análise, afirmando que a implantação da cidade de Aracaju foi concretizada graças à ação antrópica, o que interviu na sua geomorfologia. Havendo desmontes de dunas e aterros de mangues com sedimentos do grupo Barreiras, dando origem a um verdadeiro solo criado.

3 | METODOLOGIA

A análise de risco no município de Aracaju utilizou-se da metodologia de Gusmão Filho *et al.* (1992) considerando-se a proposta de Alheiros (1998) para o cálculo do grau de risco final de cada setor de encosta. Ao levar-se em conta a densidade populacional, um dos representantes da vulnerabilidade, a metodologia de Gusmão Filho *et al.* (1992) caracteriza-se como uma análise de risco.

Inicialmente foi estabelecido o contato com a Defesa Civil Municipal de Aracaju, órgão responsável pelo monitoramento do risco local. Dentre as informações concedidas pela referida entidade consta um levantamento das áreas de risco referentes a enchentes e a movimentos gravitacionais de massa realizado pelo Serviço Geológico do Brasil no ano de 2013, no qual delimitou-se 15 áreas expostas a risco de deslizamento. Com base nesse levantamento, foram escolhidos 16

setores de encosta com características mais representativas, para a análise de risco de escorregamento apresentada neste trabalho. A setorização das áreas foi feita considerando-se a homogeneidade de características visuais, ou seja, ainda que existam setores muito próximos, se eles apresentam características como, cobertura vegetal, textura do solo e tratamento, muito diferentes, esses são considerados setores distintos.

Com base nas visitas que foram realizadas às áreas para verificar as características de cada encosta e no trabalho de Alheiros (1998), foi elaborada uma ficha de avaliação de campo que leva em consideração as características da cidade de Aracaju. Essa ficha contempla os parâmetros físicos e ambientais, representados pelos fatores de risco (topográfico, geológico e ambiental) e seus respectivos atributos que afetam a estabilidade das encostas (Tabela 1). O atributo saneamento, foi acrescentado de acordo com a adaptação de Moura *et al.* (2006) e corresponde a existência ou não de tratamento de esgoto.

| Topográfico | Geológico | Ambiental |
|---------------------|---------------------|------------------------|
| Altura | Litologia | Vegetação |
| Extensão | Estrutura | Drenagem |
| Declividade | Textura | Cortes |
| Morfologia (Perfil) | Movimento e | Densidade populacional |
| Morfologia (Planta) | transporte de massa | Saneamento |
| | | Tratamento |

Tabela 1- Fatores de Risco e Grupos de Atributos

As morfologias foram verificadas nas visitas às encostas.

A altura e a declividade das encostas foram conhecidas utilizando-se o método relativo de levantamento geodésico, em que um aparelho GPS com precisão topográfica, da marca Ashtech, modelo Promark 100, foi utilizado na ocupação dos pontos desejados.

O conjunto de atributos referente ao fator geológico é constituído pelas características dos solos das encostas, são elas: litologia, estrutura, textura e movimento e transporte de massa. A litologia foi definida com o auxílio do Atlas Digital sobre Recursos Hídricos do Estado de Sergipe (2014) e do trabalho de Araújo (2006). A estrutura característica dos solos das encostas é correspondente aos sedimentos do Grupo Barreiras, que segundo Gusmão Filho *et al.* (1982), são estratificados quase horizontalmente, essa condição foi claramente observada nas encostas estudadas. A textura foi definida através da análise tátil-visual realizada nas visitas de campo, a identificação de processos de movimento e transporte de massa também foi realizada nas visitas às áreas de encostas.

Os atributos do fator ambiental foram: vegetação, drenagem, cortes, densidade populacional, saneamento e tratamento. Apenas a densidade populacional não foi definida em campo. Neste trabalho foram considerados dados obtidos através

do SIUG (Sistema de Informações Urbanísticas Georreferenciadas) na página da internet da SEPLOG (Secretaria Municipal do Planejamento, Orçamento e Gestão) de Aracaju, onde estão disponíveis as informações mais atualizadas referentes a demografia dos bairros da cidade.

Diante das observações em campo e da tabulação dos dados, foram estabelecidas quatro faixas de grau de risco (Tabela 2): R1 (Risco Baixo); R2 (Risco Médio); R3 (Risco Alto); e R4 (Risco Muito Alto), para cada atributo considerado.

| Grau de Risco | Termo Correspondente |
|---------------|----------------------|
| 1 | Baixo |
| 2 | Médio |
| 3 | Alto |
| 4 | Muito Alto |

Tabela 2 – Termos Correspondentes a Cada Grau de Risco

Para avaliar o grau de risco dos atributos associando-os aos quatro números, observou-se seus valores extremos obtidos nas encostas, e dividiu-se o intervalo em quatro faixas para encontrar o incremento. Assim, foi possível conhecer o intervalo correspondente a cada grau de risco e, conseqüentemente, a cada termo linguístico, isso foi feito para todos os atributos numéricos, como: altura da encosta, extensão da encosta, declividade da encosta e densidade populacional.

O cálculo do grau de risco topográfico, geológico e ambiental foi feito pela média aritmética dos valores de grau de risco atribuídos aos seus respectivos atributos. Nas equações de 1 a 3 são apresentados os cálculos dos graus de risco topográfico, geológico e ambiental.

$$GRT = \frac{\sum \text{Atributos}}{5} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$GRG = \frac{\sum \text{Atributos}}{4} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$GRA = \frac{\sum \text{Atributos}}{5} \quad (\text{Eq. 3})$$

Neste trabalho foi considerada a proposta de Alheiros (1998) para o fator redutor do risco ambiental devido ao tratamento, considerando-se quatro faixas de risco, expresso através da equação 4.

$$GRA_t = GRA_i - \left[\left(\frac{GRA_i - 1}{3} \right) (4 - T) \right] \quad (\text{Eq. 4})$$

Na equação 4, GRA_t representa o grau de risco de um atributo ambiental incluindo o tratamento, GRA_i é o grau de risco de um atributo ambiental sem tratamento e T é a nota do tratamento.

O cálculo de grau de risco final foi realizado através da proposta de Alheiros (1998), atribuindo-se peso 2 para o fator topográfico, peso 1 para o fator geológico e peso 3 para o fator ambiental, visto que esses dependem principalmente da ação antrópica (Eq. 5).

$$GRF = \left[\frac{(2GRT) + (1GRG) + (3GRA_t)}{6} \right] \quad (\text{Eq. 5})$$

Na equação 5, o GRF corresponde ao grau de risco final, GRT é o grau de risco topográfico, GRG é o grau de risco geológico e GRA_t é o grau de risco ambiental com o fator redutor devido ao tratamento.

As faixas equivalentes a cada termo linguístico dos graus de risco finais foram estabelecidas através da divisão linear do intervalo entre o menor e o maior grau de risco final em quatro faixas, conforme a tabela 2.

4 | RESULTADOS

As faixas correspondentes a cada grau de risco dos atributos, bem como os termos linguísticos para o município de Aracaju são apresentados na tabela 3.

As faixas de grau de risco final estabelecidas para o município de Aracaju estão apresentados na tabela 4.


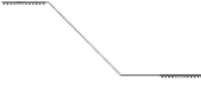






| Fatores | Grau de Risco | | | |
|---------------------------------|--|--|---|--|
| | Baixo - 1 | Médio - 2 | Alto - 3 | Muito Alto - 4 |
| Topográficos | | | | |
| Altura (m) | <10 | 10-14 | 14-18 | >18 |
| Extensão (m) | <159 | 159-302 | 303-445 | >445 |
| Declividade (%) | <91 | 91-135 | 136-180 | >180 |
| Morfologia (Perfil) | Côncava  | Retilínea  | Cônc-Conv  | Convexa  |
| Morfologia (Planta) | Convexo  | Retilínea  | Sinuosa  | Côncava  |
| Geológicos | | | | |
| Litologia | Solo Residual Maduro | Grupo Barreiras | Unidades Quaternárias (Continentais) | Unidades Quaternárias (Marinhas) |
| Textura | Areno-Argilosa | Areno-Siltosa | Argilo-Arenosa | Argilosa/Arenosa |
| Estrutura | Homogênea | Mergulho Oposto | Sub-Horizontal | Sub-Vertical |
| Movimento e Transporte de Massa | <ul style="list-style-type: none"> • Ausentes • Rav. Sup. | Cicatrizes | Erosão no Pé Da Encosta | <ul style="list-style-type: none"> • Rav. Profundo • Fendas |
| Ambientais | | | | |
| Vegetação (%) | >70 | 70-30 | <30 | Ausente |
| Drenagem | <ul style="list-style-type: none"> • Extensiva • Parcial | Insuficiente | Tópica | Inexistente |
| Cortes | Isolados | Em Patamares | Desordenados (-) | Desordenados (+) |
| Densidade Populacional (hab/ha) | <44 | 44-70 | 71-98 | >98 |
| Saneamento | Saneada | Estação de Tratamento | Fossa e Sumidouro | Água Servida Escoando |
| Tratamento | <ul style="list-style-type: none"> • Extensivo • Parcial | Insuficiente | Tópico | Inexistente |

Tabela 3 – Faixas de Grau de Risco dos Atributos Correspondentes aos Fatores

| Grau de Risco | Faixa de Valores |
|------------------|------------------|
| Risco Baixo | <2,14 |
| Risco Médio | 2,14-2,40 |
| Risco Alto | 2,41-2,67 |
| Risco Muito Alto | >2,67 |

Tabela 4 – Faixas de Grau de Risco Final de Aracaju-SE

A tabela 5 mostra os graus de risco topográfico, geológico e ambiental das encostas. São apresentados também os valores do grau de risco final para cada setor calculado através da equação 5. Observou-se que os resultados foram compatíveis com as características apresentadas em campo.

| Setores de Encostas | Regiões | Grau de Risco Topográfico | Grau de Risco Geológico | Grau de Risco Ambiental | Grau de Risco Final Aracaju | Termo Linguístico |
|---------------------|---------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------|
| 01 | Sul | 1,80 | 2,00 | 2,60 | 2,23 | Risco Médio |
| 02 | Oeste | 3,00 | 2,50 | 2,60 | 2,72 | Risco Muito Alto |
| 03 | | 2,20 | 1,75 | 3,80 | 2,93 | Risco Muito Alto |
| 04 | | 1,80 | 2,00 | 2,80 | 2,33 | Risco Médio |
| 05 | | 1,80 | 2,50 | 3,00 | 2,52 | Risco Alto |
| 06 | | 1,60 | 2,00 | 2,80 | 2,27 | Risco Médio |
| 07 | | 1,00 | 2,00 | 3,40 | 2,37 | Risco Médio |
| 08 | | 2,20 | 2,00 | 2,67 | 2,40 | Risco Médio |
| 09 | | 1,80 | 3,00 | 3,40 | 2,80 | Risco Muito Alto |
| 10 | | 2,00 | 1,75 | 2,80 | 2,36 | Risco Médio |
| 11 | | Norte | 2,60 | 2,25 | 2,60 | 2,54 |
| 12 | 1,80 | | 2,25 | 1,80 | 1,88 | Risco Baixo |
| 13 | 2,20 | | 2,00 | 2,60 | 2,37 | Risco Médio |
| 14 | 2,40 | | 2,00 | 3,00 | 2,63 | Risco Alto |
| 15 | 1,80 | | 1,50 | 3,40 | 2,55 | Risco Alto |
| 16 | 2,20 | | 2,25 | 2,60 | 2,41 | Risco Alto |

Tabela 5 – Grau de Risco por Encosta do Município de Aracaju

4.3 Zoneamento de Risco das Áreas de Aracaju

Os setores de risco baixo estão representados pela cor verde, os de risco médio pela cor amarela, os setores de risco alto na cor laranja e os de risco muito alto na cor vermelha.

4.3.1 Setores de Risco Baixo

Apenas o setor 12 (Figura 1), localizado na rua Curitiba no bairro Industrial, foi classificado como de risco baixo de deslizamento.

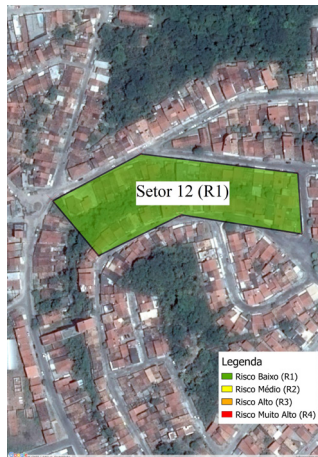


Figura 1. Zoneamento do setor 12 situado no bairro Industrial (Adaptado do Google, 2016).

4.3.2 Setores de Risco Médio

Os setores 01, 04, 06, 07, 08, 10 e 13 (Figuras de 2 a 6) foram classificados como de risco médio.



Figura 2. Zoneamento do setor 01 situado no bairro Santa Maria (Adaptado do Google, 2016).

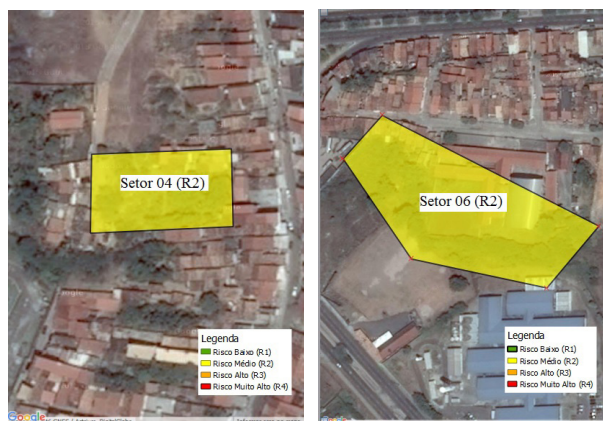


Figura 3. Zoneamento dos setores 04 e 06 situados no bairro América (Adaptado do Google, 2016).

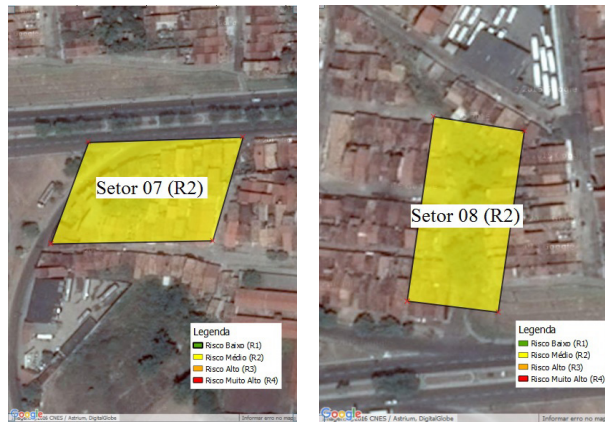


Figura 4. Zoneamento dos setores 07 e 08 situados no bairro América (Adaptado do Google, 2016).



Figura 5. Zoneamento do setor 10 situado no bairro Suíssa (Adaptado do Google, 2016).

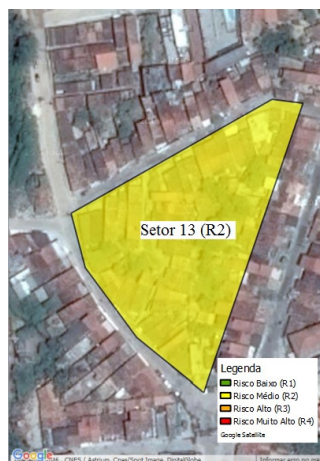


Figura 6. Zoneamento do setor 13 situado no bairro Industrial (Adaptado do Google, 2016).

4.3.3 Setores de Risco Alto

Os setores 05, 11, 14, 15 e 16 (Figuras de 7 a 11) apresentaram grau de risco alto.



Figura 7. Zoneamento do setor 05 situado no bairro América (Adaptado do Google, 2016).

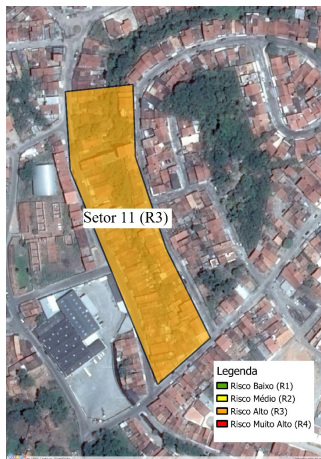


Figura 8. Zoneamento do setor 11 situado no bairro Industrial (Adaptado do Google, 2016).

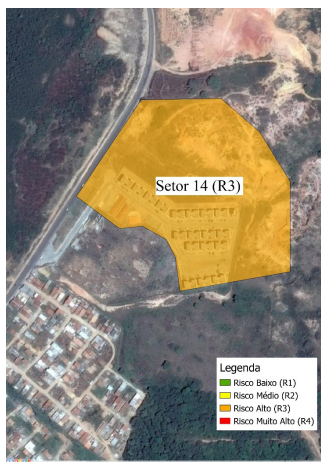


Figura 9. Zoneamento do setor 14 situado no bairro Japãozinho (Adaptado do Google, 2016).

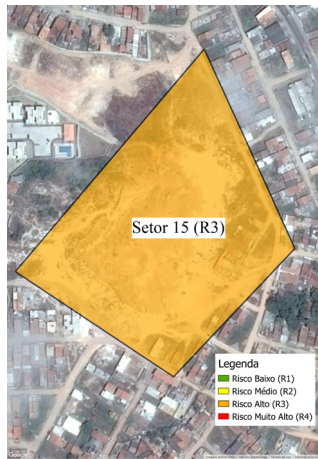


Figura 10. Zoneamento do setor 15 situado no bairro Cidade Nova (Adaptado do Google, 2016).

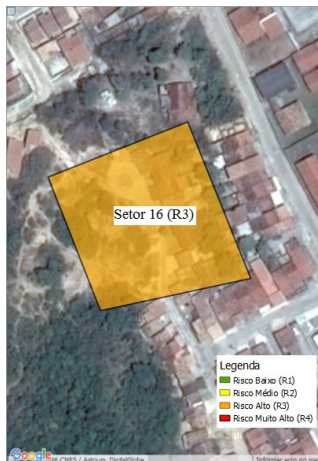


Figura 11. Zoneamento do setor 16 situado no bairro Porto Dantas (Adaptado do Google, 2016).

4.3.4 Setores de Risco Muito Alto

Os setores 02, 03 e 09 (Figuras 12 a 13) apresentam grau de risco muito alto.

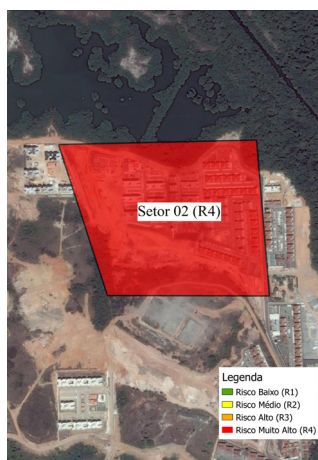


Figura 12. Zoneamento do setor 02 situado no bairro Jabotiana (Adaptado do Google, 2016).

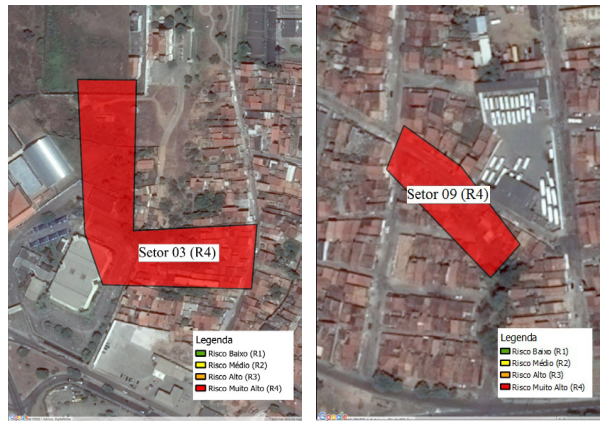


Figura 13. Zoneamento dos setores 03 e 09 situados no bairro América (Adaptado do Google, 2016).

5 | CONCLUSÃO

Os resultados mostraram que 50% dos setores de encosta estudados foram classificados com grau de risco alto e muito alto. A partir disso, é possível concluir que a análise qualitativa de risco utilizada, além de ser altamente viável na avaliação do risco pelas entidades fiscalizadoras, é uma importante ferramenta para a análise preliminar, o que permite o reconhecimento e a hierarquização das áreas que justificariam a aplicação de metodologias mais sofisticadas associadas aos grandes avanços tecnológicos.

