



**GEO**

**TEC**

**NIA**

# NA REGIÃO NORTE

Práticas e atuação de  
engenheiros geotécnicos  
no norte do Brasil

## Organizadores

Mariana Ramos Chrusciak

Luis Henrique Rambo

Flavio da Silva Ornelas

Ana Cristina Strava Corrêa

Gabriel Luis Soto Banha

Gabriel Raykson Matos Brasil de Araújo



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Núcleo Norte

# Geotecnia na Região Norte: práticas e atuação de engenheiros geotécnicos no norte do Brasil.

Volume 1

Mariana Ramos Chrusciak

Luis Henrique Rambo

Flavio da Silva Ornelas

Ana Cristina Strava Corrêa

Gabriel Luis Soto Banha

Gabriel Raykson Matos Brasil de Araújo

Palmas 2023

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantis

2023. Este ebook é uma produção decorrente do Acordo de Cooperação Técnica nº 15/2023/REI/IFTO entre a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Núcleo norte e o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
Bibliotecária Rosana Corrêa CRB 2-810

G352 Geotecnia na Região Norte: práticas e atuação de engenheiros geotécnicos no norte do Brasil / Organizadores Mariana Ramos Chrusciak [et. al.] – Palmas-TO : IFTO, 2023.  
v.1 : il. color.

E-book, no formato PDF.  
ISBN: 978-65-997743-2-4

1. Geotecnia. 2. Engenheiros. I. Chrusciak, Mariana Ramos, org. VI. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. VII. Engenharia Geotécnica Núcleo Norte. VIII. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins.

CDD: 624.152

## APRESENTAÇÃO

A ABMS-Núcleo Norte iniciou suas atividades em janeiro de 2013, completando 10 anos de existência em 2023. Ao longo destes anos, mesmo diante das dificuldades e peculiaridades da nossa região vem reforçando o papel da Associação e também da Geotecnia na escala regional.

A ABMS é uma associação disseminadora de conteúdo técnico no nível de excelência. A ABMS-N, buscando agregar a estratégia “*de criar meios para maior alcance possível da educação e compartilhamento do conhecimento nos diversos tópicos da geotecnia*” e ainda buscando “*divulgar e homenagear os profissionais e as empresas que contribuem para o desenvolvimento da geotecnia da região norte*” trouxe como iniciativa a criação deste livro comemorativo alusivo aos 10 anos da ABMS na região norte. Neste sentido, o livro trará referências de pesquisas, projetos, soluções e casos de obra voltados a região norte, foram convidados engenheiros geotécnicos de todo o Brasil, que atuaram na região norte, para contribuir com este importante documento para a posteridade.

Este livro é dividido em dezenove capítulos sequenciais que abordam as grandes temáticas da geotecnia, tais quais: Geotecnia ambiental; Fundações; Estruturas de contenção e taludes; Pavimentação e Ensaio de laboratório e campo. A obra se apresenta de qualidade técnica, e mostra um grande potencial a ser explorado do ponto de vista científico.

Os Organizadores deste livro agradecem profundamente aos autores que apostaram na proposta, aos revisores que contribuíram para abrilhantar os trabalhos trazidos aqui e ainda à ABMS nacional por todo apoio financeiro. Por fim, esta obra além de se mostrar um projeto piloto do núcleo e comemorativa também se torna uma opção de consulta e disseminação das atividades de Geotecnia da Região Norte, que este volume seja apenas o primeiro de muitos que contribuirão para nossa região.

*Mariana Ramos Chrusciak  
Luis Henrique Rambo  
Flavio da Silva Ornelas  
Ana Cristina Strava Corrêa  
Gabriel Luis Soto Banha  
Gabriel Raykson Matos Brasil de Araújo*

## AUTORES DOS CAPÍTULOS

### Capítulo 1- A ABMS E A REGIÃO NORTE: SUA HISTÓRIA E PECULIARIDADES

**Mariana Ramos Chrusciak** (mariana.chrusciak@ufr.br)

Graduada em Engenharia civil pela Universidade Federal de Roraima, Mestre em Geotecnia Pela Universidade de Brasília, Doutora em Engenharia civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Professora da Universidade Federal de Roraima.

**Luis Henrique Rambo** (luis.rambo@unifap.br)

Graduado em Engenharia civil pela Universidade Comunitária Regional de Chapecó, Especialista em Geotecnia: Fundações e Obras de Terra pelo Instituto Brasileiro de Educação Continuada, Mestre em Engenharia de Barragens pela Universidade Federal do Pará. Professor da Universidade Federal do Amapá.

**Flávio da Silva Ornelas** (flavioornelas@ifto.edu.br)

Graduado em Engenharia civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas, Pós-graduado em Engenharia de Produção pelo Centro Universitário Internacional, Mestre em Geotecnia Pela Universidade de Brasília, Doutorando em Geotecnia pela Universidade de Brasília, Professor do Instituto Federal de educação Ciência e Tecnologia do Tocantins.

**Ana Cristina Strava Corrêa** (astrava@ana.gov.br)

Graduada em Engenharia civil pela Universidade de Brasília, Mestre em Engenharia de Saúde Pública pela Universidade de Leeds, Reino Unido, Doutora em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Especialista em regulação de recursos hídricos e saneamento básico, da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico.

**Gabriel Luis Soto Banha** (eng-gabriel@hotmail.com)

Graduado em Engenharia civil pela Universidade Federal do Pará, pós-graduado em Engenharia Geotécnica pela Universidade Cidade de São Paulo. Professor da Faculdade Estácio Belém e Sócio Proprietário da empresa Solos & Geotecnia.

**Gabriel Raykson Matos Brasil de Araújo** (gabrielraykson@usp.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Pará, MBA em Gestão de Projetos em andamento na ESALQ/USP, Mestrando em Engenharia Geotécnica na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Pesquisador no GeoInfraUSP e Pesquisador Júnior em Engenharia Civil (Geotecnia) na Fundação do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (FIPT).

### Capítulo 2- UTILIZAÇÃO DO MÉTODO GEOFÍSICO DA ELETRORRESISTIVIDADE PARA DETECÇÃO DE PLUMA DE CONTAMINAÇÃO PROVOCADA POR CHORUME NO LIXÃO DO MUNICÍPIO DE CACOAL/RO

**Diego de Araújo Costa** (diegoaraujoufc@yahoo.com.br)

Graduado em Geologia pela Universidade Federal do Ceará, pós graduação em Auditoria, Perícia e Projetos Ambientais. Analista ambiental.

**Antônio Solon Mendes**

Graduado em Geologia pela Universidade Federal do Ceará, Mestrado em Geologia pela Universidade de Brasília. Geólogo.

**Maycon Junior Barreto** (maycon@mvgeotecnicaambiental.com.br)

Graduado em Engenharia Ambiental pela Faculdade Integradas de Cacoal - UNESC, pós graduado Engenharia Geotécnica pela Faculdade Unyleya, Engenharia de Estruturas Hidráulicas pela Faculdade Unyleya, Engenheiro ambiental geotécnico.

### Capítulo 3- ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ESTAQUEAMENTO DE OBRA EM BELÉM/PA

**Cesar Alberto Ruver** (cesar@ufrgs.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, mestre em Engenharia Civil

pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Professor e pesquisador da Universidade Federal do Rio Grande Sul

**Fernando Pinheiro Weber** (fernandopw@vibraenergia.com.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande. Engenheiro Civil da Vibra Energia S/A

**Amanda Schmieleski Cossa** (a3schmieleski@gmail.com)

Graduanda do curso de Estatística da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Gabriel de Sousa Pereira** (gabriel Sousa1302@yahoo.com.br)

Graduando do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

#### **Capítulo 4- APLICAÇÃO DE FERRAMENTA SIG PARA OBTENÇÃO DE MAPEAMENTO DE SOLO POR DUAS BASES DE DADOS DE ENSAIOS DO TIPO SPT DA REGIÃO DO CENTRO DE MACAPÁ/AP**

**Igor Yuri Santos da Silva** (igor.seishin1307@gmail.com)

Graduando em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amapá (UNIFAP). Técnico em Edificações pelo Instituto Federal do Amapá (IFAP).

**Luis Henrique Rambo** (luis.rambo@unifap.br)

Graduado em Engenharia civil pela Universidade Comunitária Regional de Chapecó, Especialista em Geotecnia: Fundações e Obras de Terra pelo Instituto Brasileiro de Educação Continuada, Mestre em Engenharia de Barragens pela Universidade Federal do Pará. Professor da Universidade Federal do Amapá.

**Marcelo Augusto Rambo** (rambofundacoes@gmail.com)

Graduado em Engenharia civil pela Universidade Comunitária Regional de Chapecó, Especialista em Geotecnia: Fundações e Obras de Terra pelo Instituto Brasileiro de Educação Continuada. Professor da Universidade Federal de Rondônia.

#### **Capítulo 5- ANÁLISE COMPARATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA ENTRE MÉTODOS SEMIEMPIRICOS E PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM MACAPÁ/AP**

**Michel Cardoso Rodrigues** (michelrodriguesec@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amapá. MBA em Projeto, Desempenho e Construção de Estruturas e Fundações. Engenheiro Civil na Secretaria de Estado de Infra-estrutura do estado do Amapá.

**Luis Henrique Rambo** (luis.rambo@unifap.br)

Graduado em Engenharia civil pela Universidade Comunitária Regional de Chapecó, Especialista em Geotecnia: Fundações e Obras de Terra pelo Instituto Brasileiro de Educação Continuada, Mestre em Engenharia de Barragens pela Universidade Federal do Pará. Professor da Universidade Federal do Amapá.

**Tiago de Jesus Souza** (tiagosouza@ufscar.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Salvador. Mestre em Geotecnia pela Universidade de São Paulo. Doutor em Engenharia de Infra-estrutura Aeronáutica pelo Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Pós-doutorado na divisão de Engenharia Civil do ITA. Professor na Universidade Presbiteriana Mackenzie, em Campinas e também Professor e Orientador do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

**Cledinei Santana Amanajás** (cledineiamanajas@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade da Amazônia, Graduado em Engenharia de segurança pela Faculdade de Macapá, Especialista em Fundações e Estruturas pelo Instituto De Educação, Pesquisa, Extensão E Cultura, Mestre em Estruturas pela Universidade Federal do Pará. Engenheiro Civil da Universidade Federal do Amapá UNIFAP.

## Capítulo 6- CARACTERIZAÇÃO E MODELAGEM GEOTÉCNICA DO FENÔMENO DAS TERRAS CAÍDAS NO AMBIENTE AMAZÔNICO

### **Elias Santos Souza** (souza.elias13@gmail.com)

Graduação em Engenharia Civil e em Direito pela Universidade Federal do Amazonas, Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas, Doutorando em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Servidor Público (cargo de Engenheiro Civil) no Ministério da Gestão e da Inovação em Serviços Públicos, atuando na Secretaria do Patrimônio da União, no Estado do Amazonas.

### **Nilton de Souza Campelo** (ncampelo@ufam.edu.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas, mestrado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo em São Carlos e doutorado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo em São Carlos. Professor Titular da Universidade Federal do Amazonas.

### **Raimundo Humberto Cavalcante Lima** (humbertoclima@ufam.edu.br)

Graduação em Geologia pela Universidade Federal do Ceará, mestre em Geociências pela Universidade Estadual Paulista - IGCE - UNESP e doutor em Geologia Regional na UNESP/Rio Claro (SP) com período de doutorado sanduíche (PDEE-CAPES) na Universidade de Aveiro e no Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro - CTCV em Coimbra - Portugal sob orientação do Prof. Dr. Celso de Sousa Figueiredo Gomes. Professor do Departamento de Geociências da Universidade Federal do Amazonas.

### **René Levy Aguiar** (rlaguiar@cigas-am.com.br)

Graduado em Tecnologia de Topografia e Estradas pelo Instituto de Tecnologia da Amazônia, em Geologia pela Universidade Federal do Amazonas e em Direito pela Universidade Nilton Lins. Mestre em Geotecnia pela Universidade de São Paulo e Doutor em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo. Professor Titular da Universidade do Estado do Amazonas.

## Capítulo 7- PATOLOGIAS EM CONTENÇÕES: ESTUDO DE CASO NA ORLA DO PERPÉTUO SOCORRO NA CIDADE DE MACAPÁ/AP

### **Daianne de Almeida** (daianne.dai@gmail.com)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amapá, Licenciatura em Matemática pela Universidade Federal do Amapá, Especialista em Docência no Ensino Superior pela Faculdade Meta.

### **Luis Henrique Rambo** (luis.rambo@unifap.br)

Graduado em Engenharia civil pela Universidade Comunitária Regional de Chapecó, Especialista em Geotecnia: Fundações e Obras de Terra pelo Instituto Brasileiro de Educação Continuada, Mestre em Engenharia de Barragens pela Universidade Federal do Pará. Professor da Universidade Federal do Amapá.

### **Adenilson Costa de Oliveira** (adcivil@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Pará, Mestre em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Professor da Universidade Federal do Amapá.

## Capítulo 8- SISTEMA FLEXÍVEL PARA PROTEÇÃO EMERGENCIAL DE RAMAL FERROVIÁRIO

### **Mariana Fernandes Poubel** (mariana.poubel@geobruigg.com)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Veiga de Almeida. Mestranda em Engenharia de Transportes pelo Instituto Militar de Engenharia. Engenheira Civil da Geobruigg AG.

### **Felipe Gobbi Silveira** (felipe.gobbi@geobruigg.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, mestre em Engenharia pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul e doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul com doutorado sanduíche na Universidade de Coimbra. Professor do curso de engenharia civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Diretor técnico da FGS Engenharia Geotécnica e Ambiental e gerente técnico do Brasil da Geobruigg AG.

### **Matheus Leal Alves** (matheus.alves@geobruigg.com)

Graduado em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Instituto Brasileiro de Mercado de Capitais.

Mestrando em Engenharia de Transportes, com ênfase em Infraestruturas de Transportes pelo Instituto Militar de Engenharia. Engenheiro Civil da Geobruigg AG.

**Maria Esther Soares Marques** (esther@ime.eb.br)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro e doutora em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro com pesquisas de campo e laboratório realizadas na Université Laval. Professora titular do Instituto Militar de Engenharia.

**Bruno Guimarães Delgado** (bruno.delgado@vale.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Pará, Mestre em Engenharia Geotécnica pela Universidade Federal de Ouro Preto, Doutor em Engenharia Civil (Geotecnia) pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Gerente Técnico para Mecânica dos Solos e Rejeitos no Departamento de Geotecnia Corporativo da mineradora Vale S/A, pesquisador do grupo Construct-Geo da Universidade do Porto e Professor em Programas de Pós-graduação na Universidade Federal de Ouro Preto e na Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais.

**Fernando Medina Gomes**

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Estadual do Rio de Janeiro e MBA na escola de negócios da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Gerente Técnico da Civil Master.

## **Capítulo 9- A TEORIA DO SHAKEDOWN APLICADA À PAVIMENTAÇÃO COM SOLOS TROPICAIS: ESTUDOS COM SOLOS LATERÍTICOS DO NORTE DO BRASIL**

**Bruno Guimarães Delgado** (bruno.delgado@vale.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Pará, Mestre em Engenharia Geotécnica pela Universidade Federal de Ouro Preto, Doutor em Engenharia Civil (Geotecnia) pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Gerente Técnico para Mecânica dos Solos e Rejeitos no Departamento de Geotecnia Corporativo da mineradora Vale S/A, pesquisador do grupo Construct-Geo da Universidade do Porto e Professor em Programas de Pós-graduação na Universidade Federal de Ouro Preto e na Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais.

**Antônio Carlos Rodrigues Guimarães** (guimaraes@ime.eb.br)

Graduado Engenharia de Fortificação e Construção pelo Instituto Militar de Engenharia, especialista em Geologia do Quaternário e Ambiental pelo Museu Nacional da UFRJ, mestre e doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ. Professor do Instituto Militar de Engenharia.

**Laura Maria Goretti da Motta** (laura@coc.ufrj.br)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora, mestre e doutora em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro. Professora titular colaboradora voluntária da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

## **Capítulo 10- EFEITO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS LATERÍTICOS DO ESTADO DE RORAIMA**

**Bárbara Drumond Almeida** (barbaradrumond92@hotmail.com)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais, Especialista em Transporte Ferroviário de Cargas e Mestre em Engenharia de Transportes pelo Instituto Militar de Engenharia, Professora Substituta no Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais e Gerente de desapropriação no Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais.

**Lidiane Hellen dos Santos Santana** (lidianehellen.s@gmail.com)

Graduada em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Geraldo Di Biase, Especialista em Transporte Ferroviário de Cargas e Mestranda em Engenharia de Transportes pelo Instituto Militar de Engenharia. Pesquisadora no Instituto Militar de Engenharia.

**Antônio Carlos Rodrigues Guimarães** (guimaraes@ime.eb.br)

Graduado Engenharia de Fortificação e Construção pelo Instituto Militar de Engenharia, especialista em

Geologia do Quaternário e Ambiental pelo Museu Nacional da UFRJ, mestre e doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ. Professor do Instituto Militar de Engenharia.

## **Capítulo 11- DESAFIOS NA CONSTRUÇÃO DE RODOVIAS NO AMBIENTE AMAZÔNICO: IDENTIFICAÇÃO DE PROBLEMAS DE ENGENHARIA**

**Nilton de Souza Campelo** (ncampelo@ufam.edu.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas, mestrado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo em São Carlos e doutorado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo em São Carlos. Professor Titular da Universidade Federal do Amazonas.

**Arlene Maria Lamêgo da Silva Campos** (arlene.campos@dnit.gov.br)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas. Mestra em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas. Engenheira do DNIT-Superintendência do Amazonas e Professora titular do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia-IFAM.

**Marcos Valério Mendonça Baia** (engebaia@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Pará, especialização em Engenharia de Segurança no Trabalho e MBA em Gerenciamento de Projetos pela Laureate International Universities (UNINORTE), Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas (2019).

**Daniel Jardim Almeida** (danieljardimalmeida@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais, mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas – UFAM, especialização em Engenharia Geotécnica pela Universidade Cidade de São Paulo. Professor do curso de graduação em Engenharia Civil pela Universidade Nilton Lins.

**Raimundo Humberto Cavalcante Lima** (humbertoclima@ufam.edu.br)

Graduação em Geologia pela Universidade Federal do Ceará, mestre em Geociências pela Universidade Estadual Paulista - IGCE - UNESP e doutor em Geologia Regional na UNESP/Rio Claro (SP) com período de doutorado sanduíche (PDEE-CAPES) na Universidade de Aveiro e no Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro - CTCV em Coimbra - Portugal sob orientação do Prof. Dr. Celso de Sousa Figueiredo Gomes. Professor do Departamento de Geociências da Universidade Federal do Amazonas.

**Danielly Kelly dos Reis Dias** (daniellydias.am@gmail.com)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade do Estado do Amazonas, Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas. Assessora Técnica em Engenharia civil da Secretaria Municipal de Educação e Cultura de Manaus/AM.

**Júlio Alencar Jr** (julioalencar.1957@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Pará, Mestre em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro e doutorado em Engenharia Civil pela University of Alberta. Professor Titular da Universidade Federal do Pará.

**Mário Jorge Gonçalves Santoro Filho** (santoro.filho@hotmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas.

**Elias Santos Souza** (souza.elias13@gmail.com)

Graduação em Engenharia Civil e em Direito pela Universidade Federal do Amazonas, Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas, Doutorando em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Servidor Público (cargo de Engenheiro Civil) no Ministério da Gestão e da Inovação em Serviços Públicos, atuando na Secretaria do Patrimônio da União, no Estado do Amazonas.

## **Capítulo 12- DESAFIOS NA CONSTRUÇÃO DE RODOVIAS NO AMBIENTE AMAZÔNICO: SOLUÇÕES DE ENGENHARIA**

**Nilton de Souza Campelo** (ncampelo@ufam.edu.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas, mestrado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo em São Carlos e doutorado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo em São Carlos. Professor Titular da Universidade Federal do Amazonas.

**Arlene Maria Lamêgo da Silva Campos** (arlene.campos@dnit.gov.br)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas. Mestra em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas. Atualmente é engenheira do DNIT-Superintendência do Amazonas e Professora titular do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia-IFAM.

**Marcos Valério Mendonça Baia** (engebaia@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Pará, especialização em Engenharia de Segurança no Trabalho e MBA em Gerenciamento de Projetos pela Laureate International Universities (UNINORTE), Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas (2019).

**Daniel Jardim Almeida** (danieljardimalmeida@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais, mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas – UFAM, especialização em Engenharia Geotécnica pela Universidade Cidade de São Paulo. Professor do curso de graduação em Engenharia Civil pela Universidade Nilton Lins.

**Raimundo Humberto Cavalcante Lima** (humbertoclima@ufam.edu.br)

Graduação em Geologia pela Universidade Federal do Ceará, mestre em Geociências pela Universidade Estadual Paulista - IGCE - UNESP e doutor em Geologia Regional na UNESP/Rio Claro (SP) com período de doutorado sanduíche (PDEE-CAPEs) na Universidade de Aveiro e no Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro - CTCV em Coimbra - Portugal sob orientação do Prof. Dr. Celso de Sousa Figueiredo Gomes. Professor do Departamento de Geociências da Universidade Federal do Amazonas.

**Danielly Kelly dos Reis Dias** (daniellydias.am@gmail.com)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade do Estado do Amazonas, Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas. Assessora Técnica em Engenharia civil da Secretaria Municipal de Educação e Cultura de Manaus/AM.

**Júlio Alencar Jr** (julioalencar.1957@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Pará, Mestre em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro e doutorado em Engenharia Civil pela University of Alberta. Professor Titular da Universidade Federal do Pará.

**Mário Jorge Gonçalves Santoro Filho** (santoro.filho@hotmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas.

**Elias Santos Souza** (souza.elias13@gmail.com)

Graduação em Engenharia Civil e em Direito pela Universidade Federal do Amazonas, Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas, Doutorando em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Servidor Público (cargo de Engenheiro Civil) no Ministério da Gestão e da Inovação em Serviços Públicos, atuando na Secretaria do Patrimônio da União, no Estado do Amazonas.

## Capítulo 13- ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS DE CAMADAS GRANULARES DE PAVIMENTO FLEXÍVEL CONSTITUÍDAS DE SOLO TROPICAL DO ESTADO DE RORAIMA

**Mateus Ribeiro Caetano** (mateusribeirocaetano@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pelo Centro Universitário FG – UniFG, Mestrando em Geotecnia pela Universidade de Brasília (UnB).

**Josiene Chrystina Ribeiro Cardoso** (josychrystina@gmail.com)

Graduada em Engenharia Civil da Mobilidade pelo Instituto Federal de Goiás (IFG), Mestranda em Geotecnia pela Universidade de Brasília (UnB).

**Gisandra Faria de Paula** (gisandrafp@gmail.com)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Uberlândia, Mestrado em Engenharia de Estruturas pela Universidade Federal de Uberlândia, Doutoranda em Geotecnia pela Universidade de Brasília, Engenheira Civil do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal.

**Rafael Cerqueira Silva** (rafael.silva@unb.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora, mestrado e doutorado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro. Professor Adjunto no Departamento de Engenharia

Civil e Ambiental e Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

## Capítulo 14- COMPORTAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS COM BORRACHA

**Mariell Monturil de Sousa** (mariellmonturil.eng@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Tocantins, Pós graduando em gestão de projetos pela Universidade de São Paulo. Engenheiro Civil e líder de implantação de Projetos na Kepler Weber.

**Marcus Vinicius Ribeiro e Souza** (marcussouza@uft.edu.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Católica do Salvador, mestre em Geotecnia pela Universidade de Brasília (2009) e doutorado em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Professor da Universidade Federal do Tocantins.

**Janaina Lima de Araújo** (janaina.araujo@uft.edu.br)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Campina Grande - Paraíba, mestre em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Professora da Universidade Federal do Tocantins.

## Capítulo 15- ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS DE GRANULOMETRIA TRANSICIONAL

**Rafael Lopes Witiuk** (rlwitiuk@gmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Paraná com graduação sanduíche em Engenharia de Sistemas Urbanos na Universidade Tecnológica de Compiègne, Graduado em Administração pela Universidade Federal do Paraná, Especialista em Engenharia Ferroviária pelo Instituto de Pós-Graduação, Mestrando em Engenharia de Transportes pelo Instituto Militar de Engenharia. Engenheiro civil Especialista de Projetos de Expansão na Rumo.

**Antônio Carlos Rodrigues Guimarães** (guimaraes@ime.eb.br)

Graduado Engenharia de Fortificação e Construção pelo Instituto Militar de Engenharia, especialista em Geologia do Quaternário e Ambiental pelo Museu Nacional da UFRJ, mestre e doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ. Professor do Instituto Militar de Engenharia.

## Capítulo 16- INFLUÊNCIA DO TRATAMENTO TÉRMICO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AGREGADOS LATERÍTICOS

**Joel Carlos Moizinho** (joel.moizinho@ufrj.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal da Paraíba, Licenciado em Matemática pela Universidade Estadual da Paraíba, Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal da Paraíba, Doutorado em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Professor Titular da Universidade Federal de Roraima.

**Arthur Henrique Moizinho** (ahmoizinho@hotmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Roraima, Mestrando em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Responsável pela Empresa A. H Moizinho Serviços de Engenharia.

## Capítulo 17- ELABORAÇÃO DE BANCO DE DADOS PROVENIENTES DE SONDAgens SPT NO MUNICÍPIO DE PALMAS/TO

**Guilherme Alves Moraes** (guilherme.alves\_97@hotmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pelo Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins - Campus Palmas, com período sanduíche no College of the Rockies através de bolsa concedida pelo Emerging Leaders in the Americas Program (ELAP). Sócio da Técnica Engenharia Ltda.

**Angeli Neta Silva Barros** (angely-ac-@hotmail.com)

Graduado em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Católica do Tocantins - Campus Palmas. Engenheira responsável pelo setor de sondagem de solos na Técnica Sondagem e Tecnologia Ltda.

## **Capítulo 18- AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSIBILIDADE DO SOLO DE UMA REGIÃO DE PALMAS/TO**

### **Lucas Pereira da Mota** (englucas.mota@outlook.com)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Tocantins. Engenheiro de Planejamento na empresa Progen.

### **Marcus Vinicius Ribeiro e Souza** (marcussouza@uft.edu.br)

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Católica do Salvador, mestre em Geotecnia pela Universidade de Brasília (2009) e doutorado em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Professor da Universidade Federal do Tocantins.

### **Flávio da Silva Ornelas** (flavioornelas@ifto.edu.br)

Graduado em Engenharia civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas, Pós-graduado em Engenharia de Produção pelo Centro Universitário Internacional, Mestre em Geotecnia Pela Universidade de Brasília, Doutorando em Geotecnia pela Universidade de Brasília, Professor do Instituto Federal de educação Ciência e Tecnologia do Tocantins.

### **Janaina Lima de Araújo** (janaina.araujo@uft.edu.br)

Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Campina Grande - Paraíba, mestre em Geotecnia pela Universidade de Brasília. Professora da Universidade Federal do Tocantins.

## **Capítulo 19- COMPARATIVO DE TENSÕES ADMISSÍVEIS OBTIDAS POR MEIO DA APLICAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA COM BASE EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM ESTADO INUNDADO E NÃO INUNDADO, EM AMOSTRAS INDEFORMADAS DE SOLOS DA REGIÃO DO XINGU**

### **Marcos Coelho Milhomem** (c marcosgeoeng@gmail.com)

Possui graduação em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas, especialista em Fundações e Obras de Terra pela UNICID/INBEC. Diretor técnico e socio da empresa GEOTECNICA RM, Proprietário da empresa SLOGEO GEOTECHNICS.

### **Flávio da Silva Ornelas** (flavioornelas@ifto.edu.br)

Graduado em Engenharia civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas, Pós-graduado em Engenharia de Produção pelo Centro Universitário Internacional, Mestre em Geotecnia Pela Universidade de Brasília, Doutorando em Geotecnia pela Universidade de Brasília, Professor do Instituto Federal de educação Ciência e Tecnologia do Tocantins.

### **Solon Silva de Lima**

Técnico em Agrimensura, Graduado em Engenharia Civil pelo Instituto Federal do Tocantins.

### **Samuel Rodrigues da Costa Neto**

Graduado em Engenharia Civil pelo Instituto Federal do Tocantins. Técnico em Segurança do Trabalho pelo Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial. Pós-graduando em Engenharia de Segurança do Trabalho. Engenheiro na empresa MEDWORK Palmas e Instrutor e supervisor de trabalho em altura, com proficiência comprovada.

## REVISORES

A Comissão Organizadora agradece a todos os revisores, que contribuíram para a excelência deste trabalho, são eles:

*Professor Mestre Adenilson Costa de Oliveira (UNIFAP)*

*Professor Doutor Alejandro Quiñónez Samaniego (UNA)*

*Professor Doutor Alex Bortolon de Matos (UFRR)*

*Doutora Ana Cristina Strava Correa (ANA)*

*Mestre Ana Luiza Rossini Valente de Oliveira (TPF Engenharia)*

*Professora Doutora Bruna de Carvalho Faria Lima Lopes (Newcastle University)*

*Mestre Fábio Corrêa Gasparetto (UFFS)*

*Engenheiro Especialista Gabriel Luís Soto Banha (Solos & Geotecnia)*

*Professora Doutora Gledsa Alves Vieira (UFVJM)*

*Mestre Haline Dugolin Ceccato (UFSM)*

*Doutora Helena Leon Miola (Intertechne)*

*Professora Mestre Isabelle Moreira Santiago (UFAC)*

*Professor Doutor Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis (UEM)*

*Professor Doutor Joel Carlos Moizinho (UFRR)*

*Professora Doutora Karina Retzlaff Camargo (FURG)*

*Lucas Eduardo Dornelles (URI- Santo Ângelo)*

*Professor Mestre Luis Henrique Rambo (UNIFAP)*

*Mestre Maiki Mafessoli (UFRGS)*

*Professor Doutor Mauro Leandro Menegotto (UFFS)*

*Mestre Victor Ferreira Nunez (FURG)*

## SUMÁRIO

Capítulo 1- A ABMS e a Região Norte: sua história e peculiaridades .....	15
Capítulo 2- Utilização do método geofísico da eletrorresistividade para detecção de pluma de contaminação provocada por chorume no lixão do município de Cacoal/RO .....	28
Capítulo 3- Análise da probabilidade de ruína em estaqueamento de obra em Belém/PA .....	39
Capítulo 4- Aplicação de ferramenta SIG para obtenção de mapeamento de solo por duas bases de dados de ensaios do tipo SPT da região do centro de Macapá/AP .....	49
Capítulo 5- Análise comparativa de capacidade de carga em estacas hélice contínua entre métodos semiempíricos e prova de carga estática em Macapá/AP .....	59
Capítulo 6- Caracterização e modelagem geotécnica do fenômeno das terras caídas no ambiente Amazônico .....	68
Capítulo 7- Patologias em contenções: estudo de caso na orla do Perpétuo Socorro na cidade de Macapá/AP .....	85
Capítulo 8- Sistema flexível para proteção emergencial de ramal ferroviário .....	98
Capítulo 9- A teoria do <i>Shakedown</i> aplicada à pavimentação com solos tropicais: estudos com solos lateríticos do norte do Brasil .....	106
Capítulo 10- Efeito da deformação permanente no módulo de resiliência de solos lateríticos do estado de Roraima .....	118
Capítulo 11- Desafios na construção de rodovias no ambiente Amazônico: identificação de problemas de engenharia .....	128
Capítulo 12- Desafios na construção de rodovias no ambiente Amazônico: soluções de engenharia .....	153
Capítulo 13- Análise das características de camadas granulares de pavimento flexível constituídas de solo tropical do Estado de Roraima .....	176
Capítulo 14- Comportamento de misturas asfálticas modificadas com borracha .....	188
Capítulo 15- Estudo do comportamento mecânico de solos de granulometria transicional .....	204

---

Capítulo 16- Influência do tratamento térmico no comportamento mecânico de agregados lateríticos .....	222
Capítulo 17- Elaboração de banco de dados provenientes de sondagens SPT no município de Palmas/TO .....	240
Capítulo 18- Avaliação do potencial de colapsibilidade do solo de uma região de Palmas/TO .....	250
Capítulo 19- Comparativo de tensões admissíveis obtidas por meio da aplicação de parâmetros de resistência com base em ensaios de cisalhamento direto em estado inundado e não inundado, em amostras indeformadas de solos da região do Xingu .....	275

## Capítulo 1

### A ABMS E A REGIÃO NORTE: SUA HISTÓRIA E PECULIARIDADES

*Mariana Ramos Chrusciak  
Luis Henrique Rambo  
Flavio da Silva Ornelas  
Ana Cristina Strava Corrêa  
Gabriel Luis Soto Banha  
Gabriel Raykson Matos Brasil de Araújo*

#### 1. INTRODUÇÃO

A região norte do Brasil, que contempla os estados do Acre, Amapá, Amazonas, Pará, Rondônia, Roraima e Tocantins (Figura 1), apresenta peculiaridades que a difere de todas as outras regiões do Brasil. Além de concentrar a maior região em termos de extensão territorial do país, correspondendo à 45 % do território brasileiro, é a segunda região menos populosa do Brasil, perdendo apenas para a região Centro-Oeste, que compõe apenas 18% do território brasileiro. Tais relações fornecem o título de região com menor densidade demográfica do país. Os cinco estados menos populosos do país pertencem a esta região: Roraima, Amapá, Acre, Tocantins e Rondônia (IBGE, 2023; MATIAS, 2023).



Figura 1. Mapa de divisões das regiões do Brasil. (FONTE: BEZERRA, 2023)

Por esta razão, historicamente a região é estimulada pelos governantes, que incentivam seu desenvolvimento buscando um equilíbrio de ocupação da população nas regiões. Ao longo de sua história, a região recebeu as superintendências SUDAM e SUFRAMA, que potencializaram o desenvolvimento do estado do Amazonas em um grande polo industrial. Além desses incentivos, ainda se estabeleceram as atividades de extração mineral presentes no estado do Pará, e demais estados. Outro potencial de desenvolvimento da região é a indústria de fármacos, que aproveita da vasta biodiversidade da região. Controversa, a atividade de exploração da madeira movimentou a economia de estados como Rondônia, durante as décadas de 70 e 80, na esteira das políticas de ocupação da Amazônia (MUELLER e MARTINE, 2022), consolidando o que se reconhece atualmente como o arco de desmatamento (FRIZO e NIEDERLE, 2019).

## **2. ATIVIDADES GEOTECNICAS RELACIONADAS A REGIÃO NORTE**

O Estado do Acre é o detentor do ponto mais ocidental do território brasileiro, no município de Mâncio Lima, na divisa com o Peru, além de fazer fronteira, ao sul com a Bolívia. Neste território destaca-se à noroeste o Parque Nacional da Serra do Divisor que possui montanhas elevadas e várias quedas de água em sua área e à sudeste a capital, Rio Branco, às margens do Rio Acre. A geotecnia no Estado do Acre passa por grandes desafios, dada a ocorrência de vários sismos que têm sido registrados e monitorados pela rede integrada do OBSIS brasileiro, além de situar-se à formação geológica chamada Solimões, possuindo alta expressividade de argilas expansivas e ocorrência recorrente de movimentos de massa como o rastejo e o fenômeno de Terras Caídas.

O Estado do Amapá é cercado por rios, muito conhecido pelo fenômeno da pororoca e sem ligação terrestre para outros estados, contribuindo assim para a utilização de transporte aquaviário e aéreo. A sua capital Macapá é cortada pela linha do Equador, chamada de Marco Zero do Equador. Dentre suas grandes obras, destaca-se a Fortaleza de São José de Macapá, sendo considerada a maior fortificação do Brasil, construída no século XVIII, às margens do Rio Amazonas, o mais extenso do mundo. As bacias hidrográficas atraíram os investimentos nas usinas hidrelétricas, são elas: Santo Antônio do Jari; Ferreira Gomes; Cachoeira Caldeirão e Coaracy Nunes. Já as riquezas do solo como ouro, manganês, dentre outros, desencadearam uma exploração desenfreada, com demandas de transportes até o Porto de Santana através do modal rodoviário, por vias mais acessíveis e também de maior infraestrutura, pois inicialmente,

eram realizadas via transporte ferroviário, atualmente desativadas. Para a engenharia geotécnica, a atuação no estado é muito abrangente, seja para barragens, inclusive de rejeitos, fundações para pontes, devido a grande quantidade de rios, estudo do subsolo (ensaios de campo), para a pavimentação, drenagem urbana, áreas alagadas, fenômeno das terras caídas no arquipélago de Bailique, terminais hidroviários e até a exploração de petróleo na costa do Amapá.

O Estado do Amazonas é o maior estado em extensão territorial do país. Seu território é totalmente coberto pela maior floresta tropical do mundo, a floresta Amazônica. Após a criação da zona franca de Manaus, em 1957, concentrou o crescimento em sua capital, Manaus, que hoje funciona como uma cidade estado. Os estudos modernos geotécnicos no estado do Amazonas originaram-se no início da década de 1960, quando surgiram as primeiras empresas de execução de serviços de sondagem e de fundações. De uma maneira geral, o estado do Amazonas possui maciço de solo com elevada resistência mecânica nas regiões de “terra firme” (áreas não alagáveis pela bacia de drenagem natural), enquanto apresenta subsolo com baixa capacidade de suporte nas regiões de “várzea” (regiões alagáveis), sendo comum a ocorrência, nestas últimas, de solos orgânicos, moles, expansivos e de estrutura dispersiva. A fundação profunda mais comum executada para os edifícios altos é do tipo hélice contínua, embora o mercado local possa atender aos diversos tipos de estacas escavadas e pré-moldadas. Um fenômeno muito comum no estado é o de “Terras Caídas”, movimentos de massa que ocorrem nas margens fluviais dos rios de águas “barrentas” (rio Solimões/Amazonas e seus afluentes), similar àquele do rebaixamento rápido em barragens, quando, então, há o decréscimo do nível de água externo, seguido pela percolação de água do interior do maciço para o exterior, com a diminuição das tensões efetivas e o conseqüente deslizamento superficial ou profundo do terreno, nas suas superfícies críticas.

O Estado do Pará é o segundo maior Estado em extensão territorial do Brasil, com sua capital Belém localizada no grande delta do Rio Amazonas, na foz do Rio Guamá, junto a Baía do Guajará. Seu território está inserido na Amazônia legal e tem grande notoriedade na área geotécnica ao longo dos anos, sua capital apresenta as condições geológicas peculiares da bacia amazônica, oriundo da era cenozóica, períodos terciário e quaternário e de formação aluvionar praticamente até camadas situadas a profundidades de 130 metros. Belém foi o município do Estado que mais se desenvolveu em relação as construções ao longo dos anos, também evoluindo consideravelmente nas fundações que predominantemente foram superficiais e em

seguida em fundações profundas, sendo esta iniciada com estacas de madeira, escavadas sem fluido, seguida de estacas pré-moldadas de concreto armado e trilhos metálicos (muitos oriundos da ferrovia leste oeste que foi abandonada durante o governo militar). Em um passado recente, as grandes edificações necessitaram de profundidades maiores para as estacas, sendo inseridas as estacas tipo raiz, hélice contínua e perfis metálicos. No interior do Estado também há grande presença das atividades geotécnicas, tendo notoriedade as barragens presentes na região, tanto de rejeito quanto de represas para grandes hidrelétricas. Pode-se enaltecer as barragens de Rejeito, como a de exploração mineral de ferro na Serra de Carajás que iniciou a operação em 1984, a de exploração bauxita, alumina e alumínio em Barcarena a partir de 1995 e a barragem de rejeito da exploração de Bauxita em Paragominas a partir de 2007. O Pará também se destaca com grandes barragens hidrelétricas de fundamental importância para a matriz energética do País, como a construção da barragem de Tucuruí no Rio Tocantins que iniciou suas operações em 1984 e a barragem da hidrelétrica de Belo Monte no Rio Xingu, com suas operações iniciadas em 2019.

O Estado de Roraima é o estado mais setentrional ao norte do país. Tendo Boa Vista como a única capital brasileira totalmente no Hemisfério Norte. A vegetação é dividida ao sul e norte em floresta, e ao centro-leste uma grande savana. Roraima tem o menor PIB do país, a atividade de geotecnia está fortemente ligada a construção e manutenção das estradas que são o principal modal de abastecimento da região. A capital, onde concentra a maior parte da população, é plana e pouco verticalizada, viés que vem se modificando ao longo dos anos e dando espaço para o desenvolvimento da área de fundações e ensaios de campo. Outra área em destaque são as barragens de pequeno porte, e aterros para tanques de piscicultura, que em sua maioria é feito de maneira empírica. Quanto ao campo ambiental, o estado tem quinze municípios e em nenhum deles existe aterro sanitário em operação, o único aterro do estado é o da capital Boa Vista, e é do tipo aterro controlado.

O Estado de Rondônia foi assim denominado em homenagem ao Marechal Cândido Rondon que propiciou o surgimento das primeiras comunidades ao abrir caminho para a rede de telégrafos entre Cuiabá e a comunidade de Santo Antônio, no rio Madeira no período de 1900 até 1910 (FRANK, 2020). Desde então, o desenvolvimento do estado se deu por meio de três ciclos econômicos que marcaram sua história. O primeiro ciclo se baseou na economia extrativista, incluindo a extração da borracha que motivou a construção da estrada de ferro Madeira-Mamoré (COIMBRA, 2021). O projeto audacioso de cortar a floresta ainda no século

XIX certamente exigiu dos projetistas conhecimento do terreno in loco, à medida que avançava. Sua inauguração, em 1912, coincidiu com a queda do comércio da borracha. O segundo ciclo econômico se deu com o êxodo de agricultores da região Sul e Sudeste alimentada pela política de ocupação da Amazônia, com auge de assentamentos entre as décadas de 70 e 80. Projetos de assentamento dos novos imigrantes exigiu a abertura de rodovias denominadas de “linhas” para escoamento da produção dos primeiros projetos de assentamento (PA). Ainda nos anos 80, a região norte do estado foi movimentada pela exploração do ouro, no Rio Madeira. O terceiro e último ciclo é reconhecido pela exploração do potencial energético, em especial do Rio Madeira, com a construção do complexo hidrelétrico composto pelas UHE’s de Santo Antônio e Jirau (DE ARAUJO et MORET, 2016). A demanda por energia e a crise do petróleo em 2009 incentivou a construção das Usinas que juntas possuem um potencial de geração de mais de 6.400 Megawatts. Analogamente, os desafios e obras geotécnicas surgiram para fazer frente a esses grandes ciclos econômicos, com o desenvolvimento de rodovias, barragens e mais recentemente, fundações nas regiões urbanas que demandam melhores práticas à medida que se observa a verticalização das cidades rondonienses.