REFERÊNCIAS

- Alheiros, Margareth Mascarenhas (1998). **Riscos de Escorregamentos na Região Metropolitana do Recife**. 129 f. Tese (Doutorado em Geologia Sedimentar) – Universidade Federal da Bahia, Salvador.
- Araújo, H. M. (2006). Elementos Componentes do Sistema Ambiental Físico de Aracaju. In: ARAÚJO, H. M.; VILAR, J. W. C.; WANDERLEY, L. L.; SOUZA, R. M.. (Org.). **O Ambiente Urbano: visões geográficas de Aracaju**. São Cristóvão, UFS, p. 15-42.
- Brasil (2013). Ministério de Minas e Energia. **Ação Emergencial para Delimitação da Áreas em Alto e Muito Alto Risco a Enchentes e Movimentos de Massa**. Aracaju, CPRM. 18 p.
- Cerri, L. E. S. et al. (2007). **Mapeamento de Risco em Assentamentos Precários no Município de São Paulo**, *Revista Geociências*, São Paulo, Vol. 26, No. 2, pp. 143-150.
- Fontes, A. L. (2003). **O Quaternário Costeiro e o Município de Aracaju (SE)**. *2º Congresso do Quaternário de Países de Línguas Ibéricas*. Recife, Brasil.
- Gusmão Filho, J. A. et al. (1982). **Caracterização Geológico-Geotécnica dos Morros de Olinda**. *7º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*. Olinda, Brasil, pp. 75-102.
- Gusmão Filho, J. A., Melo, L. V., Alheiros, M. M. (1992). **Relatório Temático sobre Encostas**. Plano Diretor de Jaboatão dos Guararapes. Recife.

Moura, D. S. S. et al. (2006). **Mapeamento de risco simplificado de deslizamento de encostas no município de Tibau do Sul – RN**. I Congresso de Pesquisa e Inovação da Rede Norte Nordeste de Educação Tecnológica, Natal.

ONU. United Nations Inter Agency Secretariat of the International Strategy for Disaster Reduction (UNI/ISDR). **Living with Risk: A Global Review of Disaster Reduction Initiatives**. vol. I. Genebra, Suíça, 2004. 431 p.

ONU. United Nations Inter Agency Secretariat of the International Strategy for Disaster Reduction (UNI/ISDR). **Living with Risk: A Global Review of Disaster Reduction Initiatives**. vol. II. Genebra, Suíça, 2004. 127 p.

Sergipe (2014). Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos. **Atlas Digital sobre Recursos Hídricos do Estado de Sergipe**.

Sergipe (2015). Secretaria do Planejamento, Orçamento e Gestão. **Perfil: Grande Aracaju e Aracaju**. Aracaju, Brasil. 11 p.

ESTUDOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS PARA IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM VENTUROSA NO ESTADO DE PERNAMBUCO

Hosana Emilia Sarmiento Costa Leite

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de Pernambuco
Recife - Pernambuco

Rafaella Teixeira Miranda

Techne Engenheiros Consultores
Recife - Pernambuco

Maiara de Araújo Porto

Techne Engenheiros Consultores
Recife - Pernambuco

Túlio Martins de Lima

Techne Engenheiros Consultores
Recife - Pernambuco

Natália Milhomem Balieiro

Techne Engenheiros Consultores
Recife - Pernambuco

RESUMO: O corrente artigo apresenta os estudos e serviços realizados com a finalidade de subsidiar a elaboração do Relatório de Projeto Básico da Barragem Venturosa, a ser construída no município de Venturosa, Estado de Pernambuco. O estudo geológico-geotécnico associado à implantação de uma barragem é complexo e envolve variadas etapas. Numa primeira abordagem classifica-se a região geologicamente, tendo por base estudos e investigações pré-existentes. Posteriormente, com informações adquiridas em visitas técnicas, define-se o plano de sondagens e identificam-se

possíveis locais de empréstimo. As prospecções geotécnicas classificam o maciço rochoso sob o ponto de vista geológico-geotécnico, fornecendo informações de extrema importância para suporte da solução tecnológica adotada. Após identificação dos locais de empréstimo, é definido o corpo de ensaios, necessário para avaliação da qualidade do material destinado à aplicação no corpo da barragem e/ou nas suas estruturas complementares. Após os estudos e ensaios elaborados, concluiu-se que a barragem será fundada num maciço competente, compatível com a fundação de uma barragem zoneada (núcleo argiloso e espaldares em enrocamento). O maciço rochoso ao longo do eixo barrável apresenta boa condição como suporte de carga, boa condição mecânica, boa condição de estanqueidade e boa resistência ao efeito de erosão causado principalmente pela água. As características de deformabilidade do maciço rochoso são boas para qualquer tipo de barragem a implantar, desde que se retire a aluvião e o solo de alteração da rocha. Em relação aos materiais naturais de construção conclui-se que os mesmos são viáveis tecnicamente e satisfatórios em termos de volume disponível.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, Investigações Geológicas-Geotécnicas, Ensaios, Implantação.

GEOLOGICAL – GEOTECHNICAL STUDIES FOR IMPLEMENTATION OF VENTUROSA DAM IN PERNAMBUCO STATE

ABSTRACT: This paper presents the studies and services carried out for supporting the Venturosa's Dam Basic Project Report, to be built in Venturosa, Pernambuco State, Brazil. The geological-geotechnical study associated with the implementation of a dam is complex and comprises several stages. In the first, the region is geologically classified, considering previous studies and investigations. After that, based on information obtained from technical visits, the survey plan is defined and possible soil loan areas are identified. Geotechnical prospecting classifies the rock massif under the geological-geotechnical point of view, providing useful information to support the adopted technological solution. Next, the test body is defined to evaluate quality of the material to be used in the dam body and/or its complementary structures. After performed studies and tests, it was concluded that the dam will be founded on a competent massif, compatible with the foundation of a zoned dam (clay core and slopes in rockfill). The rock mass along the dam axis presents good mechanical and tightness, favorable support for load and good resistance to the erosion effect mainly caused by water. The deformability characteristics of the rock mass are good for any type of dam to be deployed, provided that the alluvium and the rock-altering soil are removed. In terms of natural building materials, it is concluded that they are technically viable and satisfactory (available amount).

KEYWORDS: Dam, Geological-Geotechnical Investigations, Tests, Employment.

1 | INTRODUÇÃO

O corrente artigo apresenta os serviços de campo realizados com a finalidade de subsidiar os estudos de elaboração do Relatório de Projeto Básico da Barragem Venturosa, a ser implantada pelo Governo do Estado de Pernambuco com o objetivo de possibilitar o atendimento à demanda de água das sedes municipais de Venturosa, Alagoinha e Pedra, com o excedente da oferta de água podendo ser utilizado na irrigação.

O objetivo principal do estudo foi a caracterização do maciço rochoso ao longo do eixo barrável selecionado e suas proximidades sob o ponto de vista geológico e geotécnico, bem como as características dos materiais naturais de construção.

Neste relato estão analisados e discutidos os resultados do reconhecimento geológico - geotécnico de superfície e subsuperfície, dos serviços geotécnicos de prospecção, dos ensaios de campo e laboratório realizados e utilizados na concepção e dimensionamento do empreendimento.

A futura barragem Venturosa, a ser projetada sobre o rio Ipanema, está localizada no Sítio Mamoeiro na localidade de Laje Santa, a cerca de 11,5 km à nordeste da cidade de Venturosa/PE.

2 | INVESTIGAÇÕES REALIZADAS

2.1 Caracterização Geológico-geotécnica

A caracterização geológico-geotécnica, realizada ao longo do eixo barrável, consta de um reconhecimento geológico de superfície e de subsuperfície, com o intuito de descrever sua tipologia, os principais parâmetros geotécnicos do maciço rochoso (grau de alteração, grau de fraturamento e coerência), bem como, sua permeabilidade e as descontinuidades presentes em relação à distribuição espacial.

As investigações de subsuperfície foram programadas com base na localização do barramento preliminarmente identificado, obedecendo-se os seguintes critérios básicos:

As sondagens mistas (percussão e rotativas) foram executadas no eixo do barramento e a jusante, em número tal que permitiu a definição do perfil geológico de fundação e a classificação dos materiais a serem escavados segundo suas categorias (1^a, 2^a e 3^a categorias);

As sondagens rotativas foram programadas para atingirem a profundidade mínima de 8 metros em rocha sã;

As sondagens à percussão foram programadas para atingirem o limite do impenetrável com determinação do SPT no percurso.

As investigações de subsuperfície foram executadas segundo especificações da ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Meio Ambiente (ABGE, 1999), sendo as sondagens rotativas executadas no diâmetro NX e as sondagens a percussão com amostrador SPT padrão. A passagem de percussão para rotativa foi especificada para o impenetrável ao amostrador SPT no caso de rochas sedimentares e impenetrável à lavagem no caso de rochas cristalinas.

Foram realizados ensaios de perda d'água nos corpos rochosos e de infiltração nas camadas de solos (conforme orientações do Manual de Sondagens, Boletins N° 03 - 4^a edição da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE, 1999).

Os materiais obtidos nas sondagens foram descritos dentro dos padrões usuais, obtendo-se para as rochas, o grau de alteração, de fraturamento e de permeabilidade e para os solos, a granulometria, compactidade, consistência e origem geológica. No total foram realizadas 08 (oito) Sondagens Mistas.

2.2 Materiais de Empréstimo

Tendo em conta que a solução mais viável para a Barragem Venturosa seria uma barragem zoneada (núcleo argiloso e espaldares em enrocamento), foram pesquisadas as seguintes ocorrências de materiais, com a qualidade requerida e na quantidade necessária:

- Solos, para utilização nas obras de terra;
- Areia, para utilização nos concretos e filtros; e

- Rocha, para utilização em enrocamentos, transições e agregados graúdos (brita) para filtro e para os concretos.

O empréstimo de solo estudado foi localizado próximo a ombreira direita do eixo barrável e denominado Jazida 01. A alternativa estudada para empréstimo de areia foi localizada no rio Ipanema, próxima da barragem, intitulada Jazida 02. Por fim, foi localizada uma pedreira nas imediações da área do reservatório, denominada Jazida 03. A Tabela 1 apresenta o volume disponível e a localização dessas jazidas.

| Local | Área (m ²) | Espessura Média* (m) | Volume Disponível (m ³) |
|-----------|------------------------|----------------------|-------------------------------------|
| Jazida 01 | 90.000 | 0,80 | 72.000 |
| Jazida 02 | 14.000 | 3,00 | 42.000 |
| Jazida 03 | 3.520 | - | 75.000* |

Tabela 1. Volumes de solos disponíveis para empréstimo.

*Volumes estimados, podendo apresentar valores maiores dependendo da logística de exploração da jazida.

2.3 Ensaios de Laboratório

Foram programados e realizados ensaios geotécnicos de laboratório com finalidade de proceder à caracterização dos materiais e obtenção das características de permeabilidade, resistência e deformabilidade dos solos de empréstimo, bem como das jazidas de areia e materiais pétreos. Também foram realizados ensaios “In situ”. Os ensaios realizados e suas quantidades são apresentados na Tabela 2.

No empréstimo de solo, em amostras deformadas, foram realizados ensaios de caracterização (Preparação das amostras de solo - NBR 6457/86, Determinação da Massa Específica dos grãos - NBR 6508/84, Ensaio de Granulometria - NBR 7181/84, Determinação do Limite de Plasticidade - NBR 7180/84 e do Limite de Liquidez - NBR 6459/84), além da determinação do coeficiente de permeabilidade a carga variável (NBR 14545/00) e ensaio de compactação (NBR 7182/86). Também foram realizados ensaios “In situ” para determinação da densidade dos solos, utilizando o método do cilindro de cravação (NBR 9813-ABNT).

O ensaio de compactação foi realizado para a energia Proctor Normal. A mesma energia foi aplicada para o ensaio de permeabilidade, realizado em permeâmetro de carga variável.

Para caracterização do potencial expansivo dos solos de empréstimo foram realizados ensaios de pressão de expansão e expansão livre, segundo a NBR 12007/90. E para obtenção das características de resistência e deformabilidade dos solos de empréstimo foram realizados ensaios triaxiais, segundo a BS 1377- 7:1990 e de cisalhamento direto (ASTM D3080/2004).

Ainda foram realizados no material de empréstimo ensaios para avaliação da dispersibilidade de solos Argilosos através de ensaios químicos (CTC). Este ensaio, feito por espectrofotometria, permite a determinação das quantidades de

cátion presentes de cálcio, magnésio e potássio, expressas em miliequivalentes por litro (meq/litro); a partir destes dados são obtidos três parâmetros de análise, que por meio de um ábaco caracteriza-se a condição dispersiva, questionável ou não dispersiva do solo ensaiado.

Os materiais coletados nas jazidas de areia foram submetidos a análise granulométrica por peneiramento (NBR 7217/87 e DNER-ME- 083/98), densidade real (NBR NM 52/09 e DNER-ME-084/95), permeabilidade constante (NBR 13292/95) e análise petrográfica (NBR 7389-1/09).

| ENSAIOS | QUANTIDADES |
|--|-------------|
| ENSAIOS – SOLO | |
| Umidade Natural | 06 |
| Massa Específica Real dos Grãos | 06 |
| Limite de Liquidez | 06 |
| Limite de Plasticidade | 06 |
| Granulometria por Peneiramento | 06 |
| Granulometria por Sedimentação | 06 |
| Proctor Normal (Compactação) | 06 |
| Permeabilidade a carga variável | 06 |
| Densidade “In Situ” | 06 |
| Triaxial CU - ensaio consolidado e não drenado | 02 |
| Ensaio cisalhamento direto | 02 |
| Expansão livre | 02 |
| Pressão de expansão | 02 |
| Ensaio Químico - CTC | 02 |
| ENSAIOS – AREIA | |
| Granulometria por Peneiramento | 02 |
| Densidade Real | 02 |
| Permeabilidade a carga constante | 02 |
| Mineralogia | 01 |
| ENSAIOS – ROCHA | |
| Exame de lâminas petrográficas | 01 |
| Peso específico, porosidade e absorção | 01 |
| Forma de fragmentos | 01 |
| Abrasão “Los Angeles” | 01 |
| Compressão Uniaxial | 01 |

Tabela 2. Resumo dos ensaios laboratoriais e de campo realizados.

A amostra da Pedreira foi submetida a Exame de lâminas petrográficas, objetivando detectar a ocorrência de RAA (Reação Álcalis Agregado) no concreto (NBR 7389-2/09); ensaios de peso específico, porosidade e absorção (NBR NM 53/2009), forma de fragmentos (NBR 7809/2006), Abrasão “Los Angeles” (NBR NM 51/2001) e resistência à compressão uniaxial (NBR 12 767/1992).

3 | ASPECTOS GEOLÓGICOS GERAS

O município de Venturosa pertence ao estado de Pernambuco, estando inserido na mesorregião Agreste e na microrregião Vale do Ipanema, Possui uma área de 338,121 km², o que corresponde a 0,33% do território do Estado. A sede do município situa-se a uma altitude de aproximadamente 530 metros.

O curso de água barrado será o do Rio Ipanema que desenvolve-se na direção norte-sul (Figura 1). O rio nasce na Serra do Ororobá, município de Pesqueira, estado de Pernambuco, e desagua no Rio São Francisco (estado de Alagoas). Sua bacia hidrográfica possui uma área de aproximadamente 6.209 km².

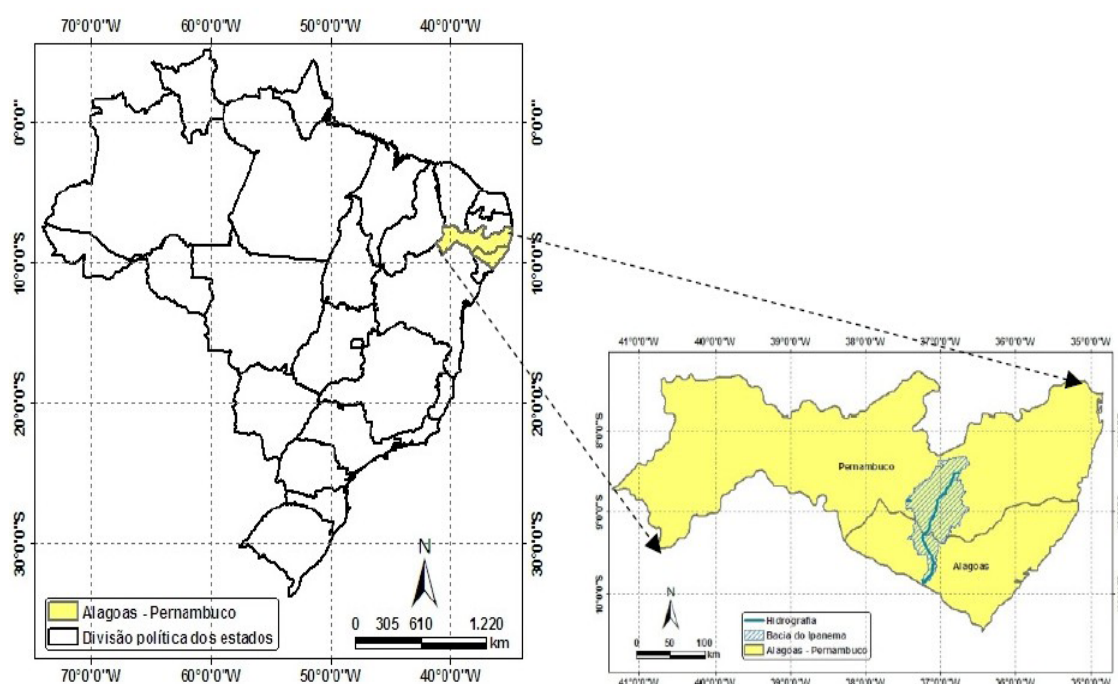
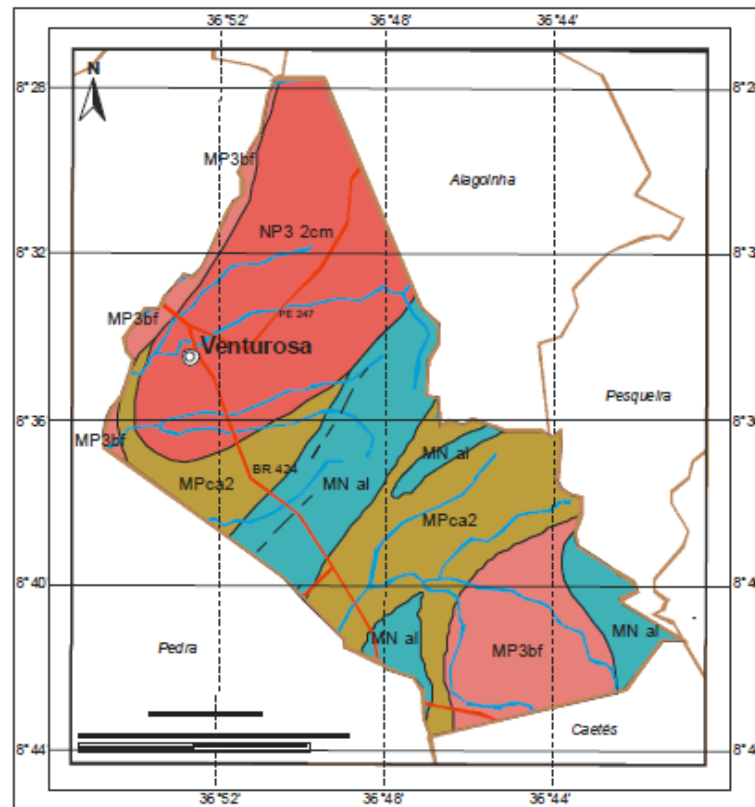


Figura 1: Direção, localização e perímetro da bacia hidrográfica do rio Ipanema. Modificado de Moreira Filho, 2011.

O referido município insere-se na unidade geoambiental do Planalto da Borborema, região montanhosa formada por maciços e outeiros altos. O relevo é movimentado, variando de ondulado a montanhoso, com a presença de vales profundos e estreitos dissecados (CPRM, 2005).

Quanto ao contexto geológico, a área de estudo encontra-se inserida na Província Borborema, definida por Almeida et al. (1977) como sendo uma entidade geotectônica de idade Brasiliana delimitada pelos crátons São Luís e São Francisco.

Segundo o Serviço Geológico do Brasil (CPRM, 2005), o município de Venturosa é constituído pelas litologias dos Complexos Cabrobó e Belém do São Francisco e das suítes Intrusiva Leucocrática Peraluminosa e Calcicalcina de Médio a Ato Potássio Itaporanga (Figura 2).



UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS

Neoproterozóico

NP3 2cm Suite calcálica de médio a alto potássio (Itaporanga (cm); granito e granodiorito porfírico associado a diorito (580 Ma U-Pb))

MN al Suite intrusiva leucocrática peraluminosa: leucogranítide a duas micas com granada e cordierita

Meso proterozóico

MP3bf Complexo Belém do São Francisco: leuco-ortognáisse tonalítico-granodiorítico migmatizado, enclaves de supracrustais (1070 Ma Rb-Sr)

MPca2 Complexo Cabrobó (ca2): xisto, gnaíse, leucognaíse, metaróseio, metagrauvaça e quartzito

CONVENÇÕES GEOLÓGICAS

— Contato geológico

- - - Lineamentos estruturais (Traços de Superfícies)

CONVENÇÕES CARTOGRÁFICAS

⊙ Sede Municipal

— Rodovias

— Limites Intermunicipais

— Rios e riachos

Figura 2. Mapa Geológico do Município de Venturosa. Fonte: CPRM, 2005.

Em trabalho desenvolvido posteriormente, a CPRM registra a ocorrência do Complexo Rio Una, unidade que pertence ao Complexo Cabrobó.

Do ponto de vista hidrogeológico, a região de Venturosa enquadra-se dentro do Domínio Hidrogeológico Fissural (CPRM, 2005).

A visita a campo mostrou que os afloramentos rochosos são caracterizados por rochas graníticas localmente migmatizadas. Noperímetro do eixo barrável predomina um sienogranito composto de biotita e sulfetos, além dos minerais inerentes a toda rocha granítica (STRECKEISEN, 1976). Ao longo da ombreira direita observa-se o seguinte perfil: aluviões provenientes do rio Ipanema depositados sobre granito migmatizado. Os afloramentos estavam expostos na forma de lajedos, matações e blocos rolados.

4 | SITUAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA DO EIXO BARRÁVEL

A análise das sondagens mistas e a visita técnica a campo indicaram que o local de implantação do eixo barrável é marcado pela presença de rochas graníticas leucocráticas, de granulação média a grossa e com fenocristais de feldspato potássico alongados (Figura 3); a textura é predominantemente equigranular).

A investigação geológica-geotécnica contou com 8 (oito) sondagens mistas, executadas na ombreira esquerda (SMV-01 e SMV-02), no leito do rio Ipanema (SMV-03 e SMV-04), na ombreira direita (SMV-06 e SMV-08) e próximo a ela (SMV-05), e 40 m a jusante do eixo (SMV-07). A profundidade média para atingir rocha de boa competência foi de 11,62 m; a exceção foi a sondagem realizada na imediação da ombreira esquerda (SMV-05), cuja profundidade foi de 23 metros.



Figura 3. Litotipo característico da área de implantação da barragem.

Do ponto de vista litológico predomina o granito, cuja estruturação mesoscópica é representada pela orientação de fenocristais de feldspato potássico, alinhados preferencialmente na direção da foliação de fluxo magmático (40° a 220 Az). Esta litologia exhibe sinais de oxidação nas suas descontinuidades, o que indica que o maciço granítico sofreu percolação de água ao longo de suas descontinuidades.

A sondagem SMV-04 realizada na porção central da barragem indicou a presença de uma rocha metamórfica intercala com o corpo ígneo. Não foram registrados veios ou diques nas sondagens, embora tenham sido observados pontualmente em campo.

De forma genérica verificou-se a presença de dois tipos de solos, residual e de alteração, que se distribuem ao longo de dois segmentos do eixo barrável: ombreira direita ao leito do rio Ipanema e da estaca E2 a E5, próximo a ombreira esquerda. A espessura desses solos é bastante variável, sendo mais representativa no primeiro segmento, onde atingem expressivos 7,60 e 8,0 m, respectivamente. O solo residual

apresenta granulometria areno-siltosa, coloração variável e varia de pouco compacto a compacto. O solo de alteração é predominantemente silte arenoso e apresenta-se medianamente compacto a compacto.

Ao longo do leito do rio Ipanema estão presentes depósitos de aluviões formados por areia média a grossa, mal selecionada, e com a presença de fragmentos de rocha (SMV-04).

A Figura 4 mostra o mapa geológico do eixo barrável e suas proximidades.

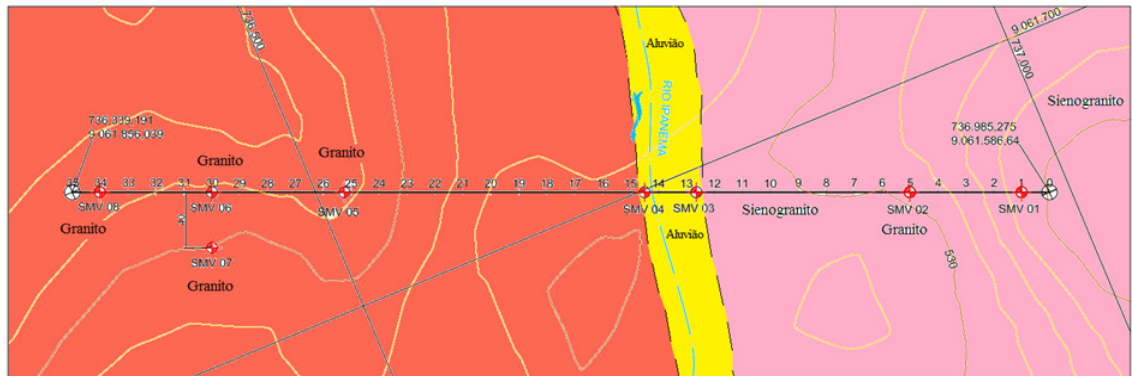


Figura 4 – Mapa Geológico do Eixo Barrável e suas Proximidades.

Quanto aos principais parâmetros geotécnicos, observa-se que o maciço rochoso apresenta um grau de alteração inserido predominantemente nas classe A1 a A2, ou seja, rocha são a pouco alterada. A maior alterabilidade está condicionada ao seu comportamento estrutural. Quanto ao grau de fraturamento predominam as classes F1 a F2 na ombreira esquerda e F3 a F5 na ombreira direita. Assim sendo, o maciço varia de pouco a extremamente fraturado (conforme ABGE, 1998), o que assinala a necessidade de um acompanhamento criterioso durante a execução das injeções exploratórias na ombreira direita. Os ensaios de perda d'água indicam que o maciço rochoso possui uma permeabilidade baixa e uma condutividade hidráulica gradando de H2 a H3 (baixa a média), estando diretamente relacionada ao número de fraturas/metro linear.

5 | ANÁLISE DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE LABORATÓRIO

5.1 Material de Empréstimo de Solo

Após realização de ensaios de caracterização, os solos estudados para material de empréstimo foram classificados no Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS.

Na Jazida 01 foram realizados 9 poços de inspeção, dos quais 6 foram ensaiados. Os solos são classificados essencialmente como areias argilosas (SC) e areias siltosas (SM).

Em geral, estes tipos de solos, principalmente as areias argilosas (SC), são indicados para utilização em núcleos de barragem de terra, por apresentarem alto teor de finos, que conferem ao solo, baixa permeabilidade e pela sua boa trabalhabilidade. É recomendável pela impermeabilidade e ângulo de atrito favorável à estabilidade. A Tabela 3 apresenta o resumo dos ensaios de caracterização desta jazida.

Os ensaios de compactação (Proctor Normal) apresentaram valores de umidade ótima entre 11,56 e 15,50% (média = 13,47% e Desvio Padrão = 1,34) e peso específico máximo entre 1,82 e 1,89 g/cm³ (média = 1,85g/cm³ e Desvio Padrão = 0,02). A umidade média do solo nesta jazida foi de 3,81% e a massa específica dos grãos de 2,62 g/cm³. Os ensaios de permeabilidade realizados nas amostras PJ1-02, PJ1-04, PJ1-07 e PJ1-09, apresentaram um valor médio de 1,98 x 10⁻⁶ cm/s, característico de siltes e argilas e compatível com material de núcleo de barragem.

Ensaio especiais de pressão de expansão e expansão livre realizados nas amostras PJ1-04 e PJ1-09 mostraram deformações de 6,7 e 1,4%, respectivamente, sendo a expansão da amostra PJ1-04 considerável. As pressões de expansão obtidas foram: 15,0kPa e 10,0kPa para as amostras PJ1-04 e PJ1-09. Desta forma, os resultados obtidos para a amostra PJ1-04 não são preocupantes, dado que a pressão de expansão associada é facilmente combatida pelo peso próprio da barragem.

| Amos-tra | Compactação | | Consistência | | | Granulometria | | | | Classificação do solo |
|----------|---------------------|--|--------------|--------|--------|---------------|-----------|-----------|------------|-----------------------|
| | W _{ót} (%) | Y _{dmáx} (g/cm ³) | LL (%) | LP (%) | IP (%) | Argila (%) | Silte (%) | Areia (%) | Pedreg (%) | |
| PJ1-02 | 15,50 | 1,82 | 30,25 | 20,59 | 9,66 | 10,50 | 21,00 | 44,48 | 24,02 | SC |
| PJ1-03 | 13,95 | 1,84 | 33,89 | 21,81 | 12,08 | 10,60 | 18,90 | 36,12 | 34,38 | SC |
| PJ1-04 | 13,85 | 1,85 | 39,94 | 22,91 | 17,03 | 17,80 | 19,30 | 35,06 | 27,84 | SC |
| PJ1-05 | 12,54 | 1,84 | 47,63 | 25,24 | 22,39 | 17,50 | 25,00 | 39,38 | 18,12 | SC |
| PJ1-07 | 13,41 | 1,88 | NL | NP | - | 7,50 | 21,50 | 60,04 | 10,96 | SM |
| PJ1-09 | 11,56 | 1,89 | NL | NP | - | 7,20 | 16,50 | 45,70 | 30,60 | SM |

Tabela 3. Quadro Resumo com Resultados dos Ensaio de Caracterização (Jazida 01).

Relativamente à atividade da fração argilosa, avaliada pelo Índice de Plasticidade e pela Percentagem de Argila, verificou-se que a grande maioria das amostras apresentou atividade baixa ou normal, não apresentando indícios de argilo-minerais expansivos. Os ensaios para avaliação da dispersão dos solos, através de ensaio químico, realizados nas amostras PJ1-04 e PJ1-09 não demonstraram tendência de comportamento dispersivo.

A Tabela 4 apresenta os valores dos parâmetros da coesão e do ângulo de atrito obtidos pelo ensaio triaxial não consolidado e não drenado e a Tabela 5 apresenta os valores dos parâmetros da coesão e do ângulo de atrito obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto.

| Jazida | Inspeção | Coesão(kPa) | Ângulo de Atrito |
|---------|----------|-------------|------------------|
| Jaz. 01 | PJ1-04 | 47 | 27° |
| Jaz. 01 | PJ1-09 | 33 | 27° |

Tabela 4. Resultados dos Ensaio Triaxiais.

| Jazida | Inspeção | Coesão(kPa) | Ângulo de Atrito |
|---------|----------|-------------|------------------|
| Jaz. 01 | PJ1-04 | 57 | 34° |
| Jaz. 01 | PJ1-09 | 48 | 34° |

Tabela 5. Resultados dos Ensaio de Cisalhamento Direto.

5.2 Material de Empréstimo de Areia

Na jazida de areia estudada (Jazida 02) foi encontrada uma areia de granulometria de média a grossa, com pouca matéria orgânica. A presença da fração cascalho é relativamente alta, com índice de 31% na amostra analisada. Enquanto que a menor concentração é da fração areia fina, com índice 1,1%. Os grãos se mostram angulosos, o que sugere um transporte curto, ou seja, proximidade da rocha fonte.

Quartzo, feldspatos, biotita, turmalina e óxidos foram os minerais encontrados nas frações analisadas, juntamente com fragmentos líticos. Em todas as frações observa-se a predominância de quartzo, com índices acima de 50%, com os feldspatos como segundo dominante. A biotita é pouco representada, sendo que aparece em maior quantidade, principalmente na fração areia fina. A turmalina varia entre 5 a 10% e os opacos até 5% em algumas frações de areia.

No caso de uso como agregado miúdo em concreto, este material apresenta grande potencial de uso. As amostras ensaiadas na Jazida 02 apresentaram massa específica aparente média de 1,49g/cm³ e massa específica absoluta de 2,50g/cm³. A permeabilidade média das amostras foi de 1,3x10⁻²cm/s.

A areia além de ser inócua, sua granulometria é bem adequada para uso em concreto pois o material apresenta uma boa seleção granulométrica onde 97,40% encontra e na faixa entre 2,4 e 0,15mm além de praticamente encontrar-se ausente de material deletério e matéria orgânica. A permeabilidade obtida também indica um bom material para filtro, caso seja necessário.

5.3 Material de Empréstimo de Rocha

Segundo apreciação petográfica, a amostra retirada da Jazida 03, trata-se de uma rocha metaígneia de textura compacta, granulação grossa e dureza alta, sendo uma rocha fanerítica de coloração rósea, holocristalina (composta totalmente por cristais) e apresentando um índice de cor 0-30 (leucrática). Mineralogicamente é composta por minerais silicáticos, representados por quartzo, feldspato potássico, plagioclásio e biotita a qual se destaca como mineral máfico dominante. Em amostra de mão se observa a presença de planos de foliação definidos pela biotita.

Quanto a forma dos grãos, quando britado apresenta-se com forma semi-cúbica subanguloso com esfericidade próxima a unidade, o que qualifica o material para uso

como brita, desde que a usina seja adequada ao mesmo. Sugere-se o uso de usina com britador cônico bem regulado, capaz de melhorar ainda mais a esfericidade do material brita.

A amostra de rocha (Jazida 03) analisada possui resistência à compressão simples alta sem restrições para utilização como agregado graúdo. O resultado do ensaio de abrasividade Los Angeles indica tratar-se de uma rocha fresca, de boa qualidade resistiva ao desgaste Los Angeles.

De acordo com os resultados dos ensaios de determinação de índices físicos realizados conclui-se que os índices físicos apresentam valores de massa específica adequados para utilização como agregado graúdo e índices de porosidade e absorção variando de baixo a mediano o que permite um bom agulhamento do cimento. É recomendável a adição de aditivo (metacaulim e/ou uso de cimento pozolânico ou semelhante) a fim de reduzir a zero a probabilidade de reatividade álcalis-agregado quando utilizado como agregado graúdo em concreto.

6 | CONCLUSÕES

O maciço rochoso ao longo do eixo barrável apresenta boa condição como suporte de carga, boa condição mecânica, boa condição de estanqueidade e boa resistência ao efeito de erosão causado principalmente pela água.

As características de deformabilidade do maciço rochoso são boas para qualquer tipo de barragem a implantar, desde que se retire a aluvião e o solo de alteração da rocha.

Os solos de empréstimo são viáveis tecnicamente e satisfatórios em termos de volume disponível para utilização em aterros, sendo a maioria das amostras classificadas como SC (areia siltosa) segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS. Tanto o material arenoso como o material pétreo apresentaram características satisfatórias para aplicação filtros e concretos, contudo é recomendável a utilização de aditivos, por forma a prevenir possíveis reatividades (RAA).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a TECHNE Engenheiros Consultores e a SEINFRA/PE.

REFERÊNCIAS

ABGE - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. 1998. **Geologia de Engenharia**. ABGE/FAPESP/CNPq. São Paulo, 576 p.

ABGE - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. 1999. **Manual de sondagens. Boletim nº 3**, - 4ª Edição. São Paulo, 73p.

ALMEIDA, F.F.M.; HASUI, Y.; BRITO NEVES, B.B.; FUCK, R.A. 1977. **Províncias estruturais brasileiras. In: Simpósio de Geologia do Nordeste, VIII, Campina Grande, 363-391 p.**

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. 2005. **Diagnóstico do Município de Venturosa.** Projeto Cadastro de Fontes de Abastecimento por Água Subterrânea, Estado de Pernambuco.

MOREIRA FILHO, J.C.C. 2011. **Modelagem geográfica tridimensional na bacia hidrográfica do rio Ipanema, uma comparação entre os métodos de triangulação e inverso do quadrado da distância com uso de SRTM.**

STRECKEISEN, A.L. 1976. **Classification of the common igneous rocks by means of their chemical composition: a provisional attempt. Neues Jahrbuch fur Mineralogie Monatshefte. H.1, 1 – 15.**

COMPARAÇÃO E PREVISÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL (UCS) DE ROCHAS ARENÍTICAS TURBIDITICAS DAS FORMAÇÕES SANTOS, BACIA DE SANTOS, BRASIL E DA FORMAÇÃO CHICONTEPEC, BACIA DE CHICONTEPEC, MÉXICO

Claudia Martins Bhering Dominoni

COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, claudia.dominoni@poli.ufrj.br

Anna Laura Lopes da Silva Nunes

COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, alaura@coc.ufrj.br

Claudio Rabe

UFF, Rio de Janeiro, Brasil, claudiorabe@hotmail.com

Gilmara Alexandre Felipe da Silva

COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, E-mail gilalfel@gmail.com

Cleverson Guizan Silva

UFF, Rio de Janeiro, Brasil, cguizan@id.uff.br

RESUMO: A resistência à compressão uniaxial (UCS) é um dos parâmetros geomecânicos mais importantes para a predição da pressão de colapso em projetos de estabilidade de poços petrolíferos. Resultados das Interpretações sísmicas 3D na Bacia de Santos identificaram a presença de rochas vulcânicas intrusivas similares ao que se apresentaram na Bacia de Chicontepec no México, indicando similaridade de deposição turbidítica entre as bacias. Os problemas de instabilidade do poço identificados durante a perfuração na formação brasileira do pós-sal, como eventos de poços estreitos, excessos de cascalhos e aprisionamento de ferramentas de perfuração, podem ser

mitigados através da construção de um modelo geomecânico. A pouca disponibilidade de dados de laboratório, medições in situ e perfis geofísicos, fazem com que esta tarefa seja desafiadora, e correlação entre bacias seja uma opção para construção dos primeiros modelos geomecânicos. O objetivo do presente estudo é o utilizar e desenvolver correlações semi-empíricas usando os perfis de densidade, acústica, e de porosidade e parâmetros elásticos (tanto de medições laboratoriais quanto de perfis) disponíveis na Bacia de Chicontepec e Santos para avaliar a representatividade da resistência à compressão uniaxial (UCS) na Bacia de Santos. Uma extensa campanha de laboratórios (ensaio ultrassônico, ensaio de resistência à tração brasileira e ensaios triaxiais) foi realizada na formação superior de turbidito de Chicontepec (formação C) para avaliar e calibrar as correlações geomecânicas propostas. Os resultados do modelo de resistência à compressão uniaxial na formação Santos, indicam valores médios de UCS em torno de 30 MPa, similares aos valores identificados na formação Chicontepec. Além disso, os valores médios de porosidade e de tempo de trânsito também convergem entre as formações. Dessa forma, é verificada certa semelhança no comportamento geomecânico dessas bacias, podendo essas serem análogas. Neste artigo será apresentada a metodologia

proposta para desenvolver uma nova correlação para estimar UCS da formação Santos com base no tempo de transito.

PALAVRAS-CHAVE: Reservatório Arenítico Turbidítico, Formação Chicontepec, Formação Santos, Arenito, Resistência à Compressão Uniaxial.

1 | INTRODUÇÃO

A maioria dos reservatórios de hidrocarbonetos ao redor do mundo são formados por turbiditos e, com isso, as indústrias petrolíferas tem incentivado grandes pesquisas buscando em entender melhor o comportamento geomecânico desses sistemas durante a exploração e perfuração. Atualmente, uma especial atenção tem sido dada para esses sistemas de arenito turbidítico que estão presentes na Bacia de Chicontepec (México) e Bacia de Santos (Brasil) (Figura 1). A Bacia de Santos é essencialmente marítima e se estende desde o litoral sul do estado do Rio de Janeiro até o norte do estado de Santa Catarina, abrangendo uma área de cerca de 352 mil km² até a cota batimétrica de 3000 m. A Bacia Chicontepec (Formação Chicontepec) está localizada à nordeste da Cidade do México, cobrindo uma área de cerca de 3.800 km² nos estados de Veracruz, Puebla e Hidalgo.



Figura 1. Localização das Bacias de Santos (Brasil) e Chicontepec (México).

A resistência à compressão uniaxial (UCS) é o parâmetro chave nos critérios de ruptura adotados para avaliação da estabilidade ao longo do poço. A utilização de correlações de UCS é, frequentemente, a única maneira de estimar a resistência e de extrapolar por toda uma formação, devido à ausência ou pouca disponibilidade de amostras de rocha para os testes laboratoriais. As relações mais típicas determinam

a resistência à compressão uniaxial com resultados do tempo de trânsito, do módulo de Young e da porosidade de análises de perfis geofísicos (Chang et al., 2006). A utilização de correlações empíricas de UCS costumam ser desenvolvidas para estimar a resistência em regiões específicas necessitando, portanto, de calibração, caso venham a ser utilizadas em outras áreas e, por isso, é importante sua validação com os resultados de ensaios mecânicos de laboratórios. Porém, na ausência de amostras para a calibração, utiliza-se uma correlação empírica com base nas propriedades físicas mensuráveis, sendo de extrema importância entender as características do modelo geológico e a sua faixa de aplicabilidade antes de utilizá-las.

Devido a recente exploração em águas profundas no Brasil, ainda há poucos estudos geomecânicos na Bacia de Santos. Em contrapartida, no México, a Bacia de Chicontepec é explorada desde muitos anos e apresenta muitas informações sobre instabilidade de poço e ineficiente fraturamento hidráulico. Por essa razão, o estudo no arenito turbidítico da Bacia Chicontepec é de grande interesse econômico, visto que ele pode ser considerado um análogo do pós-sal brasileiro, onde a presença de óleo e gás também tem sido identificada e, além disso, trata-se um prospecto geológico, de perfuração e completação com riscos operacionais.