O Estado do Tocantins é o mais novo do Brasil e da Região Norte, oficializado a partir da divisão do norte de Goiás há 35 anos. Situado entre os rios Araguaia e Tocantins e este segundo com topografia e formações geológicas favoráveis para geração de energia hidroelétrica. Com concessões e financiamento privado, parte de um importante sistema de barragens para usinas hidrelétricas a fio d’água foi formado, sendo estas, de montante a jusante: Cana Brava, São Salvador, Peixe Angical, Lajeado e Estreito, alimentados por um grande reservatório regulador da UHE Serra da Mesa, construída no estado de Goiás. Tal fator o tornou exportador e um dos maiores produtores de energia hidrelétrica do país. Ainda no rio Tocantins outras barragens do sistema devem ser executadas nos próximos anos. A infraestrutura ainda é um dos principais agentes de desenvolvimento da geotecnia, pavimentos rodoviários e ferroviários inseridos no clima peculiar tropical para escoamento de produção agrícola e mineral. Além destes, fundações, controle de erosões, solos colapsíveis, solos moles, taludes e aterros são os principais desafios geotécnicos. Grandes avanços recentes ocorrem na mineração e também na disposição de resíduos desta. Também a disposição dos resíduos urbanos segue em desenvolvimento com encerramento de lixões e aterros controlados para implantação e controle de aterros sanitários.

### 3. NASCIMENTO DA ABMS NÚCLEO NORTE

Até 2011, a região Norte era a única região do país que não era territorialmente coberta pela ABMS através de um Núcleo Regional. Devido a este cenário, e a crescente expansão da região, durante o COBRAMSEG de 2012, realizado na cidade de Porto de Galinhas/PE, reuniram-se os professores Júlio Alencar Junior, André Assis - presidente da ABMS Nacional à época, Carlos Medeiros Silva – componente da diretoria da ABMS Nacional e os engenheiros Bruno Delgado e Fernando Navarro com o objetivo de planejar a criação do Núcleo Regional Norte (NRNO) da ABMS.

No dia 30 de novembro de 2012 foi realizado concomitantemente à palestra Milton Vargas, na cidade de Belém/PA, votação para aprovação da diretoria do NRNO e conseqüentemente a criação do referido Núcleo Regional (Figura 1). Destaca-se inclusive a forte presença de empresas do sul do Maranhão (mesmo sendo o estado da região Nordeste) e Pará que contribuíram e incentivaram em muito na fundação do núcleo.



(A)



(B)

Figura 2. Registro do evento de constituição do Núcleo regional Norte em 2012: (A) Chapa eleita e o presidente da ABMS Nacional à época; (B) Associados presentes. (FONTE: Arquivos do Núcleo).

O NRNO iniciou as suas atividades em 02 de janeiro de 2013, para o biênio 2013-2014 com a missão inicial de aglutinar os profissionais geotécnicos na região Norte, integrando e disseminando o conhecimento técnico e científico através de eventos e de participação junto à Universidades, empresas e sociedade civil em geral, visando com isso expandir os associados em sua região de abrangência, e ainda despertar nos jovens e futuros engenheiros o interesse pela área Geotécnica na região Amazônica. Na Figura 2 é apresentada a Ata de criação do Núcleo, e na Figura 3 é apresentada a carta de intenções da diretoria de formação.



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA  
BRAZILIAN SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING

Ata de Reunião da Fundação do Núcleo Regional Norte da ABMS				
Núcleo Regional ou Comitê: <u>Norte (NRNO)</u>				
Responsável pela Reunião: <u>Prof. Dr. Júlio Augusto de Alencar Júnior</u>		Data de realização: <u>30 de novembro de 2012</u>		
Nome dos Associados Presentes:	Visto	Nome dos Associados Presentes:	Visto	
André Pacheco de Assis	ANEXO I	Alberto Venturieri	ANEXO I	
Júlio Augusto de Alencar Júnior	ANEXO I	Paulo Eduardo Ferreira	ANEXO I	
Nilton de Souza Campelo	ANEXO I	Edickson Paes	ANEXO I	
Gérson Jacques Miranda dos Anjos	ANEXO I	Wandemyr M. Filho	ANEXO I	
Bruno Guimarães Delgado	ANEXO I			
Check-list inicial				S / N
- Foram verificadas as pendências da reunião anterior, verificando as ações previstas x realizadas?				S
<p>Os associados presentes reuniram-se às 20:30h do dia 30 de novembro de 2012, no auditório Albano Franco da Federação das Indústrias do Estado do Pará - FIEPA, sito a Tv. Quintino Bocaiuva n. 1588, no município de Belém/PA, com o objetivo de fundar o Núcleo Regional Norte (NRNO) da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). Na ocasião, as 19:30 horas (antes da eleição), foi realizado o evento técnico "Palestra Pacheco Silva 2012: Escavações em Obras Cíveis e Minerações", ministrada pelo Prof. Dr. André Pacheco de Assis, secretário geral da ABMS e presidente eleito da ABMS para o biênio 2013-2014, cuja lista de frequência do evento técnico encontra-se anexo (ANEXO I).</p> <p>Foram realizadas as eleições para definição da primeira diretoria do NRNO da ABMS e que será responsável pela gestão do referido Núcleo Regional para o biênio 2013-2014.</p> <p>Em tendo sido feita a convocação para as eleições no período de 16/11/2012 a 23/12/2012 (ANEXO II), e tendo ocorrido a inscrição de uma única chapa, a eleição se procedeu no caráter de validar a chapa inscrita pelos associados presentes para a direção do NRNO da ABMS para o biênio 2013-2014. Estiveram presentes 08 (oito) associados filiados ao recém criado NRNO, dos quais todos os 08 (oito) exerceram o seu direito de voto (tendo recebido as cédulas para votação no momento do evento em envelope fechado).</p> <p>Os associados votantes entregaram seus votos também em envelope fechado para a ABMS, que apurou o resultado da votação. Tendo após o processo de apuração dos votos, sido APROVADA a chapa proposta com 08 (oito) votos a favor e nenhum contrario (ANEXO III).</p> <p>Sendo que o NRNO da ABMS fica a partir da presente data formalmente constituído, totalmente aderente a missão, políticas e diretrizes da ABMS, e sua diretoria para o biênio 2013-2014 será composta dos seguintes membros:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• PRESIDENTE: Júlio Augusto de Alencar Júnior.</li> <li>• VICE-PRESIDENTE: Nilton de Souza Campelo.</li> <li>• SECRETÁRIO GERAL: Gérson Jacques Miranda dos Anjos.</li> <li>• SECRETÁRIO EXECUTIVO: Bruno Guimarães Delgado.</li> <li>• TESOUREIRO: Fernando Navarro Crespo Neto.</li> </ul> <p>Fica definido que a sede para correspondências do NRNO da ABMS ficará estabelecida à Av. Visconde de Souza Franco, N. 1114 - Ap.: 302 - CEP.: 66.053-901 - Umarizal - Belém/PA, e se for o caso, durante as reuniões do NRNO da ABMS será definido uma outra sede para o melhor desenvolvimento das atividades.</p> <p>Fica definido que as reuniões do NRNO terão periodicidade mensal, com o intuito de discutir os problemas atinentes a atividade profissional de Geotecnia na região Norte e na Amazônia legal, bem como tratar de temas ligados a estruturação do Núcleo Regional visando a máxima abrangência possível face a grande dispersão geográfica dos estados e dos profissionais da região. Ao término de cada reunião mensal já ficará definida a data da próxima reunião.</p> <p>Sem mais a ser tratado, esta ata foi lavrada com a assinatura dos associados presentes e será enviada para todos os associados do NRNO da ABMS via correio eletrônico, bem como à diretoria nacional da ABMS.</p>				
AÇÕES PENDENTES DAS REUNIÕES ANTERIORES				
Ó que?	Quem?	Quando?	S / N	Comentário
NOVAS AÇÕES				
Ó que?	Quem?	Quando?	S / N	Comentário
Próxima reunião do NRNO para deliberação das atividades a serem desenvolvidas.	Bruno Delgado	18/01/2012		

Página 1 - 1

Figura 3. Ata da reunião de criação do núcleo norte.

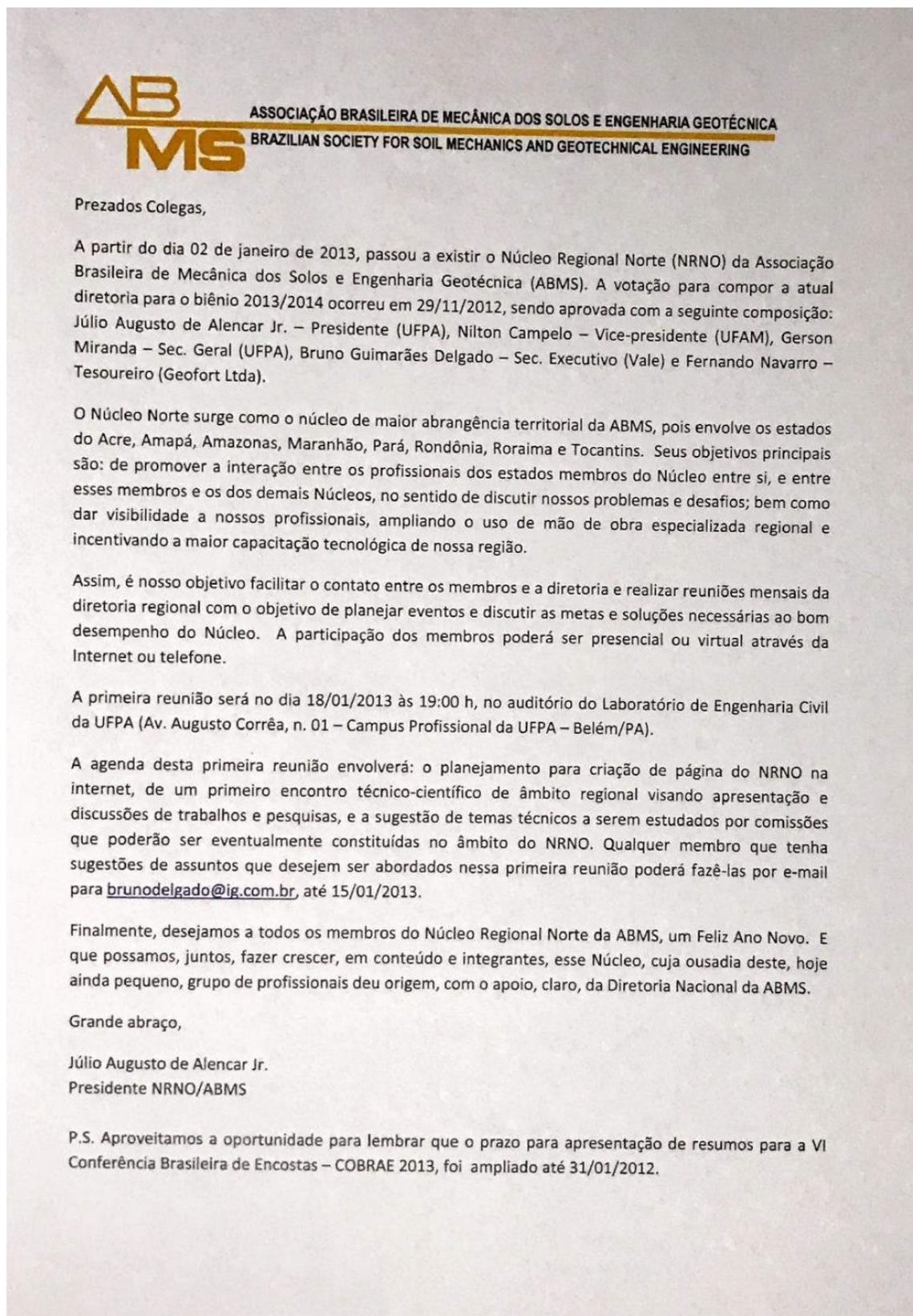


Figura 4. Carta enviada aos associados do Núcleo Norte em vista do início das atividades pelo presidente então eleito à época.

#### 4. ATIVIDADES AO LONGO DOS 10 ANOS

A ABMS núcleo norte passou ao longo desses dez anos por 5 gestões bianuais. Como supracitado, o primeiro presidente do núcleo foi o professor doutor Júlio Augusto de Alencar Junior, entre 2013 e 2014. Posteriormente, o núcleo foi presidido pelo Professor Doutor Nilton Campelo (2015-2016), Professor Doutor Gerson de Miranda (2017-2018), Professor Doutor Adriano Frutuoso da Silva (2019-2020), e atualmente pelo Professor Mestre Luis Henrique Rambo (2021-atual).

Ao longo da primeira gestão do núcleo foram realizadas seis reuniões ordinárias, muitas destas com participação remota de associados via videochamada, as quais objetivaram discutir e deliberar formalmente as estratégias e ações para atuação do Núcleo. Além destas foram realizadas diversas reuniões de trabalho de caráter informal para definir diretrizes de curto prazo, organizar eventos, atrair e fidelizar associados, divulgar e incentivar a participação em eventos de abrangência nacional da ABMS e em eventos de outros Núcleos Regionais.

Ainda durante a primeira gestão, foi realizado no período de 30 de outubro a 01 de novembro de 2013 o I GeoNorte (Reunião Técnica do Núcleo Regional Norte da ABMS), alinhado ao conceito de se realizar congressos regionais nos anos “ímpares” de forma a não coincidir com o COBRAMSEG. Aconteceu concomitante ao XII Encontro de Geotecnia da Amazônia (EGAM), evento realizado tradicionalmente em Belém/PA pela Universidade da Amazônia, tendo sido um sucesso, com público superior a 300 participantes. O evento contou com diversos patrocinadores nacionais e regionais e o seu sucesso marcou a consolidação do NRNO.

Em 2014, foi realizado o evento Seminário de Sustentabilidade na Engenharia Civil, que contou com o apoio das Universidades do estado do Amazonas, do SENAI, do Sinduscon-AM e do NRNO. O evento foi constituído de três palestras técnicas focando na questão da Geotecnia ambiental e reuniu 260 participantes. Tal evento evidenciou a atuação do NRNO em toda a sua região de abrangência.

Em novembro de 2014 foi realizado evento abordando a temática “Geotecnia de Barragens” em Porto Velho/RO e no COBRAMSEG 2014 em Goiânia, foi realizada a reunião do NRNO onde se discutiu dentre outros aspectos, as eleições de diretoria para o biênio 2015-2016 e ainda a realização de campanhas para expansão do Núcleo (número de associados).

Na gestão entre 2015 e 2016, apenas 2 anos após a criação do núcleo, foi levantado que ainda haviam estados que não possuíam representatividade e atuação. Por esta razão, a busca

foi por novos associados e aproximação de contatos entre a região Norte, o que ocorreu de forma satisfatória, entretanto, inicialmente ainda com a concentração de eventos localizados entre Belém/PA e Manaus/AM. Em 2016 houve a dedicação ao COBRAMSEG 2016, ocorrido em Belo Horizonte/MG.

Durante a gestão de 2017-2018 se optou por variados eventos menores ao longo de seu primeiro ano, buscando ampliar a atuação nos estados de forma individual, gerando assim, referências mais localizadas. Em junho de 2017, na semana de Engenharia, que ocorreu na cidade de Macapá, foi levado para apresentação alguns dos maiores nomes da Geotecnia do Brasil para discutirem a queda do Porto de Santana/AP, como Alberto Sayão, Willy Lacerda, Sandro Sandroni, Fernando Marinho, Fernando Schnaid e Luiz Guilherme de Mello, fato este que movimentou muitas discussões nos jornais locais do estado.

Já em agosto de 2017, o núcleo apoiou através de palestras o Simpósio de Engenharia Civil, na Universidade Federal do Amapá, onde o Engenheiro André Fanaya, foi um dos palestrantes envolvidos pela empresa Geosoluções. Com isso, para fechar 2017, também nas IES UNIFAP e CEAP do Amapá, houveram palestras e Minicursos, com o Professor Doutor Alberto Sayão e Engenheiro Paulo Rocha (Maccaferri).

Em 2018, um dos eventos mais marcantes para o núcleo foi a 14ª Palestra Milton Vargas, onde Belém e Macapá, assim como outras doze cidades tiveram a honra de receber o Professor Doutor Waldemar Hachich (*in memoriam*), nos dias 27 e 28 de setembro, fazendo a abertura da palestra itinerante, com o tema: Segurança, confiabilidade e riscos em obras geotécnicas.

No Biênio 2019-2020, a ABMS esteve, efetivamente, presente em todos os estados da Região Norte, com realização em 2019 de oito eventos, sendo sete sobre segurança de barragens, um em cada capital da região. Por último, o Simpósio de Geotecnia no Extremo Norte do Brasil, em Macapá.

Após o rompimento da barragem em Brumadinho em 25 de janeiro de 2019, o núcleo norte, motivado pelas discussões sobre o ocorrido e pela direção Nacional da ABMS, realizou um workshop sobre segurança de barragens em cada capital da região norte (Tabela 1), com objetivo de discutir a situação das barragens de cada estado. Esses eventos contaram com a participação de várias entidades: CREAs, Universidades, Defesa Civil, órgão ambientais estaduais, ANA, ANM, ABENC, CBDB e Ministério Público.

Tabela 1. Eventos realizados em cada estado da região norte.

Local	Data	Número de Participantes	Entidades participantes
Palmas - TO	28/02/2019	400	CREA-TO, ABENC, NATURATINS, DEFESA CIVIL-TO, ANM, PUC-Rio, UFRR, UFT e IFTO
Boa Vista - RR	18/04/2019	90	ABMS-NO, CBDB, Femarh, ANA, DEFESA CIVIL-RR e UFRR
Porto Velho - RO	09 e 10/05/2019	180	ANA, SEDAM, CENSIPAM, DEFESA CIVIL, UNIR, DEFESA CIVIL, PUC-RJ e UFRR.
Macapá - AP	11 e 12/06/2019	200	ANA, CBDB, PUC-RJ, MP-AP, IMAP, ANM, DEFESA CIVIL-AP e UFRR
Rio Branco - AC	11/10/2019	100	ANA, CBDB, ABMS-N, IMAC, SEMA, UFRR, UFAC, DEFESA CIVIL
Manaus - AM	14/11/2019	120	ANA, ABMS-N, IPAAM, MINERAÇÃO TABOCA, DEFESA CIVIL-AM
Belém - PA	02/12/2019	100	ANA, CBDB, ABMS-N, PEBGA/UFPA, GRUPO DE TRABALHO DO ESTADO DO PARÁ, DEFESA CIVIL-PA

Em 2019 a 15ª edição da Palestra Milton Vargas, aconteceu pela primeira vez em Palmas/TO com o Professor Doutor José Fernando Thomé Jucá da Universidade Federal de Pernambuco. No Auditório da Universidade Federal do Tocantins (UFT), o tema Geotecnia Ambiental aplicada a Aterros de Resíduos Sólidos foi abordado com muita clareza e eficiência atendendo uma grande demanda da região.

O GeoNorte 2019, foi realizado entre os dias 21 e 23 de novembro, no auditório do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Amapá (UNIFAP), em Macapá (AP). Com o tema "Boas Práticas e Tecnologias", o evento contou com cerca de 100 participantes, com a participação de palestrantes regionais e nacionais.

A diversidade de temas possibilitou a discussão de assuntos referentes às necessidades da região. Fundações, Ensaios de Campo, Barragens, Pavimentação e Contenções foram as temáticas abordadas. Cada uma contou com palestrantes experientes, como os professores Júlio Augusto de Alencar Júnior, da Universidade Federal do Pará (UFPA), Joel Carlos Moizinho, da Universidade Federal de Roraima (UFRR), Engenheiro Civil Tiago de Jesus Souza, da Solotechnique, Engenheiro Sanitarista Pedro Marcondes, da Huesker, e o Presidente da ABMS Nacional, Professor Alexandre Gusmão. O evento foi um sucesso, superou as expectativas, teve uma boa receptividade dos profissionais da área e reacendeu a geotecnia na região.

Nesse período, o núcleo norte, também realizou quatro minicursos, sendo quatro em Macapá e um em Porto Velho. Os temas abordados foram "Dimensionamento de Pavimentos",

ministrado pelo Professor Joel Carlos Moizinho; “Prova de Carga Dinâmica”, ministrado pelo Engenheiro Tiago de Jesus Souza; “Projeto e Dimensionamento de Barragens”, pelo professor Adriano Frutuoso; e “Plano de ação de Emergência” pelo Professor Carlos Henrique Medeiros. Em Porto Velho, foi realizado o minicurso “Elaboração de Projeto de Barragens” ministrado pelo Professor Carlos Henrique Medeiros.

O ano de 2019 foi muito produtivo ao Núcleo, entretanto o início de 2020, foi dado origem a pandemia de COVID-19. Momento delicado, e de grandes perdas, o COBRAMSEG 2020 foi adiado, assim como diversas atividades previstas, e assim, o núcleo teve uma pausa em suas atividades, sendo momento de reflexão sobre como alcançar temáticas de geotecnia e desenvolver atividades enquanto a pandemia ocorria.

Em 2020, o núcleo realizou um webinar sobre segurança de barragens, com transmissão ao vivo pelo canal Geotecnia Brasil. O encontro contou com as palestras: "Análise do Substitutivo do PL550/2019", proferida pelo Presidente do CBDB Carlos Henrique Medeiros; e "Panorama da Segurança de Barragens na Região Norte", pelo presidente do núcleo norte Adriano Frutuoso.

A gestão 2021-2022 foi marcada pela continuação do período pandêmico e também pelas suas consequências. Em 2021, os eventos presenciais ainda estavam suspensos, e por esta razão, gradativamente, o Núcleo priorizou participação em eventos no modo remoto, seja como mediadores, palestrantes. Foi cogitando um GeoNorte online a época, porém, a grande quantidade de eventos online pelo país foi analisada sendo a ideia declinada. Em 2022, com o retorno dos eventos presenciais, a prioridade da ABMS foram os eventos consolidados como o COBRAMSEG 2022 e COBRAE 2022.

Em 2023, o núcleo Norte iniciou os planejamentos para o GeoNorte em Palmas/TO, após um hiato de 4 anos – devido a pandemia, e a comemoração dos 10 anos de criação do Núcleo Regional Norte. Outro ponto marcante pela diretoria foi a elaboração e produção deste livro, a primeira versão de uma obra que destaca os trabalhos realizados na Geotecnia da região Norte. Ademais, contribuiu também em palestras online, e ainda na Jornada de Engenharia de Fundações, promovida pela CTF (Comissão Técnica de Fundações) da ABMS. Este evento tinha como objetivo abordar as peculiaridades de cada região do Brasil e os desafios apresentados por cada uma delas. As palestras foram gratuitas, com emissão de certificados, transmitidas por meio do canal da ABMS no YouTube. O evento contou ainda com a parceria da Editora LTC.

## 5. COMENTÁRIOS FINAIS

Diante do exposto, observa-se a grande importância da ABMS na região ao longo desses 10 anos. Nota-se a promissora área a ser desbravada, a importância da realização de eventos e cursos, para capacitação, discussões de problemas geotécnicos. Por fim, como expectativas, espera-se o aumento da capacitação regional e do número de sócios, tornando a ABMS mais presente em cada estado da região Norte.

### AGRADECIMENTOS

Este capítulo só foi possível pois, apesar da grande dispersão territorial que o Núcleo naturalmente tem, todos os componentes das diretorias atuais e anteriores se uniram desde sua formação e se esforçam para que ele seja sempre crescente, atuante e representativo. Neste sentido, agradecemos em especial ao Bruno Delgado, que foi secretário executivo na primeira gestão do núcleo, e em outro momento vice-presidente, por todo material fornecido e relatos de grande valia para os textos aqui redigidos. Agradecemos ainda a Isabelle Santiago, Nilton Campelo e Júlio de Alencar pelas contribuições sobre o estado do Acre, Amazonas e Pará, respectivamente. Agradecemos ainda a Júlio de Alencar, Nilton Campelo, Gerson de Miranda e Adriano Frutuoso, todos ex presidentes do núcleo, por suas contribuições sobre as atividades desenvolvidas em suas gestões.

### REFERÊNCIAS

- BEZERRA, Juliana. Mapa do Brasil. Toda Matéria, [s.d.]. Disponível em: <https://www.todamateria.com.br/mapa-do-brasil/>. Acesso em: 29 out. 2023
- COIMBRA, Denilson José dos Santos. **A construção da estrada de ferro Madeira-Mamoré e o surgimento de Porto Velho**. 2021.
- DE ARAUJO, Neiva Cristina; DE SOUZA MORET, Artur. Direitos humanos e hidrelétricas: uma análise dos impactos socioambientais e econômicos gerados em Rondônia. **Veredas do direito**, v. 13, n. 26, p. 167-194, 2016.
- INSTITUTO NACIONAL DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Censo 2022. IBGE. Disponível em: <https://censo2022.ibge.gov.br/>. Acesso em: 25 de Outubro de 2023.
- FRANK, Eduardo Klock, 2020. Cândido Mariano da Silva Rondon e sua Obra. Disponível em: [https://www.inf.ufrgs.br/rondon/wp-content/uploads/2020/10/Artigo\\_MalRondon.pdf](https://www.inf.ufrgs.br/rondon/wp-content/uploads/2020/10/Artigo_MalRondon.pdf). Acesso em: 28 de outubro de 2023.
- FRIZO, Pedro; NIEDERLE, Paulo. Determinações do estado sobre os moldes de ocupação e apropriação da terra: a "presença ausente" do INCRA na emergência da pecuária extensiva no sul do Amazonas. **Terceira Margem Amazônia**, v. 4, n. 12, 2019.
- MUELLER, Charles C.; MARTINE, George. Modernização da agropecuária, emprego agrícola e êxodo rural no Brasil-A década de 1980. **Brazilian Journal of Political Economy**, v. 17, p. 407-427, 2022.
- MATIAS, Átila. "Região Norte"; Brasil Escola. Disponível em: <https://brasilecola.uol.com.br/brasil/regiao-norte.htm>. Acesso em 21 de outubro de 2023.

## Capítulo 2

# UTILIZAÇÃO DO MÉTODO GEOFÍSICO DA ELETRORRESISTIVIDADE PARA DETECÇÃO DE PLUMA DE CONTAMINAÇÃO PROVOCADA POR CHORUME NO LIXÃO DO MUNICÍPIO DE CACOAL (RO)

\* Artigo original publicado sob o título acima no IV Simpósio de Recurso Hídricos de 20 e 21 de setembro de 2018.

*Diego De Araújo Costa  
Antônio Solon Mendes  
Maycon Junior Barreto*

## 1. INTRODUÇÃO

A crescente demanda por espaços físicos planejados para a disposição dos resíduos sólidos domiciliares e/ou urbanos nas pequenas, médias e grandes cidades são fatores determinantes para a formação de lixões quando não observados o cumprimento legal da legislação ambiental e das resoluções deliberadas por parte do Poder Público. Com isso, a disposição indiscriminada dos dejetos produzidos por estas cidades, nesses espaços não planejados, pode vir a ocasionar prejuízos ao meio ambiente, em especial, o solo e às águas superficiais e subterrâneas. O método geofísico da eletrorresistividade é um mecanismo não invasivo e de baixo custo para a investigação do ambiente localizado em subsuperfície sendo capaz de buscar dados para a análise e interpretação dos locais que estão contaminados com o despejo de resíduos domiciliares e/ou urbanos. Neste sentido, o presente trabalho mostra os resultados obtidos através da aplicação de sondagens elétricas verticais e imageamento elétrico 2-D do mapeamento da possível área contaminada do lixão de Cacoal-RO. A área do estudo situa-se no centro-leste do Estado de Rondônia e a sul do município de Cacoal (Figura 1, polígono amarelo). O levantamento geofísico constou de duas linhas dipolo-dipolo, totalizando 660,00 metros de caminhamento elétrico, além de duas sondagens elétricas verticais (SEVs) de controle. A pedologia da área compreende Neossolos Quartzarênicos, derivados do intemperismo de arenitos da Formação Pimenta Bueno, Leal et al. (1978), (Paleozóico da Bacia do Parecis). Assim foi definido que o objetivo está nos levantamentos geoeletricos, detectar anomalias ou assinaturas geofísicas correlacionáveis, possivelmente, à pluma de contaminação no subsolo proveniente de contaminação por chorume oriunda do lixão situado a montante da área estudada e a verificação do nível do lençol freático. Os ensaios geofísicos de eletrorresistividade foram realizados na área a jusante do local de disposição de resíduos sólidos do município de Cacoal/RO, visando estabelecer os limites laterais da pluma de

contaminação e também uma avaliação de sua penetração em profundidade.

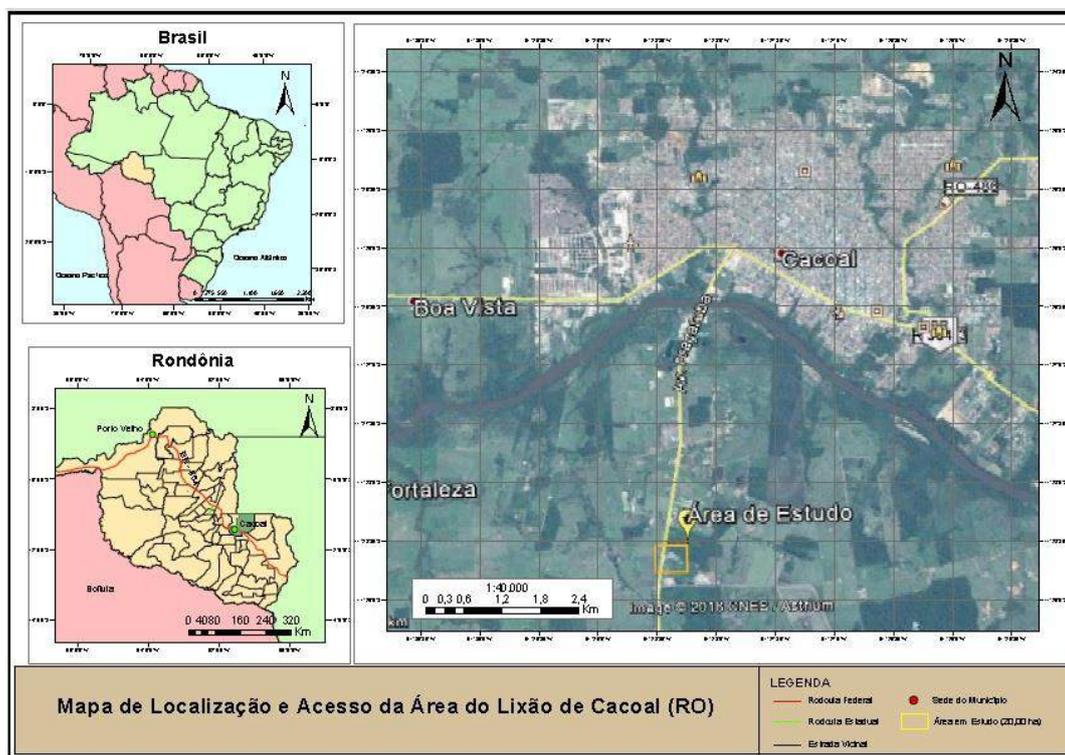


Figura 1. Planta de Localização e Acesso da Área do Lixão de Cacoal/RO. Fonte: Autor, 2016.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1. Características geológicas da área

A região do município de Cacoal está inserida em um contexto geológico dominado pelo Complexo Jamari, proposto por Isotta *et al.* (1978), representa o embasamento cristalino do Estado de Rondônia, e parte da Bacia do Parecis que está contida a Formação Pimenta Bueno, local da área de estudo.

A Formação Pimenta Bueno como proposta por Leal *et al.* (1978), aflora em superfície topográfica regionalmente rebaixada, com cotas de 300 a 220 m. As melhores exposições ocorrem em ravinas de drenagens de 3ª e 4ª ordem e em barrancos das margens dos rios Pimenta Bueno, Araras, Riozinho, Taboca, Comemoração, dentre outros. O contato inferior da formação é por não-conformidade com o embasamento cristalino e o superior com a Formação Fazenda da Casa Branca e ambos podem ser observados a leste de Cacoal.

A unidade é constituída de folhelhos e siltitos, ambos marrom-chocolate, e arenitos finos micáceos, ritmicamente alternados na escala centimétrica bem como calcários e esporádicos siltitos carbonáticos e conglomerados. No local onde foram efetuados os ensaios geofísicos não

foi observado nenhum tipo rochoso aflorante, apenas um solo composto por Neossolos Quartzarênicos, possivelmente, derivado dessa unidade.

## 2.2. Contaminações e resistividade

A corrente elétrica no subsolo é conduzida principalmente por processo de origem iônico no qual é um modo de condução muito significativo para estudos envolvendo a eletroresistividade.

As pseudo-seções e seções modeladas de resistividade podem evidenciar a relação deste parâmetro com a pluma de contaminação ao longo dos perfis ensaiados.

As contaminações que se localizam abaixo da superfície em que as resistividades possuem valores bem diminuídos em relação a um material resistivo são caracterizadas por presença de elevados conteúdo iônica, tendo como consequência a propagação da corrente iônica nesta zona. Este comportamento obedece à lei de Ohm, equação (1),

$$J = \sigma E \quad (1)$$

onde  $J$  é a densidade de corrente,  $E$  o campo elétrico e  $\sigma$  a condutividade do meio.

Sabe-se que grande parte das rochas existentes na crosta terrestre e parte do subsolo possuem resistividades elevadas, apesar de possuírem, por vezes, o preenchimento de seus poros por materiais fluidos, principalmente água. Com relação a isso, afirmam um posicionamento de condutores eletrolíticos (Telford *et al.*, 1990), na qual a resistividade aparente pode ser definida através da conhecida e simples equação adiante, equação (2), derivada da Lei de Ohm.

O processo para a aquisição dos dados segundo a Lei de Ohm pode ser feito com dois eletrodos que injetam corrente elétrica, geralmente, denominados de A e B e dois eletrodos que recebem o potencial elétrico,  $\Delta V$ , por vezes, caracterizados como as letras M e N, elementos essenciais para o cálculo da resistividade. Em um terreno homogêneo e isotrópico esta resistividade será constante para quaisquer disposições de eletrodos que sejam empregadas nas medições.

$$\rho a = K. \Delta V / I \quad (2)$$

$$K = \frac{2\pi}{\frac{1}{AM} + \frac{1}{BM} + \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN}} \quad (3)$$

onde  $K$ , equação (3), é um fator geométrico que é relacionado as distâncias entre os eletrodos de corrente (A e B) e de potencial (M e N),  $I$  é a corrente produzida entre os eletrodos de corrente

e  $\Delta V$  a diferença de potencial observada entre  $M$  e  $N$ .

A mobilidade, concentração e grau de dissolução dos íons influenciam nas medidas de resistividades sabendo ainda que o grau de dissolução dos íons depende da constante dielétrica dos mesmos. Comparando à condução ôhmica (eletrônica), segundo Keller e Frischknecht (1977), a condução iônica não é tão somente mais lenta, mas representa também um transporte de material.

A presença do conteúdo de água e dos elementos dissolvidos de cloretos, sulfatos de modo geral e outros minerais irão acarretar na diminuição da resistividade do tipo do material e isso se dará com uma melhor eficácia quando os poros presentes nos materiais rochosos ou inconsolidados estiverem interligados e preenchidos, principalmente, destes elementos.

O conteúdo de água pode ser analisado com efeitos comparativos no sentido de correlacionar-se resistividade com poros preenchidos de água, foi observada que a resistividade varia aproximadamente com o inverso do quadrado da porosidade, quando a rocha está saturada com água. A Lei de Archie (Archie, 1942), verificou quanto ao uso difundido de uma relação empírica de resistividade e porosidade, chegando a uma conclusão através da equação (4).

$$\rho = a\rho_w\phi^{-m} \quad (4)$$

onde  $\rho$  é a resistividade total,  $\rho_w$  a resistividade da água dos poros,  $\phi$  é a porosidade expressa como uma fração por unidade de volume e  $a$  e  $m$  referem-se ao tipo de porosidade e grau de cimentação, respectivamente.

### 2.3. Técnicas utilizadas

Os ensaios de eletrorresistividade adquiridos, Figura 2, consistiram de dois perfis – Linha CE 01 e Linha CE 02 – com o arranjo dipolo-dipolo com aberturas  $AB=MN=20m$  contendo sete níveis teóricos de investigação (nível 1 = 10 m; nível 2 = 15 m; nível 3 = 20 m; nível 4 = 25 m; nível 5 = 30 m; nível 6 = 35 e nível 7 = 40 m). O arranjo Schlumberger também foi adotado para a verificação do nível freático e do topo rochoso em dois pontos da área de estudo, esse arranjo contou com a abertura dos eletrodos de corrente A e B no valor máximo de 200 m, SEV – 01 e SEV – 02.

A escolha do arranjo dipolo-dipolo e da técnica SEV em relação a outros arranjos também conhecidos na técnica do caminhamento elétrico, tais como: Werner, Gradiente, Polo-Dipolo, Polo-Polo, deu-se devido às vantagens dessas duas técnicas para a obtenção da melhor resposta

para a pluma de contaminação, como também, a verificação do nível do lençol freático da região de estudo. Ainda, segundo Braga (2016), em estudos ambientais envolvendo a contaminação das águas subterrâneas, as técnicas da SEV e CE (método da eletrorresistividade) têm sido utilizadas em conjunto com grande sucesso, tanto no que se refere à precisão dos resultados obtidos quanto aos custos e prazos relativamente reduzidos, resultando em um excelente apoio à programação de amostragem e análises diretas.

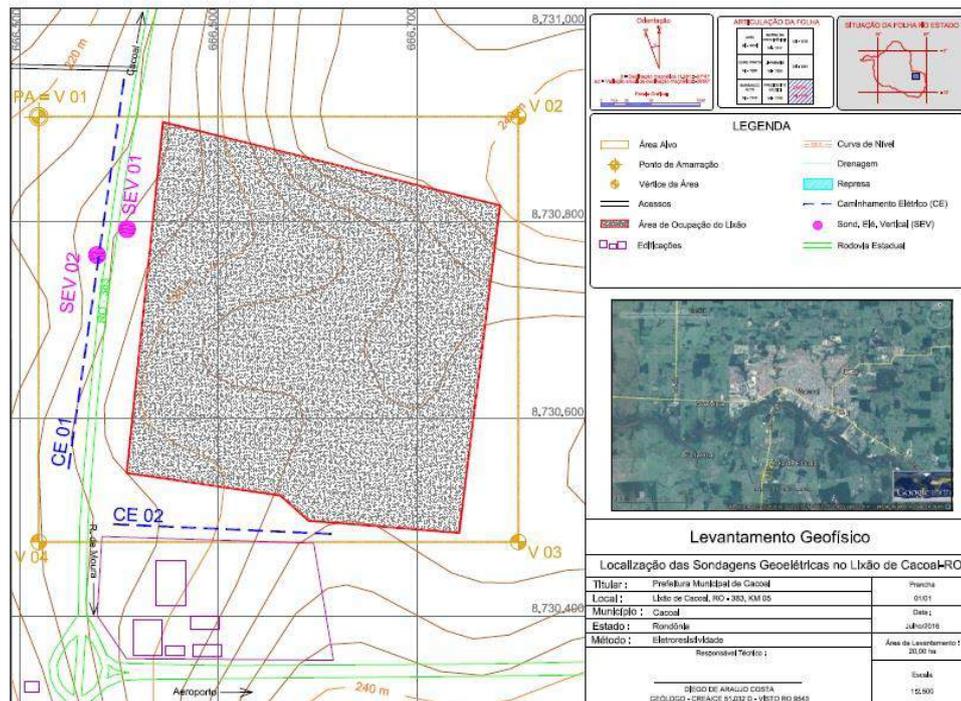


Figura 2. Localização das Sondagens Geoeletricas no Lixão de Cacoal-RO. Fonte: Autor 2016.

As locações das linhas do caminhamento elétrico e dos pontos da sondagem elétrica vertical podem ser vistas na figura 2 que contém a planta do levantamento geofísico. Os perfis foram efetuados perpendicularmente as drenagens superficiais existentes visando interceptar a zona contaminada.

Também são apresentadas as seções modeladas através de processos de inversão de dados, por meio do programa RES2DINV da ABEM Instrumentos (ABEM, 1998, Loke e Barker, 1995), cujas profundidades de investigação fundamentam-se em Edwards (1977) e são aproximadamente a metade daquelas propostas por Hallof (op. cit.).

## 2.5. Equipamentos Utilizados

Os equipamentos utilizados para aquisição dos dados de campo foram um eletrorresistivímetro modelo *X5xtal Control - 350mA* fabricado pela AutoEnergia e um

chaveador de 32 canais. Também foram utilizadas bobinas de fiação flexível 1,5mm<sup>2</sup>, eletrodos A-B e M-N de aço inoxidável maciço, bateria (12V) como fonte de carga elétrica e dois multicabo compostos por 20 vias para eletrodos. Um *notebook* serviu para cálculo das resistividades aparentes e construção das curvas em tempo real, o que permitiu o acompanhamento e entendimento das variações das resistividades e retificações e/ou ratificações das leituras. Ainda, foram utilizadas ferramentas auxiliares, tais como: 01 GPS Garmin76S; 40 Eletrodos de Alumínio; 01 Bússola Tipo Clar; 02 Marretas de 2 Kg; 02 Trenas de Fibra (100 METROS); 02 Trenas de Métrica (5 METROS) e Pranchetas.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A aquisição dos dados geoeletricos se deu em duas etapas, a primeira realizada no início do mês de julho e a segunda na última semana do mês de novembro. A posição das linhas de investigação foi definida conforme observação do meio físico, através da topografia e hidrografia da área, permitindo uma melhor visualização e aquisição dos dados da área de estudo. Não foi possível realizar linhas de investigação na porção norte e leste da área do lixão, pois não tivemos como adentrar ao local devido haver muitos resíduos sólidos expostos na superfície do terreno, podendo assim interferir na aquisição dos dados.

As figuras 3, 4, 5 e 6 mostram respectivamente os dados geoeletricos adquiridos da SEV 01, SEV 02, CE 01 e CE 02. As curvas resultantes da aplicação da pesquisa geofísica pelo método sondagem elétrica vertical (SEV) foram tratadas com auxílio do *software* EXCEL, no qual os dados da resistividade aparente obtida foram plotados ao longo do perfil executado, considerando-se as estações de leitura e seus espaçamentos, figuras 3 e 4, executadas na porção leste do Lixão.

Os dados tratados da figura 3, SEV 01, revelam cinco camadas geoeletricas posicionadas da seguinte forma em profundidade na subsuperfície a partir do nível do terreno: a primeira variando de 0 a 5 metros com resistividades de 200 até 600 ohm.m, a segunda variando de 5 até 10 metros com resistividades oscilando de 100 a 200 ohm.m, a terceira indo de 10 a 20 metros com um crescimento da resistividade de 200 para cerca de 2.500 ohm.m, a quarta variando de 20 a 35 metros com resistividade de 2.000 a 3.000 ohm.m, ressaltando que houve um decréscimo significativo da resistividade a profundidade de 25 metros apresentando um valor de 870 ohm.m, e a última camada geoeletrica com profundidade acima de 35 metros na qual apresenta um crescimento exponencial da resistividade alcançando valores próximos a

10.000 ohm.m.