Dessa forma, esta pesquisa propõe relações empíricas de resistência em função do tempo de trânsito e da porosidade para as Bacias de Chicontepec e Santos com base nas correlações presentes na literatura, avaliando os resultados com as medidas *in situ* e laboratório existentes, para, então, comparar geomecanicamente essas duas bacias.

2 | GEOLOGIA

A Bacia Chicontepec é formada por sedimentos turbidíticos submarinos derivados da Sierra Madre Oriental e é composta principalmente de alternância de folhelhos e arenitos em finas camadas (Rabe & Ortiz- Ramirez, 2010).

As rochas de reservatório são arenitos de granulação fina a média do Paleoceno (das formações Chicontepec Inferior e Chicontepec Médio) e do Eoceno Inferior (da Formação Chicontepec Superior) que representam cerca de 30% do preenchimento da bacia e que são provenientes de sistemas de depósitos turbidíticos cíclicos de leques submarinos. Eles apresentam uma alta variação em profundidade das características petrolíferas, tais como: porosidade, permeabilidade e cimentação. Esses arenitos possuem porosidade intergranular que pode variar de 5 a 19%, notando que as rochas são menos cimentadas e, conseqüentemente, mais porosas próximas à borda dos paleo-leitos (Cuevas, 1979; Silva, 2013).

Pena et al. (2009) realizaram um levantamento sísmico 3D na área Amatitlán, que compreende a parte norte da bacia, a oeste de Tuxpan e Veracruz, onde os

resultados obtidos para os turbiditos do Paleoceno nas profundidades mais rasas não foram satisfatórios, devido à caótica natureza deposicional da região e à presença de rochas vulcânicas rasas.

A Bacia de Santos é uma bacia sedimentar de margem divergente localizada na plataforma continental brasileira, formada pela abertura do Atlântico Sul, que se iniciou no Cretáceo Inferior. Pereira & Macedo (1990) destacam que as principais reservas petrolíferas correspondem às acumulações descobertas em calcarenitos oolíticos da Formação Guarujá e em arenitos turbidíticos do Membro Ilhabela. Também indicam como reservatórios os arenitos costeiros/marinhos rasos da porção inferior da Formação Juréia; os arenitos continentais/marinhos da porção superior da Formação Juréia; os arenitos turbidíticos da porção médio-inferior da Formação Santos (águas profundas); e os arenitos turbidíticos terciários da Formação Marambaia (águas profundas).

Os turbiditos das Formações Santos/Juréia ocorrem principalmente na porção central e norte da bacia e apresentam intervalos com porosidades superiores a 15% (calculadas de perfis de densidade), mesmo em profundidades maiores que 4.000 m (Chang et al., 2008).

Na parte norte da Bacia de Santos, junto ao Alto de Cabo Frio, ocorrem feições vulcânicas do Cretáceo Superior (notadamente na Bacia de Santos) e do Terciário (na direção da Bacia de Campos), formando cones vulcânicos e diversas fácies vulcanoclásticas (Mizusaki e Mohriak, 1992; Mohriak, 2003). Os modelos de acumulações da Bacia de Santos em arenitos turbidíticos são apresentados Magoon & Beaumont (1999), onde têm-se: o membro Ilhabela (arenitos turbidíticos do Neo-Turoniano – Eo-Santoniano), o Senoniano (turbiditos do Maastrichtiano – Campaniano) e a formação Marambaia (Arenitos Turbidíticos Terciários).

3 | ESTUDO DE CASO

A operadora PEMEX, México, disponibilizou os dados dos campos *onshore* de Agua Fria e Corralillo da Formação Chicontepec, sendo fornecidos os ensaios de laboratórios mecânicos (triaxiais e brasileiro), as análises petrográficas, as informações da microscopia eletrônica de varredura (MEV) e os dados das perfilagens. Nas análises de perfilagem, foram considerados os dados de um poço do Campo de Agua Fria, no intervalo de profundidade correspondente a 1.004 m até 1.900 m, onde foram detectadas camadas e lentes de arenito ao longo dessa profundidade.

Os dados utilizados para as análises das propriedades geomecânicas da Bacia de Santos foram avaliados através de informações de relatórios e de perfilagem de poços fornecidos pela ANP (Agência Nacional do Petróleo). A perfilagem escolhida se situa a 180 km da costa, no Campo de Merluza com 130 m de lâmina d'água. O intervalo da perfilagem do poço da Bacia de Santos limita-se a 1.377 até 4.452 m de

profundidade, atravessando diversas formações, como as formações: Marambaia, Santos, Itajaí e parcialmente Guarujá. Nesse estudo, evidenciou-se apenas os resultados da perfilagem da Formação Santos (de 1.850m até 4.280m), visto que essa é a formação predominante na bacia e, portanto, nas análises do reservatório em geral.

3.1 Mineralogia

O exame de MEV da Bacia de Chicontepec revela que os grãos detríticos são compostos de quartzo, plagioclásio feldspático, feldspato potássico, grãos de calcário, fragmentos líticos, além de fósseis e microfósseis e traços de glauconita. Os grãos detríticos são geralmente sub angulares e angulares indicando um transporte curto antes da deposição, também evidenciado pela presença de fragmentos líticos (Silva, 2015; Dominoni, 2015).

A análise petrográfica de amostras de um poço da Bacia de Santos mostram as características de um arenito com grãos finos e médios e com fragmentos de areia grossa, os grãos são subangulares e a composição dos detritos identificados são: quartzo, feldspato e lítico. A fração lítica apresenta fragmentos básicos vulcânicas rochosas e fragmentos de rochas sedimentares metamórficas e raras. A cimentação comum é de calcita e de clorita. Esta associação de rocha é compatível com a composição do subsolo Pré-Cambriano e o vulcanismo básico na Bacia de Santos.

3.2 Porosidade

Na Bacia de Chicontepec, o valor médio encontrado para a porosidade dos arenitos ($30 < GR < 60$) através da perfilagem foi de 13% (Figura 2). Esse resultado é semelhante ao valor médio de 14,2% obtido nos ensaios de laboratório por Silva (2013).

O perfil de porosidade da Bacia de Santos foi elaborado com base nos ensaios de porosidade realizado em diversas profundidades nas amostras do poço e está apresentado na Figura 2, onde obteve-se uma porosidade média de 18,2% do perfil e 16,0% na formação Santos.

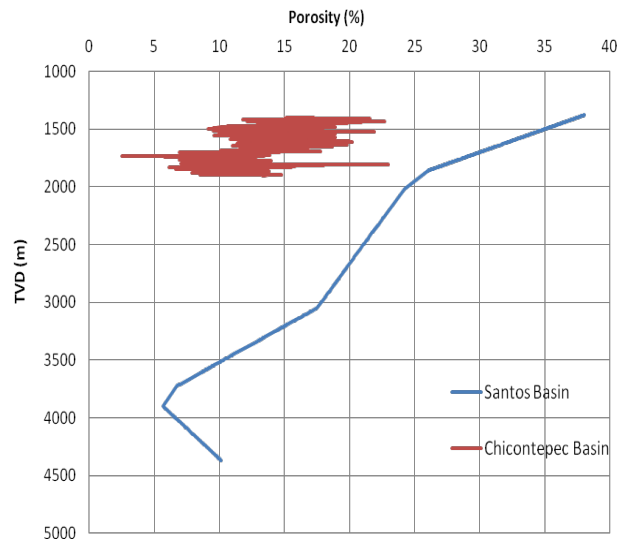


Figura 2. Localização das Bacias de Santos (Brasil) e Chicontepec (México) (Dominoni, 2015).

De acordo com os valores médios de porosidade obtidos pela perfilagem e pelas análises petrográfica, petrofísica e de MEV (Microscopia Eletrônica de Varredura), pode-se observar que a porosidade média da Formação C é relativamente próxima à da Formação Santos, mostrando a mesma tendência, principalmente, no intervalo de 2.700m à 3.700m de profundidade, cuja diferença encontrada no valor da porosidade das formações C e Santos foi de 3% (Dominoni, 2015).

3.3 Tempo de trânsito

O tempo de trânsito compressional é utilizado para estimativa da porosidade, das propriedades de compressibilidade, da resistência mecânica, das constantes elásticas; para a detecção de famílias de fraturas naturais; e como apoio à sísmica para elaboração do sismograma sintético.

Na Bacia de Chicontepec, o valor médio do tempo de trânsito obtido pela perfilagem da formação C foi de 82,52 ms/ft (Figura 3).

A partir dos dados de perfilagem da Bacia de Santos, determinou-se que o tempo de trânsito médio ao longo de todo o perfil foi de 87,66 ms/ft e de 82,07 ms/ft na formação Santos (Figura 4).

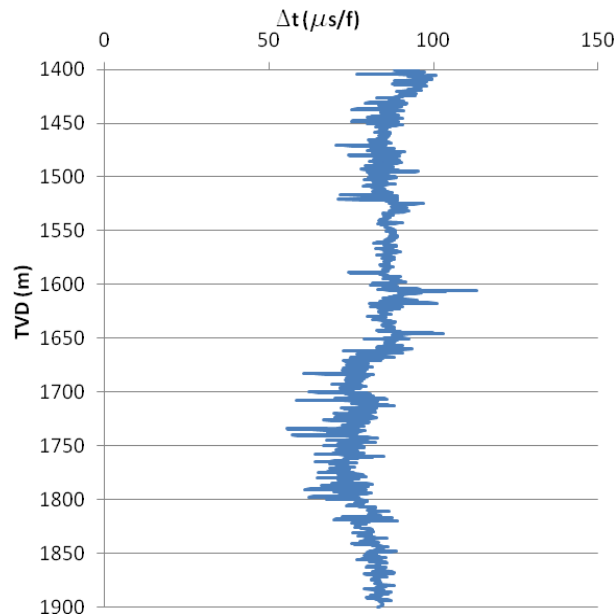


Figura 3. Tempo de trânsito vs. Profundidade na Bacia de Chicontepec (Dominoni, 2015).

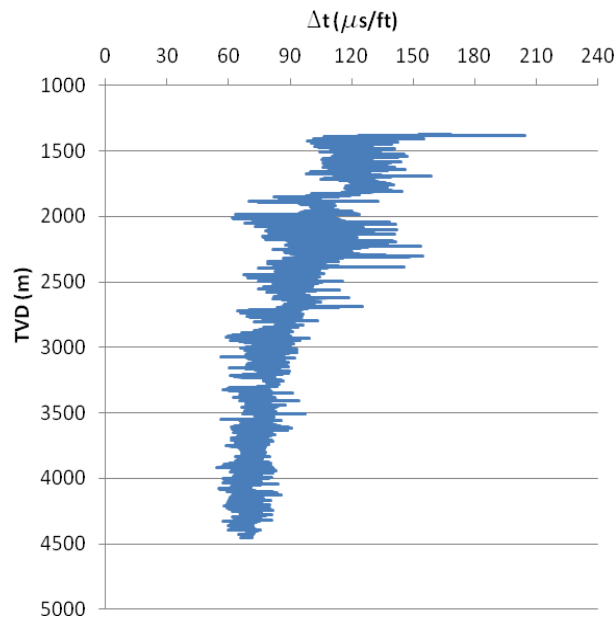


Figura 4. Tempo de trânsito vs. Profundidade na Bacia de Santos (Dominoni, 2015).

Assim como observado na porosidade, a mesma tendência de comportamento ocorre entre as duas bacias, principalmente no intervalo de 2.700m à 3.700m da Formação Santos. Isto pode indicar a possibilidade das duas formações serem constituídas do mesmo tipo de material (matriz).

4 | ANALISE DOS RESULTADOS

A seguir estão apresentadas as análises do estudo.

4.1 Parâmetros de Resistência

Através do critério de Mohr-Coulomb, obteve-se a envoltória de resistência considerando o resultado dos ensaios triaxiais e dos ensaios brasileiros em de

arenitos cinza com grãos de quartzo e feldspato, matriz de argila calcária e com forte alteração pela presença de hidrocarbonetos na Bacia de Chicontepec. Os ensaios brasileiro foram realizados em cinco amostras cilíndricas com uma razão entre comprimento e diâmetro igual a 2. Os ensaios triaxiais foram realizados em três amostras extraídas de um mesmo poço na formação C, nas quais aplicou-se uma tensão confinante de 8,27 MPa.

Os resultados dos ensaios laboratoriais indicam valores de: coesão igual a 7,98 MPa e de ângulo de atrito igual à 39,37°. O ensaio brasileiro determinou uma resistência à tração de -2,71 MPa (Dominoni, 2015).

4.2 Resistência à Compressão Uniaxial (UCS)

Neste trabalho, determinou-se uma correlação mais realista e conservativa em função do tempo de trânsito para representar a resistência do arenito da Bacia de Chicontepec com base nos resultados mecânicos de laboratório e utilizando a correlação da Costa do Golfo do México reportada por Chang et al. (2006). Outras relações empíricas também foram avaliadas (McNally, 1987; Bradford *et al.*, 1998; da empresa Baker Hughes (GMI-Jizba-E) e a equação de Silva, 2013). Porém essas equações forneceram valores de resistência para o maciço rochoso superiores ao definido pelos ensaios de laboratório, cuja resistência à compressão uniaxial determinada a partir da envoltória de resistência foi igual a 33,7 MPa.

Devido à ausência de ensaios de laboratório na Bacia de Santos, as análises referentes à resistência à compressão uniaxial consideraram as seguintes relações empíricas propostas na literatura (Tabela 1): McNally (1987), Bradford *et al.* (1998), da Costa do Golfo do México reportada por Chang et al. (2006). Além disso, também foram consideradas as equações da empresa Baker Hughes (GMI-Jizba-E) e a equação proposta por Silva (2013) e Dominoni (2015).

| UCS (MPa) | Região de origem | Referência |
|--|----------------------|----------------------------|
| $1,4138 \cdot 10^7 \Delta t^3$ | Costa do Golfo | CHANG et al. (2006) |
| $1200 \exp(-0,036 \Delta t)$ | Austrália | MCNALLY (1987) |
| $2,28 + 4,1089 E_e$ | Diversificada | BRADFORD et al. (1998) |
| $25,29 \exp(4,14 \cdot 10^{-7} E_e)$ | Não especificada | GMI-Jizba-E - Baker Hughes |
| $859,37 \exp(-0,031 \Delta t)$ | Bacia de Chicontepec | SILVA (2013) |
| $549,88 \exp(-0,037 \Delta t)$ | Bacia de Chicontepec | DOMINONI (2015) |
| E _e - Módulo de Young estático (GPa); Δt - Tempo de trânsito da onda (ms/ft). | | |

Tabela 1. Correlações empíricas existentes e propostas para determinar UCS.

As comparações entre as bacias de Santos e Chicontepec e entre as formações C e Santos através do tempo de trânsito vs. as correlações de UCS, apresentadas na Tabela 1, estão apresentadas nas Figuras 5 e 6, respectivamente. As mesmas comparações foram feitas considerando a porosidade (Figura 7 e 8).

Através desses gráficos (Figura 6- Figura 8) é possível observar que a aplicação das equações de Chang et al. (2006) e a equação proposta por Dominoni (2015) em Chicontepec e Santos fornecem valores mais baixos para UCS e seguem a mesma tendência de comportamento.

O uso da equação proposta para a Bacia de Santos forneceu valores de UCS muito próximos aos valores da Bacia de Chicontepec (Tabela 2). Da mesma forma, os valores também são semelhantes para o intervalo de 2.700m até 3.700m de profundidade da Formação Santos. Isto pode ser observado na Tabela 2, onde as médias obtidas para a Formação Santos e para toda a Bacia de Santos são próximas à média de Chicontepec. Estes aspectos reforçam a premissa de semelhança em termos de resistência das duas bacias, Chicontepec e Santos; e das formações C e Santos. Nesta condição a equação proposta por Dominoni (2015) pode ser também a mais representativa para a Bacia de Santos.

| Correlação | | UCS (MPa) | | |
|-----------------|---------------|----------------------|-----------------|-------|
| | | Bacia de Chicontepec | Bacia de Santos | |
| DOMINONI (2015) | Mínimo | 8,36 | 0,29 | 3,32 |
| | Máximo | 70,43 | 73,61 | 73,61 |
| | Média | 26,77 | 27,38 | 30,96 |
| | Desvio Padrão | 7,05 | 16,99 | 15,62 |

Tabela 2. Correlação proposta para determinar UCS.

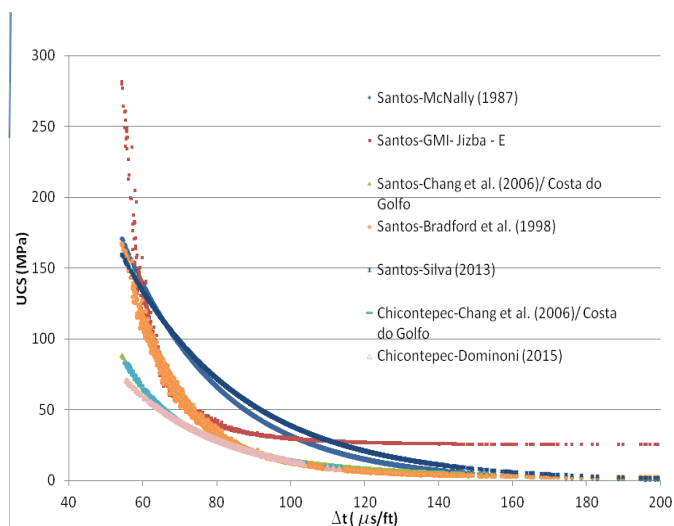


Figura 5. Comparação entre a Bacia de Santos e a Bacia de Chicontepec através do tempo de trânsito vs. UCS (Dominoni, 2015).

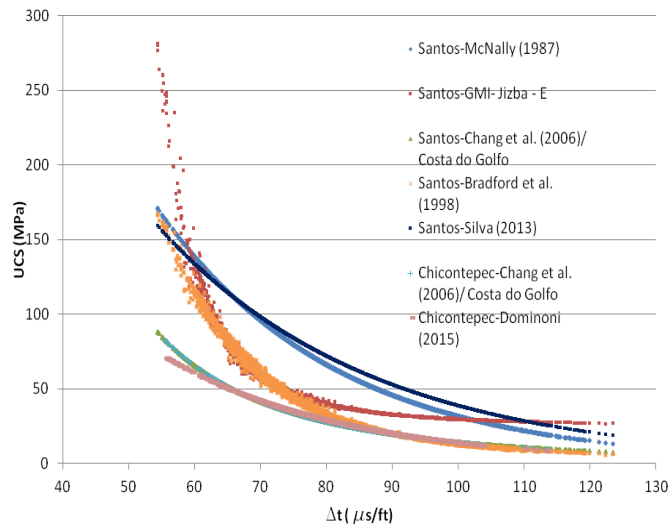


Figura 6. Comparação entre a Formação Santos (Bacia de Santos) e a Formação C (Bacia de Chicontepec) através do tempo de trânsito vs. UCS (Dominoni, 2015).

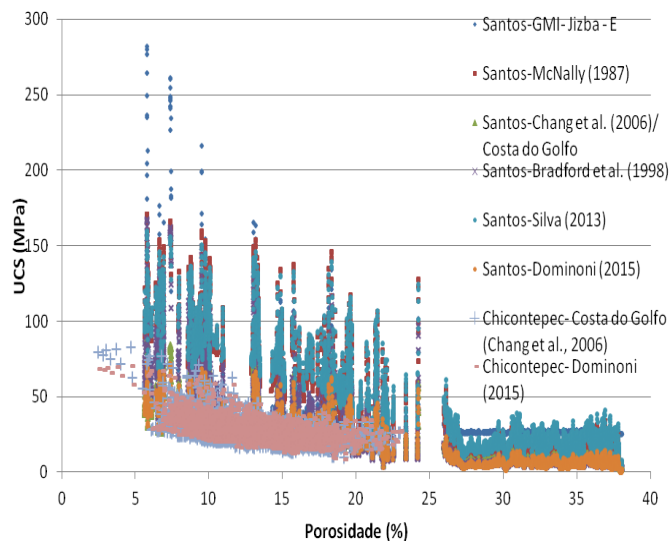


Figura 7. Comparação entre a Bacia de Santos e a Bacia de Chicontepec através da porosidade vs. UCS (Dominoni, 2015).

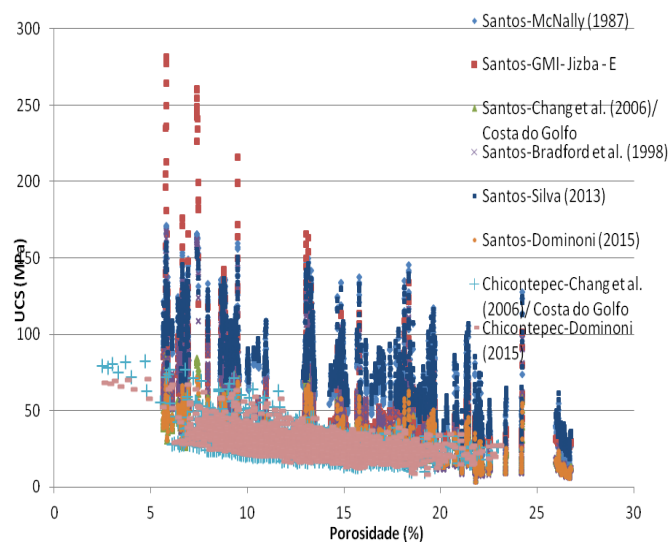


Figura 8. Comparação entre a Formação Santos (Bacia de Santos) e a Formação C (Bacia de Chicontepec) através da porosidade vs. UCS.

5 | CONCLUSÃO

Os reservatórios da Bacia de Chicontepec e da Bacia de Santos são formados por arenitos turbidíticos com presença de material vulcânico e apresentam no seu arcabouço quartzo, feldspato e fragmentos líticos.

Dentre as correlações analisadas da resistência à compressão (McNally, Bradford, GMI-Jizba-E, Chang et al. e Silva), a correlação apresentada por Chang et al. (2006) para a Costa do Golfo do México apresentou resultados mais consistentes com o do ensaio de laboratório para a Bacia de Chicontepec. De modo que uma expressão mais representativa do comportamento de resistência do material dessa bacia foi desenvolvida com o objetivo de facilitar a exploração de outros poços em regiões próximas a essa bacia. A correlação proposta por Dominoni (2015) para essa bacia em função do tempo de trânsito fornece um valor médio de UCS de 26,77 MPa (Tabela 2).

Para a Bacia de Santos foram aplicadas as mesmas correlações para calcular a resistência à compressão uniaxial da rocha do reservatório, porém não foi possível validá-las, visto que não foram disponibilizados ensaios de laboratório para a pesquisa.

A Formação Santos representa 81% de toda a perfilagem do reservatório de arenito, sendo a formação predominante nas análises da Bacia de Santos.

As seguintes observações quanto à comparação dos reservatórios das Bacias de Santos e de Chicontepec:

- I. No intervalo de 2.700m a 3.700m de profundidade, ou seja, no intervalo representado pela Formação Santos, a porosidade e o tempo de trânsito tiveram boa concordância com os valores encontrados para a Formação C. De modo que ambos apresentaram porosidade, de forma geral, decrescente com a profundidade; e o tempo de trânsito na faixa de 55 à 100 ms/ft;
- II. A porosidade média na Bacia de Chicontepec é 13% e na Bacia de Santos é 18,2%;
- III. O maciço rochoso das bacias apresenta resistência crescente com a profundidade;
- IV. Os valores médios de resistência à compressão uniaxial, utilizando a relação proposta nessa pesquisa, apresentam ótima convergência entre as Formações Santos e Chicontepec. Desta forma, se adotada ou comprovada à analogia entre essas bacias, essa equação pode ser empregada.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a PEMEX e a ANP por fornecer os dados necessários para a realização dessa pesquisa e a permissão para publicar este artigo.

Além disso, gostaríamos de agradecer a CAPES e a CNPq pela bolsa de estudo.

REFERÊNCIAS

- Bradford, I.D.R., Fuller, J., Thompson, P.J., Walsgrove, T.R., 1998. Benefits of assessing the solids production risk in a North Sea reservoir using elastoplastic modeling. *SPE/ISRM Eurock*, Trondheim, Norway, p. 261-269.
- Chang. H.K., Assine, M.L., Corrêa, F.S., *et al.* (2008). Sistemas Petrolíferos e modelos de acumulação de hidrocarbonetos na Bacia de Santos. *Revista Brasileira de Geociências*, Vol. 38 (2), p.29-46.
- Chang, C., Zoback, M. D., Khaksar, A. (2006). Empirical relations between rock strength and physical properties in sedimentary rocks. *J. Pet. Sec an Eng.*, Vol. 51,p . 223-237.
- Cuevas, S.F. (1979). Exploración Petrolera en Sedimentos Terrígenos, *Asistencia Recíproca Petrolera Estatal Latinoamericana*, IMP, México.
- Dominoni, C. M. D. (2015). *Características geomecânicas dos arenitos turbidíticos das bacias petrolíferas de Chicontepec – México e Santos – Brasil*, Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia civil- Geotecnia, COPPE/ UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 252 p.
- Magoon, L.B. & Beaumont, E.A. (1999). Petroleum Systems.In: Beaumont E.A. & Foster N.H. (ed.) *Exploring for oil and gas traps*, AAPG, Treatise of Petroleum Geology,3.1-3.34.
- McNally, G.H. (1987). Estimation of coal measures rock strength using sonic and neutron logs. *Geoexploration*, Vol. 24, p. 381-395.
- Mizusaki, A.M.P., Mohriak, W.U. (1992). Seqüências vulcanosedimentares na região da plataforma continental de Cabo Frio, RJ. *In: SBG, Congresso Brasileiro de Geologia*, 37, São Paulo, SP, Resumos Expandidos, 2, p.468-469.
- Mohriak,W.U. (2003). Bacias Sedimentares da Margem Continental Brasileira *in: Geologia, Tectônica e Recursos Minerais do Brasil*, L. A. Bizzi, C. Schobbenhaus, R. M. Vidotti e J. H Gonçalves (Eds) CPRM, Brasil, São Paulo , Capítulo III, p. 87–165.
- Pena, V., Chávez- Perez, S., Vázquez- Garcia, M., *et al.* (2009). *Impact f shallow volcanics on seismic data quality in Chicontepec Basin*, Mexico, SEG Annual Meeting, October, Houston, Texas, USA.
- Pereira, M.J. & Macedo, J.M. (1990). A Bacia de Santos: perspectivas de uma nova província petrolífera na plataforma continental sudeste brasileira. *Boletim Geociências da Petrobrás*, 4:3-11.
- Rabe, C., Ortiz-Ramirez, J. (2010). *Hydraulic fracture optimization for high deviated wells in na thin turbidites sandstone formation in Soledad Field, Chicontepec Basin, Mexico*, ARMA, 44th US Rock Mec. Symp. And 5th US Canada Rock Mec. Symp., Salt Lake City, UT, USA.
- Silva, G., Rabe, C., Nunes, A.L., Garcia, J.R.E., Prasad, U. (2015). Development of a new correlation based on grain size distribution to estimate sandstone reservoir uniaxial compressive strength. *ISRM Congress 2015*, Montreal, Canada, p. 237
- Silva, G.A.F (2013). *Correlações dinâmico- estáticas de resistência de arenitos do reservatório de Chicontepec- México*, Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia civil- Geotecnia, COPPE/ UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro,

MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS 3D DE RADIER ESTAQUEADO COMPOSTO POR ESTACAS EMBUTIDAS PARCIALMENTE EM ROCHA

Jean Rodrigo Garcia

UFU, Uberlândia, Brasil, jean.garcia@ufu.br

Paulo José Rocha de Albuquerque

Unicamp, Campinas, Brasil, pjra@fec.unicamp.br

Oswaldo de Freitas Neto

UFRN, Natal, Brasil, osvaldocivil@yahoo.com.br

Rodrigo Álvares de Araújo Melo

Unicamp, Campinas, Brasil, rodrigo.melomj@gmail.com

RESUMO: A estimativa do recalque em fundações estaqueadas pode ser obtida por vários métodos existentes na literatura geotécnica. Uma técnica comumente para previsão de recalques é o método do pilar equivalente, entretanto, como não considera a influência do contato do bloco com o solo, sua aplicação em radier estaqueados seria inadequada, de modo que dentre as técnicas mais comuns para previsão de recalques em raders estaqueados, pode-se citar o método do radier equivalente. Nas análises simulações do radier estaqueado deste trabalho, realizaram-se análises a partir de modelagem numérica por elementos finitos tridimensionais por meio do software LCPC-Cesar® versão 5.0. Esta ferramenta numérica permite levar em consideração, não só o comportamento elasto-plástico do solo, como também permite simular a magnitude e a quantidade de estágios dos

carregamentos realizados, além de permitir a simulação do processo de descarregamento. Desta forma, é possível realizar comparações e análises entre os resultados obtidos pelas simulações numéricas nos casos analisados. Os resultados demonstram que as fundações em radier estaqueado tendem a uniformizar os recalques, podendo assim minimizar problemas com recalque diferencial em estruturas. A espessura da laje do radier estaqueado exerce influência na distribuição de carga nas estacas sob o radier, quando este é apoiado somente em solo. O embutimento das estacas do radier em rocha permitiu que a distribuição de carga no topo das estacas apresentasse o mesmo comportamento entre outras estacas do radier, independente da espessura da laje do radier.

PALAVRAS-CHAVE: Radier Estaqueado; Análise Numérica; Estacas; Embutimento Em Rocha.

3D FINITE ELEMENTS MODELING OF PILED RAFT WITH PILES PARTIALLY EMBEDDED IN ROCK

ABSTRACT: Estimation of settlement in piled foundations can be obtained by various methods in the geotechnical literature. A commonly used technique for prediction of settlement is the equivalent pillar method, however, as it does

not consider the influence of block contact with the ground, its application in piled raft would be inadequate, so that among the most common techniques for prediction of settlement in piled raft, one could be cited is the equivalent raft method. The analyzes were performed by numerical modeling by numerical modeling by three-dimensional finite elements using the LCPC-Cesar® version 5.0 software. This numerical tool allows not only the elasto-plastic soil behavior, but also simulates the magnitude and loading stages performed, as well as the simulation of the unloading process. Thus, it is possible to make comparisons and analyzes between the results obtained by numerical simulations and the real cases. The results have shown that piled raft foundations tend to standardize the settlement, minimizing problems with differential displacement in structures. The thickness of the piled raft slab influences the load distribution in the piles under the raft when it is supported only on soil. The piles embedded in rock showed the same load-distribution behavior comparing with other piles of the raft, regardless of the slab thickness.

KEYWORDS: Piled Raft; Numerical Analysis; Piles; Embedded in Rock.

1 | INTRODUÇÃO

O efeito do embutimento de estacas em rocha implica nos critérios de projeto e no respectivo dimensionamento geotécnico e estrutural do elemento de fundação. Várias são as condicionantes que devem ser levadas em consideração no cálculo, conforme prescreve a norma brasileira ABNT NBR 6122:2010. Quando há presença de rocha, deve-se ter os parâmetros de resistência dessa rocha (RQD) e do modelo de distribuição de carga dos trechos em solo e rocha. Conseqüentemente a resistência estrutural da estaca passa a exercer maior influência no comportamento desta fundação.

Segundo Tomlinson e Woodward (2008), a profundidade que o radier estaqueado equivalente situa-se depende da natureza do perfil do solo, e varia de $2/3 L$ para grupos de estacas flutuantes e de L para grupos de estacas de ponta, em que L é o comprimento da estaca. Supõe-se que a pressão vertical é distribuída na proporção 2V: 1H. Se as estacas que suportam a carga apoiarem em rocha ou em camada muito dura, espessa o suficiente, a análise de recalque não é necessária. A transferência de carga por atrito lateral, a partir da estaca para o solo circundante, é realizada considerando-se que a carga é distribuída a partir do fuste das estacas por atrito lateral com proporção de 1H:4V.

As Figuras 1 e 2 apresentam a forma de distribuição das tensões para um grupo de estacas para duas condições diferentes características de subsolo.

Tomlinson e Woodward (2008) apresenta as premissas de funcionamento em três propostas: a) estacas suportadas predominantemente por atrito lateral. b) estacas cravadas através de argila mole, combinando atrito lateral e resistência de ponta pelo apoio no estrato de solo granular denso c) estacas suportadas na base

da extremidade em estrato rochoso. Os elementos de fundação quando embutidos em rocha, conduzem os carregamentos diretamente à região ancorada na rocha, conforme constatado por Garcia; Albuquerque; Melo (2013) e Mussara (2014).

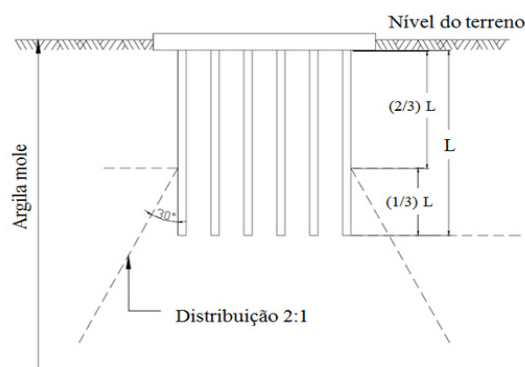


Figura 1. Solução de um grupo de estacas (SAĞLAM, 2003).

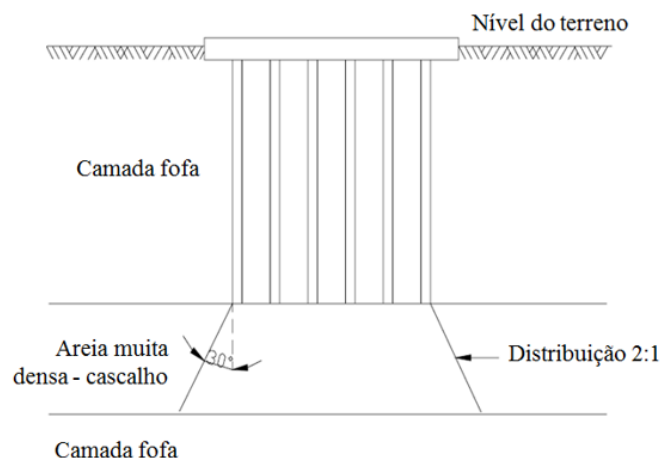


Figura 2. Solução de um grupo de estacas (SAĞLAM, 2003).

2 | FUNDAÇÕES EMBUTIDAS EM ROCHA

2.1 Estacas Embutidas Em Rocha

De acordo com Rocha (1977), a resistência uniaxial e a coesão são as características mais apropriadas para estabelecer a fronteira entre solos e rochas. Segundo este mesmo autor, o ângulo de atrito mostra-se um parâmetro pouco eficiente da distinção destes materiais, uma vez que existe uma faixa sobreposta entre valores mais elevados para os solos com os valores mais baixos para as rochas.

O limite inferior de resistência, estabelecido por uma determinada classificação não elimina a dificuldade em determinar uma fronteira nítida entre as rochas muito brandas e os solos coesivos, muito duros ou rijos, pois os materiais que se situam neste domínio de transição podem comportar-se como solos ou rochas, dependendo fundamentalmente das condições em que são aplicadas as tensões (HENCHER, 1993).

Para prever a resistência lateral de uma estaca embutida em rocha, é necessário que o modelo constitutivo de ruptura incorpore em suas análises a acoplagem entre o atrito lateral e os modelos normais de deslocamentos (PEASE; KULHAWY, 1984 e SEIDEL; HABERFIELD, 1995) e permita descrever o comportamento da resistência lateral para carregamentos iniciais até a completa mobilização, atingindo a ruptura. Os modelos requerem acurácia numérica dos parâmetros que não são avaliados na prática cotidiana da engenharia. É comum utilizar-se de parâmetros como: coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e de resistência à compressão uniaxial (q_u) de rochas, obtidos

a partir equação 1 e da tabela 1 (HORVATH; KENNEY; TROW, 1980; WILLIAMS; PELLIS, 1981; AMIR, 1986; ROWE; ARMITAGE, 1987).

$$q_{ult} = q_u = 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1)$$

Os parâmetros de tensão-deformação (E_i), para rochas foram obtidos a partir das correlações apresentadas por Hoek; Carranza; Corkum (2002) e da resistência à compressão uniaxial (q_u).

| Propriedade da rocha | | | |
|----------------------|----------------------------|------------------|--------------------------------|
| RQD (%) | Tensão resistente uniaxial | Coesão (c) | Ângulo de atrito (φ) |
| 0 – 70 | $0,33 \cdot q_u$ | $0,10 \cdot q_u$ | 30° |
| 70 – 100 | $(0,33-0,80) \cdot q_u$ | $0,10 \cdot q_u$ | $30^\circ - 60^\circ$ |

Tabela 1. Redução de parâmetros de força para a massa de rocha (KULHAWY; GOODMAN, 1987).

Segundo Mussara (2014), há pouca informação ou muita indefinição acerca da temática do embutimento de estacas em rocha, inclusive, Terzaghi (1942) já havia pesquisado sobre o tema. Este mesmo autor ressalta que alguns trabalhos transformaram a engenharia de fundações embutidas em rochas, como o de Hobbs (1974), Rosenberg; Journeaux (1977), Horvath; Kenney (1979), Williams (1980), Pells; Rowe; Turner (1980), Rowe; Armitage (1987) e Carter; Kulhawy (1988). Relata ainda que apesar dos avanços tecnológicos em equipamentos de escavação e investigação do subsolo, alguns itens continuam um tanto quanto problemáticos para os projetistas e construtores que optem por estacas embutidas em rocha. Segundo Gannon et al., (1999), alguns pontos fundamentais ainda têm deficiência, por exemplo:

- O controle e o estudo das formações geológicas ainda não têm a atenção necessária;
- A investigação é mais onerosa quando se utiliza ensaios mais sofisticados de campo e laboratório;
- O comportamento ainda não é, de fato, totalmente entendido;
- As propriedades podem ser substancialmente modificadas pelo método de execução das estacas.

2.1.1 Radier Estaqueado

Segundo Sales (2000), os termos “sapata estaqueada” e “radier estaqueado”, surgiram para especificar o sistema de fundação que envolve a associação de um elemento de fundação superficial (radier ou sapata), com uma estaca ou grupo de estacas, sendo ambos responsáveis pelo desempenho da fundação, tanto em termos de capacidade de carga quanto dos recalques.

Os parâmetros que influenciam no comportamento do radier estaqueado, relacionados à capacidade de carga e susceptibilidade a recalques estão relacionados não a sua geometria (radier e estacas), como também estão relacionadas ao maciço no qual as estacas do radier estão inseridas.

Tomlinson e Woodward (2008) apresenta as premissas de funcionamento em três propostas: a) estacas suportadas predominantemente por atrito lateral. b) estacas cravadas através de argila mole, combinando atrito lateral e resistência de ponta pelo apoio no estrato de solo granular denso c) estacas suportadas na base da extremidade em estrato rochoso. Este mesmo autor, apresenta um método de cálculo para radier equivalente, conforme apresentado na equação 2:

$$w = \frac{\mu_i \cdot \mu_0 \cdot q \cdot B}{E_s} \quad (2)$$

Em que: μ_i e μ_0 são coeficientes tabelados ou obtidos por ábacos; B é a largura do radier; q é a carga aplicada sobre a camada de solo e E_s é o módulo de deformabilidade do solo.

O coeficiente de Poisson é assumido como sendo igual a 0,5. Os fatores μ_i e μ_0 , que estão relacionados com a geometria do radier equivalente, a espessura da camada de solo compressível e a relação comprimento / largura da fundação radier equivalente são apresentados por Christian; Carrier (1978). No entanto, na maioria das formações naturais do solo e da rocha o módulo aumenta com a profundidade de tal forma que os cálculos para as condições baseadas em um módulo constante resultam em superestimativa do recalque. Sendo assim, é possível verificar que há a necessidade de melhor analisar as situações em que as fundações profundas em estacas se encontram embutidas parcialmente em rocha ou solo muito resistente.

3 | MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica realizada neste trabalho foi feita a partir de ¼ do problema em questão devido à simetria ao longo do eixo das estacas e do radier, resultando em um bloco retangular de seção 20 m x 20 m e com profundidade em função do comprimento embutido em rocha (Figura 3). Essas dimensões foram

atribuídas em função de testes realizados para garantir que as condições de contorno conferidas nas extremidades dos problemas, pudessem ser consideradas como indeslocáveis ou que possuísem deslocamentos muito baixos e, conseqüentemente, não poderiam exercer influência no resultado das análises. Utilizou-se um modelo elásto-plástico que varia em função das tensões aplicadas, obedecendo a um comportamento tensão vs deformação não linear. A malha de elementos finitos foi composta por elementos de formato triangular de interpolação quadrática, os quais foram extrudados a cada metro em profundidade.

As propriedades atribuídas às diferentes camadas de solo e rocha seguiram o critério de Mohr-Coulomb, ou seja, são inseridos os valores de peso específico (γ), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), módulo de deformação (E) e coeficiente de Poisson (ν). Para os materiais de comportamento frágil (Modelo Parabólico), no caso o concreto, foram atribuídos valores de resistência à compressão (R_c), tração (R_t), peso específico, módulo de deformação e coeficiente de Poisson. Utilizou-se o software CESAR v.5 da Itech-soft nas análises numéricas aqui apresentadas.