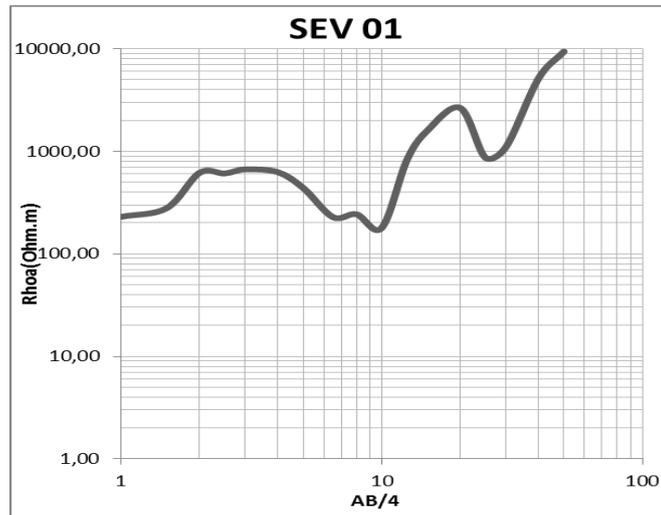


Figura 3. Sondagem Elétrica Vertical – SEV 01. Fonte: Autor 2016.

Na figura 4, SEV 02, os dados tratados exibem também cinco camadas geolétricas, contudo, havendo variações dos valores das resistividades encontrados na SEV 01, sendo elas: a primeira variando de 0 a 5 metros com resistividades de 200 a 800 ohm.m, a segunda variando de 5 até 10 metros com resistividades oscilando de 150 a 400 ohm.m, a terceira indo de 10 a 20 metros com um crescimento da resistividade de 150 para cerca de 3.000 ohm.m, a quarta variando de 20 a 35 metros com resistividade de 3.000 a 6.000 ohm.m, ressaltando que houve um decréscimo significativo da resistividade a profundidade de 25 metros apresentando valor próximo a 1.500 ohm.m, e a última camada geolétrica com profundidade acima de 35 metros na qual apresenta um crescimento exponencial da resistividade alcançando valores próximos a 10.000 ohm.m.

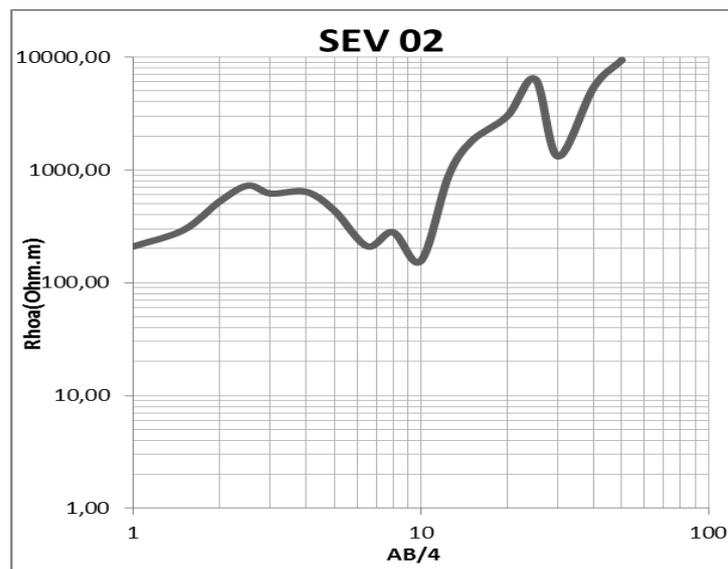


Figura 4. Sondagem Elétrica Vertical – SEV 02. Fonte: Autor 2016.

Dos resultados apresentados pelas figuras 3 e 4 é possível estabelecer um modelo geoeletrico entre as duas SEVs no qual se baseia não só nos dados adquiridos como também nas informações geológicas colhidas em campo e da região que se concentra a área de estudo, Bacia do Parecis, Formação Pimenta Bueno. A primeira camada, 0 a 5 metros, é marcada por sedimentos arenosos inconsolidados, predominantemente, compostos por quartzos no qual se observa característica dos Neossolos Quartzarênico. Vale ressaltar que é considerada uma zona de evapotranspiração com pouco preenchimento dos poros por água, ou seja, insaturada. A segunda camada, 5 a 10 metros, apresentou valores menores de resistividades chegando a 150 ohm.m estando associada ao maior preenchimento dos poros por água em relação a camada anterior, porém sem vestígios de produtos de contaminação provocada por chorume, uma vez que ainda são valores muito altos para uma possível contaminação. A terceira camada, 10 a 20 metros, observou um crescimento da resistividade alcançando valores de 3.000 ohm.m, estando associada a presença de Formações Sedimentares, rochas areníticas, em sua forma mais friável. A quarta camada, 20 a 35 metros, observou o crescimento da resistividade e a presença do arenito menos friável, mais consolidado, vale observar que nos perfis geoeletricos dessa camada houve um decréscimo significativo da resistividade podendo está associado ao fraturamento ou descontinuidade das camadas de arenito. Por último, a quinta camada, acima de 35 metros, na qual a resistividade alcança valores próximos de 10.000 ohm.m revelando característica geoeletricas das rochas areníticas da região de forma consolidada e pouca alterada.

A figura 5 revela o perfil do caminhamento elétrico na porção oeste do lixão. O perfil apresenta valores da pseudo-seção de resistividades aparentes elevados quando se compara a uma região que apresenta uma contaminação derivado por chorume. O intervalo de profundidade cerca de 1,70 até 18 metros (1º ao 3º nível) observa-se os menores valores de resistividade para o caminhamento, entretanto não há evidências de contaminação para este nível, pois estes valores se referem à zona insaturada representada por sedimentos inconsolidados dominados por porções arenosas. A partir do 3º nível a resistividade aumenta expressivamente caracterizando as Formações rochosas areníticas da Bacia do Parecis com um comportamento estrutural de forma tabular. Na porção leste da pseudo-seção temos valores de resistividade aparente próximos de 700 ohm.m indicando uma zona insaturada com maiores preenchimentos de água nos sedimentos inconsolidados, vejamos.

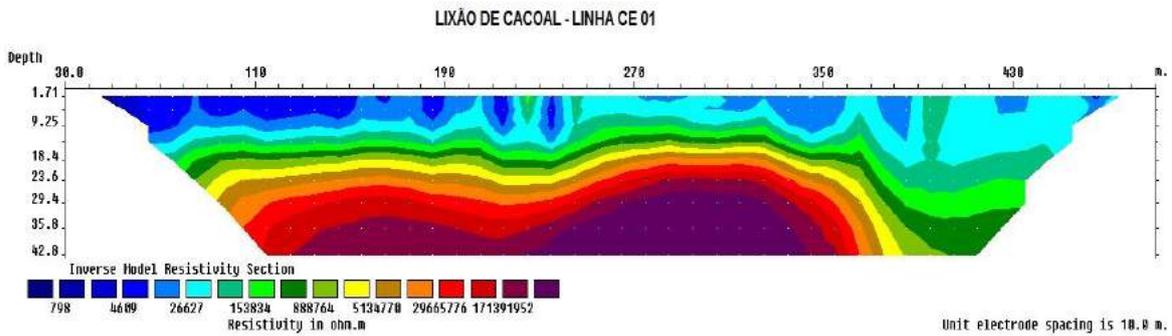


Figura 5. Caminhamento Elétrico – CE 01. Fonte: Autor 2016.

A pseudo-seção da figura 6 apresenta na porção centro-oeste os menores valores de resistividade aparente em relação aos demais níveis, até o 3º nível (18.4 metros). A presença dessa porção com menores valores de resistividades indicam uma zona intermediária ou de franja capilar no qual podemos correlacionar com o lençol freático que apresenta uma direção do fluxo da água subterrânea para a direção oeste da pseudo-seção. Abaixo do 3º nível o comportamento das resistividades aparentes aumenta confirmando a presença da rocha arenítica da Bacia do Parecis, podendo essa informação ser correlacionado no mesmo nível do caminhamento elétrico 01, vejamos.

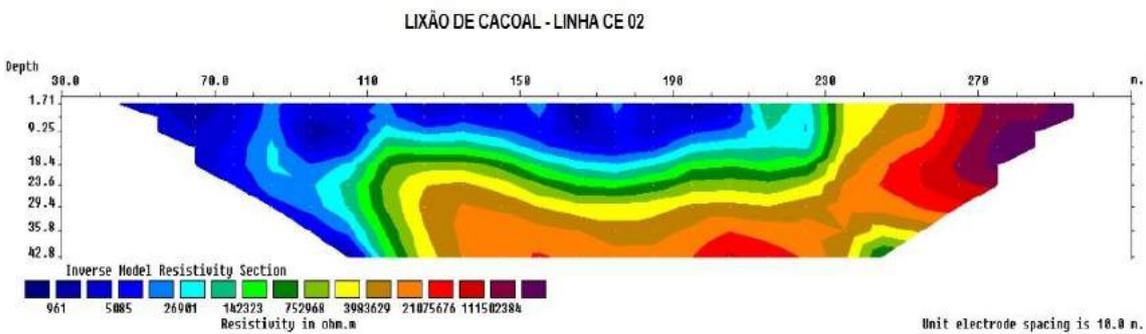


Figura 6. Caminhamento Elétrico – CE 02. Fonte: Autor 2016.

A contaminação provocada por chorume em uma área do subsolo geralmente apresenta valores de resistividades aparentes abaixo da ordem de 100 ohm.m, visto que esse composto possui alta condutividade proporcionada pelos elementos iônicos presentes em seus líquidos. Assim os resultados obtidos nas seções analisadas não demonstraram contaminação provocada pelo chorume.

#### 4. CONCLUSÕES

As sondagens elétricas verticais e os caminhamentos elétricos executados na área estudada do lixão de Cacoal permitiram concluir que não possui contaminação provocada pelo chorume, pois os dados geoeletricos adquiridos revelaram altos valores de resistividades aparentes

associados aos sedimentos inconsolidados quartzosos e as rochas areníticas da Bacia do Parecis, descritas melhor por Leal *et al.* (1978).

A porção leste e norte da área do lixão não foram investigados por motivo de não haver possibilidade de execução dos ensaios com isso não se descarta uma provável contaminação de chorume direcionada para estes locais.

O nível do lençol freático pode ser inferido como tendo sua base ao 3º nível de investigação (18.4 metros), devendo ser levado em consideração a época que foi realizada os ensaios, pois pode sofrer variação do seu nível.

A construção de poços de monitoramento localizados em pontos estratégicos das pseudo-seções de resistividade aparente é um potencial recurso para os estudos e monitoramentos da subsuperfície relacionados às possíveis contaminações geradas pelos resíduos ali depositados.

O método utilizado por este trabalho foi satisfatório no que se refere ao tempo de aquisição de dados e o quesito custo/benefício, visto que foram realizadas duas etapas de campo com duração de cada etapa de um dia para a aquisição dos dados.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados encontrados corroboraram com as expectativas iniciais, que era de fato não encontrar nenhuma contaminação no local devido já possuir um lapso temporal longo da desativação do lixão. Assim o estudo deve ser aplicado para as demais laterais da área estudada para possibilitar uma visualização geral.

## REFERÊNCIAS

- ABEM INSTRUMENTS. 1998. Geoelectrical Imaging 2D & 3D – RES2DINV, ver. 3.3 for Windows 3.1, 95 and NT. Rapid 2D Resistivity & IP inversion using the least-squares method. By M. H. Loke. ABEM Instruments, P.O. Box 20086, S-161 02 Bromma, Sweden. Paginac,~ao irregular.
- ARCHIE GE. 1942. The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. Trans. A.I.M.E. 146: 54–64.
- BRAGA, A. C. DE OLIVEIRA. Geofísica Aplicada: métodos geolétricos em hidrogeologia. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 81p
- EDWARDS LS. 1977. A modified pseudo-section for resistivity and induced-polarization. Geophysics, 3: 78–95.
- HALLOF PG. 1957. On the interpretation of resistivity and induced polarization measurements: Cambridge, MIT, Ph. D. thesis.
- ISOTTA, C.A.L.; CARNEIRO, J.M.; KATO, H.T.; BARROS, R.J.L. Projeto Província Estanífera de Rondônia. Relatório Final. Porto Velho: CPRM, 1978. 16v., il. (Convênio DNPM/CPRM);
- KELLER GV e FRISCHKNECHT FC. 1977. Electrical methods in geophysical prospecting. Oxford: Pergamon Press, 517 p.
- LEAL, J.W.L.; SILVA, G.H.; SANTOS, D.B.; TEIXEIRA, W.; LIMA, L.I.C.; FERNANDES, C.A.C.; PINTO, A.C. Geologia. In: BRASIL. Departamento Nacional da Produção Mineral. Projeto RADAMBRASIL. Folha SC.20 Porto Velho; geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação e uso potencial da terra. Rio de Janeiro, 1978. v.16. 663p. (Levantamento de Recursos Naturais, 16). 17-184.
- SCANDOLARA, J.E.; RIZZOTTO, G.J.; BAHIA, R.B.C.; QUADROS, M.L. do E.S.; SILVA, C.R. da;

AMORIM, J.L. de. Mapa geológico do Estado de Rondônia. Escala 1:1.000.000. Porto Velho: CPRM, 1999;  
TELFORD WM, GELDART LP e SHERIFF RE. 1990. Applied geophysics. Second Edition. Cambridge:  
Cambridge University Press, 770 p.

### Capítulo 3

## ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ESTAQUEMANTO DE OBRA EM BELÉM/PA

*Cesar Alberto Ruver  
Fernando Pinheiro Weber  
Amanda Schmieleski Cossa  
Gabriel de Sousa Pereira*

### 1. INTRODUÇÃO

Na atividade geotécnica, o trabalho com fundações passa por várias fases, que consistem na prospecção e interpretação geotécnica, escolha do tipo de fundação, elaboração do projeto, execução das fundações, e verificação do desempenho a curto e a longo prazo. Segundo a norma brasileira de fundações, NBR 6122 (ABNT, 2022), a verificação do desempenho dos elementos de fundação deve ser realizada por provas de cargas estáticas, podendo ser substituído por ensaios de carga dinâmica. Após a realização das provas de carga ou ensaios de carga dinâmica, o resultado médio da capacidade de carga (resistência,  $\mu R$ ) é comparado com carga característica média (solicitação,  $\mu S$ ) de projeto, de modo a se obter um valor de fator de segurança. Quando este atende o valor mínimo estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2022), o projetista subentende que a obra está segura. Embora, a NBR 6122, tenha passado por duas atualizações, 2010 e 2019, além de duas emendas em 2021 e 2022, ainda permanece a filosofia de projeto, que tem como base uma análise puramente determinística. Porém, sabe-se que a carga característica média de projeto e a média da capacidade de carga apresentam variabilidade decorrentes de incertezas e erros, de modo que se for feita uma análise estatística, pode haver uma possibilidade de ruína elevada e não aceitável, mesmo que o fator de segurança atenda as normativas.

O tema sobre a probabilidade de ruína em fundações vem sendo, reiteradamente, enfatizado e difundido pelo professor doutor Nelson Aoki (AOKI, 2002; AOKI *et al.*, 2002; AOKI, 2009; CINTRA & AOKI, 2010, AOKI, 2018). Este estímulo tem impulsionado vários pesquisadores a usarem o conceito de probabilidade de ruína, a exemplo de: Favretto & Alves (2014), Silva Neto & Oliveira (2018), Lopes *et al.* (2019), Romanini *et al.* (2019), Rubatino *et al.* (2022). Neste sentido, o objetivo deste trabalho é fazer uma análise de probabilidade de ruína de um conjunto de 519 estacas executadas em hélice contínua, de 40 cm e 50 cm de diâmetro, executadas como elementos de fundação para sete tanques, cujo empreendimento localiza-se na cidade de Belém/PA.

Para que o objetivo fosse atingido, a metodologia adotada consistiu em um primeiro momento apresentar a caracterização geotécnica do local e a descrição das fundações do empreendimento composto por sete tanques de grandes dimensões. A seguir, foi montado um banco de dados, em planilha eletrônica, com todas as informações sobre as estacas submetidas aos ensaios de carregamento dinâmico (número do relatório; data da execução do ensaio; número, diâmetro, posição, carga de solicitação das estacas, resultados dos ensaios de resistência de ponta, fuste e total). Após foi realizada a análise estatística com a utilização do *software* estatístico *R*, versão livre 4.3.1. Pelo *software* foram determinados os parâmetros, tais como: média e coeficientes de variação, com os quais foi possível determinar o fator de segurança ( $FS$ ), índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e probabilidade de ruína ( $1/p_f$ ). Pelo *software* ainda foi possível obter os gráficos das distribuições normais das variáveis de solicitação e resistência. Foi gerado uma série de relatórios permitindo a análise: (a) para cada tanque, (b) por diâmetro de estaca e (c) global, tendo como base a maior solicitação por tanque e valores de solicitações individuais de cada estaca.

## **2. ANÁLISE DE PROBABILIDADE DE RUÍNA APLICADA A FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

A área de estudo de fundações tem como base a NBR 6122 (ABNT, 2022), que se fundamenta no uso de fatores de segurança globais (obtenção da tensão/carga admissível) ou parciais (obtenção da resistência das fundações). Este tipo de análise é puramente determinístico, o que segundo Aoki (2009) e Cintra & Aoki (2010) não garante a ausência de risco de ruptura. O emprego de fatores de segurança, causa uma falsa sensação de segurança nos projetistas. Os autores citam que os projetos devem também realizar uma análise de confiabilidade. A determinação do fator de segurança global ( $FS$ ) é obtido pela razão entre a resistência média ( $\mu_R$ ) e a solicitação média ( $\mu_S$ ), sem levar em consideração a variabilidade do carregamento.

A figura 1 mostra a distribuição normal entre a solicitação e a resistência, em dois casos hipotéticos. Em uma rápida análise à figura 1, verifica-se uma distância entre os valores médios, que é correspondente ao fator de segurança. Agora se forem analisadas as distribuições de normais entre a solicitação e a resistência, verifica-se que ocorre cruzamento entre ambas, mostrando haver uma faixa abaixo do ponto C, onde a solicitação é maior que a resistência, que corresponde a ruína. Comparando-se as figuras 1(a) e 1(b), observa-se que a segunda apresenta um fator de segurança maior que a primeira. No entanto, na figura 1(b) há uma região

sobreposta superior a figura 1(a), mostrando que aquele, embora tenha um fator de segurança maior, mostra-se menos seguro, devido a uma maior probabilidade de falha.

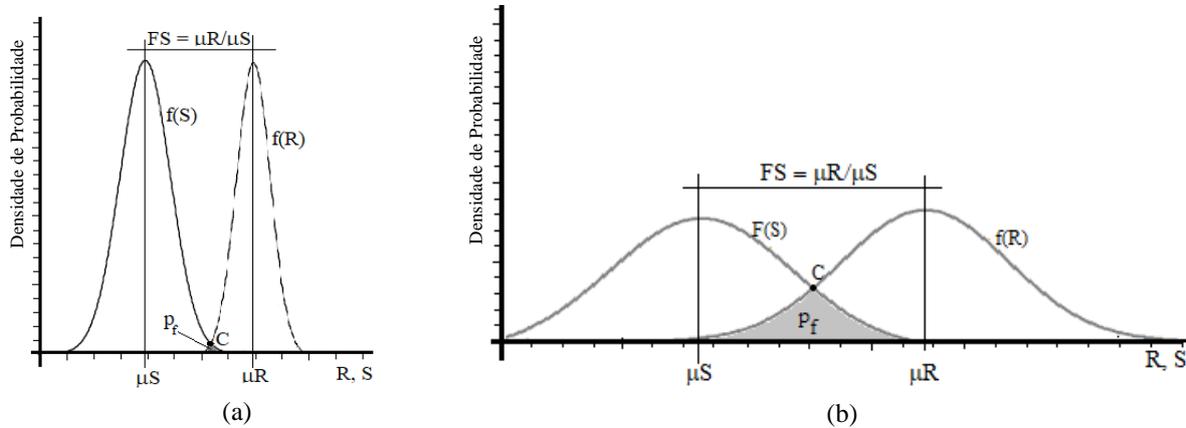


Figura 1. Distribuição Normal Hipotética de Solicitação e Resistência, com (a) Baixa Probabilidade de Ruína e (b) Alta Probabilidade de Ruína

O formato das distribuições normais da solicitação e da resistência é dependente dos valores médios ( $\mu_S$  e  $\mu_R$ ) e dos valores dos coeficientes de variação ( $\vartheta_S$  e  $\vartheta_R$ ), obtidos pela equação 1.

$$\vartheta_S = \frac{\sigma_S}{\mu_S} \quad \text{e} \quad \vartheta_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \quad (1)$$

Uma vez apresentados os conceitos básicos sobre a probabilidade de ruína, cabe ao projetista, em consulta ao contratante, verificar qual o risco aceitável (econômicos, ambientais, etc.), e então definir a máxima probabilidade de ruína aceitável. Cintra & Aoki (2010) citam que probabilidades de ruína aceitáveis ficam entre 1/1.000 e 1/100, sugerindo que sejam adotado um valor de  $1/(n+1)$ , em que “n” é o número de estacas, quando houver mais de 100 estacas, ou valores de  $1/2n$  até  $1/5n$ , se o número de estacas inferior a 100 estacas. Já Phoon & Ching (2015) citam que o objetivo para obras geotécnicas é obter uma probabilidade de ruína de 1/1.000. O autor recomenda valores para grupos de estacas e solos reforçados entre 1/40 e 1/160. A figura 2 apresenta o nível de confiança esperado em obras geotécnicas associado a probabilidade de ruína.

$\beta$	$1/p_f$	Nível de confiança esperado
0,5	1/3,22	
1,0	1/6,25	Perigoso
1,5	1/14,7	Insatisfatório
2,0	1/43,5	Ruim
2,5	1/161,3	Abaixo da média
3,0	1/769	Acima da média
4,0	1/33.333	Bom
5,0	1/3.333.333	Alto

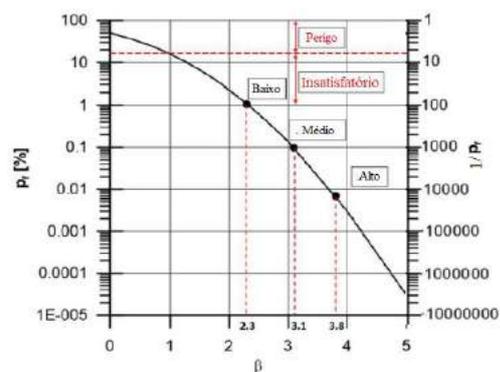


Figura 2. Relação entre o Índice de Confiabilidade ( $\beta$ ) e a Probabilidade de Ruína ( $p_f$ ) (IVANDIC et al, 2022)

### 3. CARACTERIZAÇÃO

#### 3.1. Localização e Geotecnia

O local do estudo situa-se na localidade de Miramar, próximo às margens da Baía do Guarajá, região portuária da cidade de Belém/PA (figura 3). Para subsidiar o projeto foram executadas 19 sondagens de simples reconhecimento (SPT) até o impenetrável (variando entre 8,45 m e 9,45 m) (locadas na figura 5). A figura 4 apresenta um resultado das sondagens realizadas e um perfil representativo do subsolo obtido pela média das sondagens, em termos de profundidade do impenetrável, texturas do solo, espessuras, nível de água e valores de  $N$ . O subsolo é composto por três camadas distintas de solo, sendo a primeira composta por uma alternância de silte arenoso e silte argiloso variando entre as espessuras de 1,6 m e 5,6 m. A segunda camada apresenta uma alternância entre solo argiloso e arenoso com espessuras variando entre 1,4 m e 2,1 m. E por fim, uma camada de areia (alternando entre fina e grossa) com espessura variando entre 2,8 m a 4,5 m. O nível de água varia entre 4,5 m a 6,0 m.

Em termo de índice de resistência a cravação do SPT,  $N$ , a primeira camada apresenta valores baixos da ordem de 2 golpes no primeiro metro, aumentando linearmente com a profundidade. A segunda camada apresenta valores mais elevados de  $N$ , mas mantendo uma mesma taxa de aumento com a espessura. Quando o amostrador atinge a camada de areia, os valores de  $N$  aumentam significativamente, até cerca de 40 golpes antes do impenetrável. A primeira camada apresenta um valor de  $N$  médio de 11,3, passando a 18,4 para a segunda camada até um valor médio de 37,9 na camada de areia.



Figura 3. Imagem de satélite com o local da obra (fonte: Google Earth Pro)

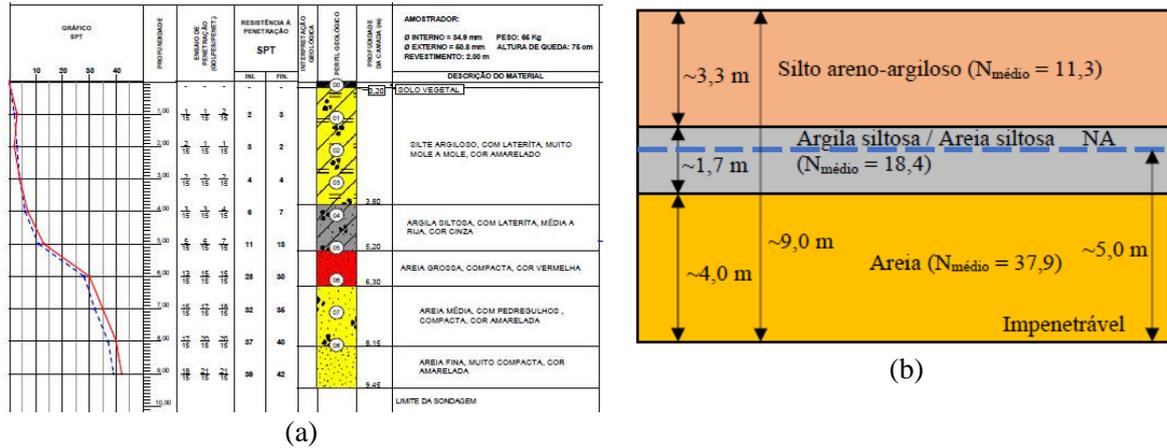


Figura 4. (a) Perfil Típico do SPT do Local e (b) Perfil Representativo

### 3.2. Descrição do Empreendimento

O empreendimento é composto por sete tanques, cujas dimensões são apresentadas na tabela 1. A estrutura dos tanques é metálica, sendo o fundo apoiado sobre uma laje de concreto, que é apoiada sobre os capiteis das estacas hélice contínua de diâmetro de 50 cm (exceto o tanque TQ 8 que é composto por estacas de diâmetro de 40 cm). Já a borda é formada por uma cinta de concreto consolidada à laje de fundo e apoiada sobre os blocos das estacas hélice contínua com diâmetro de 40 cm. A tabela 1 também apresenta a quantidade de estacas hélice contínua de cada tanque, perfazendo um total 529 estacas executadas até o impenetrável (cerca de 9 m de comprimento). Deste total, 44 estacas (8,32% do total) foram submetidas a ensaios de carga dinâmica (PDA) (23 com diâmetro de 40 cm e 21 com diâmetro de 50 cm). A figura 5 apresenta a locação dos tanques com a indicação da posição das estacas ensaiadas.

Tabela 1. Dados Sobre os Tanques.

Nº Tanque	Geometria (m)		Quantidade de estacas (cm)	
	Diâmetro	Altura	φ40	φ50
6				
7	15,48	14,15	16	32
10				
11				
8	19,70	14,70	105	0
9	26,95	11,85	26	90
12				
Total de estacas:			221	308

Segundo a NBR 6122 (ANBT, 2022), devem ser executadas provas de carga estáticas em 1% das estacas, se o número total de estacas ultrapassar 100 unidades no caso de estacas hélice contínua. Ainda, as provas de carga estáticas podem ser substituídas por ensaios de carga dinâmica na proporção de 1 por 5. No presente caso, deveriam ter sido executadas pelo menos 25 ensaios de carga dinâmica, sendo executado um número superior, como justificado a seguir.

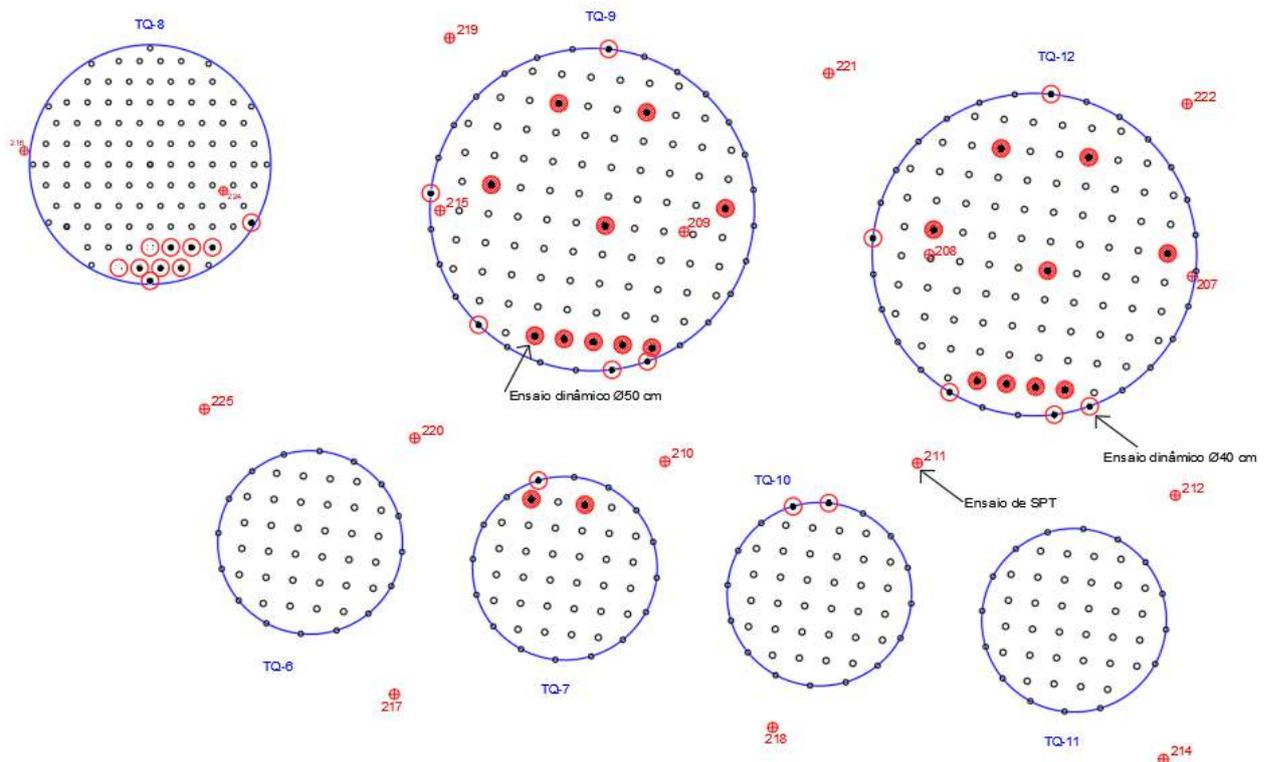


Figura 5. Localização dos Tanques Com a Posição das Estacas e Indicação das Estacas Ensaaiadas

#### 4. RESULTADOS DAS ANÁLISES

A tabela 2 mostra uma compilação dos resultados dos valores das solicitações e resistências médias, além do fator de segurança ( $FS$ ) e a probabilidade de ruína ( $1/p_f$ ), obtidos dos relatórios do *software* R empregado na pesquisa. As figuras 6 a 8 mostram as distribuições de probabilidade de algumas das análises. As análises foram feitas considerando a solicitação máxima de cada um dos sete tanques e as solicitações individuais de projeto de cada estaca (exceto o tanque TQ 8, onde se empregou somente a máxima). Além disso, foram feitas análises por (a) diâmetro de estaca, (b) por tanque e (c) uma análise global utilizando todos os ensaios de carga dinâmica. Nas análises individuais por diâmetros utilizou-se a carga (tf) e nas análises conjuntas utilizou-se a tensão (tf/m<sup>2</sup>).

Os ensaios de carga dinâmica foram executados, após a cura do concreto das estacas. O início dos ensaios deu-se junto ao tanque TQ 10, passando para o TQ 7 e o TQ 12. Nas primeiras análises, verificou-se valores de  $FS$  abaixo de 1,6 (mínimo permitido pela norma de fundações), além da capacidade de carga medida nas estacas de 50 cm ficar muito próxima (algumas até abaixo) das estacas de 40 cm. Este fato, norteou a execução de ensaios extras, além da quantidade inicialmente estabelecida para o empreendimento, uma vez as estacas dos

6 tanques já estavam concluídas. Em função dos resultados, o projeto de fundações do tanque TQ 8 foi alterado, passando a ser concebido somente com estacas de diâmetros de 40 cm. Após a execução das estacas deste último tanque, que passou por um controle executivo mais intenso, foram realizados 10 ensaios de carga dinâmica. E adicionalmente, foram executados mais alguns ensaios em estacas dos outros tanques. Ao todo foram executados 44 ensaios, cuja quantidade excedeu o mínimo previsto por norma, que eram 25 ensaios.

Em termos gerais, verifica-se que a utilização dos valores de solicitação individuais das estacas, resulta em valores superiores de  $FS$  e  $1/p_f$  maiores se comparados com solicitação máxima, o que é esperado, uma vez que pelos valores individuais a média das solicitações é menor, como pode ser visto na tabela 2 e na análise das figuras 6(a) e 7(a), em relação as figuras 6(b) e 7(b), respectivamente. Analisando os resultados do TQ 12, o valor do  $FS$  é da ordem de 1,5 (inferior ao 1,6 exigido pela norma) e a probabilidade de ruína muito elevada, o que requer monitoramento mais intenso deste tanque antes e durante seu uso. O TQ 9, já apresenta valor de  $FS$  aceitável pela norma de fundações, porém com probabilidade de ruína ainda elevada, ou seja, fora dos limites aceitáveis [ $1/(n+1) = 1/117$ ], o que também requer monitoramento antes e durante o uso do tanque. Agora, observando os resultados do TQ 8, o valor de  $FS$  é de 2,81 com uma probabilidade menor que 1/40.000, bem abaixo dos 1/1.000 e 1/106 (máximo aceitável), mostrando um desempenho surpreendente, frente as fundações dos demais tanques. Observando as distribuições de probabilidade, para TQ 12 (figuras 7a e 7b) as curvas de solicitação sobrepõem-se totalmente as curvas das resistências, já para a análise com todas as estacas de diâmetro de 40 cm (figuras 6a e 6b) a sobreposição é parcial; e para o TQ 8 (figura 8), a solicitação é bem afastada da resistência, não havendo sobreposição visível.

Na análise dos resultados dos ensaios de carga dinâmica (PDA) para as estacas com diâmetros de 40 cm, verifica-se valores de  $FS$  acima de 2, com probabilidade de ruína alta ( $1/p_f$ ), da ordem do quatro vezes a mais que o aceitável [ $1/(n+1) = 1/222$ ]. Agora quando se analisa os resultados para as estacas com diâmetros de 50 cm, o valor de  $FS$  é da ordem de 1,5 (abaixo dos 1,6), com probabilidade de ruína muito elevados (cerca de 1/5), muito aquém do aceitável [ $1/(n+1) = 1/309$ ]. Pode-se notar que a resistência média das estacas com diâmetro de 50 cm é igual a resistência média das estacas com diâmetros de 40 cm, sendo que estas recebem cerca da metade da solicitação daquelas. Isso mostra que as estacas com diâmetro de 50 cm apresentaram problemas executivos, não sendo esta análise o objetivo deste artigo. Por fim, analisando o conjunto de todos os ensaios de carga dinâmica, verifica-se um  $FS$  da ordem de 2

(acima dos 1,6), porém a probabilidade de ruína mostra-se elevada (da ordem de 1/10, sendo o aceitável de 1/530).

Tabela 2. Compilação dos Resultados da Análise de Probabilidade de Ruína.

Tipo de Análise	Tamanho da amostra	Média		FS	1/p <sub>r</sub>
		Solicitação	Resistência		
Todas as estacas de $\phi=40$ cm - Solicitação máxima (tf)	23	47,95	119,45	2,49	1/40,9
Todas as estacas de $\phi=40$ cm - solicitações individuais (tf)	23	43,22	119,45	2,76	1/47,2
Todas as estacas de $\phi=50$ cm - Solicitação máxima (tf)	21	84,72	119,34	1,41	1/4,6
Todas as estacas de $\phi=50$ cm - solicitações individuais (tf)	21	77,05	119,34	1,55	1/5,7
Todas as estacas - Solicitação máxima (tf/m <sup>2</sup> )	44	404,92	786,97	1,94	1/9,1
Todas as estacas - Solicitações reais (tf/m <sup>2</sup> )	44	367,06	786,97	2,14	1/10,7
Tanque - TQ8 ( $\phi=40$ cm) - Solicitação máxima (tf)	10	53,29	149,75	2,81	1/41,412
Tanque - TQ 9 - Solicitação máxima (tf/m <sup>2</sup> )	15	407,97	749,73	1,84	1/21,3
Tanque - TQ 9 - Solicitações individuais (tf/m <sup>2</sup> )	15	361,42	749,73	2,07	1/31,0
Tanque - TQ 12 - Solicitação máxima (tf/m <sup>2</sup> )	14	406,18	534,66	1,32	1/3,9
Tanque - TQ 12 - Solicitações individuais (tf/m <sup>2</sup> )	14	363,33	534,66	1,47	1/5,0

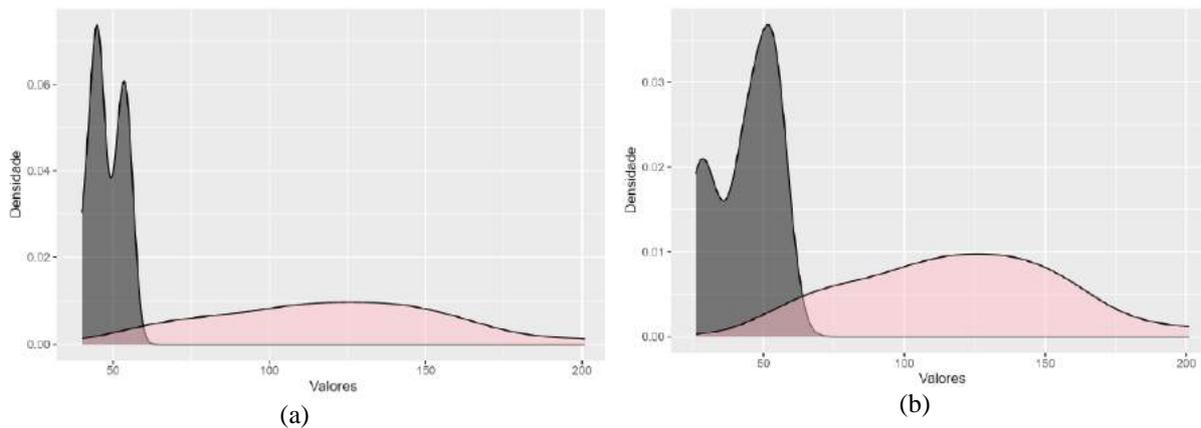


Figura 6. Distribuição de Densidade das Variáveis Considerando Todas as estacas com  $\phi = 40$  m - Solicitação Máxima (a) e Individuais (b).

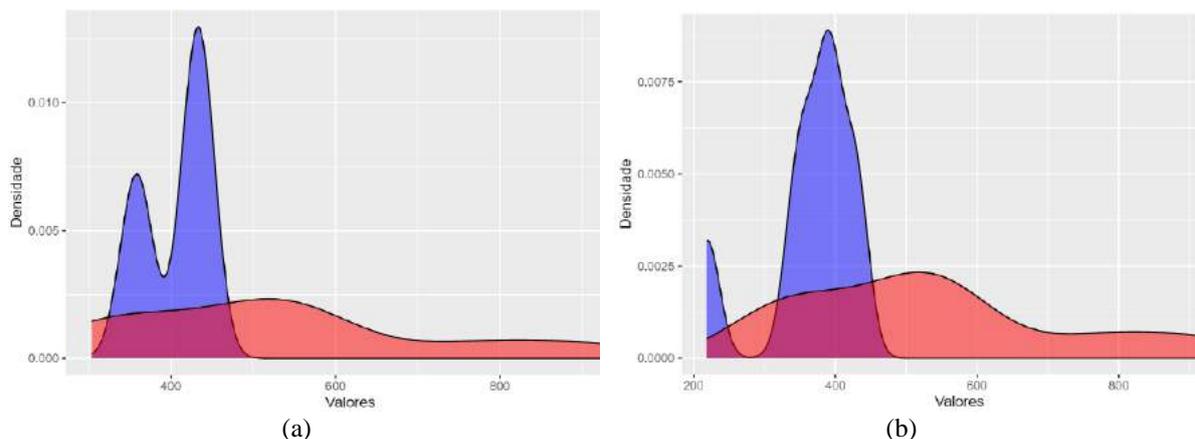


Figura 7. Distribuição de Densidade das Variáveis Considerando as Estacas do TQ 12 ( $\phi = 40$  e 50 cm) - Solicitação máxima (a) e Individuais (b).

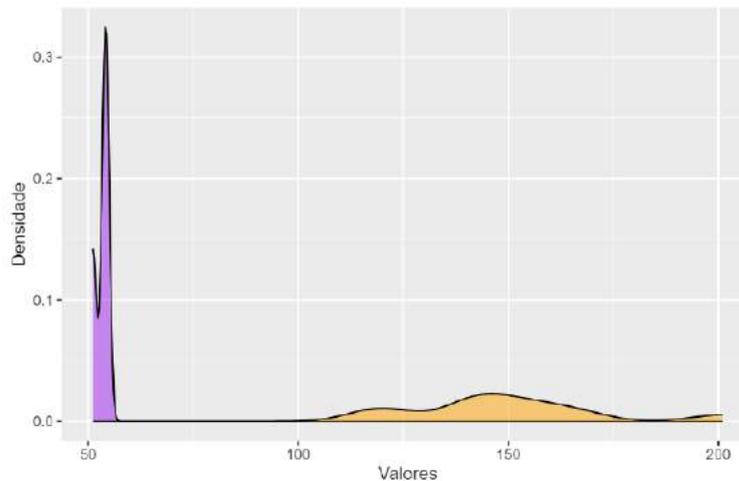


Figura 8. Distribuição de Densidade das Variáveis Considerando as Estacas TQ 8 ( $\phi = 40$  cm) - solicitação máxima.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados apresentados no presente estudo mostram que uma análise determinística empregada no estudo de fundações é insuficiente e também se mostra falha. Pois mesmo atingindo valores de fatores de segurança dentro e até acima do valor permitido pela norma de fundações (por exemplo,  $FS = 2,14 > 1,6$ ), existe a possibilidade de falha, com valor de probabilidade de ruína acima dos limites mínimos aceitáveis (por exemplo,  $1/p_f = 1/10,7 > 1/530 = 1/(n+1)$ ). Por outro lado, embora tenha se detectado problemas executivos, mesmo que tardiamente, foi possível corrigir o projeto (último tanque), obtendo-se valores aceitáveis do ponto de vista estatístico [ $FS = 2,81 \gg 1,6$  e  $1/p_f \sim 1/40.000 \ll 1/106 = 1/(n+1)$ ].

## REFERÊNCIAS

- Aoki, N. (2002) Novo conceito de carga admissível de fundação profunda baseado em probabilidade de ruína. III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL, ABMS, Joinville/SC, p. 131-139.
- Aoki, N. (2009). O Dogma do Fator de Segurança. Curso sobre a inclusão da probabilidade de ruínas no cálculo do fator de segurança. ABMS, São Paulo, 21p.
- Aoki, N., Cintra, J. C. A., & Menegotto, M. L. (2002). Probabilidade de ruína como critério para definir o coeficiente de segurança a ser usado na previsão da carga admissível de fundações por estacas. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, São Paulo/SP.
- Aoki, N. (2018). Aplicação de Métodos Probabilísticos em Fundações. *Minicurso XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, COBRAMSEG, ABMS, Salvador/BA, p. 1-27.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (2022). NBR 6.122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro/RJ, 108p.
- Cintra, J. C. A. & N. Aoki. (2010) *Fundações por estacas – projeto geotécnico*. 2ª reimpressão, Oficina de Textos, São Paulo/SP, 96p.

- Cintra, J. C. A.; Aoki, N.; Tsuha, C. de H. C. e Giacheti, H. L. (2013). *Fundações – ensaios estáticos e dinâmicos*. Oficina de Textos, São Paulo/SP, 144p.
- Favretto, J. & Alves, A. M. L. (2014). Análise da confiabilidade de fundações baseada na monitoração da cravação de estacas. *13ª Mostra da Produção Universitária*, MPU, FURG, Rio Grande/RS, p. 1-2;
- Ivandić, K.; Dodigović, F.; Soldo, B.; Kovačević, M. S. (2022) Probabilistic Evaluations of Prescribed Safety Margins in Eurocode 7 for Spread Foundations. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 66(3), pp. 710–719.
- Lopes, L. M. P. C, Maia, P. C. A. e Prellwitz, M. F. (2019). Análise do Índice de Confiabilidade de Fundações em Estacas Empregando Diferentes Metodologias - Estudo de Caso. *9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, SEFE9, ABMS, São Paulo/SP, p. 1-10.
- Phoon, K.-K., Ching, J. (2015) *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*. CRC Press, Boca Raton, FL, USA. <https://doi.org/10.1201/b17970>
- Romanini, A.; Porto, T. B. J. e Crispim, F. A. (2019). Análise da probabilidade de falha de uma fundação profunda na região centro-oeste do Brasil. *Brazilian Journal of Development*, Curitiba, v. 5, n. 12, p. 31913-31949.
- Rubatino, F. S., Batista, S. H. e Duarte, L. N. (2022). Probabilidade de Ruína: Aplicação dos Métodos de Aoki e Monte Carlo. *XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, COBRAMSEG, ABMS, Campinas/SP, p. 1-8.
- Silva Neto, A. N. & Oliveira, J.T.R.(2018). Confiabilidade e segurança de fundações em dois empreendimentos no Nordeste do Brasil. *Revista de Engenharia Civil*, No. 55, p. 19-28.

## Capítulo 4

# APLICAÇÃO DE FERRAMENTA SIG PARA OBTENÇÃO DE MAPEAMENTO DE SOLO POR DUAS BASES DE DADOS DE ENSAIOS DO TIPO SPT DA REGIÃO DO CENTRO DE MACAPÁ/AP

*Igor Yuri Santos da Silva  
Luis Henrique Rambo  
Marcelo Augusto Rambo*

## 1. INTRODUÇÃO

Características como nível d'água, NSPT por metro, nível do impenetrável e tipo de solo são determinantes para os tipos de fundações tecnicamente viáveis para o empreendimento, a exemplo da estaca tipo broca, que não pode ser executada atravessando o nível d'água pois isso pode causar a lavagem do concreto da estaca pela água do lençol freático, porém nesse caso pode ser utilizado estacas pré-moldadas ou estacas escavadas com concretagem sobre pressão como a hélice contínua e a raiz. Além disso, conhecer o NSPT e a consistência do solo pode ser importante para a tomada de decisão de utilização de estacas escavadas por trado, pois cada tipo de trado possui uma determinada força de rotação que suporta até determinada consistência do solo.

A importância do trabalho desenvolvido é criar uma ferramenta que auxilie na estipulação do tipo de fundação de um determinado empreendimento, pois estimar o valor da fundação sem a realização do ensaio SPT previamente torna-se muito difícil saber qual será a melhor solução.

O objetivo geral do trabalho é apresentar mapas representativos do centro da cidade de Macapá através de duas bases de dados distintas, por meio de interpolação de dados de ensaio SPT, através dos objetivos específicos de coletar dados de sondagens a percussão feitas na região de estudo; aplicar interpolação para estimar valores dos atributos em locais ainda não conhecidos, a partir da interpolação dos dados conhecidos: gerar mapas do nível d'água; da cota do Impenetrável a percussão; e do NSPT característico da região.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1. Levantamento e aquisição dos dados

Os dados utilizados neste estudo foram disponibilizados por duas empresas e se tratam de

ensaios SPT realizados por essas empresas em diversos pontos da cidade, porém foram considerados apenas os pontos que estiveram dentro da área de estudo pré-determinada. Dentre os dados presentes nos laudos de sondagens encontra-se o endereço onde a sondagem foi realizada e a partir disso com o auxílio do programa Google Earth Pro foi possível adquirir as coordenadas planimétricas de cada local. Baseado no mapa topográfico verificou-se que as altimetrias de cada ponto de coleta eram diferentes, mostrando que não existe uma padronização da cota altimétrica dos pontos coletados.

Na análise os pontos foram separados por cota altimétrica, para que houvesse a correta compatibilização entre os dados pois por exemplo o primeiro metro de um ponto em uma cota altimétrica mais alta não necessariamente corresponde ao primeiro metro de outro ponto numa cota mais baixa, o que prejudicaria a interpolação feita pelo programa.

## **2.2. Criação do banco de dados**

A criação do banco de dados em SQL (para consulta) foi feita com os dados disponibilizados que estão na área de estudo, e conta com as seguintes características: NPST (resultado do ensaio SPT) por camada altimétrica, nível do lençol freático, cota do impenetrável à percussão, locação dos furos e altimetria dos furos.

### **2.2.1. Escolha dos furos**

Os relatórios utilizados vieram em grande parte com mais de um furo de sondagem por obra, portanto existe a necessidade de determinação de um furo mais significativo para cada obra. Os parâmetros que serão utilizados são o furo com a menor média de golpes necessários para cravar os 30 cm finais e com o lençol freático mais aflorado.

### **2.2.2. Locação dos furos**

A locação dos furos foi realizada através do estudo das plantas que foram disponibilizadas e dos endereços presentes nos relatórios de sondagem, através disso foi utilizado a Google Earth Pro para determinação das coordenadas dos furos, em UTM dentro da Zona 22 N do sistema Sirgas 2000.

### **2.2.3. Altimetria dos furos**

A altimetria dos furos foi determinada a partir de um modelo digital IDM, do banco de dados do exército brasileiro (BGDEx) que contém as informações de topografia da região estudada.

### **2.3. Processamento dos dados em SIG**

Com a base de dados realizada, foram produzidos os mapas geotécnicos com a utilização do software ArcGis 10.3, onde foi introduzido o banco de dados e realizadas as superfícies com o uso de duas formas de interpolação, a Krigagem, utilizada para os mapas de impenetrável a percussão e nível de água, e também foi utilizada a IDW (Inverse Distance Weighted - Inverso do Peso da Distância).

#### **2.3.1. Escolha do tipo de interpolação**

O que determinou o uso das interpolações para cada um dos casos foi o número de dados usados nas superfícies, foi utilizado a Krigagem para o impenetrável e o nível de água, pois haviam muitos pontos, 43 e 31 respectivamente, já os casos de NSPT foi usado o IDW por possuir menos de 25 pontos em cada uma das cotas.

### **2.4. Criação dos mapas temáticos**

Com as superfícies desenvolvidas foi feito a escolha das legendas a serem utilizadas de acordo com o propósito do estudo, a classificação do Nível do Impenetrável e Nível de Água foi feita metro a metro de profundidade, devido a variação dos valores ser pequena e demonstrar melhor o resultado obtido.

Já o NSPT por metro foi escolhido fazer vinte níveis de classificação contendo cada um três unidades de NSPT, essa escolha ocorreu devido à grande variação de valores e também a essa conversão não influenciar fortemente a análise dos mapas.

## **3. RESULTADOS E DISCUSSÕES**

### **3.1. Mapa do nível do impenetrável**

O mapa de nível do impenetrável (Figura 1) foi executado utilizando o método de interpolação Krigagem, e nele foram utilizados todos os quarenta e três pontos escolhidos para o trabalho.

Ao analisar o mapa é possível notar o aumento da profundidade conforme ocorre o distanciamento da orla da cidade, além disso ao comparar o mapa altimétrico e o mapa de impenetrável é possível notar a presença de valores menos profundos de impenetrável onde ocorre menor altimetria e da mesma forma de valores mais profundos de impenetrável onde ocorre maior altimetria (Figuras 2 e 3).

NÍVEL DO IMPENETRÁVEL

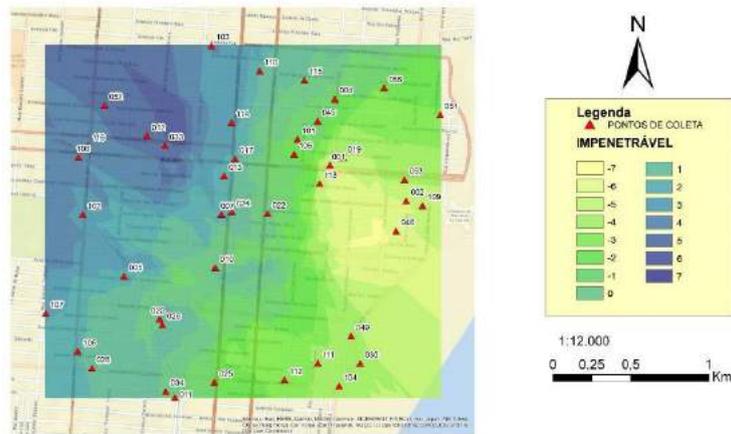


Figura 1. Mapa do nível do Impenetrável com destaque na zona de maior

NÍVEL DO IMPENETRÁVEL

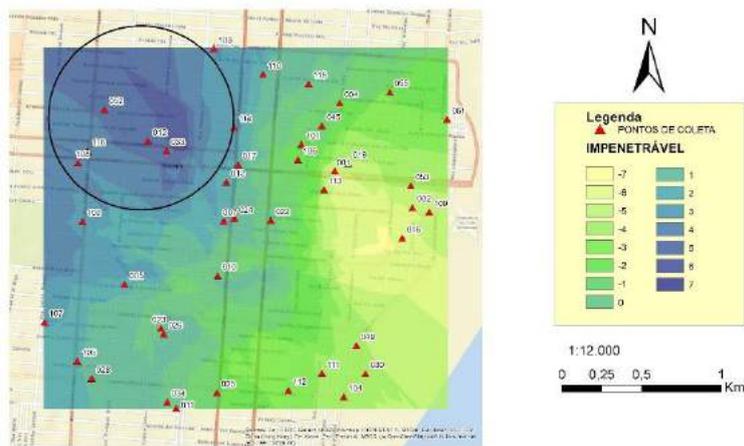


Figura 2. Mapa do nível do Impenetrável com destaque na zona de maior profundidade.

MAPA DE ALTIMETRIA DOS PONTOS COLETADOS

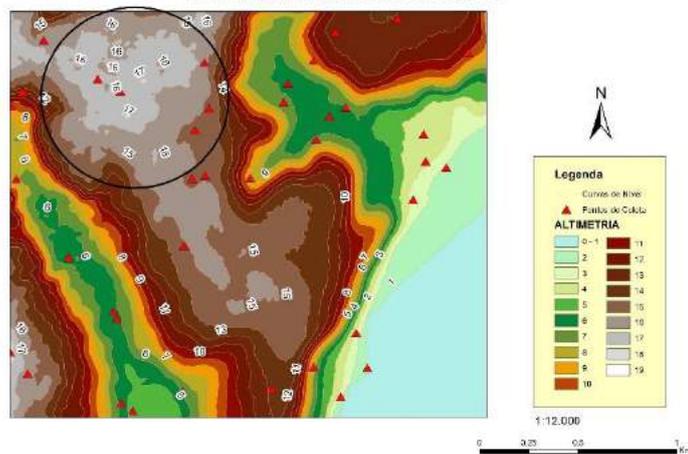


Figura 3. Mapa de Altimetria com destaque na zona de maior altimetria.

Não houve uma presença massiva de uma determinada cota, ocorreu bastante variação dentro da área de estudo, seguindo os princípios de correlação com altimetria supracitados.

### 3.2. Mapa de nível do lençol freático

O mapa de nível do lençol freático (Figura 4) foi executado utilizando o método de interpolação Krigagem, e nele foram utilizados trinta e um pontos de coleta, pois nem todas as sondagens possuíam os dados sobre lençol freático.

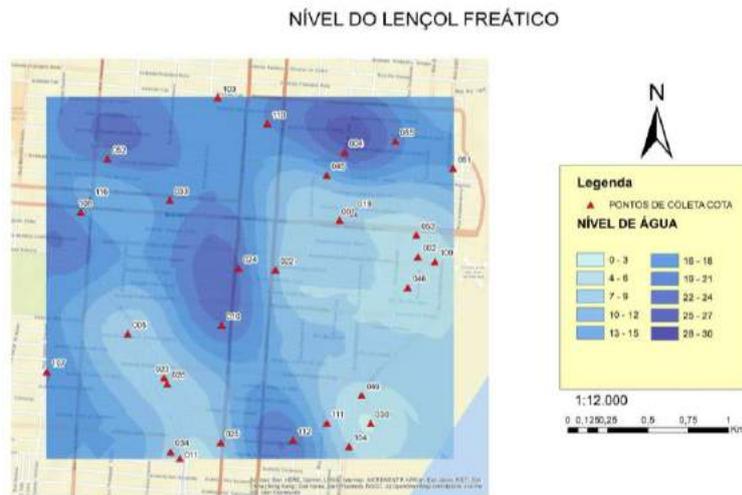


Figura 4 - Mapa do nível do lençol freático.

Ao analisar o mapa de nível da água é possível constatar a presença de nível de lençol freático mais alto onde ocorrem menores altimetrias, o que é esperado devido a presença dos canais que ocorrem na área de estudo, o Canal da Mendonça Júnior e o Canal do Beirol, como pode ser visto nas Figuras 5 e 6.

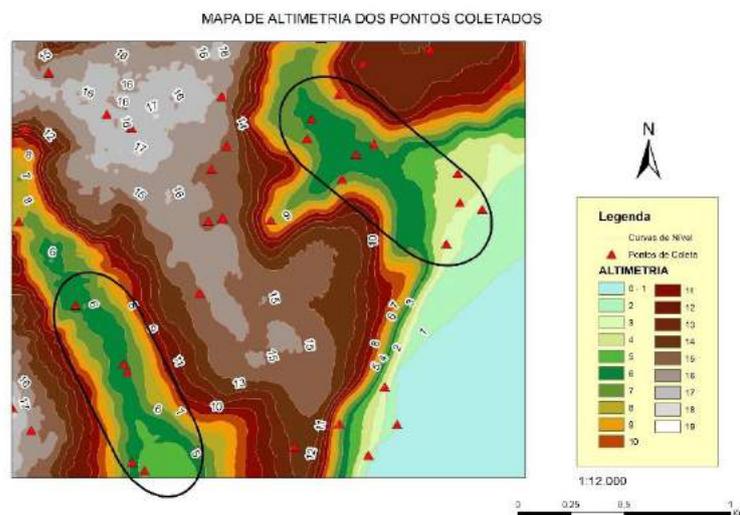


Figura 5. Mapa de Altimetria com destaque nas zonas de menor altimetria.

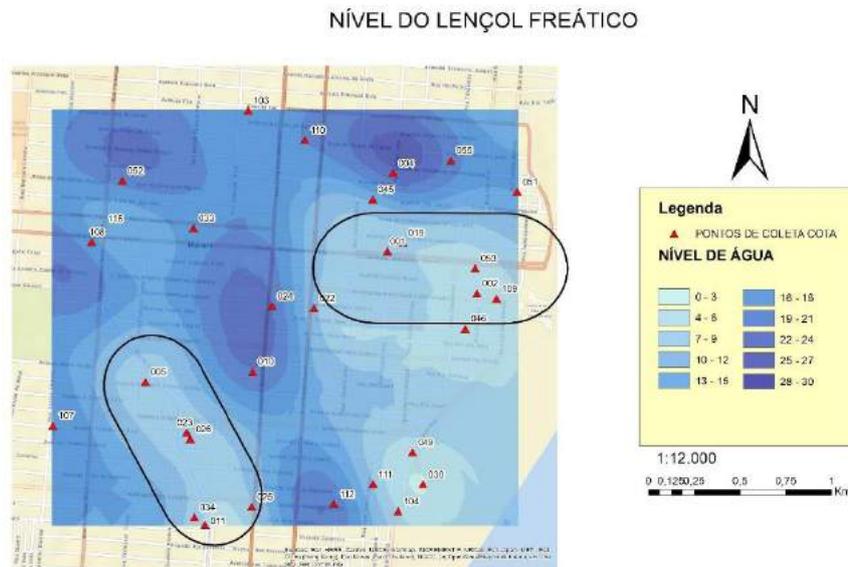


Figura 6. Mapa do nível do lençol freático com destaques nas zonas mais superficiais.

### 3.3. Mapas de NSPT por cota altimétrica

Os mapas de NSPT por cota altimétrica foram realizados com a interpolação IDW (Inverso do Peso da Distância) devido a serem poucos pontos por cota altimétrica, entre doze e vinte e um pontos, portanto foi considerado que esse método de interpolação se encaixava melhor nesses casos. A escolha dos valores usados na legenda foi feita levando em consideração o tipo de solo mais verificado nas sondagens, o solo argiloso, portanto os valores correspondem à consistência desse solo, as classes de 31 a 40, 41 a 50 e 51 a 60 foram adicionadas para melhor entendimento das zonas onde o NSPT é mais elevado.

Os mapas de NSPT por metro de altimetria tem uma alta compatibilidade com a altimetria da região onde pode-se verificar a presença de altos índices NSPT nas camadas mais altas em lugares com maiores altimetrias e também é possível notar nos mapas da cota 6 até a cota 5 (Figuras 7 e 8) a presença de menores valores de NSPT em regiões onde estão localizados os canais da região.

É importante salientar que os mapas nem sempre permitem uma direta correspondência entre eles, e isso se dá ao fato de que os resultados de uma sondagem de um ponto termina quando se encontra o impenetrável, porém o trabalho foi feito usando os pontos até onde se teve dados, e usando todos os pontos que possuíam informações nas determinadas cotas, logo como pode ser visto no mapa da cota 3 (Figura 9) o ponto 033 gera influência no resultado,

porém na cota 2 (Figura 10) ele não gera mais influência, isso se deve ao fato de que o ponto 033 tem seu impenetrável na cota 3, então no mapa da cota 2 ele não foi considerado.

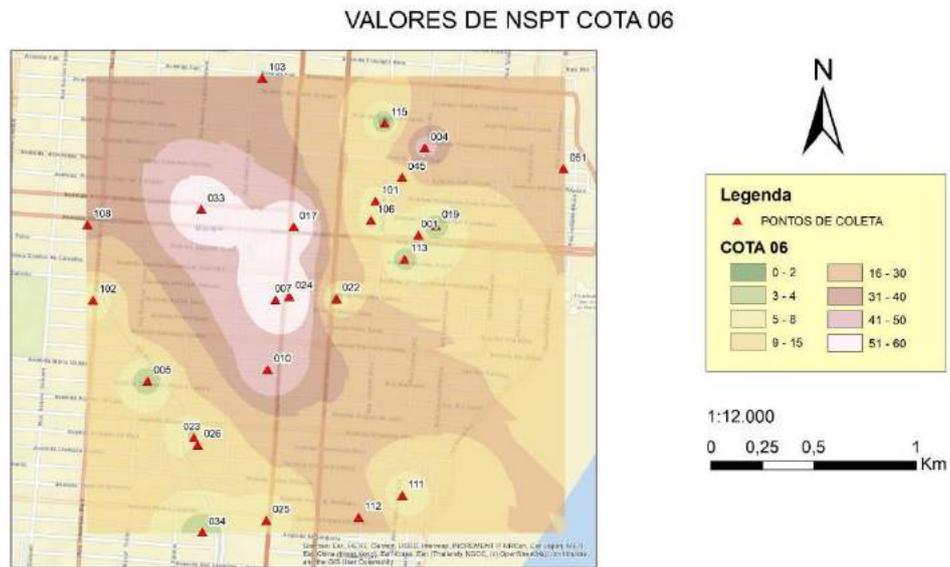


Figura 7. Mapa de NSPT cota 06.

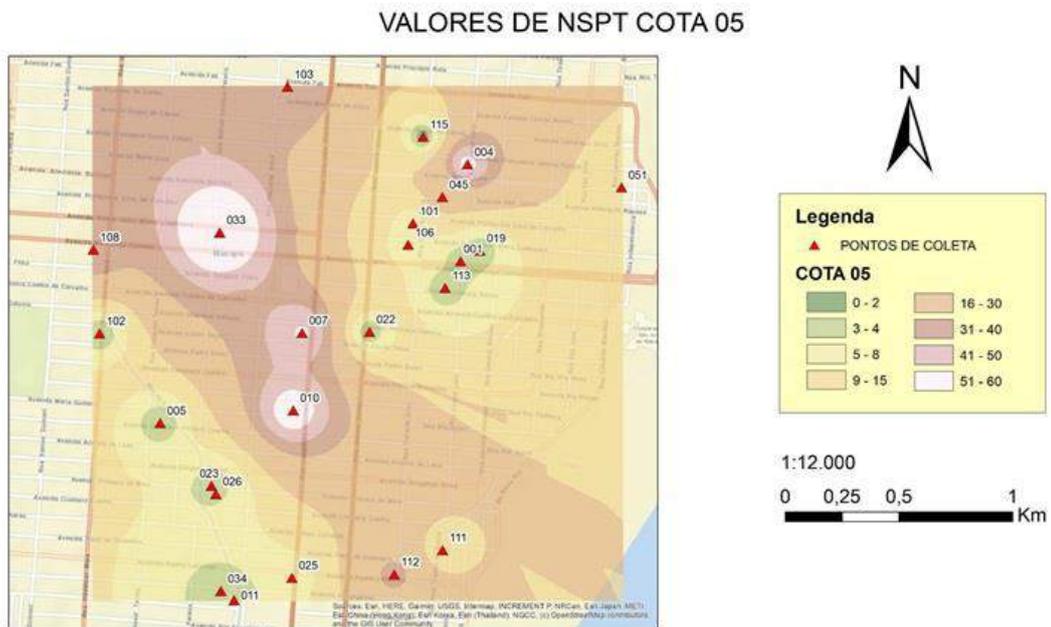


Figura 8. Mapa de NSPT cota 05.

VALORES DE NSPT COTA 03

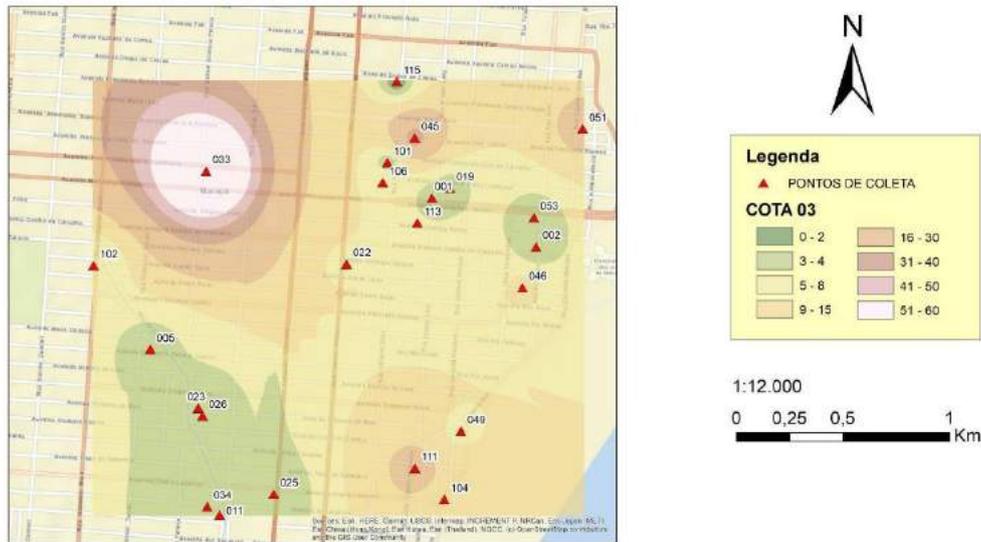


Figura 9. Mapa de NSPT cota 03.

VALORES DE NSPT COTA 02

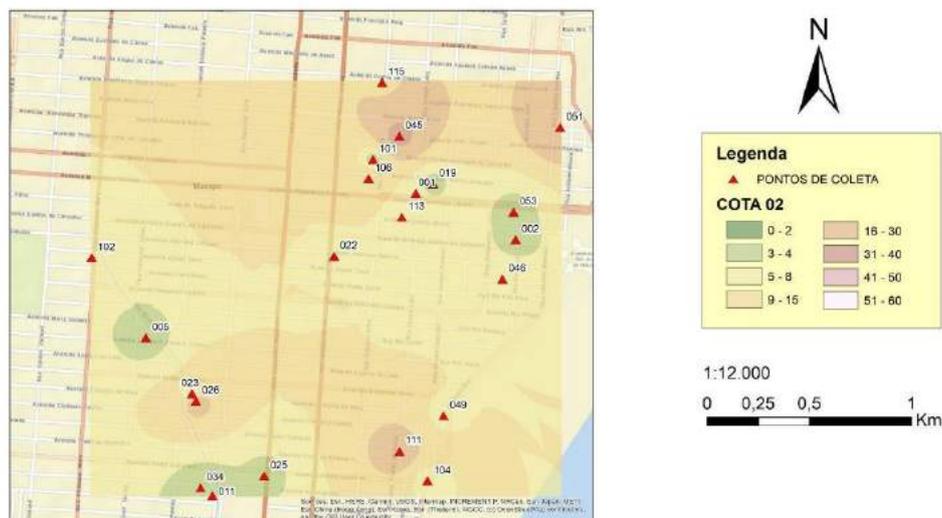


Figura 10. Mapa de NSPT cota 02.

#### 4. CONCLUSÕES OU COMENTÁRIOS FINAIS

A principal dificuldade encontrada em relação aos resultados foram os mapas de NSPT por cota altimétrica, pois ocorre a situação de um ponto chegar a sua cota de impenetrável e, portanto, não influencia mais a cota posterior causando divergências de continuidade. Além do fato de não ter sido caracterizado o tipo de solo, por se tratar de uma característica qualitativa e não qualitativa como as usadas no trabalho, porém essa é uma informação de extrema importância.

Os resultados obtidos foram satisfatórios, pois:

- a) Coletar dados de sondagens a percussão feitas na região de estudo: foi possível coletar e selecionar dados de duas empresas que realizaram sondagens na região, assim obtendo uma quantidade considerável de informações para a geração dos mapas.
- b) Aplicar interpolação para estimar valores dos atributos em locais ainda não conhecidos, a partir da interpolação dos dados conhecidos: foram usados Krigagem e IDW conforme o número de pontos disponíveis, e as superfícies geradas pelas interpolações proveram a geração dos mapas.
- c) Gerar mapas com o nível d'água: o mapa gerado pela interpolação dos dados de nível do lençol freático foi satisfatório pois foi possível correlacioná-lo com a topografia e os canais presentes na região.
- d) Gerar mapas da cota do Impenetrável a percussão: o mapa gerado pela interpolação dos dados de nível do impenetrável foi satisfatório pois foi possível correlacioná-lo com a altimetria da região.
- e) Gerar mapas do NSPT característico da região: os mapas gerados pela interpolação dos dados de NSPT por cota altimétrica foi satisfatório pois foi possível correlacioná-lo com a topografia e os canais presentes na região.

Sendo assim, o trabalho atingiu o objetivo de caracterizar a região através dos fatores de cota do impenetrável, nível do lençol freático e NSPT por cota altimétrica, tornando-se uma ferramenta útil para estipular como será o solo de um local dentro da área que se pretende empreender e assim ajudar na previsão de como será a melhor solução de fundação.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:2019: Projeto e execução de fundações. 3. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Execução de Sondagens de Simples reconhecimento dos Solos. Rio de Janeiro. 2020.
- BERBERIAN, D. Engenharia de fundações. 23ª ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2015.
- CÂMARA, G.; DRUCK, S.; CARVALHO, M. S.; MONTEIRO, A. M. V. Análise espacial e geoprocessamento. Análise espacial de dados geográficos. Brasília: EMBRAPA, p. 21-54, 2004.
- DAS, B. M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2010.
- FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C. SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBUQUERQUE, P. J.; HACHICH, W.; NIYAMA, S. Fundações: teoria e prática. 3 ed. Oficina de Textos. 2ª reimpressão, p. 215, 2019.
- FELLENIUS, B. H. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 2012.
- FITZ, P. R. Geoprocessamento sem complicações. 1 Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Cidades e estados - Macapá. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/ap/macapa.html>>. Acesso em: 17 ago. 2023.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Cidades e estados - Amapá. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/ap/>>. Acesso em: 17 ago. 2023.

- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Portal de mapas do IBGE. Disponível em: <<https://portaldemapas.ibge.gov.br/portal.php#mapa784>>. Acesso em: 17 ago. 2023.
- MURARA, P. G. Técnicas de interpolação para a pesquisa em climatologia regional e agroclimatologia. Revista Brasileira de Climatologia, 2019.
- OLIVEIRA, Marcelo José de (Coord.). Diagnóstico do setor mineral do estado do Amapá. Macapá: Instituto de Pesquisas Científicas e Tecnológicas do Estado do Amapá, 2010. 148 p.
- REIS, J. H. C. Interação solo - estrutura de grupo edifícios com fundações superficiais em argila mole. 2000. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.
- REPOSITÓRIO INSTITUCIONAL DE GEOCIÊNCIAS (RIGEO). Mapa Geodiversidade do Estado do Amapá. Disponível em: <<https://rigeo.sgb.gov.br/jspui/handle/doc/13678>>. Acesso em: 29 ago. 2023.
- SALAME, A. M.; JÚNIOR, J. A. de A. Fundações em Belém-PA: práticas e mapeamentos. 1 Ed. Belém: UNAMA / UFPA, 2006.
- SILVA JUNIOR, Ar. Uso da Krigagem para Caracterização da Variabilidade Espacial da Condutividade Hidráulica no Semiárido Nordestino com Enfoque Bayesiano. 2006. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Modelagem Estatística e Computacional. Universidade Federal Rural de Pernambuco, Recife-PE, 2006.
- SILVEIRA, O. F. M. da. A planície costeira do Amapá: dinâmica de ambiente costeiro influenciado por grandes fontes fluviais quaternárias. 1998. Tese (Doutorado em Geologia e Geoquímica) - Centro de Geociências, Universidade Federal do Pará, Belém, 1998. Disponível em: <http://repositorio.ufpa.br:8080/jspui/handle/2011/7895>. Acesso em: 17 ago. 2023.
- VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

## Capítulo 5

# ANÁLISE COMPARATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA ENTRE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM MACAPÁ/AP

\*Artigo originalmente publicado sob o título “Análise comparativa de capacidade de carga em estacas hélice contínua entre métodos semiempíricos e prova de carga estática em Macapá-AP” nos anais do XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2022, Campinas/SP.

*Michel Cardoso Rodrigues  
Luis Henrique Rambo  
Tiago de Jesus Souza  
Cledinei Santana Amanajás*

### 1. INTRODUÇÃO

A prática de fundações profundas no Estado do Amapá ainda está bastante restrita ao uso de Estacas Pré-Moldadas e Escavadas do tipo Broca. Entretanto, estes tipos de estacas vêm apresentando muitas limitações como: Profundidade de execução, execução em nível d'água aflorado e cravações em áreas residenciais. Com o crescimento do Estado e do porte das obras na Capital, tem-se optado por fundações em estacas Hélice Contínua por apresentar vantagens como: elevada produtividade, não produzir vibrações e exequível em perfurações submersas (Berberian, 2015).

No Brasil, há uma predominância na realização dos ensaios in situ para obras de fundações, sendo os ensaios de laboratório pouco utilizados, devido ao custo dos mesmos, que muitas vezes é visto como um gasto desnecessário. Apesar do Brasil também possuir excelentes normas, falta a compreensão de que um maior investimento nessas investigações garante maior segurança ao projetista para escolher a solução mais viável ao problema, bem como a escolha do método semiempírico para determinado tipo de solo.

Com base nisto, este trabalho tem por objetivo verificar a eficiência de métodos empregados no Brasil, especialmente para a região do Macapá que partem de resultados de ensaios à percussão (SPT), para determinar a capacidade de carga axial em estacas do tipo hélice contínua. Após a determinação das cargas, foi realizada uma análise comparativa entre os métodos de capacidade de carga propostos, comparando os resultados com os obtidos a partir das provas de carga estáticas, e assim verificando a eficiência dos métodos para as estacas do local estudado.

## 2. MÉTODOS PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA

### 2.1. Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido inicialmente para correlações com o ensaio CPT (Cone Penetration Test) e posteriormente foi adaptado para os resultados do ensaio SPT devido ao seu uso mais recorrente. A capacidade de carga por atrito lateral e ponta da estaca é dada pela seguinte expressão:

$$R = K \cdot N_p \cdot F_1 \cdot A_p + U \cdot F_2 \sum (\alpha \cdot K \cdot NL \cdot \Delta L \cdot n + 1) \quad (1)$$

Sendo  $K$  e  $\alpha$  coeficiente relativos ao solo,  $F_1$  e  $F_2$  coeficientes relativos ao tipo de estaca,  $N_p$  o valor de  $N_{spt}$  na cota de apoio da estaca,  $A_p$  é a área da ponta,  $U$  é o perímetro da seção,  $NL$  valor médio de  $N_{spt}$  em uma camada de espessura  $\Delta L$ .

### 2.2. Décourt-Quaresma (1978)

O método desenvolvido por Luciano Décourt e Arthur Quaresma foi desenvolvido com bases nos resultados do ensaio do SPT, sendo a Capacidade de Carga dada por:

$$R = \alpha \cdot C \cdot NP \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot (NL + 3 + 1) \cdot U \quad (2)$$

Onde  $\alpha$  e  $\beta$  são coeficientes em função do tipo de estaca e solo,  $C$  é um coeficiente do solo,  $NP$  é a média do  $N_{spt}$  no nível da ponta da estaca com o imediatamente anterior e imediatamente posterior,  $A_p$  é a área da ponta,  $NL$  é a média dos valores de  $N_{spt}$  ao longo do fuste, sendo este com limite superior de  $NL = 50$  e  $U$  é o perímetro do fuste.

### 2.3. Alonso (1996)

O método de Alonso (1996) foi desenvolvido através de sondagens SPT-T (Sondagem à percussão com medida de torque a cada metro de ensaio), sendo proposto especificamente para a Bacia Sedimentar de São Paulo, Formação Guabirotuba e para solo da cidade de Serra-ES. A Capacidade de Carga é dada por:

$$R = \sum \left( U \cdot \Delta L \cdot \alpha \cdot \frac{100 \cdot T_{max}}{0,41 \cdot h \cdot (SPT-T) - 0,032} \right) + A_p \cdot \beta \cdot \left( \frac{T_{min1} + T_{min2}}{2} \right) \quad (3)$$

Onde  $U$  é o perímetro da estaca,  $\Delta L$  é o comprimento onde considera-se o atrito lateral unitário constante,  $\alpha$  é um coeficiente de correção,  $T_{max}$  é o torque máximo,  $h(spt-t)$  é a penetração total do amostrador,  $A_p$  é a área da ponta,  $\beta$  é um coeficiente dado em função do tipo de solo,  $T_{min1}$  é a média dos valores de torque mínimo num intervalo entre a ponta até 8

vezes o diâmetro acima da ponta, e  $T_{min2}$  é a média dos valores de torque mínimo no trecho a ponta da estaca até 3 vezes o diâmetro abaixo da mesma.

#### 2.4. Antunes e Cabral (1996)

O método de Antunes e Cabral (1996) foi desenvolvido através de análise de provas de carga estática em estacas hélice contínua, sendo aplicado exclusivamente para este tipo de estaca, sendo a capacidade de carga  $R$  estimada por:

$$R = \beta'_2 \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot \sum(\beta'_1 \cdot N) \cdot \Delta L \quad (4)$$

Sendo  $\beta'_1$  e  $\beta'_2$  coeficientes em função do tipo de solo,  $N_p$  é o valor de  $N_{spt}$  no nível da ponta,  $A_p$  é a área da ponta,  $U$  é o perímetro do fuste,  $N$  é o índice de resistência à penetração e  $\Delta L$  é a espessura da camada de solo. Deve-se levar em consideração que o produto  $\beta'_2 \cdot N_p \leq 40 \text{ kgf/m}^2$ .

### 3. PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática em estacas é regulamentada pela NBR 12131 (ABNT, 2006) e consiste no carregamento com incrementos progressivos de carga no topo da estaca, medindo simultaneamente os respectivos recalques. A NBR 12131 (ABNT, 2006) propõe quatro tipos de carregamento, são eles: carregamento lento, rápido, misto e cíclico. Porém, no Brasil, o carregamento lento é o mais tradicional. O resultado obtido da prova de carga estática é a curva carga x recalque.

Velloso e Lopes (2012) afirmam que a prova de carga estática tem como finalidade verificar o comportamento previsto em projeto quanto a capacidade de carga e recalques, como também definir a carga de serviço em situações onde não se consegue realizar uma previsão de comportamento. Uma das formas de avaliar a aplicação de métodos semiempíricos é a realização de Provas de Carga Estáticas, a qual tem a finalidade de realizar uma verificação de desempenho da estaca, podendo ser obtido desse ensaio a capacidade de carga da fundação e os deslocamentos para cada nível de carregamento.

Segundo Hachich et. al. (1998) o ensaio de Prova de Carga estática é o que mais aproxima a estaca das condições as quais esta será solicitada pela estrutura, constituindo-se num importante mecanismo para a compreensão real do comportamento de uma estaca submetida a um carregamento em meio físico. Quando uma prova de carga não atinge a ruptura, podem ser utilizados métodos baseados em uma equação matemática, que se ajustam ao trecho da curva

carga recalque obtida até o fim do ensaio, em um processo conhecido como extrapolação (Velloso e Lopes, 2010).

Um dos métodos mais utilizados para extrapolação é o de Van Der Veen (1953). No método, o formato da curva carga recalque é exponencial e a ruptura é caracterizada como física, logo, em situações em que não houver ruptura física ou curva com tendência exponencial, supõe-se que o método não fornecerá resultados satisfatórios.

### 3.1. VAN DER VEEN (1953)

O método Van Der Veen (1953) constitui-se em uma equação exponencial a qual determina em uma curva assintótica, a carga de ruptura da estaca, apresentada na equação a seguir:

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (5)$$

Sendo  $Q_{ult}$  a carga de ruptura,  $Q$  carga aplicada na estaca em um estágio,  $\rho$  é o deslocamento registrado no respectivo estágio e  $\alpha$  é o coeficiente de forma da curva.

## 4. ESTUDO DE CASO

Para o desenvolvimento deste artigo, foram utilizados dados de sondagens SPT e de Provas de Carga Estática de carregamento lento de 15 estacas Hélice Contínua de uma obra de médio porte, localizada na zona sul da cidade de Macapá-AP. De posse dessas informações, foram feitas as previsões de capacidade de carga, utilizando dados da sondagem mais próxima à respectiva estaca e posteriores comparações com os resultados das provas de carga. Após análise das Provas de Carga Estáticas - PCEs, concluiu-se que nenhuma atingiu a ruptura, sendo identificadas condições propícias para a extrapolação em apenas uma prova de carga, pois nas demais o ensaio não foi suficiente para evidenciar o formato da curva carga recalque, devido aos pequenos valores de deslocamentos registrados. As provas de carga estática foram realizadas com estágios de carregamento de 10% da carga máxima definida para o ensaio. Devido a grande quantidade de provas de carga impossibilitadas de extrapolação, os resultados oriundos de previsões semiempíricas foram comparados com a carga máxima de ensaio e somente comparados com a extrapolação no caso em que foi possível extrapolar a curva carga x recalque. Para as previsões de capacidade de carga, foram utilizados os resultados de 7 sondagens SPT, as quais indicaram haver uma camada inicial de Silte Arenoso (variando entre 0 e 7,0 m) e após esta, Argila Siltosa até o limite das sondagens, sendo este de até 14,0 m de profundidade. A tabela 1 indica, para cada sondagem, os valores de  $N_{spt}$ .

Tabela 1. Valores de Nspt de cada sondagem de acordo com a profundidade

Profundidade (m)	SPT 1	SPT 2	SPT 3	SPT 4	SPT 5	SPT 6	SPT 7
1	6	2	4	3	2	2	2
2	8	7	7	6	5	4	5
3	10	15	18	20	24	10	11
4	21	12	20	18	26	20	18
5	18	15	19	22	28	23	20
6	20	20	21	23	27	28	30
7	22	26	22	23	30	30	34
8	24	29	26	27	32	32	32
9	30	31	30	31	32	33	35
10	32	32	35	32	35	35	37
11	33	34	33	34	35	42	42
12	43	36	38	42	38	44	44
13	45	39	40	43			
14		42	42	44			

A tabela 2 apresenta algumas características das Estacas Ensaaiadas como diâmetro, comprimento, Carga máxima PCE (Qteste).

Tabela 2. Informações gerais das estacas ensaiadas.