Os parâmetros empregados nas análises numéricas para o solo e rocha são apresentados na Tabela 2. Trata-se de parâmetros médios adotados para fins de uma avaliação qualitativa, e não com o objetivo de analisar um solo específico. Na Tabela 3, apresentam-se os parâmetros utilizados para representar o concreto armado do radier e estacas.

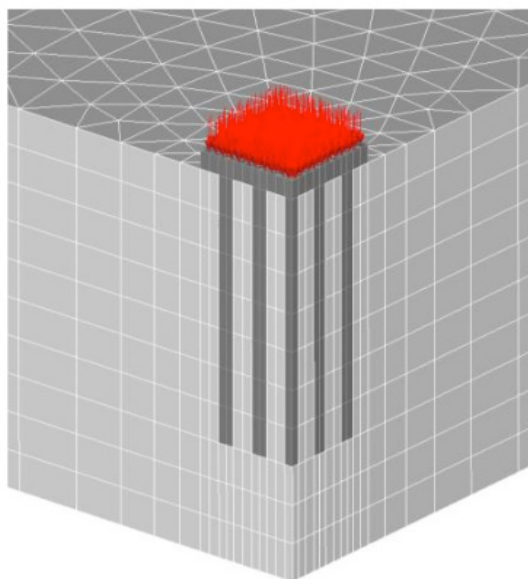


Figura 3. Modelo de análise com carregamento aplicado

| Material | E | γ | c' | ϕ' | ν |
|----------|-----|----------|------|---------|-------|
| Solo | 16 | 16 | 20 | 25 | 0,3 |
| Rocha | 100 | 20 | 50 | 50 | 0,2 |

Tabela 2. Parâmetros de resistência e deformabilidade do solo e rocha.

γ : kN/m³; E: MPa; c' : kPa; ϕ' : °.

| Material | E | γ | Rc | Rt | ν |
|----------|--------|----------|----|-----|-------|
| Concreto | 25.000 | 25 | 25 | 2,5 | 0,2 |

Tabela 3. Parâmetros de resistência e deformabilidade do concreto.

γ : kN/m³; E: MPa; Rc: MPa; Rt: MPa.

4 | METODOLOGIA

Foram analisados radiers estaqueados compostos por 25 estacas ($\phi=30\text{cm}$ e $L=7\text{m}$) apoiados em solo com espessuras do radier variando de 0,5 m, 1 m e 2 m. O subsolo foi simulado em duas situações, com estacas somente em solo e embutidas parcialmente de 3 m em rocha, ou seja, a partir de 4 m de profundidade até a última camada do maciço em rocha. O radier estaqueado foi submetido a carregamento uniformemente distribuído de 100 kPa, simulando um reservatório d'água sobre uma superfície, conforme ilustrado na Figura 3.

A variação da espessura do radier permitiu avaliar a influência da sua rigidez e das estacas quando apoiados diretamente no solo e em situação em que as estacas sob o radier estejam parcialmente embutidas em rocha. Na Figura 4, verificam-se as dimensões do radier estaqueado, disposição das estacas, espaçamento, espessuras radier e diâmetro das estacas.

As linhas A e B, representadas no radier em planta da Figura 4, identificam a sequência das estacas analisadas em termos de deslocamento vertical (recalque) e compressão nas direções paralela e diagonal, respectivamente.

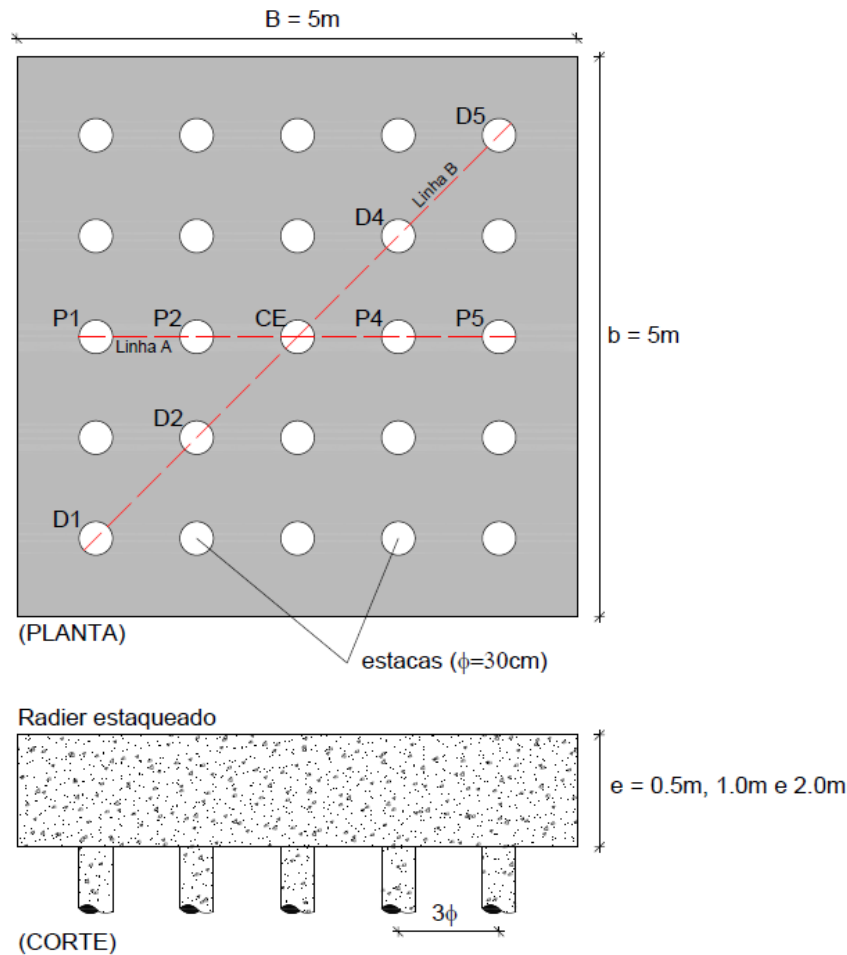


Figura 4. Características geométricas do radier estaqueado.

5 | RESULTADOS

Nas Figuras 5a e 5b é possível observar o modelo de resultado apresentado pelo software após o processamento, em termos de deslocamento e tensão, respectivamente.

Ao final das análises numéricas foram delimitados os pontos de interesse, no caso o eixo das estacas do topo até a ponta para determinação dos recalques e transferência de carga.

A partir da compilação dos resultados, verificou-se que para a situação do radier estaqueado apoiado somente em solo, as forças atuantes na linha A (paralela) varia de acordo com a rigidez do radier. Para espessura da laje do radier (e) igual a 0,5m, a estaca central (CE) foi a mais carregada, seguida das estacas P1 e P5 na borda do radier. As estacas P2 e P4 receberam cargas intermediárias entre àquelas observadas nas estacas central e de borda, evidenciando um comportamento variável ao longo da linha A, conforme observado na Figura 6. Nesta figura, verifica-se que, para as análises de radiers estaqueados com espessura maior ($e=1\text{m}$ e 2m), ou seja, mais rígidos, as estacas P1 e P5 situadas na borda do radier absorveram cargas mais elevadas em relação as estacas P2 e P4 (intermediárias) e estaca central (CE) que foi a menos carregada.

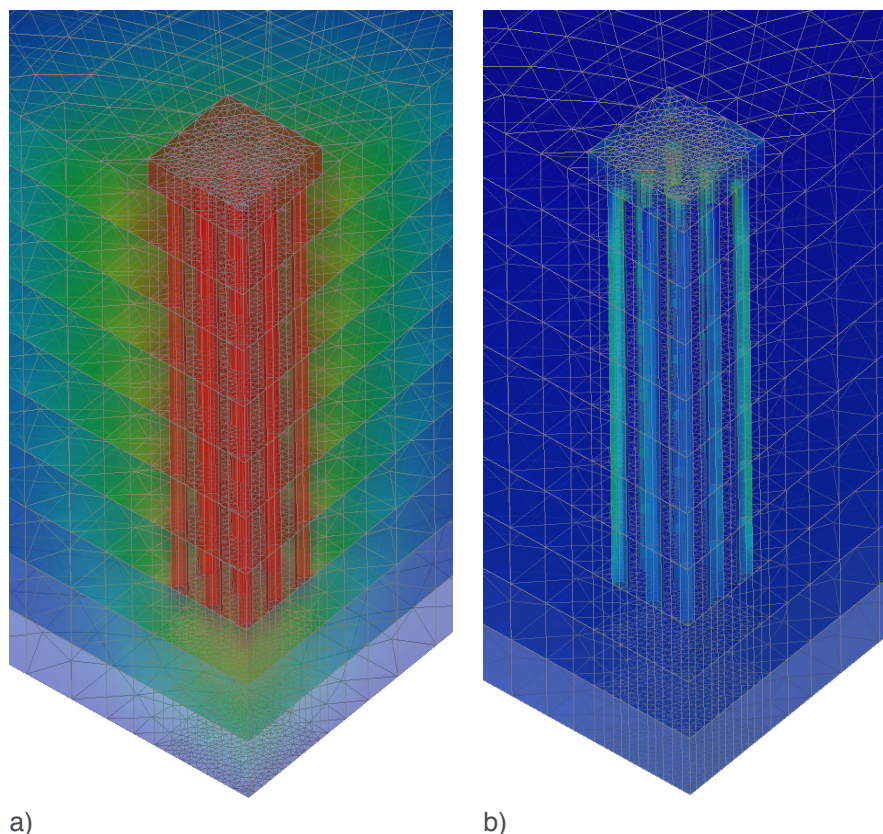


Figura 5. a) deslocamento vertical e b) compressão uniaxial.

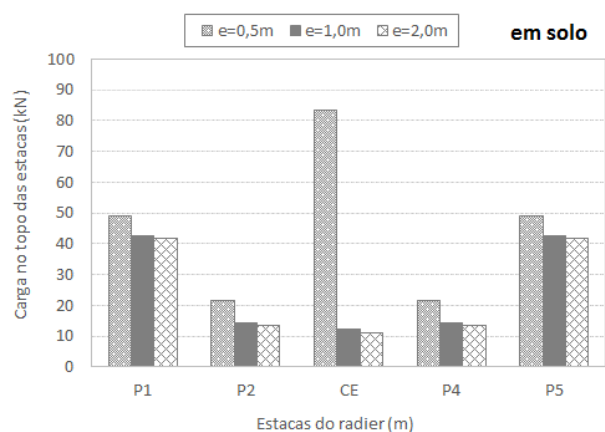


Figura 6. Distribuição de carga no topo das estacas inseridas em subsolo sem rocha (linha A).

Assim como observado na linha A (paralela), as forças atuantes na linha B (diagonal) variam de acordo com a rigidez do radier. Para espessura da laje do radier (e) igual a 0,5m, a estaca central (CE) foi a mais carregada, seguida das estacas intermediárias D2 e D4. As estacas na borda do radier, D1 e D5, receberam cargas mais baixas entre àquelas observadas na estaca central e intermediárias, evidenciando um comportamento diferente daquele observado na Linha A, conforme mostram as Figuras 6 e 7. Na Figura 7, verifica-se que o comportamento das cargas no topo das estacas para o radier de menor espessura ($e=0,5m$) é oposto aos resultados das análises de radiers estaqueados com espessura maior ($e=1m$ e $2m$), ou seja, mais rígidos. As estacas D1 e D5 situadas na borda do radier absorveram cargas mais elevadas em relação as estacas D2 e D4 (intermediárias) e estaca

central (CE) que foi a menos carregada. Constatou-se que as estacas de canto (D5) são 100% mais carregadas em relação as estacas da borda (P5).

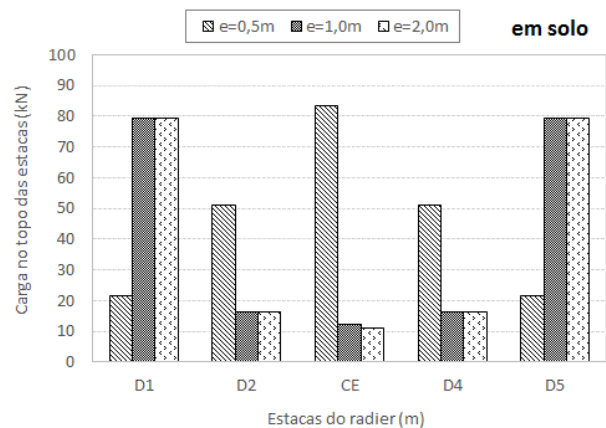


Figura 7. Distribuição de carga no topo das estacas inseridas em subsolo sem rocha (linha B).

Os recalques observados para todos os radiers estaqueados apoiados em solo, com diferentes espessuras da laje ($e=0,5\text{m}$, 1m e 2m) e carregamento de 100 kPa resultaram em média a 7 mm , conforme mostra a Figura 8. Não foram observadas mudanças de comportamento entre as estacas de centro e borda do radier nas linhas A (paralela) e B (Diagonal), conforme Figuras 8 e 9.

Nas situações analisadas com 3 m da ponta da estaca embutida em rocha, verifica-se a partir das Figuras 10 e 11, que a distribuição de carga tem mesmo comportamento entre diferentes espessuras da laje do radier estaqueado. Nota-se que o efeito do embutimento em rocha propiciou maior concentração de carga e aumento do valor máximo observado de 80 kN (somente solo) para aproximadamente 90 kN (embutido 3m em rocha), inclusive nas estacas centrais e intermediárias.

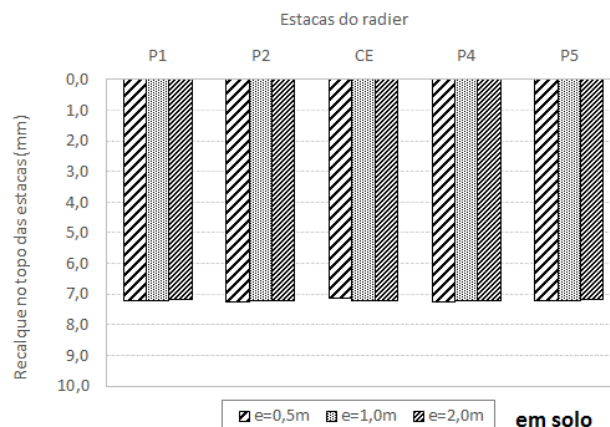


Figura 8. Distribuição do recalque no topo das estacas inseridas em subsolo sem rocha (linha A).

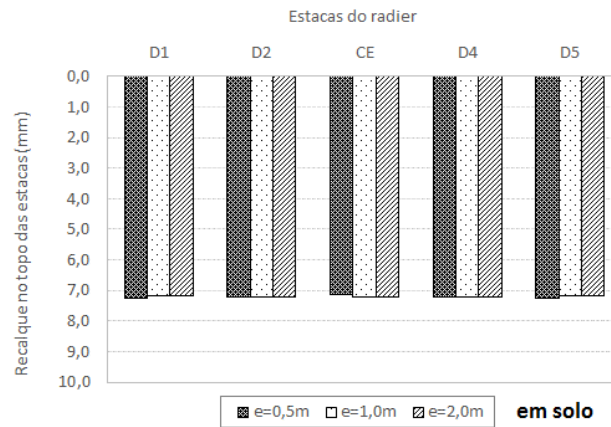


Figura 9. Distribuição do recalque no topo das estacas inseridas em subsolo sem rocha (linha B).

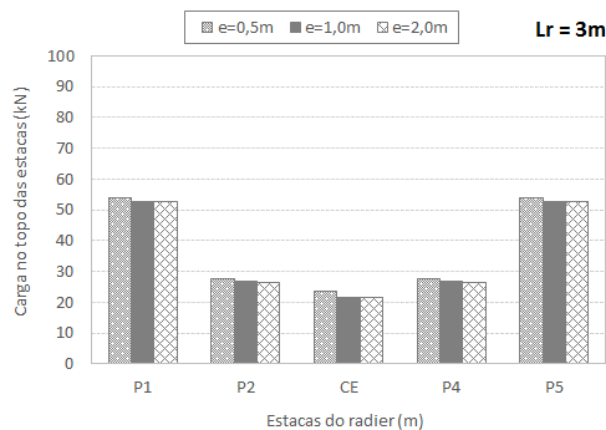


Figura 10. Distribuição de carga no topo das estacas com pontas embutidas 3m em rocha (linha A).

Assim como observado na linha A (paralela), as forças atuantes na linha B (diagonal) evidenciaram o mesmo comportamento na distribuição de cargas nas estacas, entretanto, com intensidades diferentes. Para qualquer espessura da laje do radier (e) as estacas na borda do radier, P1-D1 e P5-D5, receberam cargas mais elevadas entre àquelas observadas na estaca central e intermediárias, conforme mostram as Figuras 10 e 11. Nestas, verificam-se que mesmo o comportamento da distribuição de cargas no topo das estacas possuir a mesma tendência, as magnitudes variam, registrando que as estacas de canto são 80% mais carregadas em relação as estacas da borda. Entretanto, as estacas centrais e intermediária apresentam pequena variação.

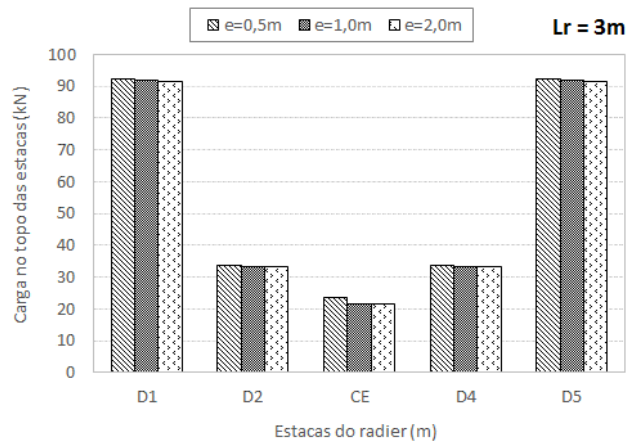


Figura 11. Distribuição de carga no topo das estacas com pontas embutidas 3m em rocha (linha B).

Os recalques observados para todos os radiers estaqueados com estacas embutidas em rocha, com diferentes espessuras da laje ($e=0,5\text{m}$, 1m e 2m) e carregamento de 100 kPa resultaram em média a $1,6\text{ mm}$, conforme mostram as Figuras 12 e 13. Avaliando estas figuras, constata-se que não foram observadas mudanças de comportamento do recalque entre as estacas de centro e borda do radier nas linhas A (paralela) e B (Diagonal). Entretanto, o embutimento em rocha reduziu os recalques absolutos.

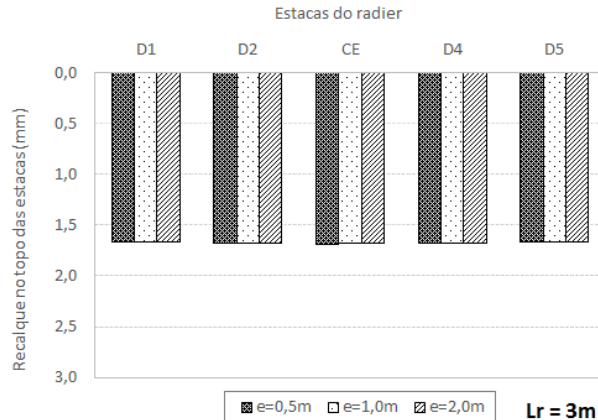


Figura 12. Distribuição de recalque no topo das estacas com pontas embutidas 3m em rocha (linha A).

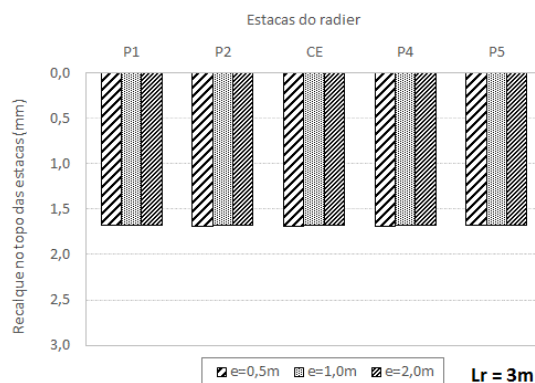


Figura 13. Distribuição de recalque no topo das estacas com pontas embutidas 3m em rocha (linha B).

6 | CONCLUSÃO

A partir das análises efetuadas é possível elencar algumas conclusões:

- As fundações em radier estaqueado tendem a uniformizar os recalques, podendo assim minimizar problemas com recalque diferencial em estruturas;
- A espessura da laje do radier estaqueado exerce influência na distribuição de carga nas estacas sob o radier, quando este é apoiado somente em solo. Para pequenas espessuras da laje do radier a distribuição de cargas no topo das estacas tende a ser variável sobrecarregando preferencialmente as estacas situadas na região central do radier. Para espessuras maiores (1m e 2m) a carga no topo das estacas tendem a ser maior naquelas situadas na região periférica do radier (borda e canto);
- O embutimento das estacas do radier em rocha permitiu que a distribuição de carga no topo das estacas apresentasse o mesmo comportamento independente da espessura da laje do radier;
- O embutimento da ponta das estacas em rocha (3m) resultou em aumento da carga no topo das estacas, notadamente naquelas do canto (D1 e D5) e borda (P1 e P5).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPESP pelo apoio concedido para aquisição do software LCPC-Cesar da Itech Software, utilizado nas análises deste artigo.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

AMIR, J. M. **Piling in Rock**. Rotterdam: Balkema, 1986.