PCE	Diâmetro (m)	Qteste (tf)	L (m)	$\rho_{\text{máximo}}$ (mm)	$\rho_{\text{residual}}$ (mm)
P01	0,3	103,00	9,00	4,01	1,72
P02	0,3	103,00	9,00	6,06	3,51
P03	0,3	103,00	9,00	8,15	6,2
P04	0,3	103,00	9,00	5,98	3,85
P05	0,3	103,00	9,00	7,22	4,22
P06	0,3	103,00	9,00	4,04	1,88
P07	0,5	230,00	11,00	6,47	4,94
P08	0,4	170,00	11,00	9,64	6,36
P09	0,4	170,00	11,00	8,33	5,19
P10	0,4	170,00	11,00	9,13	6,21
P11	0,4	170,00	11,00	23,53	19,02
P12	0,5	230,00	11,00	8,8	6,41
P13	0,5	230,00	11,00	11,05	7,79
P14	0,5	230,00	11,00	10,85	7,41
P15	0,3	103,00	9,00	4,74	3,04

As Provas de Carga Estática registraram no geral baixos valores de deslocamento, principalmente nas estacas de 0,3 m de diâmetro, razão pela qual opou-se por extrapolar apenas a PCE P11, tendo este ensaio registrado o maior deslocamento total, com a curva carga x recalque apresentando tendencia ao formato exponencial.

## 5. RESULTADOS

Através dos dados obtidos das sondagens à percussão, foram realizadas as previsões de capacidade de carga pelos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Alonso (1996) e Antunes & Cabral (1996). Os resultados estão expressos na tabela 3, em tf, relacionados de acordo com a sondagem mais próxima, utilizada nas previsões semiempíricas. Todos os parâmetros semiempíricos obedecem ao proposto pelos respectivos autores, devendo-se levar em conta que as previsões por Alonso (1996) utilizaram os parâmetros da Bacia Sedimentar de São Paulo.

Tabela 3. Resultados das previsões por métodos semi-empíricos.

PCE	Sondagem	Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Alonso (1996)	Antunes e Cabral (1996)	Qteste ou Extrapolação (*)
P01	SPT 1	66	66,5	85,4	67,4	103,0
P02	SPT 1	66	66,5	85,4	67,4	103,0
P03	SPT 1	66	66,5	85,4	67,4	103,0
P04	SPT 1	66	66,5	85,4	67,4	103,0
P05	SPT 1	66	66,5	85,4	67,4	103,0
P06	SPT 1	66	66,5	85,4	67,4	103,0
P07	SPT 1	177,4	163,2	219,9	173,6	230,0
P08	SPT 3	129	129,1	171,5	127,8	170,0
P09	SPT 3	129	129,1	171,5	127,8	170,0
P10	SPT 6	138,5	141	186,8	137,4	170,0
P11	SPT 2	121,5	123,7	163,5	119,5	170,0*
P12	SPT 4	183,9	170,2	231,2	180,7	230,0
P13	SPT 4	183,9	170,2	231,2	180,7	230,0
P14	SPT 5	195,9	187,3	255,8	194,8	230,0
P15	SPT 7	71,9	77	100,7	69,4	103,0

A seguir, os resultados são apresentados graficamente, agrupados de acordo com o diâmetro das estacas.

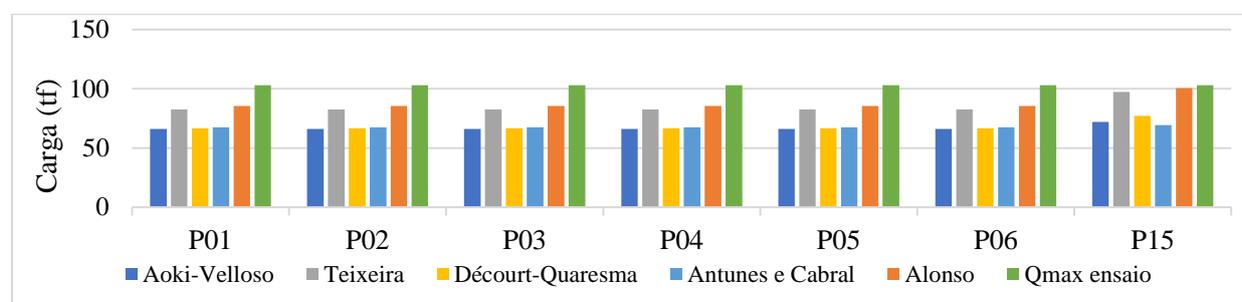


Figura 1. Resultados Capacidade de Carga estacas de 0,3 m de diâmetro.

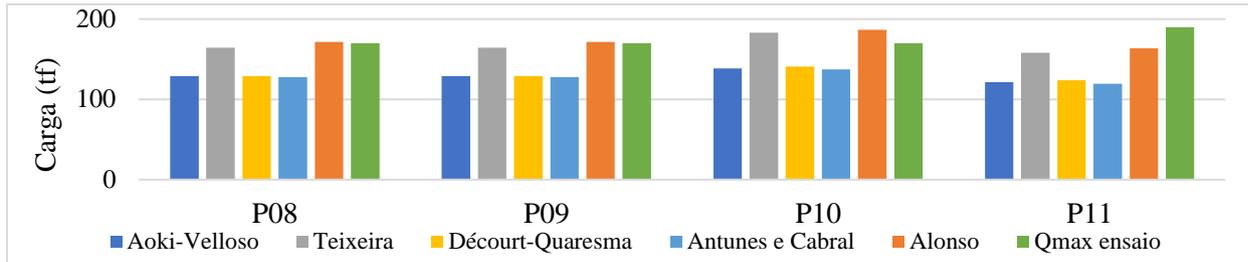


Figura 2. Resultados Capacidade de Carga estacas de 0,4 m de diâmetro.

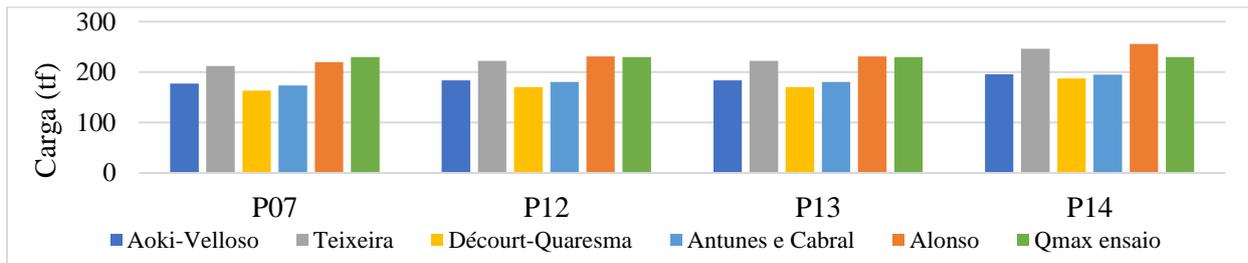


Figura 3. Resultados Capacidade de Carga estacas de 0,5 m de diâmetro.

De maneira geral, percebe-se elevada proximidade entre os valores fornecidos por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996), principalmente para as estacas de menor diâmetro, tendo o método Alonso (1996) resultado nos maiores valores.

Com os resultados obtidos, é possível então realizar as comparações entre previsões semiempíricas com a carga máxima da prova de carga ou com a extrapolação. Tais comparações são feitas através da diferença percentual entre os valores, expressa na tabela 4.

Os dados da tabela 4 permitem inferir que o método Alonso (1996) forneceu menor variação percentual em relação aos outros métodos em todos os casos, notados alguns casos com variação percentual menor que 5% para mais ou para menor, como nos casos da PCE P07, P08, P09, P12, P13 e P15.

Observa-se também alguns casos em que o método Alonso (1996) forneceu resultado acima da prova de carga, como em P08, P09, P12, P13 e P14, entretanto, ainda dentro do limite proposto pela ABNT (1996), respeitando fator de segurança mínimo de 1,6 para estacas ensaiadas com prova de carga, considerando as previsões semiempíricas como capacidade de carga.

Tabela 4. Diferenças percentuais entre métodos Semi-Empíricos e Prova de Carga Estática.

PCE	Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Alonso (1996)	Antunes e Cabral (1996)
	Diferença percentual %			
P01	-35,90%	-35,40%	-17,10%	-34,60%
P02	-35,90%	-35,40%	-17,10%	-34,60%
P03	-35,90%	-35,40%	-17,10%	-34,60%
P04	-35,90%	-35,40%	-17,10%	-34,60%
P05	-35,90%	-35,40%	-17,10%	-34,60%
P06	-35,90%	-35,40%	-17,10%	-34,60%
P07	-22,90%	-29,00%	-4,40%	-24,50%
P08	-24,10%	-24,10%	0,90%	-24,80%
P09	-24,10%	-24,10%	0,90%	-24,80%
P10	-18,50%	-17,10%	9,90%	-19,20%
P11	-36,1%*	-34,9%*	-13,9%*	-37,1%*
P12	-20,00%	-26,00%	0,50%	-21,40%
P13	-20,00%	-26,00%	0,50%	-21,40%
P14	-14,80%	-18,60%	11,20%	-15,30%
P15	-30,20%	-25,20%	-2,20%	-32,60%

\* Valores relativos à extrapolação.

## 6. CONCLUSÕES

Diante de todas as análises feitas e dados apreciados, é possível inferir que os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996) demonstraram-se conservadores neste estudo de caso, comparados com as Provas de Carga Estáticas, enquanto o método Alonso(1996) forneceu valores mais próximos da prova de carga. Os métodos semiempíricos avaliados, tiveram como parâmetro de comparações provas de cargas realizadas em diversas regiões diferentes do país. Estudos recentes apontam para uma tendência de regionalização dos parâmetros semiempíricos de métodos como Aoki-Velloso (1975), o que sugere que a diferença entre previsões semiempíricas e Prova de Carga Estática são devidas as diferenças regionais nos dados que embasaram tais métodos semiempíricos. Não se tinha conhecimento da existência anterior de ensaio de Prova de Carga no estado do Amapá, portanto, acredita-se que esse estudo irá contribuir para o entendimento inicial da fundação na região de Macapá. De forma geral, os métodos utilizados neste estudo de caso forneceram

valores satisfatórios do ponto de vista da segurança, respeitando as preconizações apresentadas pela ABNT (1996) e ABNT (2019). Propõem-se a avaliação de capacidade de carga por outros métodos semiempíricos para fins de comparações com as provas de carga, além da proposição de fatores semiempíricos baseados nas provas de carga.

## REFERÊNCIAS

- Alonso, U.R. Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico – previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. , São Paulo. *Anais...* São Paulo, vol. 2, pp. 141-151.
- Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. , São Paulo. *Anais...* vol. 2, pp. 105-110.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congresso panamericano de mecânica de suelos y cimentaciones, 5., 1975, Buenos Aires. *Anais...* Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, p.367-376.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. *Estacas- Prova de carga estática: método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.
- Berberian, D. (2015). *Engenharia de Fundações*. 2. ed. Brasília: Infracolo – Technical Series.
- Cintra, J. C. A. et al. (2013). *Fundações: Ensaio Estáticos e Dinâmicos*. 1. ed. São Paulo: Oficina dos Textos.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: Projeto Geotécnico*. São Paulo: Oficina dos Textos.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações, 6., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45 – 53.
- Hachich, W. et al. (1998). *Fundações Teoria e Prática*. 2. ed. São Paulo: PINI.
- Van Der Veen, C. (1953). Bearing capacity of a pile. In: Internacional conference soil mechanics foundation engineering, 3 , Zurich. *Proceedings...* Zurich, v. 2, p. 84-90.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. *Fundações. Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

## Capítulo 6

# CARACTERIZAÇÃO E MODELAGEM GEOTÉCNICA DO FENÔMENO DAS TERRAS CAÍDAS NO AMBIENTE AMAZÔNICO

\* Artigo originalmente publicado sob o título “Geotechnical characterization and modelling of the -Fallen Lands- phenomenon in the amazon environment”. Global Journal of Engineering and Technology Advances, v. 9, p. 122-132, 2021. DOI: 10.30547/gjeta.

*Elias Santos Souza  
Nilton de Souza Campelo  
Raimundo Humberto Cavalcante Lima  
René Levy Aguiar*

## 1. INTRODUÇÃO

As “Terras Caídas” nas palavras das pesquisadoras Torres de Freitas & Albuquerque (2012) são atribuídas ao processo de solapamento das margens de grandes rios, que na pós-fase de ocorrência provoca mudanças na morfologia dos padrões de drenagem dos canais. Por solapamento, compreende-se como a ruptura de taludes marginais do rio por erosão e ação das águas.

Carvalho (2006) faz uma interessante ponderação daquilo que é o fenômeno na visão dos viventes das margens diretamente afetadas: “Terras caídas é uma terminologia regional amazônica usada principalmente para designar indiferenciadamente todo processo de erosão fluvial lateral como escorregamento, deslizamento, desmoronamento e desabamento”.

Igreja, Carvalho & Franzinelli (2010) informam que foram reconhecidos diversos fatores que atuam na ocorrência das Terras Caídas: clima, erosão fluvial, infiltração de água no solo e ação antrópica (em menor escala). Há de se aclarar melhor esta definição, principalmente a respeito do clima, o qual Torres de Freitas & Albuquerque (2012) ensinam que essa modalidade erosiva é desencadeada por uma combinação de fatores, onde se destaca em grau de importância, os climáticos, em face aos altos níveis pluviométricos desta região, estimados na ordem de 2.600 mm/ano.

Por meio de consulta as bibliografias ímpares da Mecânica dos Solos tais como Terzaghi (1943), Vargas (1977), Caputo (1966), Venkatramaiah (2006), Tschebotarioff (1978), Das (2008 e 2010), entre outros, especificamente sobre o movimento de massas e as tensões da água no solo, observa-se que este estudo se mostra indispensável ao tema trazido à baila, dado que o estudo da percolação se presta a grande número de problemas práticos, tais como a estabilidade, porque a tensão efetiva (que comanda a resistência do solo) depende da pressão neutra, que, por sua vez depende das tensões provocadas pela percolação da água.

Como pode ser observado acerca das terras caídas, existe um ambiente propício para o salutar desenvolvimento da pesquisa, uma vez que os textos examinados apresentam diversas visões sobre o fato, que apesar de complementarem a gama de conhecimentos da Engenharia, não a substituem, *e.g.*, a Geologia, que por definição, estuda as matérias que formam o globo e o respectivo mecanismo de formação e a Geografia Física que é uma vertente voltada para a análise dos elementos naturais do espaço terrestre, abordando as características da Terra, sua dinâmica e elementos naturais, tais como o clima, relevo, geologia, topografia, vegetação, hidrografia, entre outros. Nas consultas realizadas, apenas a suas visões foram dadas espaço.

Bandeira *et al.* (2018) e Nascimento & Simões (2017) citam em seus exemplares (e atualíssimos) trabalhos, principalmente em suas conclusões, a necessidade de melhor exame de dados relacionados à resistência dos materiais e às superfícies de ruptura, haja vista este ser um fenômeno diferenciado (*suis generis* da Amazônia), os dados sobre as propriedades dos materiais das margens dos rios ainda restam insuficientes sob a visão geotécnica.

O problema físico envolvido foi tratado apenas com único rigor científico de uma ciência, que fez exemplar serviço ao se debruçar no exame, caracterização das variáveis e descrição, porém, sem, ainda, trazer solução à perigosa questão, esta inclusive é uma crítica reiterada de Carvalho (2006) e reforçada por Lopes & Rodrigues (2014) e Freitas & Albuquerque (2012) ao tema: o baixo quantitativo de pesquisas neste sentido e a superficialidade daqueles que o pesquisaram, que em outras palavras, o fenômeno das terras caídas foi tratado apenas como reles figurante nessa peça da natureza amazônica. Este trabalho pretende, humildemente, preencher essa lacuna científica e em conjunto aos demais dados, dar o próximo passo na compreensão da questão.

Finalmente, em retrospecto ao desenvolvido nestas palavras iniciais, tem-se o ponto de partida ideal para as investigações comumente difundidas na Engenharia Geotécnica, pois no(s) solo(s) onde ocorrem os fenômenos devem ser categoricamente examinados, classificados e testados como bem preleciona a Mecânica dos Solos vigente, assim como toda constituição do maciço que ele faz parte com outros tipos de solos (que também passaram pelas mesmas verificações) deve ser minuciosamente examinado e montado proporcionalmente (em escala) em laboratório, para que assim o fenômeno possa ser artificialmente recriado (simulado), observado e equacionado, trazendo a devida comprovação físico-matemática de como atua o fenômeno no âmbito natural e como as possíveis soluções se comportarão, quando a elas forem impostas, proporcionalmente, as mesmas condições da natureza.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### Terras Caídas em *lato* e *stricto sensu*

As terras caídas são um fenômeno erosivo amazônico típico. E pela sua tipicidade, compreende-se que o mesmo ocorre anualmente, logo após as vazantes. Seu local de ocorrência é também já típico, pois está sempre nas margens dos rios de águas barrentas.

O conceito ao fenômeno já está bem contornado: erosão fluvial em rios jovens (ou em processo de amadurecimento). Isso nada mais representa em nossa pesquisa as terras caídas em *stricto sensu*, um fenômeno que perpassa a geografia, a geologia e a geotecnia (ramo da Engenharia Civil afeito a resolução de questões envolvendo solos, rochas e suas interações com as estruturas). Esta pesquisa há de se deter essencialmente a este conceito (estricto), a fim de fragmentá-lo, entender cada uma de suas partes e depois recriá-lo em menor escala para que daí se possa com ferramentas e linguagens de engenharia descrever e entender a sua natureza. Ao longo desta revisão e das etapas que ela seguirem, muito dessa linguagem e dessas ferramentas serão expostas para busca da solução, ou, ao menos, de algum controle.

No entanto, há de explorar um conceito maior das terras caídas, algo que permita ao técnico e ao leigo, que em nossa visão é o mais afetado, o que são as terras caídas, isso posto, temos o fenômeno descrito em *lato sensu*.

Essa descrição ampla do fenômeno busca apresentar o fator humano, econômico e social deste acontecimento natural. Ainda que nesta pesquisa ele tenha um papel (ou influência) menor, não significa que as pessoas, seus bens móveis e imóveis não serão afetados. Muito pelo contrário. A eles que esta pesquisa e todos os esforços são direcionados.

Com isso é nítido que as terras caídas estão muito além da ocorrência de desabamento de margens, mas se trata de um processo que envolve muitos elementos, pessoas e órgãos governamentais, pois aqueles que abandonam suas casas dependem de assentamentos noutros locais, que no mais das vezes em muito diferem da sua atual realidade (*e.g.*, saída do meio rural para urbano), a perda de sua identidade local e de seus bens. Sem contar que o próprio fenômeno (terras caídas) está em mutação (em função de outros eventos climáticos globais, assoreamento dos rios, entre outros, tal como na impressionante Figura 1).



Figura 1. Moradores deixam suas casas, enquanto as terras caídas se aproximam. Fonte: Estarque (2008).

### **O processo geotécnico/geológico (as fases) das Terras Caídas**

As terras caídas, na avaliação meticulosa de Carvalho (2006) é, no rio Amazonas, a erosão lateral que resulta de um processo complexo envolvendo simultaneamente escorregamento (a), desmoronamento (b) e desabamento (c). Com referência a isso, cabem as seguintes explicações de como se desenvolvem esses processos-componentes deste grande processo sincrético natural.

a) Escorregamento: nas palavras do eminente geólogo Suguio (2003), este fenômeno se caracteriza como o deslizamento rápido de um corpo mais ou menos coerente de rocha ou regolito, ao longo de superfícies de ruptura curvas. De acordo com Terzaghi (1980) apud Carvalho (2006), trata-se de um deslocamento rápido de uma massa rochosa, solo residual, ou sedimentos adjacentes de um talude no qual o centro de gravidade da massa em movimento avança numa direção orientada de fora para baixo (vide a Figura 2 a seguir). Na pesquisa no Miracauera/AM feita por Carvalho (2006), o escorregamento é tido como um movimento de massa bem mais lento, de perceptível observação e conseqüente alerta aos ocupantes da região de ocorrência, além de sua ocorrência estar fortemente adstrita ao período de vazante do rio, como pode ser visto na Figura 2 e seu respectivo esquema comportamental (Figura 3).



Figura 2. Exemplo de escorregamento, no Careiro/AM. Fonte: Nunes (2004) *apud* Carvalho (2006).

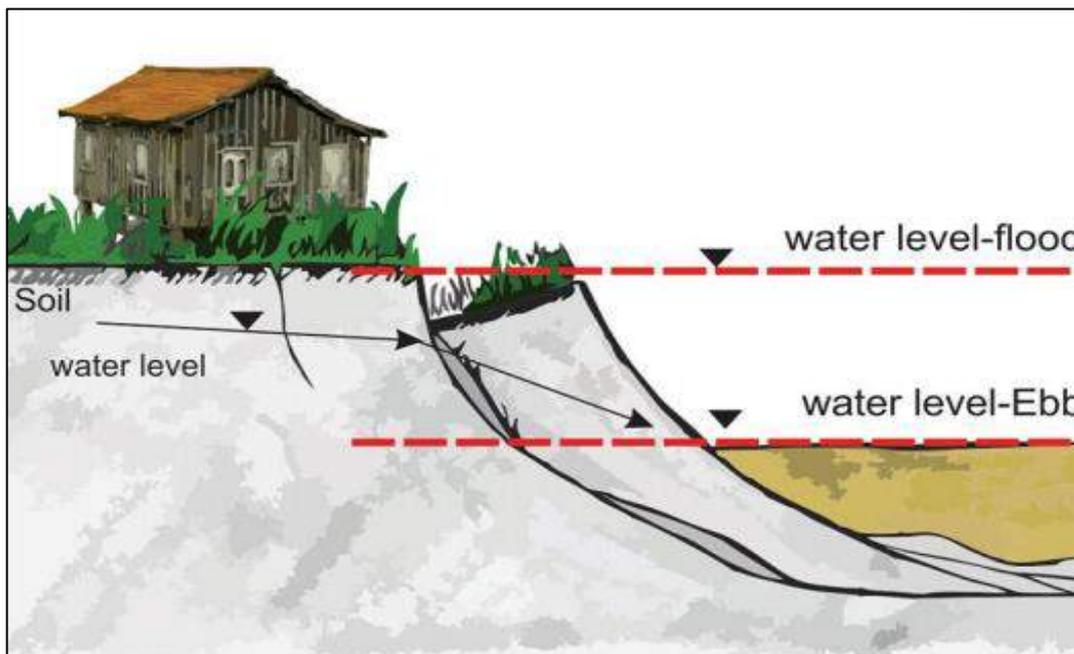


Figura 3. Perfil ilustrativo do escorregamento na vazante. Fonte: Bandeira *et al.* (2018), p. 7.

b) Desmoronamento: este movimento está associado à rápida descida de material, com a formação de montes de aspecto irregular na parte inferior do talude (pé). Christofolletti (1980) *apud* Labadessa (2011) descreve tal fenômeno como um rápido movimento de um bloco de solo ou rocha, quando o solapamento criou um vazio na parte inferior da vertente, de comum ocorrência nas margens fluviais. Na pesquisa de Carvalho (2006), este processo busca explicar o movimento rápido do material, com plano de ruptura bem próximo de  $90^\circ$ . Uma das possíveis

explicações está relacionada à saturação do solo nos períodos de cheia e com a vazante, o mesmo permanece ainda saturado e com peso específico maior, rompe pelo acréscimo de tensão. A Figura 4 e figura 5, as quais bem ilustram a dimensão do fenômeno.



Figura 4. Exemplo de desmoronamento. Fonte: Carvalho (2006).

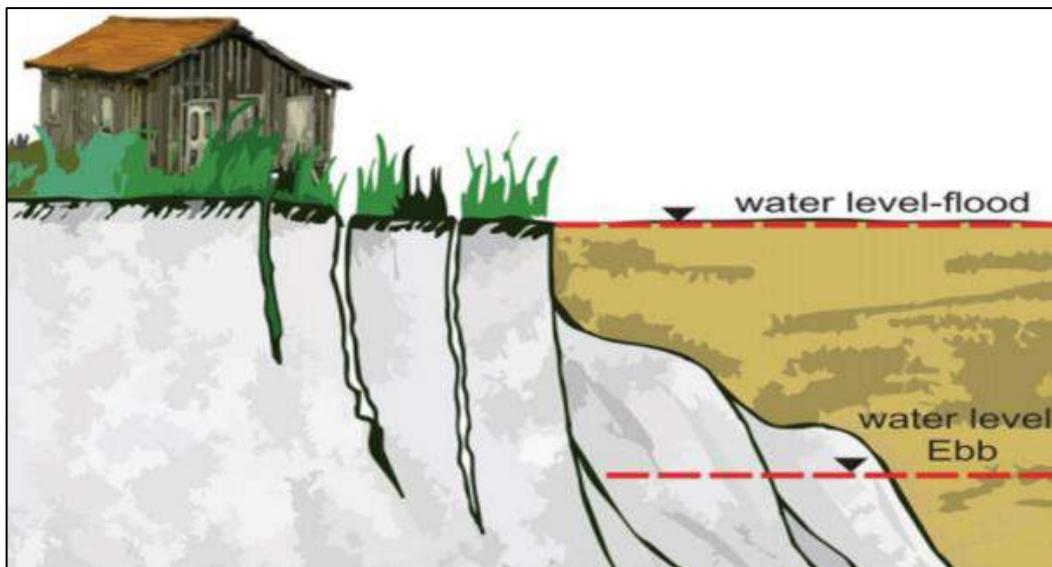


Figura 5. Esquemático do desmoronamento, durante a ocorrência da cheia. Fonte: Bandeira *et al.* (2018).

c) Desabamento: este, por último, é também uma forma abrupta de deslizamento de massa, no entanto, este não tem superfície de deslizamento (e na visão de Labadessa (2011), se quer há necessidade de superfície de deslizamento para ocorrer, pois a gravidade se encarrega de fazê-la) bem definida (tal como as anteriores), ocorrem de maneira randômica, sem que defina a forma da massa desprendida (assim como a superfície). A seguir, as caracterizações ilustradas do subtipo do fenômeno (Figura 6 e Figura 7).



Figura 6. Exemplo do movimento abrupto e randômico do desabamento. Fonte: Carvalho (2006).

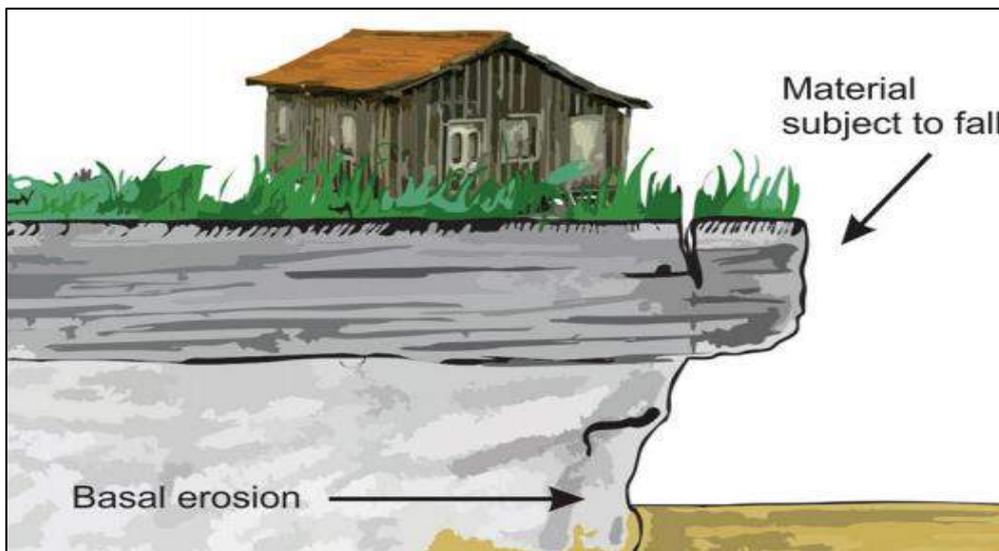


Figura 7. Esquemático do desabamento. Fonte: Bandeira *et al.* (2018), p. 7.

Carvalho (2006) faz mais uma contribuição a esse estudo, ao mencionar que estes três processos advêm, mormente, da ação dos “banzeiros” (ondas, similares às ondas de mares), do vento e até dos barcos que deslocam a água, formando ondas que se dissipam nas margens dos corpos hídricos. Observa-se que a pesquisa nessa área possui bastante material a investigar, no entanto, com poucos conceitos já desenvolvidos e consolidados para melhoria ou comparação.

Por fim, traz-se importante consideração feita por Nascimento & Simões (2017), no que diz respeito ao estudo por estes realizado: Os trabalhos realizados permitiram inferir que os processos (das terras caídas) considerados estão intrinsecamente associados aos efeitos

causados pela infiltração das águas de chuva e pelas solicitações impostas pela dinâmica fluvial (erosão e oscilação de nível).

Vencida esta etapa de verificação de como se desenvolve este fenômeno sob a perspectiva estritamente (e global) geológica, passar-se-á a desenvolver a questão pelo campo da engenharia civil (subárea da geotecnia), onde poderá se inferir (a priori) como as terras caídas ocorrem matematicamente e fisicamente.

## **MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS**

### **Investigações *in loco***

A região de estudo escolhida está situada no estado do Amazonas, mais propriamente na circunscrição do município de Careiro da Várzea (com coordenadas geográficas são 3°11'51" S e 59°49'32" W), cuja a sede dista é de aproximadamente 17 km da capital Manaus. Apesar da área de estudo ser no referendado município, o local designado fica ainda mais próximo da capital, cerca de 7 km do Porto da Ceasa (Zona Leste da capital), às margens do rio Amazonas, mas pelo lado direito, das águas barrentas, tal como se depreende da Figura 8.



Figura 8. Área de estudo.

Nesta região, observa-se diversas ocorrências do fenômeno, dentro dos subtipos inicialmente apresentados, o que permitirá adiante, a modelagem qualitativa do fenômeno. Nas Figuras 9, 10, 11, 12 e 13 são apresentadas imagens da visita. Na figura 9 é apresentada a

margem afetada, conforme notícia, a mesma sofreu o desmoronamento na noite anterior à visita. Na Figura 10, observa-se que as camadas apresentam diferentes tipos de umidade e sua deposição (assentamento). O desprendimento do solo se dá neste local em grandes blocos.



Figura 9. Margem afetada pelo fenômeno.



Figura 10. Estratificação finamente distribuída.

Na Figura 11, novamente há destaque à argila vermelha e as variações perceptíveis da umidade. Na Figura 12. Observa-se a presença marcante do solo dito “Mosqueado” (levemente avermelhado) com bolsões arenosos. Na Figura 13 há a presença das três camadas que este estudo se propõe caracterizar, sendo vermelho para o solo “Mosqueado”, amarelo para o solo “Areia” e verde para o solo “Cinza”.



Figura 11. Imagem das camadas que serão modeladas na reconstrução do fenômeno em laboratório.



Figura 12. Visão do bloco desmoronado por dentro



Figura 13. Observação do maciço representativo.

## **Materiais e Ensaios**

Para desenvolvimento desta etapa, seguiram-se os principais ensaios para caracterização do solo de das estruturas formadas pelo solo, padronizados pelas normas técnicas brasileiras, como peso específico, limites de Attenberg, Classificação, Compactação, Cisalhamento Direto, Resistência à Compressão Simples e Permeabilidade.

## **Modelagem física e computacional**

No campo da modelagem, primeiramente na física, buscou-se por meio das observações de campo e dos resultados laboratoriais dos materiais presentes nas áreas de ocorrência, a recriação em escala reduzida, de um modelo qualitativo de modo a auxiliar a compreensão do fenômeno. Para tanto, utilizou-se uma bancada para estudo de permeabilidade adaptada, para que esta abrigasse os tipos de solos em camadas proporcionais, em condições de disposição e compactação semelhantes ao natural e se saturasse a amostra e depois se esvaziasse aos poucos, tal como num ciclo ordinário de cheias e secas atuante na região, de forma a se registrar os subtipos das terras caídas que podem acontecer.

Na etapa de modelagem computacional, aplicaram-se os reconhecidos softwares GEO5<sup>®</sup> e o acoplamento do Slope/Seep-Geostudio<sup>®</sup>, com a geração de cenários de equilíbrio de taludes e permeabilidade de taludes, com fundamento também nos ensaios dos materiais obtidos (classificação, pesos específicos, coesão, ângulo de atrito e permeabilidade) e as características do local (disposição e espessura de camadas via sondagem exploratória e observação das faces dos taludes).

## **CONCLUSÕES**

### **Sobre Os Materiais**

Sobre a avaliação dos materiais coletados em campo, destaca-se que o seu estudo individual em muito contribuiu ao entendimento do fenômeno. Dado que a granulometria aponta elevados percentuais de solos arenosos e siltes, principalmente aos solos “areia” e “cinza”, é possível observar que em termos de resistência ao corte, os solos tendem a ter menores ou nenhuma coesão no estado não-confinado, como de fato ocorre nos ensaios de resistência à compressão simples.

A questão do alto nível de saturação e dos elevados números de vazios também se mostram grandes influenciadores da sistemática de ruptura dos maciços naturais, pois a redução do contato entre os grãos é fator prejudicial à resistência.

Aliada à questão da expressiva quantidade de água presente naturalmente no solo, destaca-se a permeabilidade que se apresenta como um elemento-chave da forma que as tensões se modificam numa determinada porção de solo, uma vez que as camadas ao centro (bolsões do solo “areia”) e base (“cinza”) são bem mais permeáveis que a camada superior (“mosqueado”), o que faz das tensões geostáticas desta camada serem sempre elevadas após a descida do nível do rio (e de menor capacidade de resistência), pois o mesmo acaba rompendo com grande quantidade de água interna.

A resistência ao cisalhamento, que é um estudo fundamental ao desenvolvimento dos modelos computacionais para permeabilidade e ruptura dos maciços, foi realizado unicamente pelas condições do equipamento, a ruptura sem submersão das amostras, na condição natural (indeformada) que estavam. Os resultados se mostraram bastante interessantes à visualização das formas de movimentos de massa que podem ocorrer nas terras caídas, principalmente pelos solos que compõem a base e o centro dos maciços, que possuem baixa e até quase nenhuma coesão e rompem abruptamente, deixando em alguns casos, a camada de solo coeso (“mosqueado”) para trás, em balanço (desabamento), ou, rompendo-a em conjunto (escorregamento e desmoronamento), a depender da época. Um especial adendo é feito sobre o solo “cinza” que como já mencionado, fica nas camadas mais inferiores, e passa basicamente todo o ciclo de cheia/vazante submerso e com isso, apresenta baixíssima resistência ao corte, como pode ser observado na parte pertinente. Isso se mostra como uma formidável condição natural para certos tipos de ruptura a serem observados.

Sobre as etapas de análises da granulometria, limites de consistência, classificação dos solos, reporta-se que os solos analisados nesta pesquisa se destacam pela expressiva partição arenosa e siltosa, pois o solo “areia” é naturalmente uma areia fina, de boa graduação, o solo “cinza” é uma areia siltosa, com comportamento plástico (ainda que baixo em relação ao IP) e o solo “mosqueado” é o mais diferenciado dos três, por ser um silte arenoso, com partição de argila plenamente ativa ( $IA = 7,18$ ), questão que faz o solo se comportar como argiloso. A classificação de todos solos foi feita tanto pelo sistema SUCS, quanto AASHO, sendo que por meio delas já seria possível obter algumas informações comportamentais prévias, mas sem grande valia estrita ao estudo.

Sobre a verificação de composição mineralógica e química dos solos, destaca-se basicamente as elevadas porções de quartzo presentes, principalmente pela expressiva presença

de areia em todos os solos. Àqueles solos com certa coesão, seja proporcionada pelo silte, ou, pela argila, cita-se a variada gama de aluminossilicatos, silicatos de sódio, potássio e cálcio.

Tabela 1. Propriedades Físicas das amostras indeformadas de solos.

Solo	$\gamma_{nat}$ kN/m <sup>3</sup>	$W_{nat}$ %	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_g$ kN/m <sup>3</sup>	$e$ adim.	$n$ %	$S$ %
Mosqueado	16	28,72%	12,43	26,26	1,11262	52,67%	67,78%
Areia	15	16,88%	12,83	26,14	1,03683	50,90%	42,56%
Cinza	16,5	38,13%	11,95	26,24	1,19669	54,48%	83,61%

Tabela 2. Permeabilidade dos Solos.

Solo	$k$ - Permeabilidade (m/s)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$i$ (h/L)	$Q$ (l/dia)
Areia	2,50411E-07	1	1	21,63554399
Cinza	6,04664E-08	1	1	5,224295318
Mosqueado	5,20071E-09	1	1	0,449341402

Tabela 3. Picos de resistência à compressão simples.

Solo	Amostra	Def. Esp (%)	$\sigma$ (kPa)	$\tau$ (kPa)	Consis
Mosqueado	MOS.CS-1	6,60	145,90	72,95	Rígido
Mosqueado	MOS.CS-2	4,94	61,85	30,93	Médio
Cinza	CZ.CS-1	3,33	64,64	32,32	Médio
Cinza	CZ.CS-2	4,33	40,63	20,32	Mole
Areia	AR.CS-1	5,54	31,56	15,78	Fofo

Tabela 4. Resumo da Resistência ao Cisalhamento dos solos dos maciços estudados.

Solo	Ensaio	Velocidade (mm/min)	Coesão (kPa)	$\phi'$ (°)
Areia	AR.CD-1	0,5	14,234	29,52
Areia	AR.CD-2	1,25	11,563	29,98
Mosqueado	MOS.CD-1	0,5	40,723	24,47
Mosqueado	MOS.CD-2	1,25	54,800	22,10
Cinza	CZ.CD-1	0,6	4,3309	30,82
Cinza	CZ.CD-2	0,12	1,9608	31,22

### Sobre as modelagens físicas e computacionais

Acerca dos modelos em escala reduzida constituídos para melhor visualização das terras caídas, explana-se que este foram desenvolvidos sobretudo para análises qualitativas e paramétricas, uma vez que sobre uma série de condições de contorno foi aplicada o princípio

econômico do *Ceteris paribus*. Com a demais condições não aplicadas, procurou-se enxergar como os maciços passavam pelo processo de ruptura. Com este conjunto de ensaios, viu-se os três tipos de movimentos associados às terras caídas, sendo os casos mais emblemáticos, o movimento de desabamento, o qual é precedido por uma espécie de desmonte das camadas mais granulares, deixando simplesmente em balanço a camada argilosa, sendo esta mantida apenas pela coesão das partículas, o movimento de desmoronamento que ocorre por semelhante razão, excetuando-se a parte em balanço, pois neste caso o maciço se rompe em blocos e o movimento de escorregamento (descida em cunha de todo maciço), que tem maior ocorrência (assim como o desmoronamento) na descida do nível do rio, no caso na drenagem do fluido utilizado.

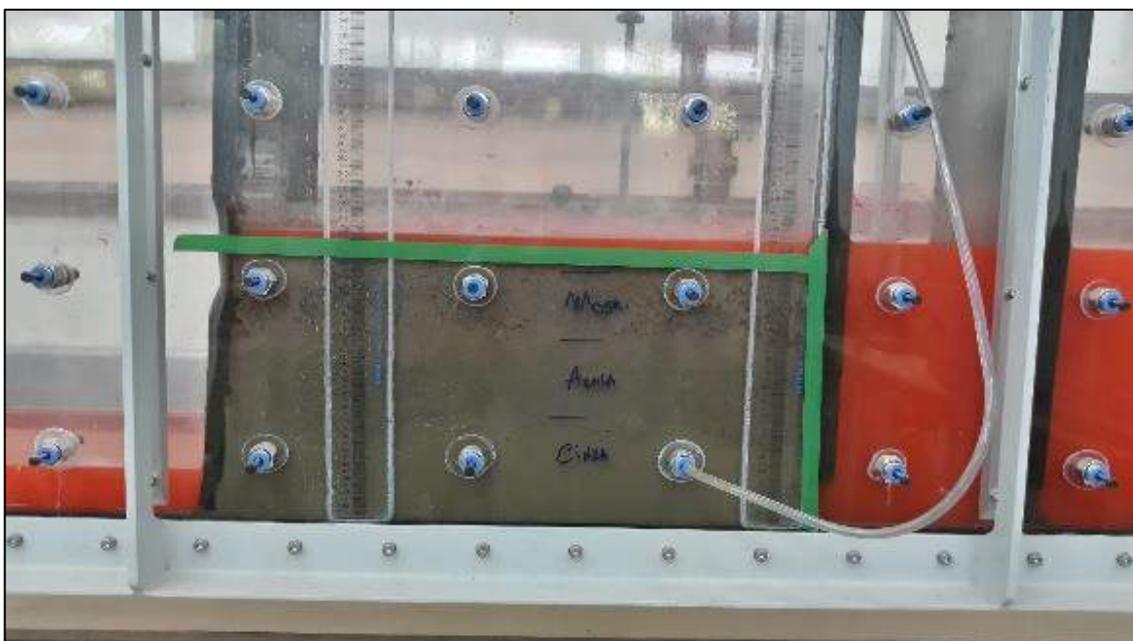


Figura 14. Modelo pré-ensaio, com fitas adesivas na cor verde para delimitar a forma antes da remoção da placa permeável.

Sobre a modelagem computacional utilizada, observou-se diferenças relevantes aos mecanismos de ruptura entre os sistemas utilizados. Parte significativa da diferença reside no grau de sofisticação (limites) em cada um deles. O GEO5<sup>®</sup>, por desconsiderar uma série de variáveis, apresentou resultados mais simples, sem, no entanto, ser demasiadamente impreciso, pois a partir daqueles dados que se notou a correlação direta da redução do fator de segurança e o nível de água adotado, e ainda, da ruptura do maciço em camadas arenosas quando o nível de água lhes atinge, que são questões observáveis em campo.

A utilização do Geostudio<sup>®</sup> conseguiu superar as capacidades do sistema anterior, principalmente pela modelagem de n-cenários e por mais variáveis serem alocadas

(permeabilidade, regime fluvial, entre outros), todas essas questões proporcionaram uma visão mais integral das terras caídas pelo viés de estabilidade de taludes, sendo as principais conclusões aquelas que reportam a importância no nível de água para uma certa estabilização do maciço, o equilíbrio instável que as margens se encontram constantemente à luz da teoria (e norma) de estabilidade de taludes e como a disposição natural das camadas podem ou não gerar maior segurança.

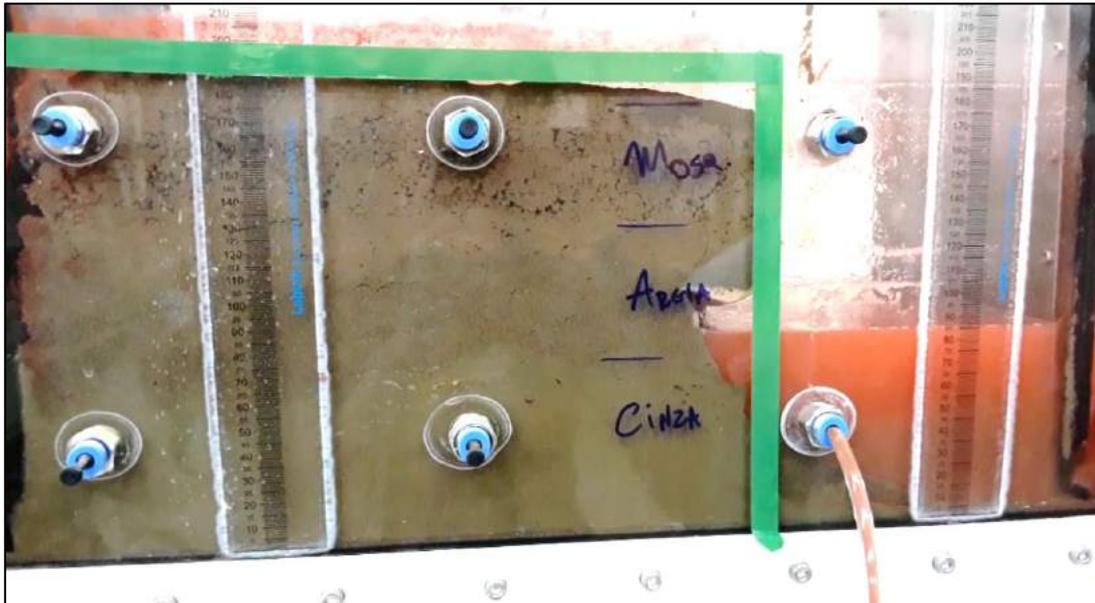


Figura 15. Aumento da erosão da camada de areia, deixando a camada de solo "mosqueado" em balanço.

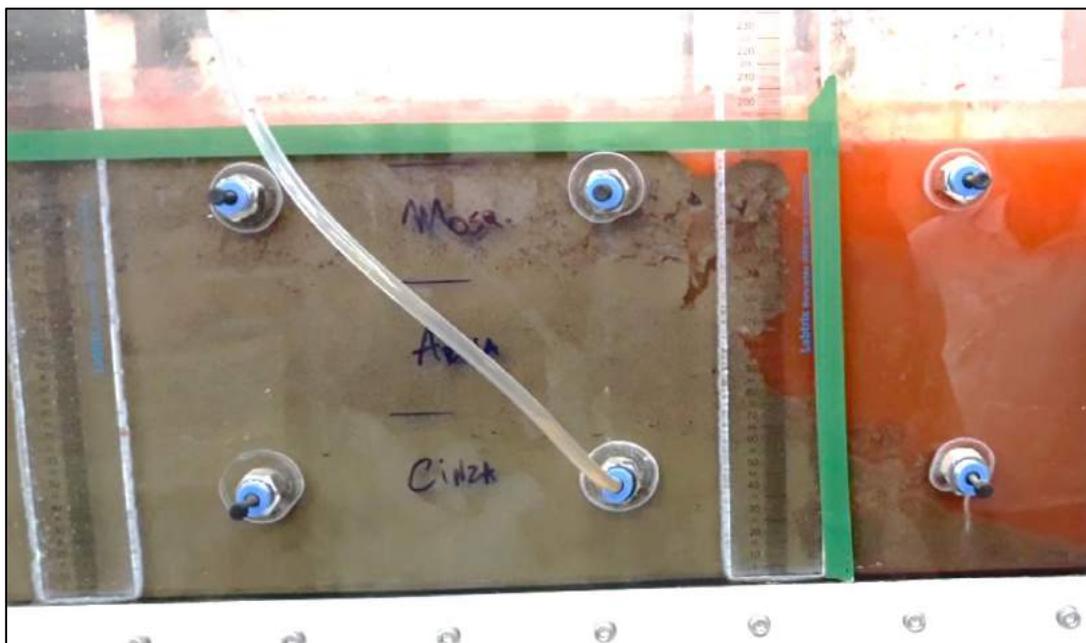


Figura 16. Desmoronamento de mais uma parte da margem do maciço. Cita-se o desmoronamento como o movimento que ocorreu, pois, o nível de água estava estático.

Como visto, a modelagem computacional, assim como o estudo em escala reduzida possuem um caráter majoritariamente paramétrico, ou, de modo mais apropriado, uma avaliação qualitativa do fenômeno que faz uso de ferramental numérico para descrever de maneira aproximada a probabilidade de ocorrência das Terras Caídas.



Figura 17. Movimento de escorregamento. Observa-se que o movimento de fato formou uma cunha (em destaque) na margem remanescente e preservou-se uma parte do maciço, após a descida das águas, a exemplo daquilo que ocorre na figura 4, sobre o escorregamento que ocorre na vazante do rio (perfil esquemático).

## REFERÊNCIAS

- Bandeira, Iris C. N.; et al. *Terras Caídas: Fluvial erosion or distinct phenomenon in the Amazon?* Springer Environmental Earth Sciences. In: <https://doi.org/10.1007/s12665-018-7405-7>. 2018.
- Carvalho, José Alberto Lima de. *Terras Caídas e consequências sociais: Costa do Miracauerá ...* Manaus: Universidade Federal do Amazonas – UFAM. (Dissertação de Mestrado em Sociedade e Cultura na Amazônia), 2006.
- Das, Braja M. *Principles of Geotechnical Engineering*. Stamford (USA): Cengage Learning, 2010.
- Igreja, Hailton Luiz Siqueira da, Carvalho, José Alberto Lima de, Franzinelli, Elena. *Aspectos das Terras Caídas na Região Amazônica*. In: RABELLO, Adoréa. Contribuições Teórico-metodológicas da Geografia Física. Manaus: Editora da Universidade Federal do Amazonas, 2010.
- Labadessa, Aparecido S. “*Terras Caídas*”, *as causas naturais e antrópicas: Uma ocorrência na comunidade de São Carlos – Médio Madeira/RO*. Revista Geoinf (do Programa de Pós-Graduação em Geografia). Maringá: v. 3, n. 1, p. 45-61. 2011.
- Lopes, I.R.; Rodrigues, F.G.S. *Análise das Terras Caídas nas Margens do Rio Solimões em Tabatinga, AM*. Revista Geonorte. Manaus: Edição Especial 4, V. 10, p. 55-59. 2014.
- Nascimento, Ricardo R.; Simões, Gustavo F. *Avaliação da Suscetibilidade a movimentos de massa de cursos d’água da cidade de Rio Branco (AC)*. Revista Geociências (UNESP). São Paulo: v. 36, n. 2, p. 233-249, 2017.
- Suguio, Kenitiro. *Geologia sedimentar*. São Paulo: Blucher, 2003.
- Terzaghi, Karl. *Theoretical Soil Mechanics*. New York (USA): John Wiley and Sons, 1943.
- Tschebotarioff, Gregory Porphyriewitch. *Fundações, Estruturas de Arrimo ...* São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

- Vargas, Milton. *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Editora da Universidade de São Paulo, 1977.
- Venkatramaiah, C. *Geotechnical Engineering*. New Delhi (IND): New Age International, 2006.

## Capítulo 7

# PATOLOGIAS EM CONTENÇÕES: ESTUDO DE CASO NA ORLA DO PERPÉTUO SOCORRO NA CIDADE DE MACAPÁ/AP

\*Artigo originalmente publicado sob o título "Patologias em Contensões: Estudo de Caso na Orla do Perpétuo Socorro na Cidade de Macapá-AP", nos anais Vol.6 do VIII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Porto de Galinhas/PE

*Daianne de Almeida  
Luis Henrique Rambo  
Adenilson Costa de Oliveira*

### 1. INTRODUÇÃO

Inúmeros são os casos em que as estruturas deixam de atender às finalidades esperadas, perdendo sua capacidade de uso, funcionalidade e durabilidade. O colapso no conjunto da estrutura, ou de suas partes, pode ter como causa diversos fatores, tais como causas naturais (próprias do material usado na estrutura), ações externas, falhas humanas e circunstâncias excepcionais. Estes fatores causais podem se associar, em conjunto ou em sequência, para iniciar ou potencializar manifestações patológicas na construção.

Esta complexidade de causas e consequências, que corroboram para um desempenho insatisfatório da estrutura, gera a necessidade de se estabelecer uma análise sistemática das anomalias, de modo a reconhecer suas causas patológicas para então proceder com alternativas de recuperação da obra.

Diagnosticar uma estrutura com evidências patológicas, torna-se necessário para a determinação de suas reais condições de conformidade, segurança, conforto, durabilidade e desempenho; avaliando as anomalias existentes, suas causas, providências a serem tomadas para resguardar pessoas e propriedades de acidentes, assim como a definição de métodos a serem adotados para sua recuperação.

Uma análise das patologias consiste em classificar a agressividade ambiental na qual obra está exposta e por meio de inspeção visual, coletar medições, estimar possíveis consequências dos danos, não conformidades e averiguar a necessidade de medidas emergenciais. Estes estudos são essenciais para uma correta recuperação da estrutura, os quais devem anteceder a instrumentação e ensaios laboratoriais ou qualquer intervenção construtiva.

Como se vê, apesar da modernização do ato de construir e das normatizações regulamentadoras, deve-se ter compreensão de que os materiais não são perenes, sofrem ações desgastantes com o tempo, do ambiente ao qual está exposto, precisam de manutenção preventiva, tratamento e podem ser reabilitados. Torna-se, portanto, fundamental o diagnóstico

dos mecanismos patológicos dos elementos que compõe uma estrutura de Engenharia, o qual requer associação entre o trinômio observação-leitura-reflexão sobre este complexo conjunto de fatores que geram a deterioração de uma estrutura.

Além dos inconvenientes provocados pela presença de patologias, os custos econômicos para recuperação de estruturas relativamente novas (8 a 10 anos), para atingirem um certo nível de durabilidade e proteção, crescem exponencialmente quanto mais tarde for essa intervenção. (HELENE, 1997)

Neste contexto, a reflexão técnica, sobre os condicionantes que interferem negativamente na estrutura implicando em durabilidade e desempenhos insatisfatórios, é indispensável para decidir quais intervenções são necessárias, e emergenciais, para estender a vida útil da estrutura evitando altos custos de reparação.

Portanto, espera-se que este estudo sirva como suporte técnico para o entendimento das causas que afetam a contenção em concreto armado na Orla do Perpétuo Socorro e assim proceder com a escolha da melhor recuperação da estrutura.

## **2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO**

### **2.1 O Bairro Perpétuo Socorro**

A cidade de Macapá, capital do estado do Amapá, conforme o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), possui uma população em 2010 de 398.204 habitantes, que corresponde a 59,5% dos habitantes neste estado, os quais estão dispersos sob uma área de 6407 km<sup>2</sup>, em 28 bairros oficiais, dentre eles o Perpétuo Socorro.

Segundo sinopse do censo de 2010, apresentada pelo IBGE, o bairro Perpétuo Socorro, possuía uma população de 13.087, o que representa 3,29% da população de Macapá. Conhecido historicamente como Igarapé das Mulheres, este bairro se expandiu a partir da Rua Cândido Mendes em direção às margens do rio Amazonas constituindo-se, mais tarde, como o bairro Perpétuo Socorro. De acordo com as pesquisas realizadas por Costa (2015), os primeiros moradores deste bairro construíram casas de madeiras sob áreas úmidas (localmente conhecidas como rессacas) estabelecendo assim o uso e ocupação desordenada destes espaços. Estas palafitas edificadas, em área de várzea, iniciaram o processo de descaracterização parcial e/ou total da encosta macapaense.

A intensificação do uso e ocupações do solo na área central de Macapá levou à execução de obras de aterro e pavimentação em sua zona costeira, que possui solos formados a partir dos sedimentos recentes do período Quaternário.

## 2.2 Condições hidrológicas e climáticas

Pela localização geográfica, Macapá tem clima tropical quente e úmido, com uma intensidade pluviosidade significativa na maior parte do ano. Dados pluviométricos acumulados de 2018, disponibilizados no site do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET<sup>1</sup>) para Macapá em comparação com a Normal Climatológica 61-90, mostram uma intensidade pluviométrica nos meses de janeiro a junho nos últimos anos, com decaimento da precipitação até dezembro, quando retorna a chover. Pelos padrões climatológicos normais (1981 a 2010), o mês mais seco é setembro com 28 mm/mês e o mais chuvoso, março com 394,2 mm/mês.

Quanto à temperatura, a média observada pelo INMET na Normal Climatológica do Brasil 1981-2010, para o estado do Amapá, indica uma variação entre 26°C a 28°C. Na capital, o mês com temperatura mais amena é fevereiro com 26 °C acumulado na Normal (1981-2010) e o mês mais quente é outubro com média de 28,5°C.

Levantamentos realizados pelo Instituto de Pesquisas Científicas e Tecnológicas do Estado do Amapá – IEPA (2002), identificaram áreas sujeitas à inundação, baixa drenagem e suscetíveis à seca na Zona Costeira do Amapá. Neste estudo a encosta do bairro Perpétuo Socorro foi classificada como uma área exposta a inundação por marés e, devido sua área estar acomodada em terrenos quaternários, com limitação à drenagem.

## 2.3 Vulnerabilidade natural à erosão

Quanto à avaliação da vulnerabilidade natural à erosão, a Zona Costeira do Amapá apresenta níveis de “*vulnerabilidade natural altamente limitante*”, em estudos realizados pelo IEPA (2002). Neste levantamento, constituiu-se um indicador sobre o grau de resistência dos solos, os quais foram agrupados em cinco níveis, a partir de análise integrada de estudos geológicos, geomorfológicos, do solo e da vegetação. Após a mensuração dos dados, foi definido três maiores níveis dessa matriz de vulnerabilidade: estável, moderadamente limitante e altamente limitante. A *vulnerabilidade natural altamente limitante*, inclui os dois intervalos de classe entre os valores 2,3 a 3, os quais correspondem aos limites máximos de vulnerabilidade natural

---

<sup>1</sup> Disponível em <http://www.inmet.gov.br/portal/>.

desta região. As áreas desta região são ambientes muito frágeis submetidos a inundações periódicas e permanentes.

#### **2.4 Influência das marés**

A exposição por regime de marés representa outra condição de risco das planícies litorâneas desta região, que acontece com intervalos de 12 a 13 horas. Acrescida as particularidades hidrodinâmicas, a orla litorânea, e conseqüentemente a do Perpétuo Socorro, se torna vulnerável a fases de intenso processo erosivo e de acreção lamosa. (IEPA, 2002)

Além da erosão na encosta, o regime de marés aliados aos eventos hidrológicos de alta amplitude influenciam também na dinâmica de inundação nas áreas de ressacas, ocupadas inadequadamente desde os anos 50 em Macapá.

Considerando que a contenção em estudo foi construída no intuito de evitar o avanço da erosão na área costeira, a identificação das amplitudes das marés no rio Amazonas é um fator primordial para a concepção e monitoramento do muro. A previsão de marés do rio Amazonas, disponíveis nos boletins hidrológicos do IEPA (IEPA, 2018), indicam que as marés mais altas (preia-mar) atingiram 4,5 metros de altura no ano de 2018 no local de medição.

### **3. CARACTERÍSTICAS DA CONTENÇÃO NA ORLA DO PERPÉTUO SOCORRO**

O muro de arrimo na orla do perpétuo Socorro é notícia recorrente nos meios de comunicação locais como uma obra em colapso contínuo. Imagens obtidas de 2012 pelo Google Earth (Figura 1), já indicava anomalias ao longo da orla. Reportagens de 2014, já exibiam um cenário crítico da estrutura e ao longo dos anos sem intervenções eficazes, os problemas tomaram maiores proporções.



Figura 1. Patologia no muro de contenção em 2012 – bairro do Perpétuo Socorro.

### 3.1 Dados gerais da estrutura e seu entorno

A estabilização da encosta do Perpétuo Socorro foi realizada com dois tipos construtivos de muro de contenção: um trecho com muro de gravidade, em concreto, e outro trecho com muro de flexão. O muro de flexão, com fundações em estacas e paramento em placas pré-moldadas, é o objeto de estudo deste Trabalho.

Para compreender as causas que levaram à deterioração do muro, delimitou-se um trecho para a investigação das anomalias e não conformidades. Optou-se pelo trecho mais crítico da obra de contenção, que fica nas proximidades do cruzamento entre a Avenida Beira Rio e Rua Rio Xingu, no bairro do Perpétuo Socorro.

A caracterização exata do muro ficou limitada devido à ausência das documentações e projetos da contenção. Para não incorrer em erros, apenas serão utilizados os termos “muro com placas pré-moldadas”, “contenção com placas pré-moldadas”, “muro de contenção” ou simplesmente “muro de arrimo” e “contenção”. De entrevistas com engenheiros da Secretaria de Estado da Infraestrutura (SEINF) e da Secretaria Municipal de Obras (SEMOB) constatou-se uso de estacas na fundação e de blocos de coroamento como elementos intermediários entre as estacas e os pilares.

Pela ausência de projetos e outras documentações da obra, não foi possível obter dados referentes às propriedades dos materiais, traço do cimento para seus elementos, tecnologia de construção utilizada na obra, e nem seu histórico de anomalias e ensaios realizados na estrutura.

Entre os vãos, de um pilar a outro, foram fixadas placas pré-moldadas de concreto armado (Figura 2). Na inspeção notou-se a presença de argamassa na colagem do pré-moldado nos pilares. Essas placas de contenção, são as responsáveis por receber as ações de empuxo do reaterro. Estes esforços são transmitidos aos pilares, bloco de coroamento, estacas e por fim ao solo. Sobre os pilares foram executadas vigas para garantir a distribuição de esforços ao longo da contenção.

O muro com placas pré-moldadas foi edificado em área urbana estruturada, com adensamento alto de construções e populações residentes. A orla do bairro possui relevo suavemente ondulado e vegetação arbórea espaçada predominante ao longo da encosta, drenagem pluvial construída, porém insuficiente e frequentemente obstruída.

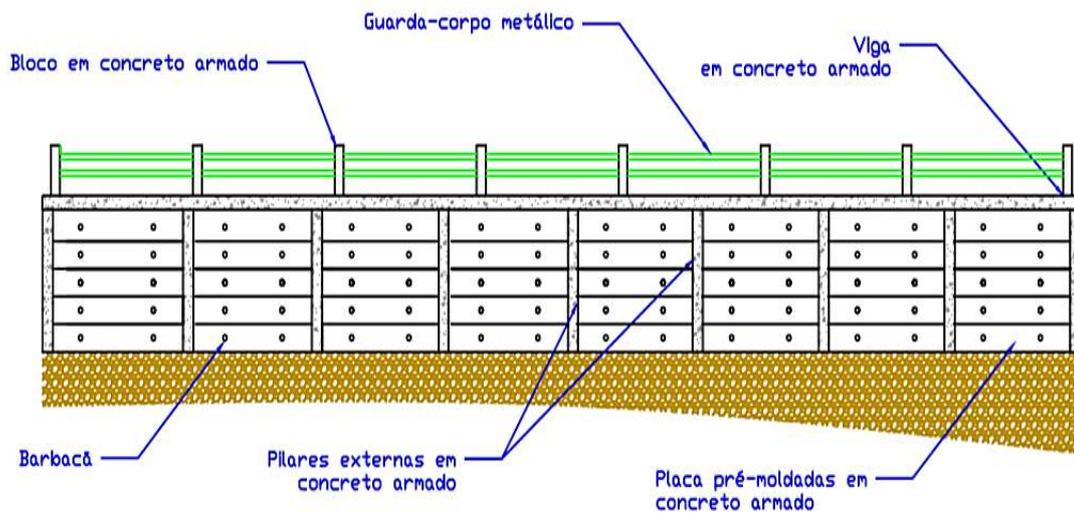


Figura 2. Croqui referente ao trecho do muro de contenção na orla do Perpétuo.

### 3.2 Caracterização dos elementos da estrutura

O trecho crítico do muro de arrimo é composto por 17 (dezessete) pilares de concreto com seções retangulares distintas. Os pilares estão dispostos em duas fileiras com distâncias diferentes, ou seja, não apresentam um padrão de vão (Figura 3). As armaduras principais, já em exposição, indicam uso de barras de ferro com diâmetro de 10 mm.



Figura 3. Vista do trecho do muro de contenção - 2019.

Sobre os pilares foi executada uma viga com as seguintes dimensões, em centímetros, 25x87x260. Algumas armaduras expostas indicam uso do diâmetro de 10 mm. As espessuras das placas variam entre 10 cm e 12 cm, assim como seus comprimentos entre 2,80 a 3,00 e largura de aproximadamente 50 cm. As barras de ferro utilizadas para a armadura principal divergem entre uma placa e outra, assim como os diâmetros dos estribos e seus espaçamentos.

A calçada foi executada com uma camada de concreto com 7 cm de espessura e dimensões 1,4x1,5 (cm) aproximadamente. Para as juntas de dilatação usou-se em duas faces fitas de PVC e nas outras bloco cerâmico.

Para os barbacãs, foram utilizados tubos de P.V.C. com 5 centímetros de diâmetros. Não foram identificadas as canaletas no muro de arrimo. As sondagens realizadas na orla do Perpétuo Socorro para o projeto da contenção não foram obtidas.

#### **4. INSPEÇÃO NO MURO DE ARRIMO NA ORLA DO PERPÉTUO SOCORRO**

##### **4.1 Metodologia de inspeção**

Estruturou-se checklist para esse estudo de caso tendo como base, a metodologia utilizada no programa de inspeção das estruturas de barragens de concreto recomendado pela Agência Nacional de Águas – ANA (2010). Nesta ficha de inspeção, elenca-se as anomalias mais comuns, previstas para cada elemento/estrutura, e avalia-se, sua magnitude e nível de perigo.

Na metodologia adotada, estão elencadas as anomalias/não conformidades mais comuns para cada elemento do muro de arrimo: pilares, viga, placas pré-moldadas, guarda-corpo, pilares e drenos. Também consta no checklist, ações de responsabilidade da Administração Pública, anomalias possíveis na área urbana (próxima da contenção), para a calçada e nas margens do rio Amazonas. Desta forma tem-se um cenário patológico da obra e no meio onde está arrimada.

Para uma inspeção visual preliminar mais precisa, ainda se contemplou parte da Ficha de vistoria recomendada na ABNT NBR 11682:2009 e a “*Ficha de descrição e antecedentes da estrutura*” disponível em Granato (2002).

A ficha de inspeção visual proposta para este trabalho engloba todas as estruturas da contenção, a indicação de anomalias possíveis para cada elemento e a situação destas ao longo das inspeções. Para a determinação do nível de gravidade de uma dada patologia ou não conformidade, para efeito de priorização, foi adotado o método GUT, com os pesos recomendados por Gomide et al., (2009) *apud* Feitosa (2018), com alteração apenas no nome da estrutura conforme Tabela 1 e considerando a legenda apresentada na Tabela 2.

Tabela 1. Níveis de gravidade – Adaptada para muros de arrimo.

Grau	Gravidade	Peso
Total	Perda de vidas humanas, do meio ambiente ou do próprio muro	10
Alto	Ferimentos em pessoas, danos ao meio ambiente ou ao muro.	8
Média	Desconfortos, deterioração do meio ambiente ou do muro.	6
Baixa	Pequenos incômodos ou pequenos prejuízos financeiros.	3
Nenhuma	-	1

Tabela 2. Legenda para ficha de inspeção.

Situação
NE – Anomalia Não Existente
EX – Anomalia Existente
PC – Anomalia Permaneceu Constante
AU – Anomalia Aumentou
NI – Este item Não foi Inspeccionado (Justificar)

## 4.2 Análises e discussões

Para evitar a fadiga visual, foram realizadas várias inspeções na orla do Perpétuo Socorro, tanto em períodos de maré cheia, quanto em baixa-mar ao longo do ano.

Os levantamentos das anomalias e seus riscos foi realizada tanto na parte frontal, posterior e nos próprios elementos do muro de arrimo. As anomalias e não conformidades são apresentadas abaixo, seguidas de análises e discussões.

### 4.2.1. Administração

O trecho crítico da contenção é uma área propensa a risco e acidentes. Apesar do agravamento da situação deste 2014, não há indícios de qualquer medida paliativa para proteção e isolamento da área, tampouco há a existência de placas para alertar possíveis riscos.

Pela análise GUT (Tabela 3), a falta de acompanhamento municipal e a ausência de cercas de proteção apresentam o mesmo grau de prioridade, seguida da ausência de placas de aviso. Essas são primeiras não-conformidades a serem solucionadas para resguardar vidas e o patrimônio público.

Tabela 3. Administração - Anomalias e Priorização dos riscos.

LOCALIZAÇÃO/ANOMALIA	SITUAÇÃO					G	U	T	GUT	PRIORIZAÇÃO
ADMINISTRAÇÃO										
Falta de documentação sobre a contenção	NE	EX	PC	AU	NI	3	1	1	3	5 <sup>a</sup>
Precariedade de acesso a veículos	NE	EX	PC	AU	NI	1	3	6	18	4 <sup>a</sup>
Precariedade de acesso às pessoas	NE	EX	PC	AU	NI	8	10	8	640	3 <sup>a</sup>
Falta ou deficiência e cerca de proteção	NE	EX	PC	AU	NI	10	10	10	1000	1 <sup>a</sup>
Falta ou deficiência de placas de aviso	NE	EX	PC	AU	NI	8	10	10	800	2 <sup>a</sup>
<u>Falta de acompanhamento da administração</u>	NE	EX	PC	AU	NI	<u>10</u>	<u>10</u>	<u>10</u>	<u>1000</u>	<u>1<sup>a</sup></u>

#### 4.2.2. Área entorno da contenção

A análise GUT (Tabela 4), demonstra que as tubulações de águas pluviais quebradas é a principal anomalia geradora de riscos para a população, meio ambiente e estrutura, seguida da poluição por lixo e lançamento de águas servidas. Portanto para a resolução destas desconformidades, é necessário plano de limpeza e manutenção, reparos e coleta eficiente de lixo doméstico e resíduos comerciais, além de ênfase na conscientização da população sobre as consequências do descarte inadequado de lixo.

Tabela 4. Área urbana - Anomalias e Priorização dos riscos.

LOCALIZAÇÃO/ANOMALIA	SITUAÇÃO					G	U	T	GUT	PRIORIZAÇÃO
ÁREA POSTERIOR										
Construções irregulares	NE	EX	PC	AU	NI	1	1	1	1	5 <sup>a</sup>
Tubulação de água pluvial quebrada	NE	EX	PC	AU	NI	8	10	8	640	1 <sup>a</sup>
Presença de árvores e arbustos	NE	EX	PC	AU	NI	8	10	3	240	3 <sup>a</sup>
Poluição por lixo e pesticidas	NE	EX	PC	AU	NI	6	10	8	480	2 <sup>a</sup>
Presença de desmatamento	NE	EX	PC	AU	NI	6	1	3	18	4 <sup>a</sup>
<u>Lançamento e concentração de águas servidas</u>	NE	EX	PC	AU	NI	<u>8</u>	<u>10</u>	<u>3</u>	<u>240</u>	<u>3<sup>a</sup></u>

#### 4.2.3. Calçadas

As patologias observadas nas calçadas foram: rachaduras, afundamentos, buracos, presença de árvores agressivas à estrutura, entulhos, indícios de deterioração por raízes, ausência de acessibilidade, tubulações quebradas. Durante as inspeções, também foram constatados a presença de ratos e sinais de movimentos devido a fuga de finos do reaterro durante as ações das chuvas e marés.

A constatação do agravamento destas anomalias pode ser vista comparando as Figuras 1 e 3, que mostram que o desabamento da calçada já se encontra próximo ao meio-fio da rua Beira Rio. Quanto à priorização dos riscos (GUT), as rachaduras, afundamentos ou buracos e a ausência de acessibilidade são as anomalias que mais interferem na segurança de pessoas, ambiente e estrutura e os que requerem medidas imediatas. Em segundo posição, aparece os sinais de movimento das placas devido a erosão, que é um agravante à segurança, principalmente, dos pedestres que por lá transitam.

#### 4.2.4. Viga

Pelo Método GUT, as anomalias consideradas agravantes, para a estrutura de contenção, são as fissuras, corrosão da armadura, ferragem exposta e desgaste do concreto, e deterioração. É importante frisar que a manutenção do elemento é primordial, visto que a viga está exposta a ações alternadas de molhagem e secagem, fato que aumenta as possibilidades de corrosão da armadura. Outro ponto a ser retomado, é a não-conformidade do cobrimento executado na viga. Sabe-se que estas patologias são desencadeadas uma após a outra e o não cumprimento dos cobrimentos mínimos corrobora para indicar baixa qualidade nos processos construtivos do muro de contenção. As armaduras expostas na viga estão em sua face inferior, e ao longo de seu comprimento, que indica não-conformidade com técnicas construtivas durante a execução deste elemento. Ainda foi constatado sob este elemento, madeira, provavelmente das fôrmas.

#### 4.2.5. Placas pré-moldadas

Sobre as placas pré-moldadas incidem todas as ações do reaterro, ações decorrentes das marés e dos impactos de troncos trazidos pela maré. Na execução do muro, as placas foram fixadas nos pilares com a utilização de argamassa. A carbonatação não foi objeto de investigação, por ausência de materiais para o ensaio. Mas diante do meio agressivo, presença do rio Amazonas e águas servidas e da exposição das armaduras, há um indicativo de que esta patologia esteja presente nas placas.

O desgaste por erosão é a patologia mais comum a todas as placas. O atrito decorrente das ações das marés, arrasta partículas sólidas fazendo-as se chocarem com o muro. Desta colisão, ocorre o desgaste superficial do concreto. Patologia frequente em estruturas submetidas a contato com água.

Dentre todas as patologias observadas, a que gera maior risco para a estrutura, às pessoas e o meio, é o deslocamento dos painéis, obtendo a maior pontuação GUT=1000 entre todas as patologias verificadas nos elementos, seguida das patologias: ferragens expostas, desgaste superficial por erosão, desagregação do concreto, amassamento devido a choque, corrosão da armadura, fissuras, rachaduras ou trincas. Dada a função delas (resistir os esforços do aterro e das ações das marés), sua ausência na estrutura descaracteriza a contenção permitindo o avanço do rio Amazonas para a área urbana.



Figura 4. Patologias em uma das placas pré-moldadas.

#### 4.2.6. Guarda-corpo

Para o guarda-corpo, as ocorrências mais agravantes são: a deterioração dos materiais, da superfície do concreto, ferragem exposta e corrosão da armadura. Devido à ausência de manutenção e reparos, estas anomalias tendem à uma agressão mais severa na estrutura. Ainda foram observadas exposição da armadura nos blocos de concreto e trincas, provavelmente devido à retração hidráulica.

#### 4.2.7. Drenos

A obstrução e a deterioração dos drenos são as anomalias que requerem maior atenção para a saúde da estrutura de contenção. Sua limpeza e a desobstrução devem permitir o fluir preferencial da água, preservando o dispositivo da presença de vegetação ou elementos nocivos.

Devido ausência dos documentos e projetos, não se pode afirmar se houve instalação errada ou se o material utilizado para os drenos (P.V.C.) é incompatível para a solução de contenção edificada na orla do Perpétuo Socorro.

Como não se constatou a construção de canaletas, responsáveis por conduzir as águas que incidem diretamente na superfície do talude, esta análise se resume à verificação dos barbacãs.

#### 4.2.8. Pilares

Dado o ambiente úmido a qual esses elementos estão submetidos e a exposição das armaduras, na maioria dos pilares analisados, há indicativos de carbonatação. Para melhor análise e conclusão, é recomendado ensaios laboratoriais para avaliação da existência e profundidade de carbonatação do concreto.

Realizou-se uma inspeção visual em cada um dos 17 pilares do trecho e se constatou que possuem seções diferentes. Outra anomalia comum aos pilares é a exposição e corrosão das armaduras, trincas e fissuras horizontais e verticais, além de deterioração da superfície do concreto por erosão, que obtiveram o mesmo índice de risco (GUT=640).

#### 4.2.9. Anomalias às margens do rio Amazonas

Diante do colapso das placas pré-moldadas e pela ação da água (do rio, servidas e chuvas), o maciço usado no aterro fluiu para o Amazonas provocando seu assoreamento. Partículas do solo usado no reaterro estão presentes na parte frontal da estrutura de contenção, que se agrava na incidência dos períodos de chuva associados ao regime de marés. Pela análise GUT as anomalias que incorrem maior risco é a erosão da encosta (GUT=800). E como segunda priorização tem-se a presença de lixo (GUT=640), seguida do assoreamento do rio Amazonas e despejo de águas servidas (GUT=480).

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados da priorização, mostram que as medidas de controle de riscos são urgentes e necessárias. O score máximo (GUT=1000) indicam que a prioridade das ações é a restrição ao acesso de pessoas à área de risco (medidas administrativas) e estabilização dos deslocamentos para evitar ampliação de áreas perigosas (medidas de engenharia).

As investigações das causas de cada anomalia, mensuração de suas evoluções, não são objeto de estudo desta pesquisa. Para um perfeito entendimento do comportamento da contenção e de seus elementos, é necessário a instrumentalização com a realização de ensaios

especiais e laboratoriais para poder entender como surgiram e se desenvolveram os sintomas patológicos.

Analisando o perfil de elevação da orla do Perpétuo Socorro, obtido através das ferramentas do Google Earth Pro, que inicia na rua Beira Rio esquina com a Rua Japurá e se estende até a o cruzamento com a Avenida Gertrudes Saturnino Loureiro, totalizando uma distância de 438 metros, se nota que o trecho mais instável está localizado na área de maior depressão deste caminho.

Destas análises formulou-se algumas hipóteses para possíveis causas do colapso do trecho da contenção: A contenção sofreu forte influência pelo escoamento superficial das chuvas, dada a ausência das canaletas; as águas provenientes do escoamento superficial se infiltraram no reaterro aumentando as solicitações internas do maciço sobre as placas pré-fabricadas e subdimensionadas; o sistema de drenagem do muro foi insuficiente; como há uma tubulação de drenagem pluvial no reaterro, danificada, pode ter ocorrido vazamento do fluido, desencadeando ou acelerando a erosão do aterro compactado.

Espera-se que este trabalho sirva de parâmetros iniciais para uma inspeção mais criteriosa contemplando plano de coleta de amostras, planejamento para técnicas de ensaios, medição e análises adequadas.

## REFERÊNCIAS

- Agência Nacional de águas. Manual de Preenchimento da Ficha de Inspeção de Barragens. Brasília: ANA. 2010. Disponível em: <https://www.ana.gov.br/regulacao/outorga-e-fiscalizacao/barragens/inspecao-de-barragens-1>. Acesso em: 5 out. 2019.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro.
- HELENE, P. Vida útil das estruturas de concreto. Artigo publicado no IV Congresso Iberoamericano de Patologias das Construções, 1997. Disponível em: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/1997/06/Vida-util-do-concreto1997.pdf>. Acesso em: 11 nov. 2019.
- IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Censo Brasileiro de 2010. Disponível em <https://censo2010.ibge.gov.br/> Acesso em: 10 mar. 2019.
- COSTA, A.C.S. *Igarapé das Mulheres: uma proposta de reabilitação urbana*. Disponível em [https://www.academia.edu/17017477/IGARAP%C3%89\\_DAS\\_MULHERES\\_uma\\_proposta\\_de\\_reabilita%C3%A7%C3%A3o\\_urbana](https://www.academia.edu/17017477/IGARAP%C3%89_DAS_MULHERES_uma_proposta_de_reabilita%C3%A7%C3%A3o_urbana). Acesso em 01 mai. 2019.
- IEPA. *Macrodiagnóstico do Estado do Amapá: primeira aproximação do ZEE*. Macapá: IEPA-ZEE. 2002.
- IEPA, I. d. *Boletins Hidrológicos 2018*. Macapá: IEPA. 2018. Disponível em: [http://www.iepa.ap.gov.br/meteorologia/boletim2018/boletim\\_hidro2018.php](http://www.iepa.ap.gov.br/meteorologia/boletim2018/boletim_hidro2018.php). Acesso em: 08 nov. 2019.
- GRANATO, J. E. *Patologia das construções*. Notas de aula. 2002. Disponível em: <http://irapuama.dominiotemporario.com/resources/PATOLOGIA%20DAS%20CONSTRU%C3%87%C3%95ES%202002.pdf>. Acesso em: 02 nov. 2019.
- FEITOSA, A. A. *Inspeção Predial: estudo de caso na cidade de Fortaleza/CE*. Fortaleza: Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará. 2018. Disponível em: [http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/35717/1/2018\\_tcc\\_aafeitoso.pdf](http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/35717/1/2018_tcc_aafeitoso.pdf). Acesso em: 15 nov. 2019.

## Capítulo 8

# SISTEMA FLEXÍVEL PARA PROTEÇÃO EMERGENCIAL DE RAMAL FERROVIÁRIO

*Mariana Fernandes Poubel  
Felipe Gobbi Silveira  
Matheus Leal Alves  
Maria Esther Soares Marques  
Bruno Guimarães Delgado  
Fernando Medina Gomes*

### 1. INTRODUÇÃO

A construção de ferrovias, devido às restrições operacionais de rampa, requer a execução de cortes e aterros para ajuste do greide. A estabilidade destes taludes é fundamental para a operação segura das ferrovias. A Estrada de Ferro Carajás (EFC) consiste em uma importante ferrovia que conecta Carajás no Pará, que é um polo da mineração brasileira, com São Luiz no Maranhão para ligação do modal ferroviário com o naval, através do porto de São Luis.

No km 408 da EFC um talude de corte foi estabilizado com uma estrutura de contenção em solo reforçado com faceamento em gabião. Esta estrutura colapsou parcialmente na estação chuvosa 2020 / 2021. O material remanescente da ruptura, bem como o terreno de montante, representava risco à operação da ferrovia por seu elevado potencial de remobilização. A solução definitiva de projeto de estabilização consistiu no retaludamento deste corte, entretanto devido ao elevado volume de terraplanagem necessário o tempo estimado de obra era muito superior a possibilidade de interdição da ferrovia. Como alternativa para manter a operação da ferrovia segura durante a execução da obra de retaludamento foi projetada uma barreira dinâmica de proteção para a ferrovia.

Este artigo não visa o diagnóstico da ruptura da estrutura de contenção, mas sim do dimensionamento implantação e desempenho da barreira dinâmica utilizada como medida provisória de segurança para a operação da ferrovia.

### 2. APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

O colapso de uma estrutura de contenção no km 408 da EFC demandou intervenções para garantia de segurança da operação da ferrovia. Conforme mencionado na introdução deste artigo, não será abordado o diagnóstico nem os agentes deflagradores da ruptura da estrutura

de contenção, apenas as questões de projeto, execução e desempenho da barreira dinâmica de proteção utilizada como medida de mitigação de risco.

O muro em questão possuía 12m de altura e cerca de 200m de extensão na zona afetada pela instabilidade, o afastamento deste muro da ferrovia era de aproximadamente 20m e no evento parte da estrutura do muro foi projetada para plataforma ferroviária.

Foram tomadas medidas emergenciais para restauração dos níveis de segurança necessários. A projetista foi acionada para diagnóstico e apresentação das medidas emergenciais e definição de um projeto definitivo, que concebido prevendo o retaludamento (Figura 1). Em paralelo foram realizadas análises de estabilidade a fim de definir a cunha crítica de ruptura na geometria do talude pós colapso da contenção, e definir medidas de proteção para à operação da ferrovia durante a execução das obras definitivas.

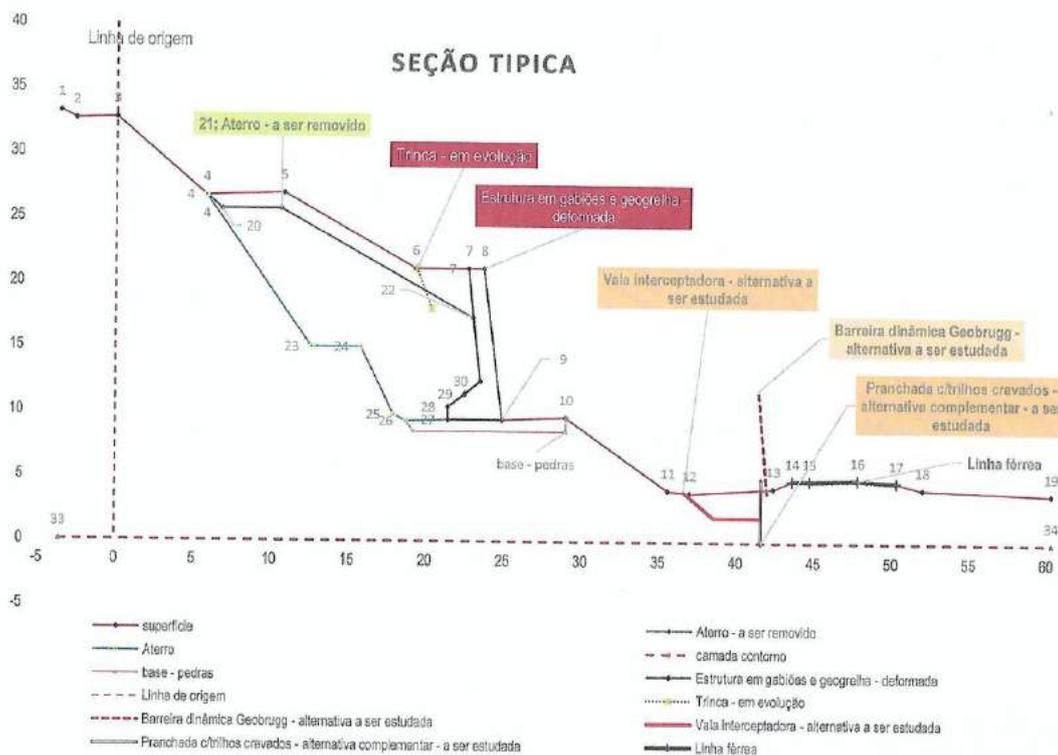


Figura 1: Figura com descrição do problema fornecida pela projetista.

Com base na condição pós ruptura e nas análises realizadas pela projetista à época, a solução de proteção da ferrovia deveria ser capaz de reter um volume de 115m<sup>3</sup>. Como gabarito padrão da geometria da ferrovia, e as condições de segurança de operação, uma distância mínima de 2,80m deve ser mantida do eixo da ferrovia (Figura 2). Estas eram as condições limites para implantação da medida de proteção.

Como medida de proteção emergencial foi proposta uma barreira dinâmica contra escorregamentos superficiais. Estas estruturas consistem em sistemas flexíveis, ou seja, que se deformam quando solicitados a fim de dissipar energia, resultando em cargas mais brandas no sistema em relação à estruturas rígidas. Esta possibilidade de se trabalhar com estruturas esbeltas foi decisiva para este projeto, tanto por velocidade executiva como pelo espaço disponível para implantação da medida de proteção. O dimensionamento destas estruturas não é trivial pois o processo de dissipação de energia não é facilmente computado, por isso a capacidade resistente destes sistemas é definida de forma experimental (ver EAD 340020-00-0106 Flexible Kits for Retaining Debris flow and Shallow Landslide/open hill debris flows, 2016).