CARTER, J. P.; KULHAWY, F. H. **Analysis and design of drilled shaft foundation socketed into rock**. New York: [s.n.].

CHRISTIAN, J. T.; CARRIER, W. D. Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's chart reinterpreted: Reply. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 4, p. 619–620, 1978.

GANNON, J. et al. **Piled foundations in weak rock**. London: Ciria, 1999.

GARCIA, J. R.; DE ALBUQUERQUE, P. J. R.; MELO, R. Á. A. Experimental and numerical analysis of foundation pilings partially embedded in rock. **Revista Escola de Minas**, v. 66, n. 4, 2013.

HENCHER, S. R. **The Engineering Geology of Weak Rock**. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society. **Anais...**Leeds: 1993

HOBBS, N. **Factors affecting the prediction of settlement of structures on rock with particular reference to the Chalk and Trias**. Settlement of Structures - Conference British Geotechnical Society at Cambridge. **Anais...**London: 1974

- HOEK, E.; CARRANZA, C.; CORKUM, B. **Hoek-brown failure criterion – 2002 edition**. (5th, Ed.) Narms-Tac. **Anais...**Toronto: North American Rock Mechanics Symposium, 2002
- HORVATH, R. G.; KENNEY, T. C. **Shaft Resistance of rock-socketed drilled piers**. Symposium on Deep Foundations. **Anais...**New York: ASCE, 1979
- HORVATH, R. G.; KENNEY, T. C.; TROW, W. P. **Results of tests to determine shaft resistance of rock socketed drilled piers**. International Conference on Structural Foundations on Rock. **Anais...** Sidney: 1980
- KULHAWY, F. H.; GOODMAN, R. E. Foundation in Rock. In: **Ground Engineering Reference Book**. London: Butterworth, 1987. p. 1–55.
- MUSSARA, M. D. **Análise de comportamento de estaca barrete embutida em rocha**. [s.l.] Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2014.
- PEASE, K. A.; KULHAWY, F. H. **Load transfer mechanics in rock sockets and anchors**Palo AltoEletric Power Research Institute, , 1984.
- PELLS, P. J.; ROWE, R. K.; TURNER, R. M. **An experimental investigation into sideshearfor socketed piles in sandstone**. Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock. **Anais...**Sidney: ARRB Group Limited, 1980
- ROCHA, M. **Alguns problemas relativos à Mecânica das Rochas dos Materiais de Baixa Resistência**. Lisboa: LNEC, 1977.
- ROSENBERG, P.; JOURNEAUX, N. L. Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design: Reply. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 14, n. 2, p. 272–272, 1977.
- ROWE, R. K.; ARMITAGE, H. H. Design Method for Drilled Piers in Soft Rock. **Canadian geotechnical journal**, v. 24, n. 1, p. 126–142, 1987.
- SAĞLAM, N. **SETTLEMENT OF PILED RAFTS: A CRITICAL REVIEW OF THE CASE HISTORIES AND CALCULATION METHODS**. [s.l.] THE MIDDLE EAST TECHNICAL UNIVERSITY, 2003.
- SALES, M. M. **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SAPATAS ESTAQUEADAS**. [s.l.] Universidade de Brasília, 2000.
- SEIDEL, J. P.; HABERFIELD, C. M. The axial capacity of pile sockets in rocks and hard soils. **Ground Engineering**, v. 28, n. 2, p. 33–38, 1995.
- TERZAGHI, K. **Discussion on the Progress Report of the Committee on Bearing Capacity of Pile Foundation**ASCE Proceedings, 1942.
- TOMLINSON, M.; WOODWARD, J. **Pile design and construction practice**. 5. ed. London and New York: Taylor & Francis Group, 2008.
- WILLIAMS, A. F. **The Design and performance of piles socketed into weak rock**. [s.l.] Monash University, 1980.
- WILLIAMS, A. F.; PELL, S. J. N. Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone, and shale. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 18, n. 4, p. 502–513, nov. 1981.

MELHORAMENTO DOS PARÂMETROS MECÂNICOS E FÍSICOS DE DEPÓSITOS ALUVIONARES ATRAVÉS DA EXECUÇÃO DE GEODRENOS VERTICAIS

Rodrigo Rogério Cerqueira da Silva
Bruno Pereira Casanova

RESUMO: As obras de infraestrutura rodoviária apresentam uma série de desafios principalmente relacionados à mecânica dos solos, tornando-se cada vez mais comum a construção em terrenos com presença de grandes espessuras de solos instáveis e compressíveis, os quais demandam o uso de técnicas de forma a melhorar sua capacidade de suporte e acelerar recalques prevenindo problemas futuros de estabilidade. Existem diversas técnicas de construção em aterros sobre solos moles que possibilitam solucionar tais problemas, sendo a verificação de sua eficiência avaliada quanto à redução da magnitude dos recalques e tempo de estabilização dos mesmos. Uma das técnicas que se destaca pela sua praticidade e rapidez de execução para tratamento de solos moles é o uso de drenos verticais, que aceleram a saída de água contida entre os poros das partículas sólidas das argilas moles e pouco permeáveis, permitindo aumento da resistência ao cisalhamento, através da redução do seu volume. O presente artigo tem por objetivo verificar o desempenho da aplicação de drenos verticais em uma obra de infraestrutura localizada na região de Guarulhos, município de São Paulo, avaliando as mudanças físicas

e mecânicas de uma espessa camada de solo mole verificadas em duas campanhas, antes e após o tratamento, através de investigações geotécnicas por meio de sondagens do tipo SPT e *Vane Test* e caracterização dos solos através dos índices físicos, indicando o grau de melhoramento do maciço tratado.

PALAVRAS-CHAVE: Geossintéticos, Dreno Vertical, Tratamento de solo, Índices físicos dos solos.

1 | INTRODUÇÃO

As obras de infraestrutura rodoviária apresentam uma série de desafios principalmente relacionados à mecânica dos solos, tornando-se cada vez mais comum a construção em terrenos com presença de grandes espessuras de solos instáveis e compressíveis, os quais demandam o uso de técnicas de forma a melhorar sua capacidade de suporte e acelerar recalques prevenindo problemas futuros de estabilidade. Assim torna-se necessário aplicar métodos de melhoramento de solos moles que têm como principais objetivos prevenir rupturas por falta de capacidade de carga, além de evitar grandes assentamentos diferenciais, altamente perigosos para a estabilidade e funcionalidade de uma estrutura.

Nesse sentido, verifica-se que a escolha correta da solução mais adequada a ser executada para uma determinada obra de aterro sobre solo mole deve levar em consideração, dentre outros fatores, a sua exequibilidade técnica, o orçamento e o prazo que se tem à disposição (Madeira, 2016). O autor afirma ainda que o dimensionamento técnico da respectiva solução precisa ser baseado em teorias da engenharia geotécnica.

Madeira (2016) concluiu em seu estudo de viabilidade em solos moles que a solução com drenos verticais associados a uma sobrecarga temporária apresenta-se viável, sendo que, ao investir cerca de 20% a mais no orçamento inicial, pode-se obter um ganho de aproximadamente 46% no prazo total de execução do empreendimento.

O progresso da consolidação de uma camada de argila pode ser controlado pela observação das variações das pressões intersticiais (u), assumindo a variação das tensões verticais totais como uma constante, a transferência para tensões efetivas é consequência da variação das pressões intersticiais (Terzaghi et al., 1996).

2 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental consistiu no acompanhamento da cravação de geodrenos verticais no maciço de solo mole, através de ensaios *in loco* por sondagens do tipo SPT (sondagem a percussão) e *Vane Test*. Foram coletadas amostras através de sondagem a trado (ST) e armazenadas segundo a NBR (9604:2016), para a realização de ensaios laboratoriais e caracterização dos índices físicos do solo local.

2.1 Características Geológicas

Na base dos sedimentos aluvionares quaternários que recobrem quase toda a extensão da Bacia Sedimentar de São Paulo, em Guarulhos, ocorrem sedimentos terciários que são correlacionados à Formação Resende, do Grupo Taubaté (Riccomini e Coimbra 1992).

Segundo Riccomini e Coimbra (1992), a Formação Resende possui uma planície aluvial de rios entrelaçados denominados *braided*, formado por depósitos de carga de fundo e pontas de barras de rios anastomosados, de granulometria grossa. Segundo Driscoll (1989), o sistema *braided* confere alta permeabilidade e porosidade aos depósitos sedimentares.

De acordo com Diniz e Duarte (2012) neste pacote sedimentar terciário ocorrem aluviões de drenagem de idade Quaternária, constituídos, predominantemente, por camadas de areias argilosas finas e médias de cores cinza e amarelada e argilas siltosas pouco arenosas de cor variegada, capeadas por uma camada de argila orgânica, às vezes pouco siltosa e pouco arenosa, cinza-escura a preta, com consistência muito mole.

2.2 Execução dos Geodrenos Verticais

A solução proposta no projeto de execução para a melhoria do solo para a aceleração do processo de consolidação dos materiais aluvionares é através da instalação de geodrenos verticais atravessando integralmente essa camada aluvionar.

Os geodrenos apresentam como principais vantagens, a aceleração dos recalques e a eficácia em eventuais deslocamentos do terreno, especialmente em função da flexibilidade dos drenos. Por outro lado, o sistema apresenta como principais desvantagens, a necessidade de utilização de um aterro temporário de sobrecarga, encarecendo um pouco o sistema, e deixando-o mais lento em sua execução (Sgarbi et al., 2011).

De modo geral, alguns cuidados são necessários na instalação dos geodrenos. Nesse sentido, Araújo (2009) afirma que em alguns casos pode ser observado o efeito “*smear*”, ou amolgamento da argila, durante a instalação dos geodrenos, que consiste no efeito de adensamento no solo envolvente do dreno, provocado pela sua cravação.

De acordo com Saye (2001) a cravação de drenos verticais pré-fabricados desenvolvem perturbações similares ou maiores do que os drenos de areia. Essas perturbações de acordo com Casagrande e Poulos (1969) são intensificadas quando o espaçamento é menor que dois metros e que durante a cravação de drenos pré-fabricados acaba causando de forma progressiva, ainda mais perturbações no local, de forma a reduzir substancialmente o respectivo grau de adensamento.

Estudos realizados por Bergado et al. (1994) e Maccarini (2010), verificaram que a malha triangular garante uma abrangência maior na área tratada onde os geodrenos forem cravados e portanto um adensamento mais uniforme e maior dissipação do excesso de pressão neutra.

Independentemente do cálculo a experiência tem mostrado que os drenos com espaçamentos menores que 1,5 m não resultam em benefícios relativos à velocidade de adensamento (Saye, 2001). O dimensionamento da malha de geodreno é baseado na teoria de adensamento radial, sua seção transversal retangular (dimensões a e b) de acordo com Rixner et al. (1986) é corrigida de acordo com o diâmetro equivalente (d_w), de acordo com a equação (1).

O espaçamento entre os drenos pode ser relacionado com o diâmetro de influência do dreno (d_e), sendo que para malha triangular adota-se a equação (2).

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (1)$$

$$d_e = 1,05 \times S \quad (2)$$

A avaliação do programa experimental ocorreu após a execução de aterro com

areia com espessura da ordem de 1 metro, os geodrenos verticais foram instalados de forma a atravessar integralmente a formação aluvionar com profundidade de 18. A malha dos geodrenos executadas no deposito aluvionar, possui uma distribuição do tipo triangular, com afastamentos de 1,5 m, conforme a Figura 2a. A Figura 2b apresenta o detalhe da malha triangular utilizada no campo experimental e a especificação para (dw) e (de) no dimensionamento.



Figura 2: (a) Vista geral da área de estudo, (b) Detalhe da malha de cravação e especificação para dimensionamento.

De acordo com Massad (2010) a utilização de geodrenos verticais para acelerar o adensamento de solo é aplicável quando o solo mole é muito espesso, ou o seu coeficiente de adensamento é muito baixo, a utilização da pré-compressão através de sobrecarga temporária, torna-se ineficiente.

Os geodrenos verticais são formados por um núcleo de plástico com ranhuras em forma de canaleta, envolto por um filtro de geossintético não tecido de baixa gramatura com dimensões em torno de 5 x 100 mm (Figura 3a). Esta técnica de tratamento de solos moles diminui o caminho de drenagem dentro da massa de solo mole, para cerca de metade da distância horizontal entre drenos, promovendo assim a aceleração dos recalques. Através de maquinário sobre esteira e torre compatível com a profundidade a ser tratada (Figura 3b), após a cravação dos geodrenos na camada aluvionar em estudo o fluxo de água foi contínuo nas primeiras horas (Figura 3c), com diminuição após 72 horas (Figura 3d).

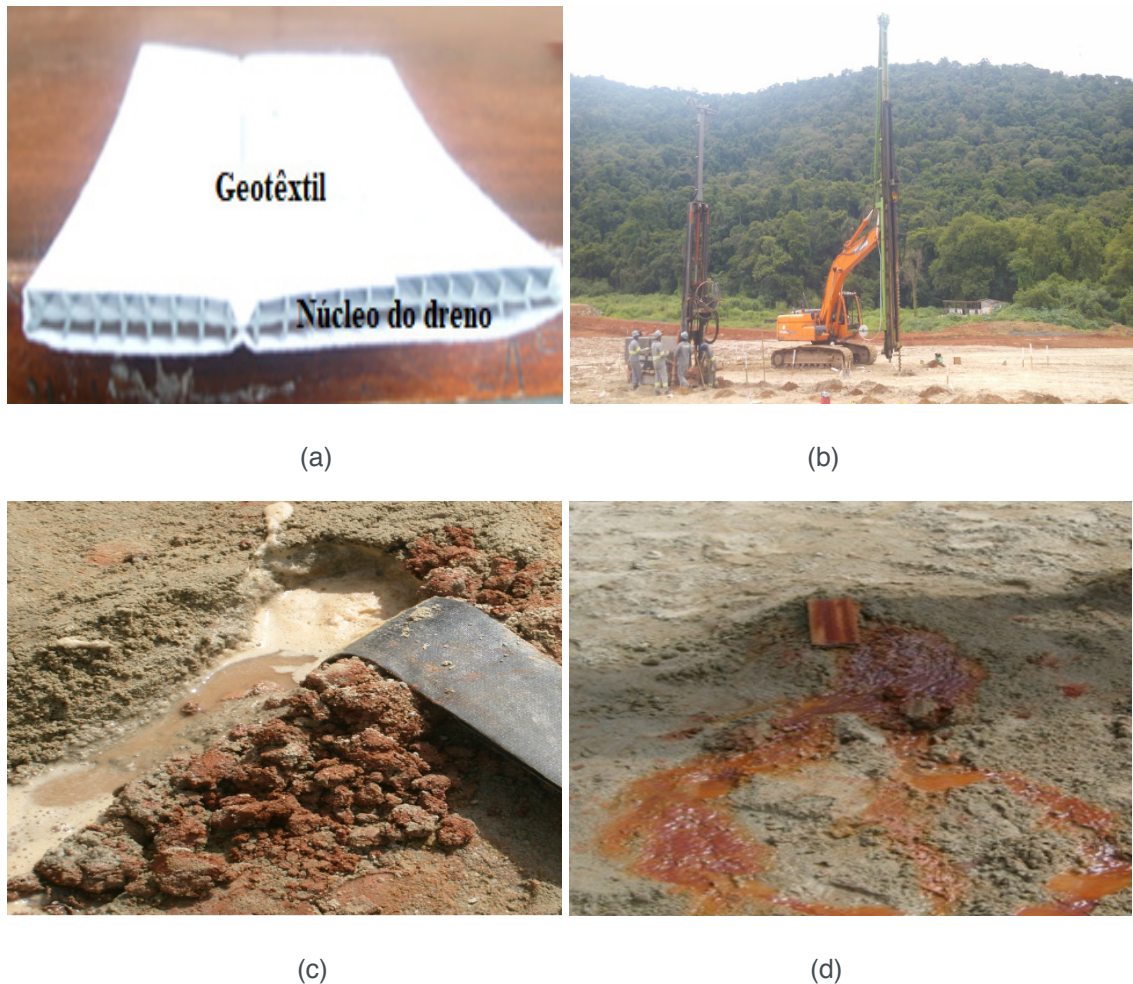


Figura 3. (a) Detalhe geodreno dimensões 5 x 100 mm, (b) Vista geral do maquinário para cravação de geodrenos, (c) Fluxo de água após execução dos geodrenos verticais, (d) Fluxo de água após 72 horas execução dos geodrenos verticais.

A verificação da eficiência do tratamento de solos moles é verificada geralmente através do monitoramento dos aterros sobre solos moles usualmente com inclinômetros, perfilômetros e placas de recalque, sendo o objetivo desta pesquisa, avaliar as mudanças físicas e mecânicas de uma espessa camada de solo mole através de duas campanhas de investigações geotécnicas, antes e após o tratamento das camadas de solos mole tratadas com geodrenos.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaio geotécnicos laboratoriais

A seguir nas Tabelas 1 e 2, serão apresentados os parâmetros geotécnicos obtidos por meio dos ensaios laboratoriais utilizando-se amostras deformadas (Figura 5), coletadas por sondagem a trado (ST) na área de estudo, junto ao local mais crítico de resistência N_{spt} antes e após a cravação dos geodrenos.



Figura 5. Tipo de solo coletado para realização dos ensaios laboratoriais.

Para a obtenção dos parâmetros a seguir foram conduzidos os seguintes ensaios laboratoriais, para verificar a diminuição de água nos poros das argilas como limite de liquidez NBR 6459 (1984), limite de plasticidade NBR 7180 (1984), teor de umidade natural NBR 6457 (1984), índice de vazios e determinação da massa específica NBR 6508 (1984).

| Prof. (m) | LL (%) | LP (%) | IP (%) | W (%) | e_0 | γ_{nat} (KN/m ³) |
|--------------|-----------|-----------|-----------|----------|-------|--|
| 2 | 127 | 58 | 69 | 132 | 3,28 | 13,9 |
| 4 | 75 | 45 | 30 | 92 | 3,22 | 14,0 |
| 6 | 66 | 34 | 32 | 90 | 3,07 | 14,3 |
| 8 | 63 | 32 | 31 | 89 | 3,02 | 14,5 |

Tabela 1. Caracterização geotécnica antes da cravação do geodreno.

Onde: LL (limite de liquidez), LP (limite de plasticidade), IP (índice de plasticidade), W (teor de umidade), e_0 (índice de vazios), γ_{nat} (peso específico natural).

Bedeschi (2004) verificou em seu trabalho que o teor de umidade natural é próximo do limite de liquidez, e a umidade da camada superficial turfosa gira em torno de 350%, sendo que quando os drenos verticais penetram na camada de argila orgânica este índice diminui, de forma a variar entre 100% a 150%, dentro da faixa dos valores encontrados em estudo. Já em relação ao índice de plasticidade, de um modo geral, verifica-se uma amplitude menor, com variação entre 150% para as camadas iniciais, sendo que permanece em média na casa dos 100% para as camadas subsequentes (Bedeschi, 2004).

A eficiência da instalação dos geodrenos pode ser verificada através do processo que visa melhorar as propriedades físicas do solo através da redução dos seus vazios tornando o maciço mais homogêneo, resultando no aumento do peso específico do solo conforme indicado na Tabela 2. Com a diminuição dos vazios do solo, nota-se uma redução da variação dos teores de umidade, conseqüentemente dos limites de liquidez e plasticidade do solo contribuindo com o aumento da resistência ao cisalhamento, conforme indica os resultados do ensaio *Vane Test* após aplicação

da técnica (Tabela 4).

| Prof. (m) | LL (%) | LP (%) | IP (%) | W (%) | e_0 | γ_{nat} (KN/m ³) |
|--------------|-----------|-----------|-----------|----------|-------|--|
| 2 | 75 | 44 | 31 | 87,4 | 2,96 | 14,5 |
| 4 | 64 | 30 | 34 | 66,7 | 2,40 | 15,1 |
| 6 | 66 | 34 | 32 | 60,2 | 2,05 | 15,8 |
| 8 | 53 | 27 | 26 | 57,8 | 1,98 | 16,2 |

Tabela 2. Caracterização geotécnica após a cravação do geodreno.

Onde: LL (limite de liquidez), LP (limite de plasticidade), IP (índice de plasticidade), W (teor de umidade), e_0 (índice de vazios), γ_{nat} (peso específico natural).