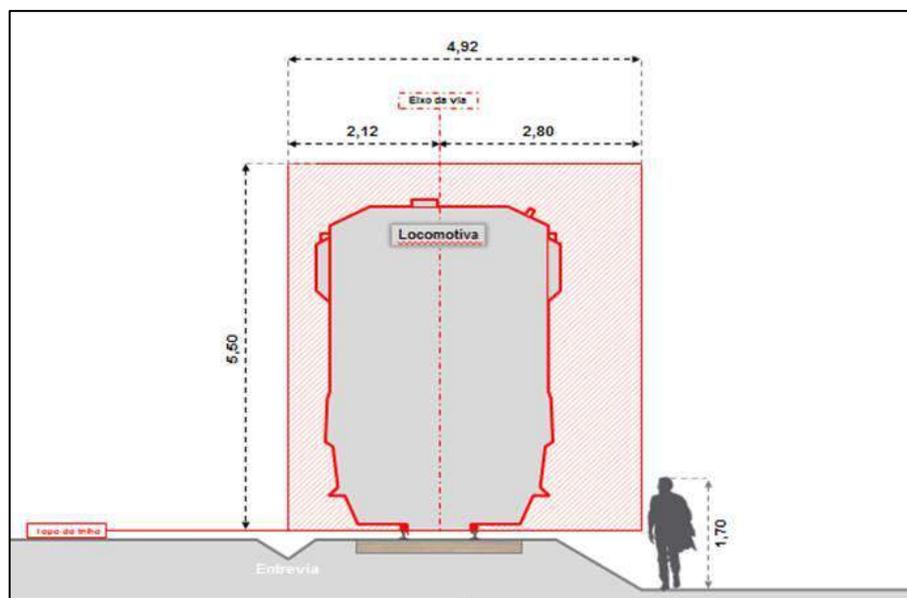


Figura 2: Gabarito de segurança EFC - ROF.

### 3. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

Conforme apresentado no capítulo anterior, a solução de proteção deveria ser instalada de forma que não interferisse na faixa de 2,8m a partir do eixo da ferrovia, e ser capaz de reter um volume de 115m<sup>3</sup>/m que é o volume da cunha crítica de ruptura esperada.

Conhecida a deflexão máxima dos sistemas da barreira dinâmica utilizada, foi definido um afastamento de 5,5m do eixo para o posicionamento da barreira. A Figura 3 apresenta um croqui esquemático com a cunha potencial de ruptura, a barreira posicionada a 5,5m do eixo da ferrovia, e os volumes de retenção atingidos. Com a utilização de um sistema padrão com 3,5m de altura, e utilizando o ângulo de repouso considerado para o material provenientes da

ruptura de 22° foi obtida uma capacidade de retenção de aproximadamente 155m<sup>3</sup>/m. Um segundo cenário foi avaliado, afastando a barreira 8m a partir do eixo da ferrovia, neste cenário o volume de retenção foi reduzido para 115m<sup>3</sup>/m (Figura 4).

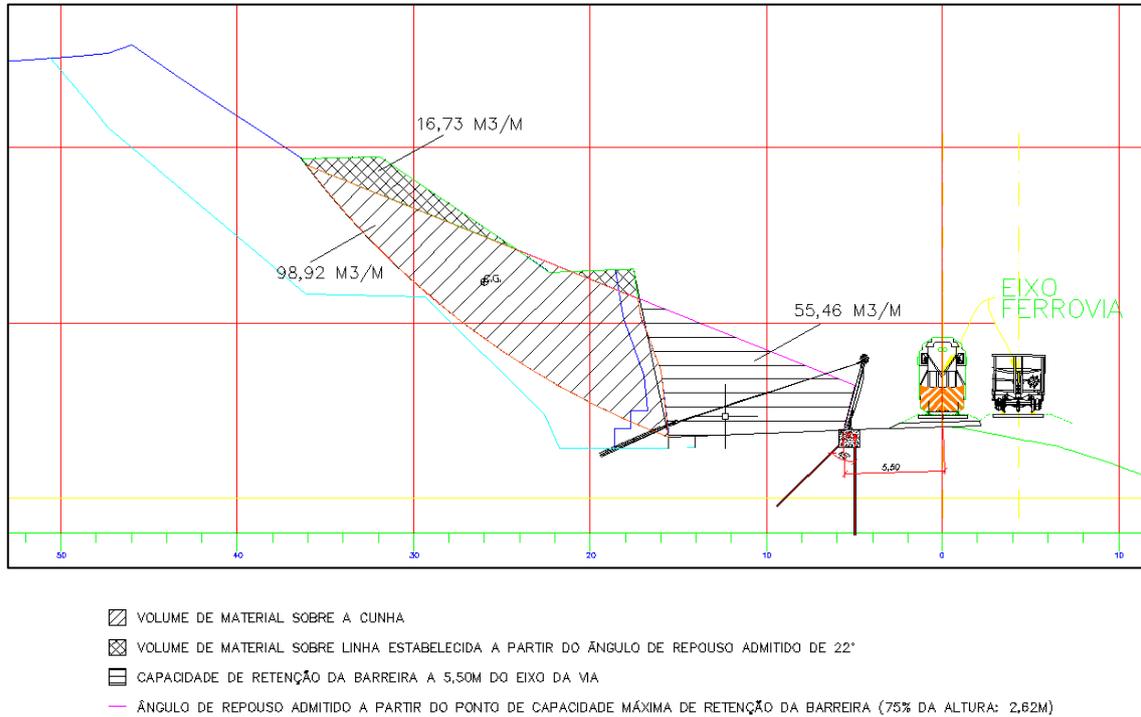


Figura 3: seção tipo da solução conceitual com delimitação dos volumes.

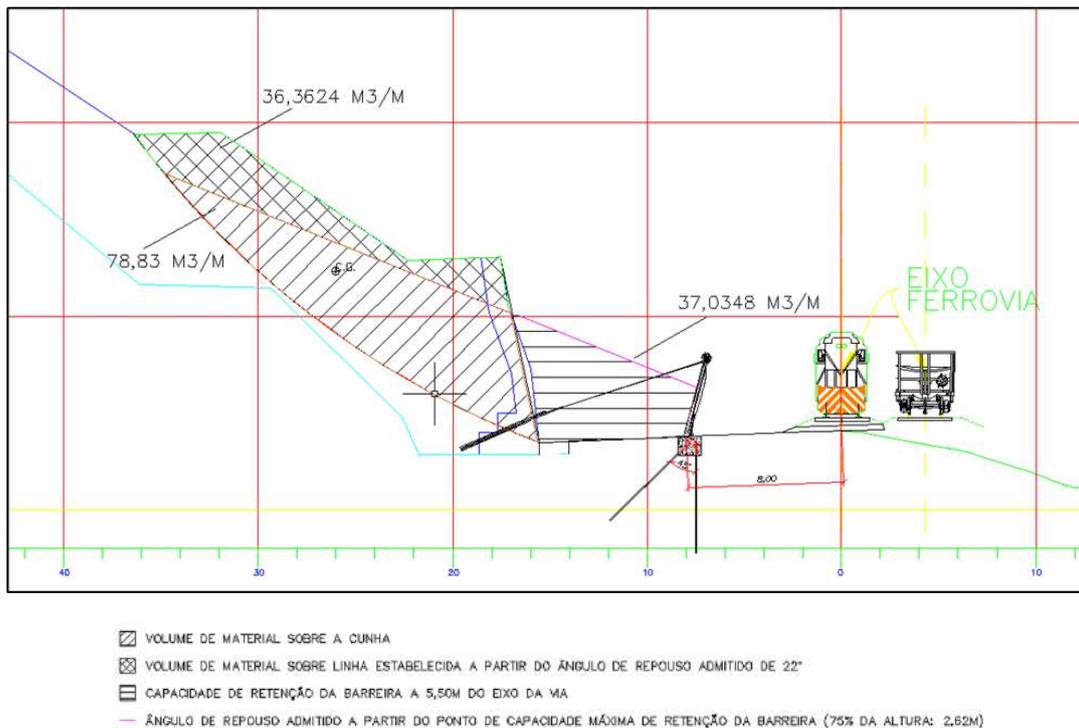


Figura 4: seção com posicionamento da barreira dinâmica ajustado para 8,00 metros do eixo da ferrovia.

Para o cálculo dos esforços atuantes na estrutura foi utilizada a metodologia proposta por Wendeler (2008) desenvolvida para barreiras dinâmicas impactadas por fluxos de detritos e depois ajustada para escorregamentos superficiais. A Equação 1 apresenta o cálculo da pressão de impacto:

$$M_{\text{dyn}} = C_w \cdot h_{\text{fl}} \cdot V^2 \cdot \gamma \quad (1)$$

Onde  $M_{\text{dyn}}$  (kN/m<sup>3</sup>·hfl) representa máxima pressão dinâmica aplicada no paramento,  $C_w$  (adm) representa o coeficiente de impacto dinâmico, aqui definido como 1,00;  $h_{\text{fl}}$  (m) a altura do fluxo;  $V$  a velocidade de impacto e  $\gamma$  (ton/m<sup>3</sup>) a massa específica do material,

Já a máxima pressão de impacto admissível para a barreira dinâmica contra escorregamentos superficiais é definida pela equação abaixo, onde  $R_{\text{dyn}}$  é a resistência dinâmica (kN/m<sup>3</sup>·hfl) obtida através de ensaios em escala real e  $M_{\text{mur}}$  (kN/m<sup>2</sup>) é a máxima pressão absorvida pelo sistema de barreira. Considerando o modelo de barreira SL-150 com espaçamento máximo entre postes de 5 metros, a máxima pressão é de 150 kN/m<sup>2</sup>.

$$R_{\text{dyn}} = M_{\text{mur}} \cdot h_{\text{fl}} \quad (2)$$

A determinação da velocidade de impacto não é trivial, pois a mobilidade do material rompido depende da quantidade de água disponível na mistura. Para a estimativa deste valor foi realizado o cálculo do trabalho envolvido no movimento de massa, descontando este da energia potencial disponível para o movimento.

Foi então realizada retro análise do evento para verificar a energia que a barreira foi impactada pelo movimento de massa. Como o mecanismo foi de deslizamento, a retroanálise foi realizada computando a energia potencial menos a energia consumida por atrito no processo, ao invés de uma simulação de queda de rochas.

$$E_{\text{pot}} = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (3)$$

Considerando:

$$E_{\tau} = \int_0^l F \cdot dl \quad (4)$$

Sendo  $F$  a força consumida por atrito na base da lasca (resistência ao cisalhamento), pode-se estimar a energia gasta no percurso.

$$E = E_{\text{pot}} - E_{\tau} \quad (5)$$

$$E = \frac{1}{2} m \cdot v^2 \quad (6)$$

Este cálculo foi realizado com uma série de simplificações, e resultou em uma velocidade na faixa de 4,5m/s, que foi majorada para 6m/s como valor de projeto.

O resumo dos parâmetros de projeto é apresentado abaixo:

a) Volume de retenção: Os volumes de retenção, apresentados, são de 16,73 m<sup>3</sup>/m na zona superior e 98,92m<sup>3</sup>/m na zona inferior, até a cunha estimada, totalizando ~115m<sup>3</sup>/m de volume total instável.

b) Velocidade de impacto: 6m/s.

c) Massa específica: médio considerado do material mobilizado foi de 2,2 ton/m<sup>3</sup>.

d) Altura do fluxo: Foi definida como 2,62 metros, altura de impacto prevista

Com base nas premissas e metodologia acima indicadas são estimadas as seguintes cargas e resistência para o sistema

$$M_{\text{dyn}} = 1,00 \cdot 2,62 \cdot 6,5^2 \cdot 2,20 = 207 \frac{\text{kN}}{\text{m} \cdot \text{hfl}}$$

$$R_{\text{dyn}} = 150 \cdot 2,62 = 393 \frac{\text{kN}}{\text{m} \cdot \text{hfl}}$$

Verifica-se então um fator de segurança de 1,9 para o projeto em questão. As cargas de ancoragem do sistema são obtidas considerando a máxima pressão de impacto possível na barreira, as cargas de ancoragem variam entre 200kN e 230kN. Para o dimensionamento do comprimento ancorado foi adotado o procedimento de Bustamante e Doix (1985) sendo considerada uma tensão de adesão  $Q_s$  de 210 kPa. Foram definidos como comprimentos ancorados 6m para as ancoragens de montante, 8m para a fundação e 8m para as ancoragens laterais.

#### 4. SOLUÇÃO IMPLANTAÇÃO

O trecho para implantação da solução de barreiras contra escorregamentos superficiais tem aproximadamente extensão de 170 metros de comprimento. A implantação consistiu nas seguintes fases: (a) perfuração e injeção das fundações e ancoragens; (b) montagem da barreira e (c) certificação da montagem.

A perfuração foi realizada com equipamentos rotoperçussivos e diâmetros de 90mm nas profundidades de projeto.

Para a fundação dos postes foram realizados furos de 8m com diâmetro de 90m, estas três ancoragens são fixadas ao bloco de fundação do qual partem dois arranques compostos por barras 40mm com 1m de comprimento conforme detalhe e fotos abaixo. No total foram executados 44 blocos de fundação com três ancoragens cada, e mais 91 ancoragens de cabo espiral para 20 a 25 ton. de carga de trabalho dependendo da posição na barreira.



Figura 5: blocos de fundação. Estrutura colpasada ao fundo da fotografia.

Os valores de  $Q_s$  adotados em projeto foram verificados em campo através de ensaios de arrancamento. A montagem da estrutura seguiu a sequência preconizada no manual de instalação, qual seja: (a) placas base, (b) cabos de suporte inferiores, (c) postes e cabos de retenção de montante, (d) cabos de suporte superiores e por fim a (e) malha.



Figura 6: Barreira dinâmica concluída executada para a proteção da ferrovia.

## 5. COMENTÁRIOS FINAIS

A instabilidade de uma estrutura de contenção colocou em risco a operação da EFC no início de 2021. A solução definitiva para estabilização deste talude foi o retaludamento. Para possibilitar a continuidade da operação da ferrovia durante a execução deste retaludamento foi projetada e implantada uma barreira dinâmica contra escorregamentos superficiais com 314m de comprimento e altura de 3,5m. A solução foi dimensionada com capacidade de retenção de 100% do volume estimado, 115,65m<sup>3</sup>/m, sendo esta barreira modelo GEOBRUGG SL-150, capaz de reter pressões de impacto de até 150kN/m<sup>2</sup> com altura de 3,5 metros e espaçamento de postes de 5 metros.

A seguinte linha do tempo foi construída na implantação deste projeto (períodos aproximados):

- a) Estudos preliminares para tomada de decisão – 2 semanas;
- b) Dimensionamento final de engenharia e detalhamento – 1 semana;
- c) Fornecimento e instalação dos sistemas ~ 10 semanas;

A barreira dinâmica contra escorregamentos superficiais foi instalada e garantiu a segurança de operação da ferrovia durante as obras de retaludamento. Atualmente a barreira encontra-se em fase de descomissionamento, e será guardada para utilização em outras eventuais ocorrências emergenciais.

## REFERÊNCIAS

- Bustamante, M.; Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n. 140, p. 75-92.
- EAD 340020-00-0106 Flexible Kits for Retaining Debris flow and Shallow Landslide/open hill debris flows, 2016. European Assessment Document. [www.eota.eu](http://www.eota.eu)
- Geobrigg AG (2017) Product Manual SL-150 – Shallow Landslide System SPIDER SL-150. Protection Systems, CH-8590 Romanshorn, Switzerland.
- Geobrigg AG (2017) Software Manual SL-150 – Shallow Landslide System SPIDER SL-150. Protection Systems, CH-8590 Romanshorn, Switzerland.
- Wendeler, C. (2008) Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers. Ph.D. Thesis. Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research WSL CH-8903 Birmensdorf. 281 pages.

## Capítulo 9

### A TEORIA DO *SHAKEDOWN* APLICADA À PAVIMENTAÇÃO COM SOLOS TROPICAIS: ESTUDOS COM SOLOS LATERÍTICOS DO NORTE DO BRASIL

\* Artigo originalmente publicado sob o título “A teoria do *shakedown* aplicada à pavimentação com solos tropicais” nos anais do XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2014, Goiânia/GO.

Bruno Guimarães Delgado  
Antônio Carlos Rodrigues Guimarães  
Laura Maria Goretti da Motta

#### 1. INTRODUÇÃO

Em algumas obras geotécnicas, atuam carregamentos cíclicos que provocam tensões não estáticas nos solos, e embora não sejam perfeitamente cíclicas, utiliza-se esta denominação até em função da ausência de outro termo mais apropriado. As principais estruturas geotécnicas sujeitas a carregamentos cíclicos são as mostradas na Figura 1 (O’reilly e Brown, 1991).

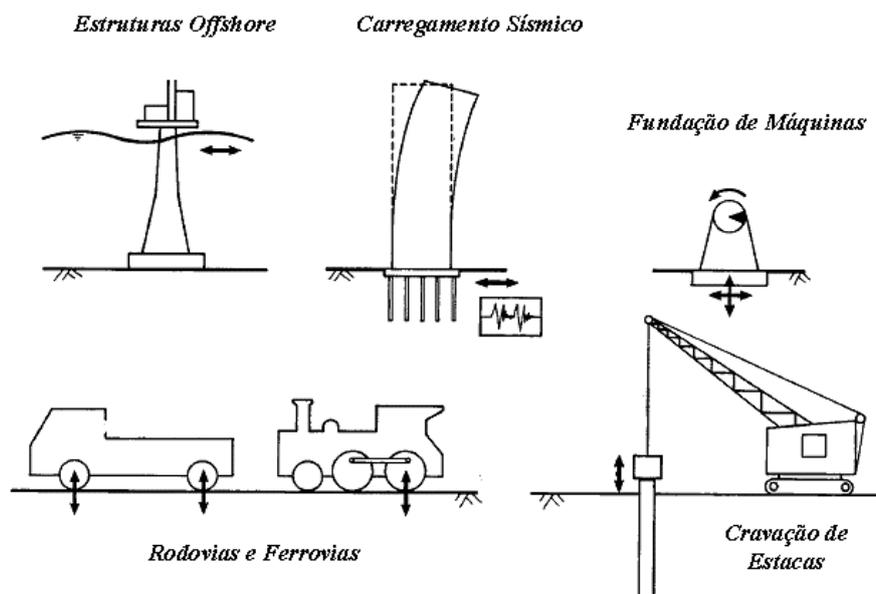


Figura 1. Principais estruturas geotécnicas sujeitas a carregamentos cíclicos (O’reilly e Brown, 1991).

Guimarães (2001) ressalta que para o caso específico da Geotecnia de Pavimentos, o carregamento cíclico pode levar o solo à ruptura, a níveis elevados de deformação plástica (inviabilizando sua aplicação) ou a uma tendência de estabilização da deformação permanente. Quando ocorre após a aplicação de um determinado número de repetições de carga (geralmente superior a 100.000 ciclos) é chamada de *shakedown* ou acomodamento.

Tal teoria foi desenvolvida para aplicações a metais submetidos a cargas rolantes. Foi aplicada pioneiramente a pavimentos por Sharp e Booker em 1984. A aplicação em pavimentos

veio logo a seguir, especialmente na Inglaterra. Um dos primeiros estudos para avaliar sua aplicabilidade a solos brasileiros para fins de pavimentação rodoviária foi feito por Guimarães (2001) ampliado em Guimarães (2009) e para fins ferroviários por Delgado (2012), seguidos por outros.

A teoria do acomodamento aplicada a solos para uso na pavimentação indica que, quando em um pavimento submetido a carregamento cíclico cessam as deformações plásticas para um determinado número de aplicações de cargas, o material constituinte de uma camada (ou todos) entrou em *shakedown*.

A ausência ou diminuição considerável da deformação plástica do solo é oriunda do equilíbrio entre as tensões responsáveis pelas deformações elásticas e as tensões residuais, sendo a presença destas últimas uma condição fundamental para ocorrência do fenômeno.

Segundo Guimarães (2001), o objetivo da teoria do *shakedown* ou acomodamento é definir as condições e limites para um determinado carregamento no qual o fenômeno ocorra. Observou a tendência de ocorrência em solos tropicais laterizados, o que configura um fator que favorece a aplicação destes solos em camadas de pavimentos.

Dawson e Kolisoja (2004) propõem classificações de tipos de afundamento de trilha de rodas em pavimentos, em função do acomodamento e ressaltam a carência de estudos desta natureza nos materiais de pavimentação de forma a tornar o dimensionamento dos projetos mais adequados.

Deve-se ressaltar a importância da determinação da natureza laterítica dos solos finos pela metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995) e os estudos de resiliência como complementares a esta pesquisa de acomodamento (Medina e Motta, 2005).

## **2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

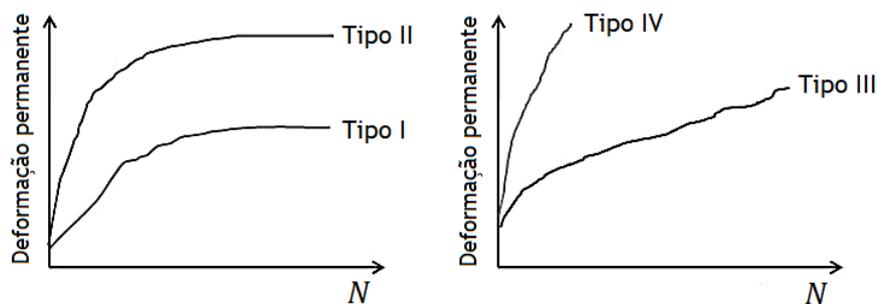
Guimarães (2001) destaca três fatores principais que afetam a resposta de um solo submetido a carregamento cíclico:

a) Ocorre uma variação nas propriedades do solo com o acúmulo de deformações permanentes, devido, em geral, a um rearranjo microestrutural das partículas. No modelo elasto-plástico estas variações são geralmente simuladas usando-se leis constitutivas, incluindo alguma forma de fluxo plástico secundário, que ocorre na superfície de ruptura primária;

b) Em uma estrutura real, num dado elemento que foi solicitado acima do limite elástico, a tensão atuante não retorna a zero após cessar a solitação. Tensões residuais são induzidas no material e, como consequência, quando o elemento se fizer novamente carregado sua resposta será distinta. Trata-se de uma segunda forma de *shakedown*, chamada de *shakedown* estrutural, em oposição ao *shakedown* do material, citado no item “a”; e

c) Um terceiro fator, menos importante, responsável pela mudança na resposta da estrutura é a possível mudança na distribuição da tensão de carregamento induzida, provocada por deslocamentos permanentes. É o chamado *shakedown* geométrico.

A Figura 2 dá uma ideia das curvas de deformação permanente acumulada em função do número de repetições de aplicação de carga ( $N$ ), características dos solos estudados para fins de pavimentação, evidenciando a ideia de acomodamento das deformações permanentes.



- Tipo I: *shakedown* com deformação permanente total baixa - até 1 mm;
- Tipo II: *shakedown* com deformação permanente total elevada - até 10 mm;
- Tipo III: deformação permanente com taxa de acréscimo/ciclo não-nula (escoamento plástico); e
- Tipo IV: ruptura.

Figura 2. Curvas características de deformação permanente em solos pelo número de repetições de carga, para fins de pavimentação (Guimarães, 2001).

Na busca experimental pela compreensão e previsão da ocorrência deste fenômeno em solos para pavimentação, Guimarães (2009) relata que a pesquisa do *shakedown* com emprego do ensaio triaxial cíclico em solos tem sido realizada atualmente em centros de pesquisa de vários países. Destaca, dentre outros, os trabalhos de Werkmeister *et al.* (2001) e Werkmeister *et al.* (2003), da Universidade de Dresden, Alemanha e da Universidade de Nottingham, Inglaterra, que desenvolveram um modelo de previsão para a deformação permanente de materiais de pavimentação. O modelo aplicado para materiais granulares distingue três tipos de comportamento do solo quanto à deformação permanente (níveis A, B e C), representados na Figura 3 e comentados em sequência.

O modelo do gráfico da Figura 3, proposto inicialmente por Dawson e Wellner em 1999, representa no eixo das abscissas os valores obtidos da deformação permanente acumulada vertical, em metros, do corpo de prova durante o ensaio cíclico, multiplicados por  $10^{-3}$ ; e no eixo das ordenadas a taxa de acréscimo da deformação permanente vertical por ciclo ( $\times 10^{-3}$ ) em ordem decrescente (Werkmeister *et al.*, 2001). Para este modelo da Figura 3, tem-se que:

a) Nível A – Shakedown ou acomodamento plástico: o material apresenta deformações elásticas e plásticas até um determinado número de aplicações de carga e, a partir daí, apresenta apenas deformações elásticas, havendo, portanto, um acomodamento das deformações plásticas ou permanentes. Segundo Werkmeister *et al.* (2003), as curvas geradas pelo gráfico quando tendem a ser paralelas ao eixo vertical, caracterizam de fato o fenômeno do *shakedown*. Convencionou-se que a taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga da ordem de  $10^{-7}$  ( $\times 10^{-3}$ ) metros por ciclo de aplicação de carga representa o acomodamento. Diz-se que o material entrou em *shakedown*, quando a carga repetida aplicada é suficientemente pequena de modo a não produzir deformações plásticas relevantes, as deformações sendo totalmente recuperadas;

b) Nível C – Colapso: neste nível de sollicitação, ocorrem incrementos sucessivos de deformação permanente para cada ciclo de carregamento e a resposta do material é sempre plástica. O material pode apresentar ruptura por cisalhamento ou atingir níveis de deformação tal que o torne inservível para a pavimentação. Da Figura 3 conclui-se que neste tipo de comportamento: a taxa de deformação permanente depende do nível de carregamento e decresce mais lentamente se comparada com os domínios A e B.

c) Nível B: corresponde a um nível de resposta intermediária às sollicitações impostas ao material, isto é, não é possível afirmar que o material entrará em colapso, nem que ele entrou em *shakedown*. Nos ciclos iniciais de aplicação de cargas a taxa de acréscimo da deformação permanente é elevada, mas vai decrescendo tornando-se próxima a uma constante.

Os níveis A e B podem ser distinguidos a partir da deformação resiliente, pois para o nível A, a deformação resiliente aumenta progressivamente em função do acréscimo da razão de tensões  $\sigma_{1,max}/\sigma_c$  (Werkmeister *et al.*, 2001). Isto implica numa variação não linear em função desta última variável, conforme Figura 4, na qual  $\sigma_{1,max}$  é a soma entre a tensão desvio e a tensão confinante.

Pode-se observar ainda, que para o nível B, o incremento na deformação resiliente é inferior ao observado para o nível A, com uma região de transição bem definida. E ainda, pode-se afirmar que, quanto maior a razão de tensões, maior será a deformação resiliente. Werkmeister *et al.* (2001, 2003, 2004) estabeleceram a equação 1 definidora das zonas limites dos comportamentos A, B e C:

$$\sigma_{1,max} = \alpha \left( \frac{\sigma_{1,max}}{\sigma_3} \right)^\beta$$

(1)

onde  $\sigma_{1,max}$  é a máxima tensão vertical aplicada,  $\sigma_3$  é a tensão de confinamento axissimétrica e  $\alpha$  e  $\beta$  são parâmetros experimentais do modelo. Para uma brita de granodiorito os valores de  $\alpha$ ,  $\beta$  estão apresentados na Figura 5 e são:  $\alpha=2291,9$  e  $\beta=0,807$  para limite entre B e C; e  $\alpha=1421,2$  e  $\beta=0,217$  para limite entre A e B.

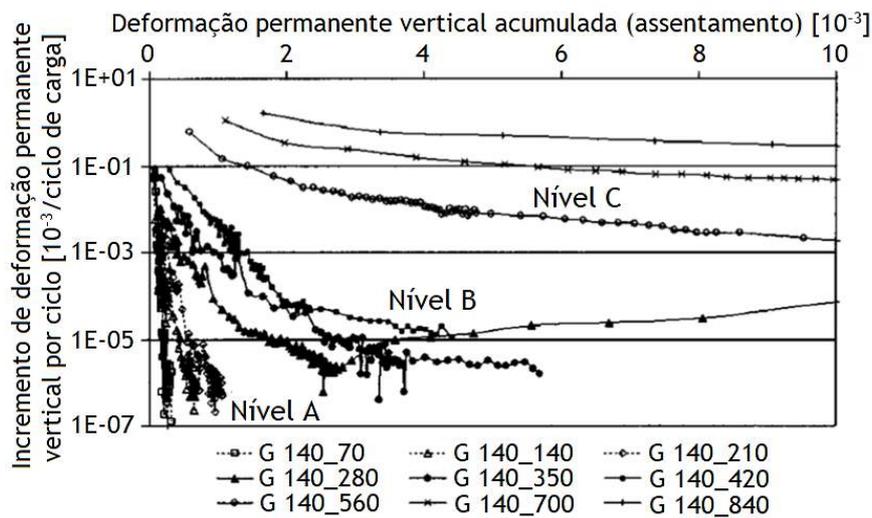


Figura 3. Domínios de deformação permanente vertical obtidos de ensaios triaxiais dinâmicos em solo granular de granodiorito,  $\sigma_3=70\text{kPa}$  (Werkmeister *et al.*, 2001).

Guimarães (2009) destaca que, de posse da equação 1, é possível estender os limites do *shakedown* para razões de tensões não ensaiadas, por extrapolação, conforme ilustrado na Figura 5, na qual é possível observar que o nível A, situação de *shakedown*, é associado a baixas razões de tensões.

Esse artigo apresenta a investigação da ocorrência do acomodamento em dois solos tropicais laterizados, um gráudo e um fino, como exemplos de aplicação da teoria. Em Guimarães (2009) pode-se encontrar resultados do limite de *shakedown* para vários solos, e especialmente a

definição da curva limite do comportamento do solo no nível A, similar ao apresentado na Figura 5 para um solo granular.

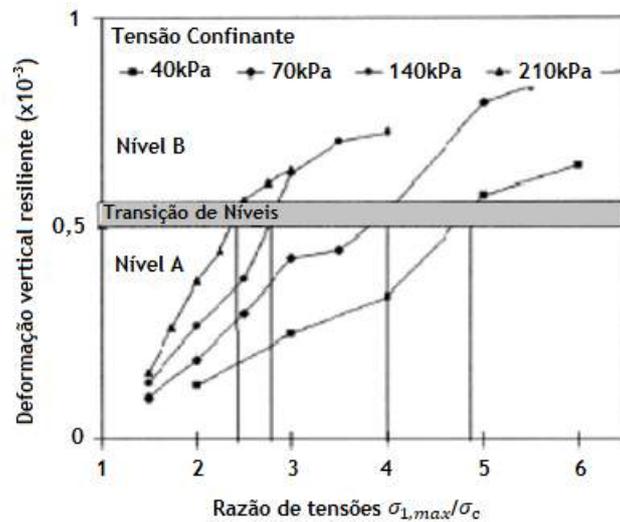


Figura 4. Deformação resiliente variando com a razão de tensões  $\sigma_{1,max}/\sigma_c$  para um solo granular de granodiorito (Werkmeister *et al.*, 2001).

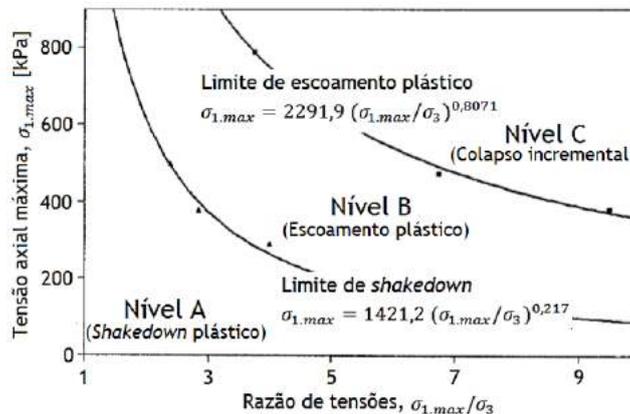


Figura 5. Limite de Shakedown para um solo granular de granodiorito (Werkmeister *et al.*, 2004).

### 3. ALGUNS SOLOS ANALISADOS

Como exemplo de estudos recentes desenvolvidos no Brasil, particularmente no Setor de Pavimentos do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, apresentam-se, a seguir, alguns resultados em solos tropicais brasileiros visando avaliar seus aspectos tensão-deformação, e em particular investigar a ocorrência do acomodamento (*shakedown*), objetivando confirmar a ocorrência frequente do fenômeno em solos lateríticos.

Guimarães (2009) estudou diversos solos brasileiros, destacando-se neste artigo, estudos relacionados a um solo granular de Rondônia para aplicação em pavimentos rodoviários.

Delgado (2012) analisou um solo fino laterítico do Maranhão para aplicação em camada de sublastro de pavimento ferroviário, também apresentado neste artigo.

Pode-se observar na Tabela 1 a caracterização geotécnica dos solos investigados por Guimarães (2009) e por Delgado (2012).

Tabela 1. Caracterização geotécnica de alguns solos tropicais estudados por Guimarães (2009) e Delgado (2012).

Material	Composição Granulométrica (%) – Escala ABNT					IP (%)	MCT	
	Argila	Silte	Areia					Pedregulho
			Fina	Média	Grossa			
Cascalho Laterítico de Rondônia (GUIMARÃES, 2009)	10	5	17	9	3	56	-	
Argila Laterítica do Maranhão (DELGADO, 2012)	77	17	5	1	0	0	27	

Nota: IP – Índice de Plasticidade; MCT – classificação MCT (mini-compactado-tropical).

Os estudos de deformação permanente com estes solos foram conduzidos através de diversos ensaios variando os pares de tensão confinante e desvio, visando “varrer” as possíveis respostas do solo em diferentes níveis de tensão conforme a aplicação específica (rodovias ou ferrovias). A Tabela 2 apresenta os pares de tensão no qual foram realizados cada um dos ensaios.

Tabela 2. Pares de tensão aplicados nos ensaios de deformação permanente para os solos da Tabela 1.

Material	Ensaio	Tensão	
		$\sigma_d$	$\sigma_3$
Cascalho Laterítico de Rondônia (GUIMARÃES, 2009)	1	0,04	0,04
	2	0,12	0,04
	3	0,15	0,10
	4	0,25	0,10
	5	0,10	0,10
Argila Laterítica do Maranhão (DELGADO, 2012)	1	0,07	0,07
	2	0,10	0,20
	3	0,14	0,28
	4	0,10	0,40
	5	0,05	0,25
	6	0,05	0,30
	7	0,14	0,42

Nota:  $\sigma_d$  – Tensão Desvio Cíclica;  $\sigma_3$  – tensão confinante.

Apresentam-se, na Figura 6, os resultados dos ensaios de deformação permanente acumulada ( $E_p$ ) obtidos para cada um dos ensaios realizados em um cascalho laterítico de Rondônia. Em todos os ensaios fica evidenciada a forte influência do estado de tensão, sendo que o aumento de 0,10 MPa da tensão desvio, entre os ensaios 3 e 4 (de  $\sigma_d=0,15$  MPa para  $\sigma_d=0,25$  MPa), representou um aumento da deformação permanente total de 0,471 mm para 0,930 mm, que corresponde a um acréscimo de 102%.

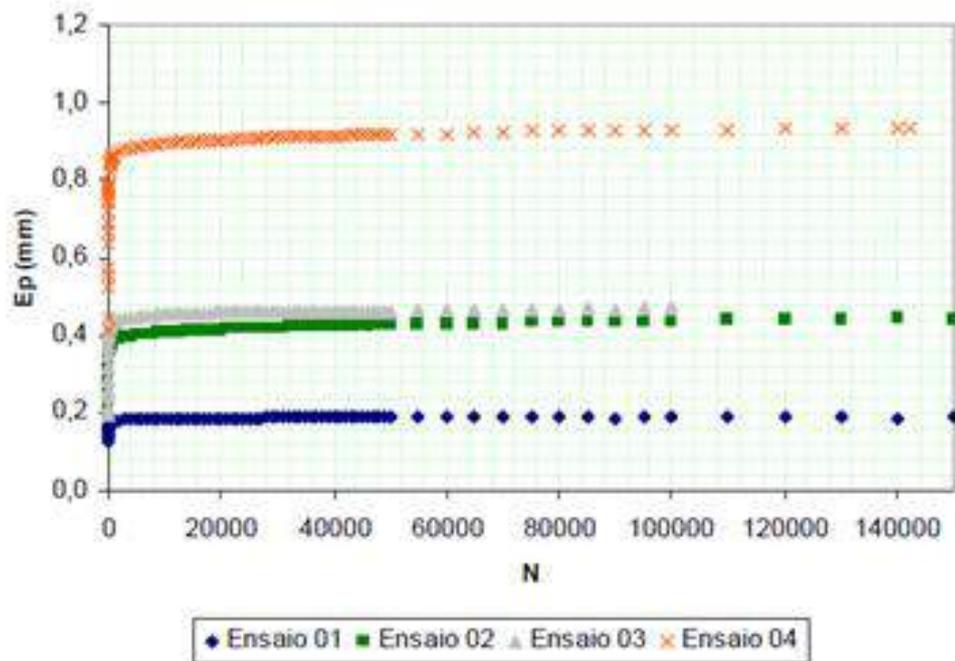


Figura 6. Variação da deformação permanente total de cascalho laterítico de Rondônia (Guimarães, 2009).

No ensaio 1 conduzido com nível de tensão muito baixo ( $\sigma_d = \sigma_3 = 0,04$ MPa) a deformação permanente total observada foi de 0,189 mm após 156.000 ciclos de aplicação de carga. No ensaio 2, manteve-se a mesma tensão confinante e aumentou-se em três vezes  $\sigma_d$ , o que aumentou a deformação permanente total para 0,452 mm, ou seja, um acréscimo de 139%.

Os ensaios 2 e 3, conduzidos com nível de tensão desvio muito próximo e tensão confinante diferente,  $\sigma_3=0,04$  MPa no ensaio 2 e  $\sigma_3=0,10$  MPa no ensaio 3, tiveram resultados bem próximos de deformação permanente mostrando que a tensão vertical é determinante.

O solo fino laterítico (Delgado, 2012), Figura 7, também indicou forte influência do estado de tensão: para 100% de aumento da tensão desvio entre os ensaios 2 e 4 (de  $\sigma_d=0,20$ MPa para  $\sigma_d=0,40$ MPa), mantendo-se constante a tensão confinante ( $\sigma_3=0,10$ MPa), obteve-se um aumento da deformação permanente total de 0,719 mm para 2,093 mm, um acréscimo de 191%.

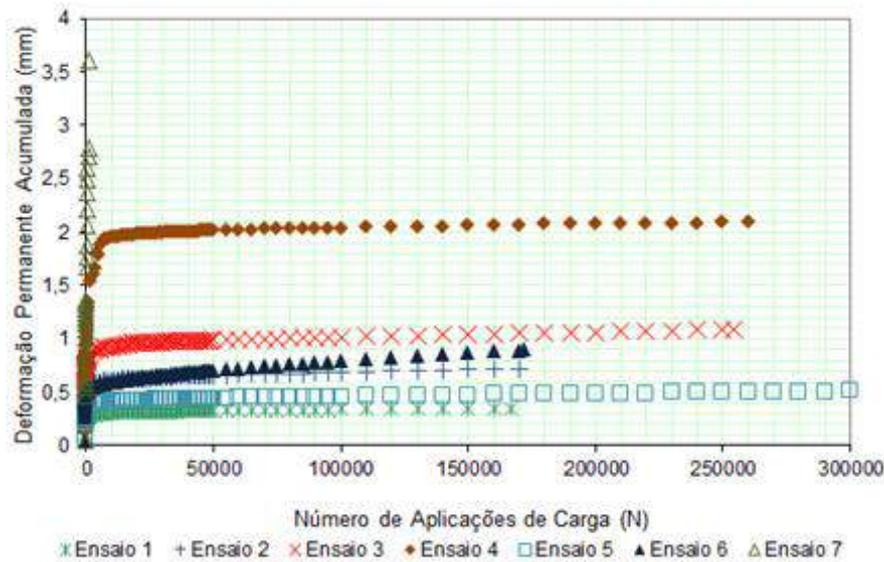


Figura 7. Variação da deformação permanente total de solo fino laterítico do Maranhão (Delgado, 2012).

O ensaio 6 foi conduzido com nível de tensão desvio 50% superior ao do ensaio 2 e metade da tensão confinante deste ensaio ( $\sigma_3=0,10\text{MPa}$  no ensaio 2 e  $\sigma_3=0,05\text{MPa}$  no ensaio 6). Observa-se que as curvas que representam as deformações permanentes para estes ensaios (2 e 6), são muito similares, quase superpostas, indicando menor influência da tensão confinante na deformação permanente total deste material, para o universo de variação de tensões confinantes adotado. A diferença reside no fato de que para o nível de tensão do ensaio 6 o material não indica um acomodamento das deformações permanentes tão evidente como no ensaio 2. Para confirmação desta afirmativa, é necessário investigar a ocorrência do acomodamento conforme modelo gráfico proposto por Dawson e Wellner em 1999 discutido em Guimarães (2009), que será abordado à frente.

Observou-se que no ensaio 7 houve ruptura do corpo de prova após pouco mais de 1.300 ciclos de aplicação de carga, ou seja, o solo é inadequado para este nível de tensão, que é realmente bastante elevado ( $\sigma_d=0,42\text{MPa}$  e  $\sigma_3=0,14\text{MPa}$ , implicando em  $\sigma_v=0,560\text{MPa}$ ) comparativamente à tensão solicitante que atua na plataforma ferroviária. Para mais detalhes ver Delgado (2012).

As curvas de deformação permanente expressas pelas Figuras 6 e 7, dão uma ideia da ocorrência do *shakedown*, porém, para verificar com acurácia a manifestação de tal fenômeno, Guimarães (2009) menciona pesquisas de ocorrência do *shakedown* desenvolvidas por Werkmeister *et al.* (2001, 2003, 2004) para solos granulares, utilizando o modelo de Dawson e Wellner para a apresentação e análise dos resultados (Figura 3). Neste artigo adota-se o mesmo modelo para comparar os resultados deste estudo pela padronização do gráfico.

Na Figura 8 está a pesquisa de ocorrência do *shakedown* para o cascalho laterítico de Rondônia investigado por Guimarães (2009). Observa-se que todos os ensaios realizados conduziram à situação de *shakedown*, ou acomodamento das deformações permanentes, representada pela tendência das curvas se tornarem paralelas ao eixo vertical. Em ambos os estudos – Guimarães (2009) e Delgado (2012) – os corpos de prova foram moldados na umidade ótima e energia equivalente à do ensaio Proctor Intermediário (PI).

Em relação ao solo fino laterítico, analisando a Figura 9, observa-se que os cinco primeiros ensaios realizados (ensaios 1, 2, 3, 4 e 5) conduziram à situação de *shakedown*, ou acomodamento das deformações permanentes, representada pela tendência das curvas se tornarem paralelas ao eixo vertical (comportamento tipo A). O ensaio 6 apresentou uma resposta de escoamento plástico do solo (comportamento tipo B) e o ensaio 7 levou o solo ensaiado à ruptura, caracterizando um comportamento tipo C.