Machado (2012), por sua vez, ao analisar a estabilização do solo de fundação através da aplicação de geodrenos em camada de argila mole/média, verificou que os resultados dos ensaios físicos indicam o melhoramento do solo para o limite de liquidez na ordem de 41% a 71% e o índice de plasticidade entre 19% a 35%.

Com base nos resultados das Tabelas 1 e 2, observa-se que o fator de influência mais importante é a umidade do solo, esta variável é significativa nas mudanças dos outros parâmetros físicos. A diminuição da umidade permite um rearranjo do solo, de forma a criar um esqueleto sólido entre os grãos do solo, diminuído os vazios entre as partículas do solo, interferindo no aumento da massa específica do solo e conseqüentemente na diminuição dos limites de liquidez e plasticidade do solo.

3.2 Parâmetros geotécnicos ensaios SPT

Foram realizadas duas campanhas de sondagens do tipo SPT (NBR 6484:2001), antes e após o tratamento de solo, apresentando espessuras de camadas de argila orgânica que variam entre 4 a 8 m de consistência muito mole a mole, seguida por vezes de lentes de areia fofa e camadas de argila de consistência rija com espessura variável que pode chegar a um máximo de 6 m, sobrepondo-se a estas camadas, por vezes ocorre uma camada de argila contendo areia fina e restos de vegetais, marrom e cinza-escuro com.

A Figura (4a) demonstra uma das sondagens SPT realizada no local mais crítico realizado no início da obra, a sondagem representada pela Figura (4b) demonstra os parâmetros de resistência oito meses após o tratamento com geodrenos.

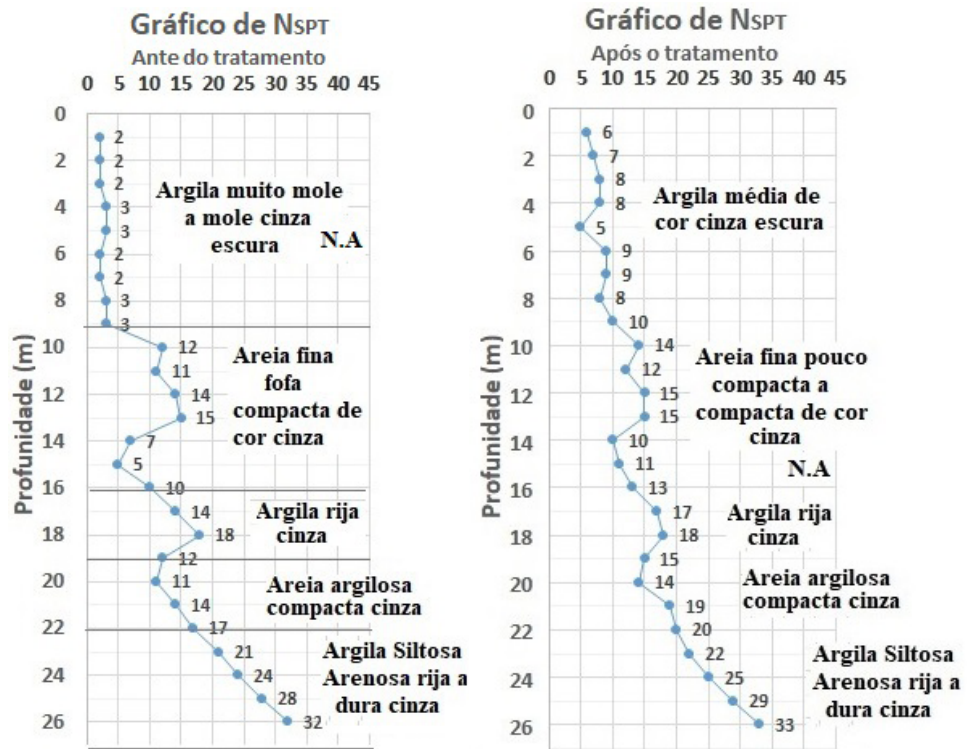


Figura 4. (a) SPT antes do tratamento de solo com geodreno, (b) SPT após tratamento de solo com geodreno.

A melhoria da resistência mecânica dos solos moles pode ser verificada através do aumento dos valores do Nspt, encontrados após a cravação dos geodrenos, associados ao rebaixamento no nível de água em cerca de doze metros com sobrecarga de aterro.

3.3 Parâmetros geotécnicos ensaios *Vane Test*

Após a execução das sondagens tipo SPT, foram realizados ensaios *Vane Test* (10905:1989), para a definição dos valores de resistência não drenada (S_u). A Tabela 3 indica o valor do ensaio para a situação natural, amolgada, além da sensibilidade, ou seja, a perda relativa de resistência da argila quando totalmente amolgada, através da razão entre a resistência não drenada do solo no estado indeformado e a resistência do solo no estado amolgado.

O ensaio foi realizado até a profundidade de 8 m, considerando a parte mais crítica do perfil aluvionar de acordo com as investigações geotécnicas (SPT). A sensibilidade maior na superfície é explicada, pelo fato do teor de umidade natural ser maior que o limite de liquidez conforme indicado na Tabela 1.

| Prof. (m) | S_u Resistência Indeformada (KPa) | S_u Resistência Amolgada (KPa) | Sensibilidade (kPa) |
|-----------|-------------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| 1 | 3,2 | 0,9 | 3,5 |
| 2 | 3,9 | 1,1 | 3,6 |

| | | | |
|---|-----|-----|-----|
| 3 | 3,0 | 0,7 | 4,2 |
| 4 | 4,8 | 1,2 | 4,0 |
| 5 | 5,2 | 1,6 | 3,3 |
| 6 | 4,9 | 1,5 | 3,2 |
| 7 | 6,7 | 1,6 | 4,1 |
| 8 | 6,4 | 1,4 | 4,5 |

Tabela 3. Resultados dos ensaios *Vane Test* antes da execução de geodreno.

A área de estudo apresentou uma sensibilidade do solo entre 3,2 e 4,5 (kPa), sendo compatível com os dados obtidos por Massad (1988), que descreve a sensibilidade das argilas da região de Santos-SP entre 4 e 5 (kPa).

De acordo com Carneiro (2014) a sensibilidade do solo é um parâmetro para avaliar os efeitos do amolgamento, sendo que quanto mais sensitiva for à amostra, mais acentuada será a redução da resistência ao cisalhamento com o amolgamento. Os valores de sensibilidade obtidos pelos ensaios de palheta antes da cravação dos geodrenos indicados na Tabela 3 correspondem a um solo classificado como sendo majoritariamente de média sensibilidade, de acordo com critério de classificação adotado por Skempton e Northey (1952).

A Tabela 4 demonstra as mudanças dos comportamentos das argilas moles após eliminar a água contida entre os poros das partículas sólidas, permitindo o aumento da resistência ao cisalhamento, mudando conseqüentemente o comportamento da argila para baixa sensibilidade.

| Prof. (m) | Su Resistência Indeformada (KPa) | Su Resistência Amolgada (KPa) | Sensitividade (kPa) |
|-----------|----------------------------------|-------------------------------|---------------------|
| 1 | 4,7 | 3,9 | 1,5 |
| 2 | 4,9 | 4,2 | 1,2 |
| 3 | 6,8 | 5,1 | 1,3 |
| 4 | 8,8 | 4,6 | 1,9 |
| 5 | 7,2 | 4,1 | 1,8 |
| 6 | 8,2 | 5,6 | 1,4 |
| 7 | 9,6 | 5,8 | 1,6 |
| 8 | 10,4 | 6,2 | 1,7 |

Tabela 4. Resultados dos ensaios *Vane Test* depois da execução de geodreno.

Observa-se uma tendência no aumento da resistência do estado indeformado em relação à diminuição do índice de vazios, teor de umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade e um aumento do peso específico do solo, demonstrando a dependência do melhoramento dos parâmetros do solo principalmente pela ação do aumento dos efeitos capilares proporcionado pelos geodrenos através da expulsão de água, contribuindo para uma nova distribuição das partículas do solo diminuindo seus vazios.

Os valores de melhoramento dos parâmetros dos solos encontrados na Tabela

4 resultam de três principais fatores, como a compressão imediata, ocasionada pela sobreposição do aterro na camada de solo compressível, deformação devida à magnitude da tensão vertical com o tempo e retração do solo argiloso após expulsão da água.

A Figura (5a) apresenta uma correlação matemática linear com alta significância R^2 obtida entre resistência indeformada ($R^2=81\%$) e amolgada ($R^2=84\%$) com o índice de vazios do solo após a cravação de geodrenos.

O comportamento da resistência indeformada em relação à umidade dependerá das modificações associadas à variação do teor de umidade, sendo que a análise das relações destaca-se aos aspectos referentes à caracterização hidráulica do solo. Para as amostras obtidas na área de estudo foi indicada uma baixa dispersão dos parâmetros obtidos, com melhor representatividade R^2 de 87% em relação à dependência da resistência indeformada com a umidade (Figura 5b), em vista do índice de vazios.

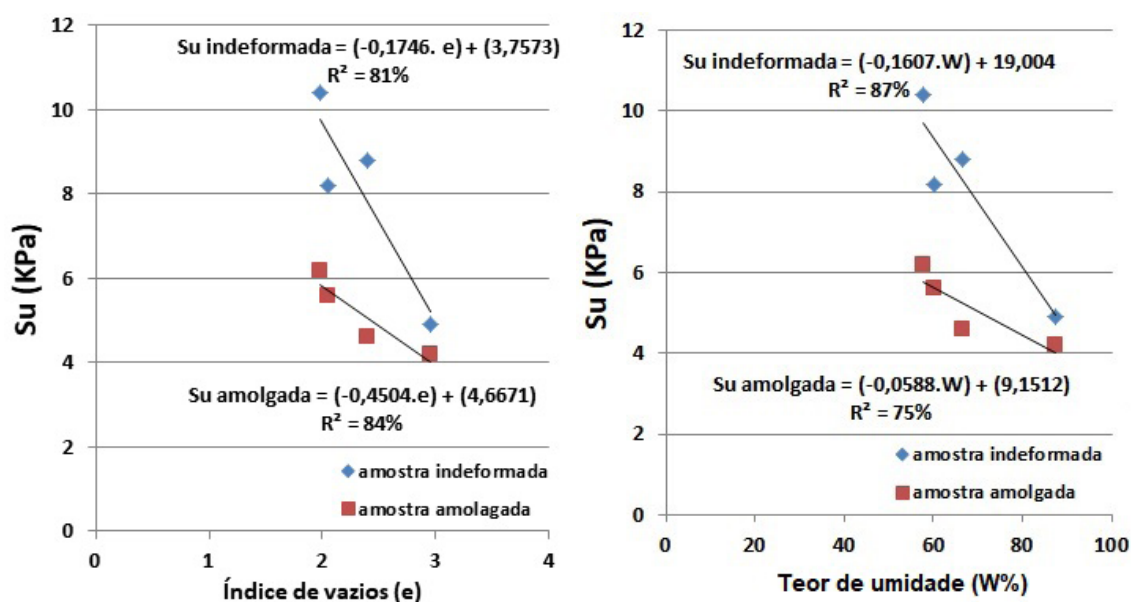


Figura 5. (a) Correlação entre resistência indeformada e amolgada com o índice de vazios, (b) Correlação entre resistência indeformada e amolgada com o teor de umidade.

Estudos realizados por Mello (2011) demonstraram que a instalação de geodrenos verticais permite acelerar significativamente o processo de consolidação dos materiais aluvionares, acelerando os seus assentamentos e os ganhos de resistência ao cisalhamento do maciço de solo em um curto prazo.

4 | CONCLUSÃO

O processo de enrijecimento de solos moles através da execução de geodrenos visa modificar suas características geotécnicas de forma volumétrica, a partir do aumento máximo das poropressões provocada pelo processo de perda d'água

durante a cravação dos geodrenos, associada a sobrecarga de aterro.

O resultado da expulsão de água contribui para o aumento substancial da resistência da argila ao longo de toda a profundidade de solo mole, através da variação do teor de umidade, permitindo um novo arranjo da estrutura entre os grãos dos solos, contribuindo para o aumento de sua massa específica e conseqüentemente da melhoria dos parâmetros de limites de liquidez e plasticidade do solo.

A sensibilidade dos solos moles é influenciada diretamente pela variação do teor de umidade e índice de vazios, comprovada através da representatividade de regressão linear R^2 acima de 75% em função do teor de umidade e R^2 acima de 80% para índice de vazios, indicando confiabilidade dos índices físicos na avaliação das condições de resistência indeformada e amolgada dos solos.

Os ensaios realizados em campo e laboratório encontrados na presente pesquisa, se enquadram nas faixas de valores obtidos pela experiência brasileira, assim para melhor contribuição do processo executivo devem ser considerados os parâmetros técnicos do solo como sondagem, índices físicos e espessura da camada de solo mole a ser tratada.

Diante disso analisam-se as variáveis necessárias como profundidade e distância entre os geodrenos, além da espessura do colchão drenante.

REFERÊNCIAS

Araújo, G. L. (2009). *Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geosintético*. Tese de Doutorado - Faculdade de Tecnologia. Brasília.

ABNT (1984). NBR 6459: *Solo-Determinação do Limite de Liquidez*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 6.

ABNT (1984). NBR 7180: *Solo- Determinação do Limite de Plasticidade*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 3.

ABNT (1989). NBR 6484: *Ensaio de palheta in situ*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 9.

ABNT (2001). NBR 6484: *Solo- Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT-Método de Ensaio*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro, p. 17.

ABNT (2016). NBR 9604. *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas*. Rio de Janeiro.

Bedeschi, M. V. R. (2004). *Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca*. Rio de Janeiro. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. P. 184.

Bergado, D. T., Anderson, L. R. E Balasubramaniam, A. S. (1994). *Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments*. Rotterdam : American Society of Civil Engineers, New York, NY., p. 232.

Carneiro, R. (2014). *Previsão do Comportamento da Argila Mole da Baixada de Jacarepaguá: O Efeito*

da Submersão do Aterro e do Adensamento Secundário. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UFRJ, p. 140.

Casagrande, L.; Poulos, S. (1969). "On the Effectiveness of Sand Drains". Canadian Geotechnical Journal, Vol 6, nº 3, p. 286-326.

Diniz, H. N.; Duarte, U. (2012). *Caracterização geológica e hidrogeológica da bacia hidrográfica do rio Baquirivu-Guaçu na região de Guarulhos, SP*. Revista Geociências-UNG-Ser, v. 1, n. 3, p. 51-61.

Driscoll, F.G. (1989). *Groundwater and wells*. 2a Ed. St. Paul, Minnesota, Ed. Johnson Filtration Systems Inc p 1089.

Maccarini, M. (2010). *Projeto Geotécnico de um aterro industrial sobre solos moles para implantação de um estaleiro para a empresa Azimut do Brasil em Itajaí-SC*. Florianópolis .Relatório Técnico. p. 24.

Machado, L. V. S. S. (2012). *Avaliação do deslocamento vertical de aterro sobre solo mole executado no projeto de duplicação da BR-101/PE*. Dissertação. Universidade Federal de Pernambuco. Recife. PE. p. 199.

Madeira, H. U. R. (2016). *Estudo de viabilidade técnica e econômica para projeto geotécnico de aterro sobre solo mole – Aplicação ao caso do trecho rodoviário Ramo 300, Barra da Tijuca, Rio de Janeiro*. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 65f.

Massad, F. (2003). *Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia*, Oficina de Textos, São Paulo, p. 170.

Melo, P. G., Mira, E., Rebouço, M., Midões, T. (2011) *Variante a Santarém–tratamento da fundação do novo aterro ferroviário sobre as aluviões do Tejo*. Geotecnia, p. 31.

Riccomini, C.; Coimbra, A. M. (1992). *Geologia da Bacia Sedimentar*. In: *Mesa redonda: Solos da Cidade de São Paulo*. São Paulo, ABMS/ABGE/IPT. p. 37-94.

Rixner, J. J., Kraemer, S. R., Smith, A. D. (1986). *Prefabricated vertical drains*, vol. I: engineering guidelines (No. FHWA/RD-86/168). Turner-Fairbank Highway Research Center.

Saye, S. R. (2001). *Assessment of soil disturbance by the installation of displacement sand drains and prefabricated vertical drains*. In: *Soil Behavior and Soft Ground Construction*. p. 325-362.

Sgarbi, B.; Chiarini, R.; Garcia, R. (2011). *Pavimentação em terrenos de solos moles: a utilização de colunas granulares encamisadas*. In: *XV Encontro Latino Americano de Iniciação Científica e XI Encontro Latino Americano de Pós-Graduação – Universidade do Vale do Paraíba*.

Skempton, A. W.; Northey, R. D. (1952). *The Sensitivity of Clays*. Géotechnique. Reino Unido. V.3, n.1, p. 30-53.

Terzaghi, K., Peck, R., Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd Edition. Wiley Interscience.

SOBRE A ORGANIZADORA

FRANCIELE BRAGA MACHADO TULLIO - Engenheira Civil (Universidade Estadual de Ponta Grossa - UEPG/2006), Especialista em Engenharia de Segurança do Trabalho (Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR/2009, Mestre em Ensino de Ciências e Tecnologia (Universidade Tecnológica federal do Paraná – UTFPR/2016). Trabalha como Engenheira Civil na administração pública, atuando na fiscalização e orçamento de obras públicas. Atua também como Perita Judicial em perícias de engenharia. E-mail para contato: francielebmachado@gmail.com

ÍNDICE REMISSIVO

A

Análise numérica 130

Arenito 35, 37, 119, 120, 121, 122, 125, 128

Aterro 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10, 11, 12, 39, 47, 49, 50, 52, 57, 58, 59, 60, 61, 65, 66, 67, 84, 88, 145, 146, 151, 153, 154, 155

B

Backfill 62, 63, 65, 66

Barragem 66, 105, 106, 107, 108, 112, 114, 116

C

CCP 38, 39, 40, 41, 42, 48

Cepilhamento 38, 39, 41, 42, 46, 48

Colunas de brita 50, 51, 52, 53, 54, 55, 58, 59, 60, 61

Compressão simples 1, 4, 7, 26, 27, 29, 30, 32, 33, 35, 36, 37, 116

D

Deslizamento 64, 79, 80, 91, 92, 93, 98, 104

Disposição de rejeitos 62, 63, 65

Drenos fibroquímicos 50, 51, 52, 53, 55, 57, 58, 59

E

Embutimento em rocha 139, 141

Encostas urbanas 91

Ensaio 1, 7, 9, 13, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 38, 41, 42, 43, 46, 47, 48, 49, 56, 60, 64, 73, 105, 106, 107, 108, 109, 113, 114, 115, 116, 118, 120, 121, 122, 124, 125, 128, 133, 145, 148, 149, 150, 151, 152, 154

Estabilização 4, 26, 27, 36, 37, 38, 39, 46, 48, 52, 58, 59, 68, 76, 78, 83, 84, 85, 144, 150

Estabilização de encostas 78, 83, 85

Estacas 86, 87, 88, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142

F

Formação Chicontepec 119, 120, 121

Formação Santos 119, 121, 122, 123, 124, 126, 127, 128

I

Implantação 3, 39, 52, 57, 59, 60, 74, 75, 76, 85, 91, 93, 105, 112, 155

Investigações geológicas-geotécnicas 105

M

Material pétreo 14, 116

Mistura asfáltica 14, 20

O

Ocupação antrópica de encostas 78

P

Pavimentação 5, 26, 27, 30, 32, 35, 36, 37, 58, 59, 155

Poliestireno expandido (EPS) 1, 2

R

Radier estaqueado 130, 131, 134, 136, 137, 139, 142

Recalque 12, 47, 50, 51, 57, 58, 59, 130, 131, 134, 136, 139, 140, 141, 142, 148

Rejeitos de mineração 62

Reservatório arenítico turbidítico 119

Resíduo 17, 21, 22, 37, 38, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 48

Resíduos cerâmicos 14, 16, 20, 21

Resíduos de construção e demolição 14, 16, 25

Resistência à compressão simples 26, 27, 29, 30, 33, 35, 36, 116

Resistência à compressão uniaxial 109, 118, 119, 120, 125, 128, 132, 133

Risco geológico 78, 81, 82, 83, 92, 96, 98

S

Solo 3, 5, 26, 27, 28, 29, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 52, 53, 54, 56, 57, 58, 59, 64, 66, 70, 78, 79, 80, 81, 82, 84, 85, 86, 87, 88, 93, 94, 105, 108, 109, 112, 113, 114, 116, 130, 131, 134, 135, 136, 137, 139, 142, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155

Solo-cal 26, 27, 28, 29, 33, 35, 36

Solos moles 1, 2, 3, 13, 50, 51, 52, 53, 54, 56, 59, 60, 61, 144, 145, 147, 148, 151, 153, 154, 155

Stone Matrix Asphalt 14, 15, 16, 25

T

Tubos de geotêxteis 62

Z

Zoneamento de risco 91, 92, 98

Agência Brasileira do ISBN

ISBN 978-85-7247-746-8



9 788572 477468