Do gráfico da figura 9, nota-se que nos ensaios 2 e 6 (ensaio 6 com metade da tensão confinante do ensaio 2, mas aumentando em 50% a tensão desvio) obteve-se curvas similares até uma determinada taxa de acréscimo da deformação permanente (da ordem de  $10^{-6}$ ), a partir daí, o ensaio 6 conduzido com tensão desvio maior induziu um escoamento plástico do solo (comportamento tipo B), confirmando que este solo tem maior influência da tensão desvio do que da confinante. A laterização deve criar uma coesão verdadeira que faz o material ser menos sensível ao confinamento. Considerando que os ensaios foram realizados em corpos de prova recém compactados, espera-se que o desempenho de um solo laterítico após algumas horas ou dias de “cura”, melhore ainda mais com relação à resistência à deformação permanente. Esta característica foi observada por Svenson (1980) para solos finos lateríticos.

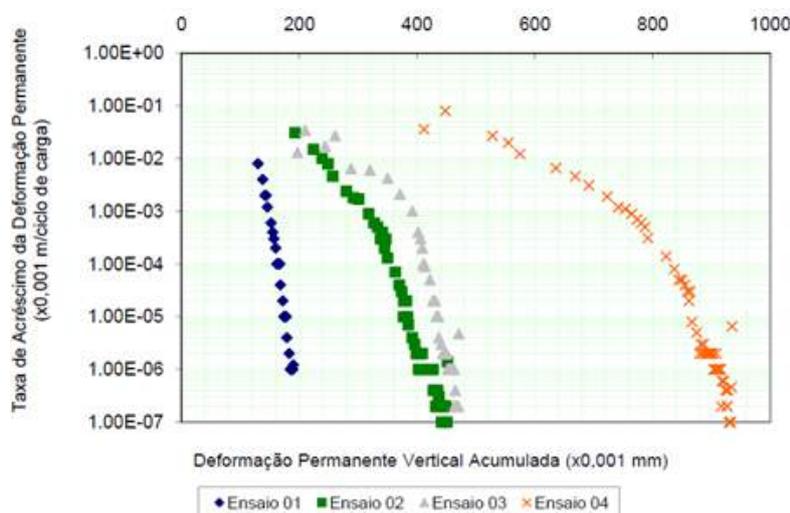


Figura 8. Pesquisa da ocorrência do *shakedown* em cascalho laterítico de Rondônia (Guimarães, 2009).

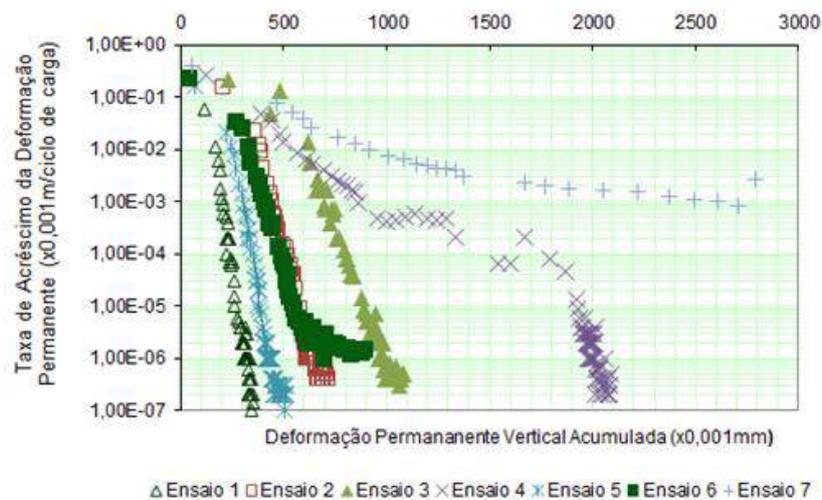


Figura 9. Pesquisa da ocorrência do *shakedown* em solo fino laterítico do Maranhão (Delgado, 2012).

Ainda analisando o gráfico da figura 9, nota-se que no ensaio 4 conduzido com elevado nível de tensão desvio, o solo deformou bastante, comparativamente aos demais, antes de entrar em *shakedown*, sugerindo dois comportamentos distintos ao longo da realização do ensaio. Também reforça a forte influência da tensão desvio no comportamento deste solo, visto que os demais ensaios, conduzidos com tensão confinante similar e tensão desvio inferiores, não apresentaram esta peculiaridade. Logo, observou-se que na medida em que se reduziu o estado de tensão, caso dos ensaios 1, 2, 3 e 5, fica menos nítida a tendência das curvas dos resultados apresentarem dois comportamentos distintos.

Ainda com relação ao ensaio 6, cujo corpo de prova entrou em escoamento plástico (comportamento tipo B), não cabe afirmar que o solo não poderá trabalhar neste nível de tensão sob nenhuma hipótese. Deve-se comparar o número de ciclos do ensaio para o qual ocorreu a mudança de comportamento com o número de passagens do eixo padrão previsto para o período de projeto (N). Se o do ensaio for maior, é ainda possível usar o material, por exemplo, em solução de pavimento de baixo volume de tráfego.

#### 4. CONCLUSÕES

Abordou-se neste artigo, os princípios fundamentais da teoria do *shakedown* aplicada à pavimentação, evidenciando a frequente ocorrência do fenômeno associado aos solos tropicais laterizados, tanto em solos concretados – caso da laterita de Rondônia investigada por Guimarães (2009) – como para solos finos lateríticos, estudo de Delgado (2012) em um solo do estado do Maranhão. Tal ocorrência é de grande interesse para os projetos de pavimentação, tanto rodoviária como ferroviária, e reforça a necessidade da realização de investigações deste

tipo para a escolha dos materiais em substituição ao tradicional ensaio de Índice Suporte Califórnia (ISC ou CBR) que não tem esta possibilidade de análise. Além disto, é urgente se adotar métodos de dimensionamento mais adequados à gênese dos nossos solos, em detrimento de métodos tradicionais baseados unicamente em critérios empíricos como o do CBR, por exemplo.

## REFERÊNCIAS

- Dawson, A, Kolisoja, P. Permanent deformation. ROADDEX II, Northern Periphery, 2004.
- Delgado, B.G. Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás. Dissertação de Mestrado, NUGEO/UFOP: Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil, 2012.
- Guimarães, A.C.R. Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2001.
- Guimarães, A.C.R. Um método mecanístico-empírico para previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2009.
- Medina, J.; Motta, L.M.G. Mecânica dos pavimentos. COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 2005.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Ed. Villibor: São Paulo, Brasil, 1995.
- O'reilly, M.P.; Brown, S.F. Cyclic loading of solis. Ed. Van Nostrand Reinhold: New York, USA, 1991.
- Svenson, M. Ensaios triaxiais dinâmicos de solos argilosos. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brasil, 1980.
- Werkmeister, S., Dawson, A.R., Wellner, F. Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. Transportation Research Record nº 01-0152: Washington, DC, 2001.
- Werkmeister, S., Numrich, R., Dawson, A., Wellner, F. Design of granular pavement layers considering climatic conditions. TRB, 2003.
- Werkmeister, S., Dawson, A. R., Wellner, F. Pavement Design for Unbound Granular Materials. Journal of Transportation Engineering. ASCE: USA, 2004.

## Capítulo 10

# EFEITO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS LATERÍTICOS DO ESTADO DE RORAIMA

*Bárbara Drumond Almeida  
Lidiane Hellen dos Santos Santana  
Antônio Carlos Rodrigues Guimarães*

### 1. INTRODUÇÃO

A qualidade dos pavimentos das rodovias é afetada devido à ação das cargas cíclicas provenientes pelo tráfego intenso, em que ocorrem deformações de caráter permanente e recuperáveis. As deformações permanentes são aquelas que persistem mesmo após a carga cíclica ter cessado, levando a afundamentos de trilhas de rodas (ATR), normalmente de natureza plástica. Por outro lado, as deformações recuperáveis são caracterizadas pelo comportamento elástico da estrutura, desaparecendo imediatamente após a remoção da carga e são responsáveis pelo fenômeno da fadiga nos revestimentos. Os ensaios laboratoriais procuram simular as condições de passagem das rodas dos veículos e são executados aplicando cargas cíclicas nos corpos de prova. Esses ensaios fornecem parâmetros relevantes para a seleção de materiais e o dimensionamento adequado de pavimentos.

O critério de deformação permanente tornou-se uma referência para a análise e seleção dos materiais potenciais a serem empregados nas camadas dos pavimentos, e, assim como no Módulo de Resiliência (MR), existem vários modelos de previsão disponíveis. No contexto brasileiro, o modelo mais amplamente utilizado é o proposto por Guimarães (2009), o qual é recomendado na norma DNIT 179/2018-IE.

Para Lima *et al.* (2021) nos ensaios de Deformação Permanente (DP), as cargas que os veículos exercem são simuladas por meio da aplicação de tensões verticais pulsantes usando equipamentos triaxiais. Os materiais podem reagir de maneiras diversas à deformação plástica devido a vários fatores, sendo notáveis a intensidade dos estados de tensão e o número de ciclos aplicados. Entretanto, Guimarães (2009), Ribeiro (2013) dentre outros autores, verificaram que o módulo de resiliência após o ensaio de deformação permanente se mostra mais elevado, ou seja, os materiais se tornam mais rígidos após 150.000 ciclos de carregamento impostos pela DP.

Neste contexto, o objetivo dessa pesquisa foi analisar o comportamento do módulo de resiliência dos solos quando submetidos aos ciclos de cargas impostos no ensaio de deformação permanente. Para tanto, foram utilizadas três amostras de solos coletadas em trincheiras abertas in loco em uma rodovia no Estado de Roraima, sendo dois solos lateríticos argilosos e uma areia laterítica. Para fins de comparação, foi realizado o ensaio triaxial de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência das amostras antes e após ao ensaio de deformação permanente.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. Módulo de resiliência

A relação entre as tensões transientes e a correspondente deformação recuperável é por definição o módulo de resiliência do material (SPADA, 2003). O Módulo de Resiliência (MR) é um parâmetro utilizado para descrever o comportamento elástico de materiais como solos e agregados, tanto em ensaios de laboratório com carregamentos repetidos quanto sob as cargas repetidas exercidas pelos veículos sobre o pavimento.

A determinação deste parâmetro é realizada a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas, cuja finalidade é simular em laboratório as condições de carregamento das cargas de tráfego impõem à estrutura do pavimento em campo. De acordo a norma DNIT 134/2018, o módulo de resiliência, MR, é obtido considerando a aplicação de 18 pares de tensões, com frequência de 1Hz, entre outros aspectos, podendo ser expresso pela Equação 1:

$$MR = \sigma_d / \epsilon_r \quad (1)$$

em que  $\sigma_d$ : tensão desviadora (MPa ou kgf/cm<sup>2</sup>);

$\epsilon_r$ : deformação axial resiliente mm/mm (recuperável).

Verifica-se nesta fórmula que o módulo de resiliência varia inversamente com a deformação resiliente ou recuperável, ou seja, quanto mais deformável for o material, menor será o valor do seu MR.

### 2.2 Deformação Permanente

A deformação de um solo é composta por duas parcelas: a deformação resiliente ( $\epsilon_r$ ) utilizada no cálculo do Módulo de Resiliência e, a permanente ( $\epsilon_p$ ) que pode ser definida como a parcela de deformação que é não recuperável, ambas resultantes do tráfego dos veículos. A DP gera o defeito conhecido como Afundamento de Trilha de Rodas (Figura 1), um defeito

estrutural que pode ocorrer devido à passagem repetida das rodas dos veículos sobre o pavimento. (SOUSA, 2021).

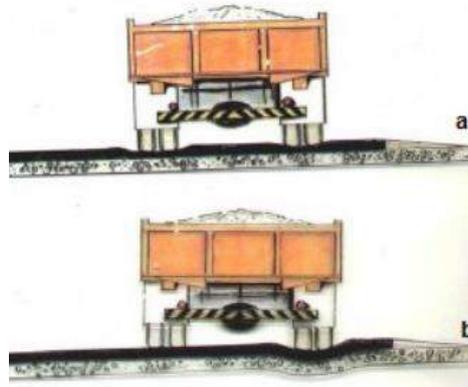


Figura 1. Afundamento de trilha de rodas atribuído somente ao revestimento (a); atribuído às diversas camadas do pavimento (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Guimarães (2009), propôs um modelo de previsão de deformação permanente para materiais regionais, o qual, é aderente aos solos tropicais brasileiros, especialmente em relação a solos com comportamento laterítico e lateritas e sua equação é apresentada na Equação 2. Este modelo foi escolhido para análise dos solos presentes nesta pesquisa.

$$\epsilon_p = \psi_1 \cdot \sigma_3^{\psi_2} \cdot \sigma_d^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (2)$$

Em que:

$\epsilon_p$ : deformação permanente específica (em porcentagem);

$\sigma_3$ : tensão confinante em kgf/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_d$ : tensão desvio em kgf/cm<sup>2</sup>;

N: número de ciclos de aplicação de carga;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3$  e  $\psi_4$ : parâmetros do modelo.

## 2.2 Lateritas

As lateritas e os solos lateríticos, selecionados para esse estudo, são geralmente solos residuais altamente intemperizados e alterados, de teor de baixa sílica, que contêm uma concentração suficiente de sesquióxidos de ferro e alumínio para terem sido cimentados até certo grau (BLIGHT, 1989).

De acordo com Nogami e Villibor (1995) os materiais lateríticos apresentam cimentação natural, proveniente da adsorção de água/ hidratação dos óxidos de ferro e alumínio. Essas

características mineralógicas fazem com que estes solos - chamados de solos tropicais - apresentem excelente desempenho como camada de pavimento, principalmente pela cimentação parcialmente irreversível após secagem.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Área de Estudo

Os materiais estudados foram três solos provenientes de camadas de base, sub-base e subleito de um trecho de uma rodovia do estado de Roraima. Foram coletadas amostras deformadas, a fim de analisar a integridade estrutural do pavimento rodoviário. A região encontra-se localizada dentro do território da Amazônia Legal, e, portanto, representando papel importante, nacional e mundialmente no que tange à biodiversidade, preservação do meio ambiente e defesa nacional, como salientam os autores Mello e Artaxo (2017).

A região está inserida em bacias sedimentares e coberturas inconsolidadas da Depressão de Boa Vista e embasamentos em Estilos Complexos de Planaltos Residuais de Roraima, Pediplano Rio Branco-Rio Negro além de Planaltos Residuais do Norte de Amazônia. O clima da região é Tropical Equatorial e Equatorial, sendo, portanto, quente com médias de temperaturas superiores a 18 °C em todos os meses do ano e semi-úmido, com secas apenas de 4 a 5 meses no ano.

O programa experimental consistiu na caracterização dos materiais conforme as normas DNER (1994a) e DNER - ME 080/94. As amostras foram classificadas conforme o Manual de Pavimentação DNIT (2006) quanto ao tamanho de suas partículas, conforme mostra a Tabela 1. A compactação dos corpos de prova foi feita na energia Proctor intermediária e modificada utilizando um molde tripartido.

Tabela 1. Composição granulométrica das amostras.

Solo	Composição granulométrica (%)		
	Pedregulho passante na peneira #4	Areia grossa passante na peneira #10	Areia fina passante na peneira #200
Base	36	17	20
Sub-base	58	11	6
Subleito	0	58	42

A Tabela 2 mostra a classificação MCT obtida conforme as normas DNER - ME 254/97 - Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-CBR e expansão, DNER - ME 256/94 - Determinação da perda de massa por imersão e DNER – ME 258/94 - Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV, além dos resultados referentes à umidade de compactação do ensaio, a massa específica aparente seca máxima e o MR médio de cada amostra. Importante frisar que para base e sub-base, que são materiais granulares, a classificação não tem caráter absoluto, serve apenas para comparação da parte fina do material estudado.

Tabela 2. Características dos materiais analisados nessa pesquisa.

Solo	Classificação MCT	Umidade de compactação (%)	Gs (g/cm <sup>3</sup> )	MR Médio (Mpa)
Base	LG'	10,1	2,17	160,67
Sub-base	LG'	9,8	2,166	378,59
Subleito	LA'	8,5	2,083	167,33

No ensaio triaxial de cargas repetidas, os materiais foram submetidos a um ciclo de condicionamento completo com 500 ciclos de carga de 1 Hz (60 ciclos por minuto) para cada par de tensão. Já para a definição do módulo de resiliência, o CP foi submetido à 18 pares de tensão. Para os ensaios de deformação permanente, os corpos de prova de dimensões foram moldados da mesma maneira que os CP para realização dos ensaios de módulo de resiliência e foram submetidos a 100.000 ciclos de carga com frequência de 5,0 Hz, pós-etapa de condicionamento.

Os pares de tensão utilizados estão descritos na Norma Britânica BS EM 13286-7:2004, (BSI, 2004). Foram realizados 37 ensaios de deformação permanente: 13 na sub-base, 12 no subleito e 12 na base. Após todos os ensaios de deformação permanente foram realizados ensaios de módulo resiliente pós deformação permanente. Foi realizado um ensaio de módulo para cada camada.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados de módulo de resiliência obtidos no ensaio triaxial de cargas repetidas são apresentados na Tabela 3 em função do Modelo Composto.

Tabela 3. Resultados MR realizados com condicionamento.

Solo	MR Médio (MPa)	Modelo Composto			
		k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
Base	160,67	2177,63	0,9231	0,079	0,9956
Sub- base	378,59	1781,47	0,5994	- 0,0536	0,9822
Subleito	167,33	2244,74	0,8756	0,1309	0,9993

Para a camada de base, foi realizado ensaio de MR após DP em 9 dos 12 ensaios válidos. O resumo desses resultados pode ser visto na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados MR pós DP - Material da Base.

Ensaio	Deformação Permanente			MR Médio (MPa)	Modelo Composto			
	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1/\sigma_3$		k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
4	0,180	0,360	3	235,927	1837,112	0,609	0,183	0,998
5	0,080	0,240	4	224,891	2683,377	0,752	0,215	0,996
6	0,180	0,500	4	227,577	1237,802	0,558	0,084	0,985
7	0,050	0,200	5	293,771	2758,039	0,82	0,004	0,91
8	0,080	0,320	5	268,444	1663,552	0,543	0,153	0,981
9	0,100	0,400	5	266,952	1805,41	0,66	0,061	0,981
10	0,030	0,150	6	320,141	1763,493	0,632	-0,013	0,969
11	0,070	0,250	4,57	322,481	1994,219	0,606	0,081	0,986
12	0,100	0,500	6	249,971	1571,088	0,659	0,024	0,982

A análise conforme o Modelo Composto apresentou bastante convergência, com valores de MR entre 40% e 101% superior ao resultado do ensaio comum, realizado com condicionamento (MR = 160,67 MPa). O aumento da rigidez após o ensaio de deformação é citado por Sousa (2021) e Guimarães (2009).

Os parâmetros  $k_1$  (variando entre 1237,80 e 2758,04), mostram valores bastante superiores aos resultados apresentados para solos da mesma classificação, ou seja, LG' no trabalho de Sousa (2021) (entre 281,78 e 483,14), embora o valor de MR médio (entre 224,80 MPa e 322,48 MPa) esteja abaixo dos resultados encontrados pela autora (variando entre 394 MPa e 478 MPa).

Nos estudos de Sousa (2021)  $k_2$  apresentou, em geral, valores positivos indicando um aumento do valor do MR com o aumento da tensão confinante. Em oposição aos resultados dessa autora, que estudou solos finos, os valores encontrados para  $k_3$  são, com poucas exceções, positivos, o que era de se esperar já que os solos são granulares. Foi possível verificar na comparação com a tensão confinante quanto se levando em consideração a tensão desvio, o MR aumentou com a relação  $\sigma_1/\sigma_3$ . Percebeu-se que, após a aplicação do carregamento do ensaio de DP, os CPs apresentam tendência a aumentar o MR, quando comparados aos corpos de prova submetidos ao ensaio de MR apenas com a fase de condicionamento.

Na camada de sub-base foram realizados 8 ensaios de MR após DP e o resumo desses resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados MR pós DP - Material da Sub-Base.

Ensaio	Deformação Permanente			MR Médio (MPa)	Modelo Composto			
	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1/\sigma_3$		$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
1	0,080	0,160	3	282,262	838,073	0,333	0,077	0,974
2	0,120	0,240	3	453,787	1544,373	0,402	0,024	0,966
3	0,150	0,300	3	342,499	1960,554	0,649	-0,011	0,989
4	0,180	0,360	3	324,879	1071,308	0,427	0,005	0,984
5	0,080	0,240	4	369,169	1305,298	0,469	-0,015	0,978
7	0,050	0,200	5	389,637	1964,814	0,621	-0,038	0,989
8	0,080	0,320	5	326,453	1286,928	0,527	-0,039	0,981
9	0,100	0,400	5	289,412	1496,682	0,573	0,036	0,978

Os resultados apresentaram valores superiores aos resultados para a camada de base. Enquanto o valor médio do MR de base foi de 267,80 MPa, o valor médio do MR para a sub-base foi de 347,26 MPa, considerando os ensaios pós DP. O valor médio desses ensaios também está próximo do valor encontrado para o ensaio de MR com condicionamento. O resultado dessa comparação pode indicar que a sub-base é mais estável, sofrendo, portanto, menor influência dos carregamentos impostos durante o ensaio de deformação permanente.

Tabela 6. Resultados MR pós DP - Material do Subleito.

Ensaio	Deformação Permanente			MR Médio (MPa)	Modelo Composto			
	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1/\sigma_3$		$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
1	0,080	0,160	3	256,193	4356,967	0,956	0,152	0,995
2	0,120	0,240	3	220,279	3304,496	0,824	0,269	0,996
3	0,150	0,300	3	213,691	2776,976	0,778	0,252	0,997
4	0,180	0,60	3	188,214	1514,341	0,601	0,235	0,980
5	0,080	0,240	4	262,852	5160,261	0,959	0,231	0,999
6	0,180	0,500	3,8	189,528	2345,516	0,793	0,205	0,995
7	0,050	0,200	5	268,030	4587,457	0,902	0,187	0,996
8	0,080	0,320	5	199,782	2631,364	0,687	0,316	0,988
9	0,100	0,400	5	185,412	2271,000	0,693	0,270	0,987
10	0,030	0,150	6	348,018	2891,518	0,783	-0,019	0,981
11	0,070	0,350	6	192,270	2974,003	0,772	0,275	0,985
12	0,100	0,500	6	246,669	1752,280	0,658	0,090	0,982

O valor médio do MR para o subleito pós DP é superior (MR Médio = 230,91 MPa) ao resultado encontrado com o ensaio realizado apenas com o condicionamento (MR = 167,33 MPa). Esses valores são bastante inferiores ao resultado de MR para sub-base. Entretanto, estão próximos do resultado médio para a base, interessante perceber que essa tendencia é vista tanto no ensaio com condicionamento quanto no ensaio após a aplicação do ensaio de DP. Um resumo dos resultados encontrados pode ser visto na Figura 3, em que é apresentada graficamente um resumo da variação dos resultados de MR pós ensaio de DP para cada uma

das camadas, bem como a indicação do valor médio do MR para os ensaios com condicionamento.

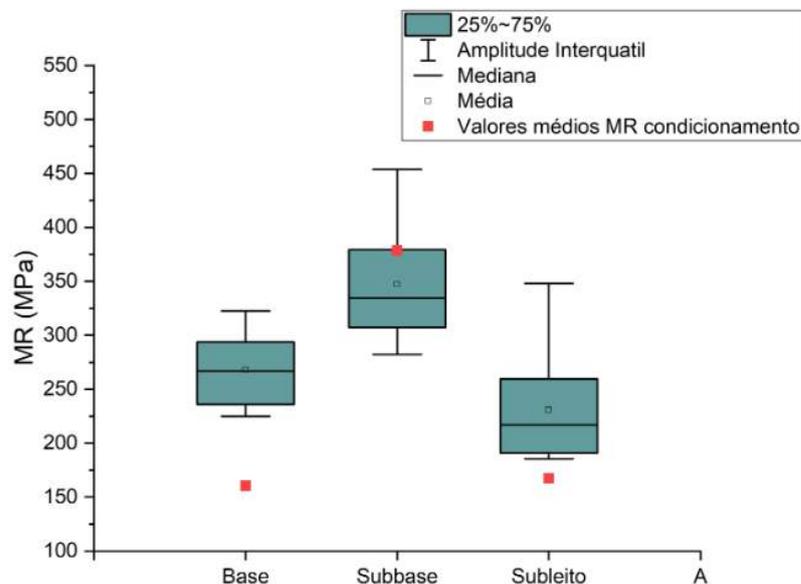


Figura 3. Resumo Resultados MR – BoxPlot.

## 5. CONCLUSÕES

A análise do comportamento do Módulo de Resiliência em corpos de provas já submetidos ao ensaio de deformação permanente, permitiram verificar que os módulos resilientes aumentaram após aplicação de cargas prolongadas. Nesse sentido, à medida que o pavimento é solicitado devido às cargas repetitivas impostas pelo tráfego ocorre a redução da deformação resiliente, e, em consequência, o aumento do módulo de resiliência, conferindo ao solo maior rigidez. Esses resultados são coerentes com a pesquisa de Guimarães (2001) ao estudar dois solos lateríticos, sendo uma laterita de Brasília e uma argila amarela do Rio de Janeiro.

## REFERÊNCIAS

- Bernucci, L.L.B.; Motta, L.M.G; Ceratti, J.A.P.; Soares, J. B. (2010). Pavimentação asfáltica - Formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro, PETROBRAS/ABEDA.
- Blight, G. E.(1989). General Report / Discussion Session 6 - Invited Lecture : Design Assessment of Saprolite Sand Laterites. In: 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio De Janeiro: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). p. 2477–2484.
- BS EN 13286-7 (2004) Unbound and Hydraulically Bound Mixtures - Part 7: Cyclic Load Triaxial Test for
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2018). DNIT 179/2018-ME Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.
- DNER (1994a). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER ME 080/94 Solos – Análise granulométrica por peneiramento.
- DNER (1994b). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER ME 256/94 - Determinação da perda de massa por imersão.
- DNER (1994c). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER ME 258/94 - Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV.

- DNER (1997). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER ME 254/97 – Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-CBR e expansão.
- DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. IPR - 719: Manual de Pavimentação. Brasília, 2006. 278 p.
- DNIT, 134/2018-ME, Pavimentação- Solos- Determinação do módulo de resiliência- Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.
- Guimarães, A. C. R. (2001) Estudo de deformação permanente em solos e a teoria de shakedown aplicada a pavimentos Flexíveis. Dissertação (mestrado). Programa de Engenharia Civil, UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro.
- Guimarães, A. C. R.; L. M. G. da Motta and C. D. Castro (2018) Permanent deformation parameters of Fine-grained tropical soils. Road Materials and Pavement Design. DOI: <https://doi.org/10.1080/14680629.2018.1473283>
- Guimarães, A.C.R (2009). Um método mecanístico-empírico para previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- Lima, C. D. A. D., Motta, L. M. G. D., & Aragão, F. T. S. (2021). Ensaio de deformação permanente: efeito do número de ciclos na interpretação do comportamento de solos e britas. Matéria (Rio de Janeiro).
- Mello, N.G.R. de; Artaxo, P. (2017). Evolução do Plano de Ação para Prevenção e Controle do Desmatamento na Amazônia Legal. Revista do Instituto de Estudos Brasileiros, Brasil, n. 66, p. 108-129.
- Nogami, J. S. e Villibor, D. F. (1995) Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo, 240p.
- Ribeiro, M. M. P. (2013) Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente dos Solos de Subleito. Tese de Mestrado. Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- SANTOS, J. T. A. dos.(2022). Avaliação do comportamento mecânico de solos tropicais para uso em camada de sublastro ferroviário. 137 p. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes — Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro.
- Sousa, M.A.D.S. (2021). Contribuição ao estudo de solos tropicais finos para uso na pavimentação rodoviária. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2021.
- Spada, J. L. G. (2003) Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, RJ, 240p.

## Capítulo 11

# DESAFIOS NA CONSTRUÇÃO DE RODOVIAS NO AMBIENTE AMAZÔNICO: IDENTIFICAÇÃO DE PROBLEMAS DE ENGENHARIA

\*Artigo originalmente publicado sob o título “Challenges in the Construction of Highways in the Brazilian Amazonia Environment: Part I – Identification of Engineering Problems” no livro Applied Methods in Design and Construction of Bridges, Highways and Roads - Theory and Practice (DOI: 10.5772/intechopen.104642).

*Nilton De Souza Campelo  
Arlene Maria Lamêgo Da Silva Campos  
Marcos Valério Mendonça Baia  
Daniel Jardim Almeida  
Raimundo Humberto Cavalcante Lima  
Danielly Kelly Dos Reis Dias  
Júlio Alencar Jr.  
Mário Jorge Gonçalves Santoro Filho  
Elias Santos Souza*

### 1. INTRODUÇÃO

O Brasil possui cerca de 1,7 milhão de km de rodovias federais, estaduais e municipais, sendo que apenas 12,4% destas são pavimentadas (CNT, 2021). Na Amazônia Legal existe em torno de 274 mil km de rodovias (Figura 1) e, se for adotada a mesma proporção em nível nacional, então, apenas 34.000 km delas são pavimentadas.

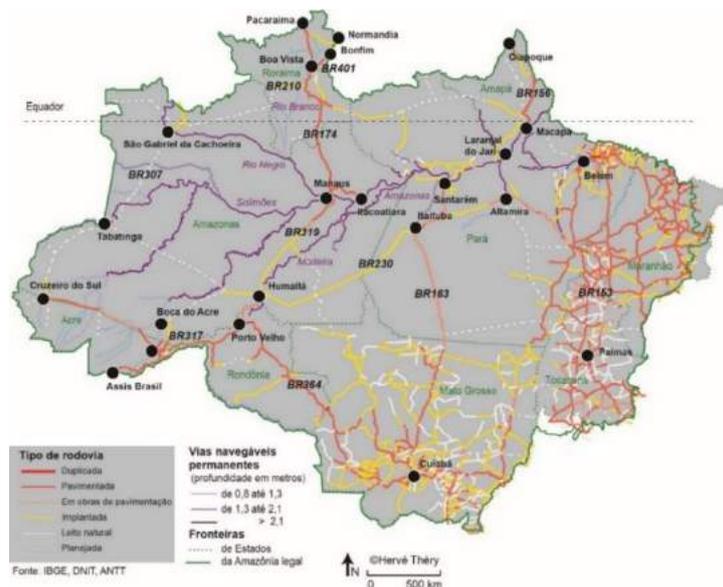


Figura 1. Rodovias federais e estaduais de maior importância localizadas na Amazônia Legal brasileira (Oliveira Neto, 2019).

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) é o órgão regulador oficial das rodovias federais brasileiras. De acordo com as exigências desse órgão, as camadas granulares do pavimento devem ter espessura mínima de 15 cm, com valores de “California

Bearing Ratio” (CBR) mínimos e expansões máximas fornecidos na Tabela 1, em função da camada do pavimento.

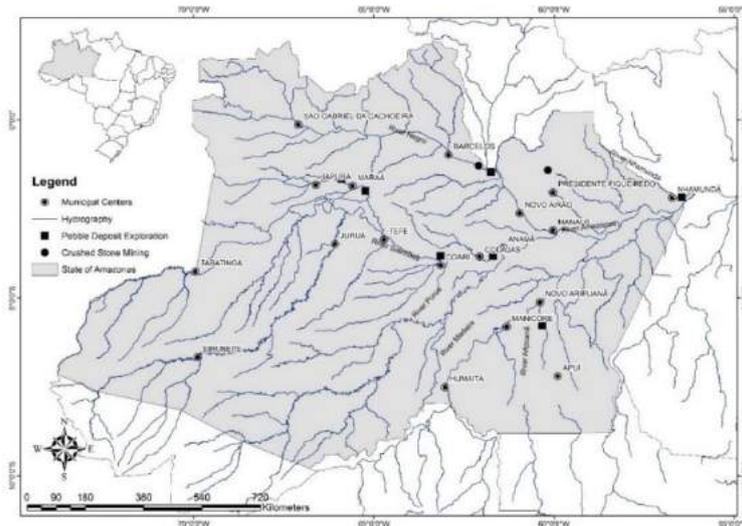


Figura 2. Localização de extração de agregado graúdo natural (pedra britada e seixo rolado) no estado do Amazonas (Campelo e Campos, 2017).

Tabela 1. Valores de CBR e de expansão das camadas do pavimento.

Camada	CBR	Energia de Compactação	Expansão	Norma
Base	$\geq 80\%$ , para $N > 5 \cdot 10^6$ $\geq 60\%$ , para $N \leq 5 \cdot 10^6$	Modificada	$\leq 0,5\%$	DNIT 141/2010 - ES
Sub-base	ISC $\geq 20\%$	Intermediária	$\leq 1\%$	DNIT 139/2010 - ES
Reforço do Subleito	ISC > que o do subleito	Normal	$\leq 1\%$	DNIT 138/2010 - ES
Subleito	ISC $\geq 2\%$	Normal	$\leq 2\%$	DNIT 108/2009 - ES

Em decorrência do que fora visto nos parágrafos anteriores, a construção de rodovias na Amazônia é problemática, podendo-se agrupar os obstáculos em:

a) Ordem natural: elevada pluviosidade anual; grande bacia de drenagem natural (rios e “igarapés”), com grandes áreas alagáveis (várzeas), com ciclos anuais de inundação de seis meses ou mais; elevada amplitude vertical de inundação, com cerca de 10 m a 15 m; baixa declividade da região ( $< 8\%$ ); carência de material pétreo natural; solos superficiais siltosos e argilosos, com baixa permeabilidade, associados, às vezes, a argilominerais expansivos e de estrutura dispersa;

b) Ordem técnica: terreno de fundação (subleito) natural composto de solos de baixa capacidade de suporte e de má drenagem;



os dez maiores rios em termos de descarga de água no mundo, quatro mega-rios (definidos como média anual descarga  $> 17 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) fluem na Bacia Amazônica (ou seja, rios Amazonas, Madeira, Negro e Japurá), e 24 dos 34 maiores rios tropicais fluem, também, por ela (Park e Latrubesse, 2014).

O rio Amazonas nasce na Cordilheira Oriental dos Andes peruanos, a uma altitude de 5.300 m, aproximadamente, e, durante todo o seu percurso, possui uma grande quantidade de afluentes, entre os mais importantes estão o Ucayali e Napo (Peru); e Javari, Juruá, Purus, Madeira, Tapajós, Xingu, Içá, Japurá, Negro, Trombetas e Jari (Brasil). A partir da fronteira com o Brasil, o rio Amazonas é chamado de Solimões e tem como afluentes da margem esquerda os rios que nascem nos Andes da Colômbia, o Putumayo-Içá e o Caqueta-Japurá. Na margem direita, os rios Javari, que limita a fronteira entre o Brasil e o Peru, Jutaí, inserido em solo brasileiro, Juruá e Purus, com suas nascentes no Peru. Próximo à cidade de Manaus, o rio Solimões, juntamente com o rio Negro, forma o rio Amazonas, no que se convencionou denominar-se de “Encontro das Águas”. O rio Negro nasce na Colômbia, em altitude aproximada de 1.660 m. Já o rio Madeira, que drena as Cordilheiras orientais dos Andes da Bolívia e do Peru, à jusante de Manaus, une-se ao rio Amazonas, em sua margem direita (UNEP, 2004; McClain e Naiman, 2008; Santos *et al.*, 2018). As Figuras 7 e 8 mostram parte dos tributários da Bacia Amazônica.

Essa região caracteriza-se por possuir uma grande diversidade de ambientes aquáticos reunidos em uma mesma bacia hidrográfica. A variedade de ambientes está relacionada com a dimensão da área de drenagem natural e a forte relação com os fatores ambientais, relevo, pedologia, solo, clima e aos diferentes tipos de vegetação presentes no entorno dos rios e igarapés, responsáveis pela notável diferença na composição física e química das águas (Sioli, 1984; Gibbs, 1967; Rebouças, 1999; Silva *et al.*, 2013).

Na região dos Escudos, os solos amazônicos apresentam-se bem drenados; no entanto, na Bacia Sedimentar, em relação às suas capacidades drenantes, podem surgir como pobremente drenados, imperfeitamente drenados ou bem drenados (Sombroek, 1965; 1984). A Figura 4 apresenta os principais grupos de solos encontrados na Amazônia Internacional (Queseda *et al.*, 2011). As principais classes de solos encontradas na Amazônia Legal, estão descritos como Latossolos (Oxisols) e Argissolos (Ultisols), representando cerca de 75% dos solos da região (Plácido Júnior, 2007). Entretanto, Schaefer *et al.* (2000) afirmaram que a distribuição dos solos amazônicos é marcada pelo controle geomorfológico: geformas colinosas e residuais

aplainados de baixos platôs estão comumente associados a Latossolos Vermelho-Amarelos, em áreas de rochas cristalinas, ou Latossolos Amarelos, nas áreas de sedimentos terciários; nos terços médio e inferior das colinas ou residuais aplainados ocorrem Argissolos, apresentando ou não plintita ou petroplintita, Neossolos Quartzarênicos e Espodosolos. Na planície aluvial (várzea) dos rios de águas brancas, predominam-se Gleissolos e Neossolos Flúvicos. Plintossolos e solos com caráter plíntico são predominantes nas terras baixas do Alto Amazonas, nos interflúvios Madeira/Purus/Juruá e Solimões/Japurá.

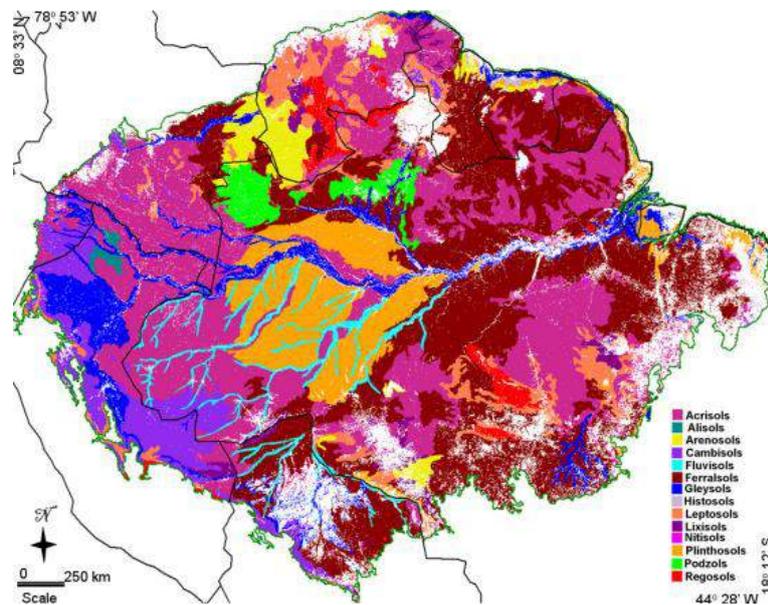


Figura 4. Mapa de distribuição de solo da Bacia Amazônica, baseado no banco de dados SOTERLAC-ISRIC (Quesada *et al.*, 2011).

As características químicas e mineralógicas dos solos da Amazônia são, em grande parte, ditadas pela natureza do material de origem. Áreas extensas de solos ricos e eutróficos só existem onde há influência atual (planície aluvial) ou pretérita (terraços e baixos planaltos das bacias do Acre e do Alto Amazonas) de sedimentos andinos; ou, ainda, onde afloram rochas de riqueza química maior (calcários e margas em Monte Alegre-Ererê; basaltos e diabásios em Roraima, Pará e Amapá). De modo geral, nas demais áreas, as condições bioclimáticas atuais, as características do material de origem e as geofformas levam à formação de solos profundos e intemperizados (Lima, 2001).

## 2.2. Classificação MCT para Solos Tropicais

As deficiências em rodovias da Amazônia são resultados, em sua grande parte, decorrentes da utilização de materiais analisados com técnicas experimentais fundamentadas em pesquisas

realizadas em regiões de baixas temperaturas (clima temperado) e precipitações pluviométricas bem distribuídas ao longo do ano, totalmente diversos do comportamento climático da zona equatorial, caracterizado por intensas variações climáticas, temperaturas elevadas e grande incidência de chuvas (Baia, 2019); além do mais, as classificações tradicionais de solo – TRB e USCS –, desconsideram a avaliação essencial dos atributos mecânicos e hidráulicos dos geomateriais (Nogami e Villibor, 1991).

A utilização de metodologia convencional (TRB e SUCS) para classificação de materiais naturais para pavimento rodoviário resulta no desprezo de materiais com propriedades potenciais para aplicação em camadas do pavimento, quando o objeto de estudo são os solos tropicais (Balbo, 2007). Em alternativa, nas últimas três décadas, diversos estudos científicos colaboram para ratificar a importância pela adoção da sistemática MCT (nomenclatura para Miniatura, Compactado, Tropical) - criada por Nogami e Villibor (1981) - no estudo de solos tropicais de granulação fina, como fora, inicialmente, apresentada pelos autores. A principal proposta da metodologia MCT é propiciar o entendimento da importância na racionalização do uso de solos tropicais em rodovias, proporcionando a redução de custos de obras viárias e impactos gerados ao meio ambiente, bem como, estabelecendo-se a diferença entre solos lateríticos (latossolos) e saprolíticos (argissolos) (Baia *et al.*, 2018).

A metodologia MCT recebeu várias modificações ao longo do tempo, no sentido de aperfeiçoamento dessa classificação para fins práticos rodoviários, aproveitando-se dos solos tropicais laterizados, abundantes em grande parte do Brasil (Nogami e Villibor, 1995; Villibor *et al.*, 2000; Villibor e Nogami, 2009), e, de uma forma estruturada, possui um programa de ensaios laboratoriais, o qual é composto pelos ensaios de Mini-MCV (ensaio de compactação em amostras miniaturizadas) e Perda de Massa por Imersão (em amostras miniaturizadas compactadas), que são indicados por meio da determinação dos valores de índices classificatórios  $c'$  (coeficiente de argilosidade),  $d'$  (coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 10 golpes),  $e'$  (índice de laterização) e  $P_i$  (perda de massa por imersão, em %), quando balizados através de plotagem gráfica, e, após as determinações, são postos num ábaco de classificação (Figura 5), o qual faz uma separação pedológica dos materiais.

Por outro lado, vale salientar que os solos tropicais possuem, também, horizontes de ocorrências constituídas, além do teor de finos, por uma parcela de granulação grossa - formada por fração pedregulho de concreções lateríticas. Nesse sentido, Villibor e Alves (2017, 2019) sugeriram uma nova classificação (denominada G-MCT), considerando-se os teores de

granulação fina e grossa (correlação do tipo granulométrico determinado pelos ensaios de granulometria integral do solo e o ábaco G-MCT) com a classificação MCT original, que aborda somente o percentual de finos. Na Figura 6 é mostrada a estrutura de programa de ensaios para a nova classificação G-MCT proposta pelos autores (Figura 6a) e a classificação dos materiais grossos, de acordo com a granulometria (Figura 6b).

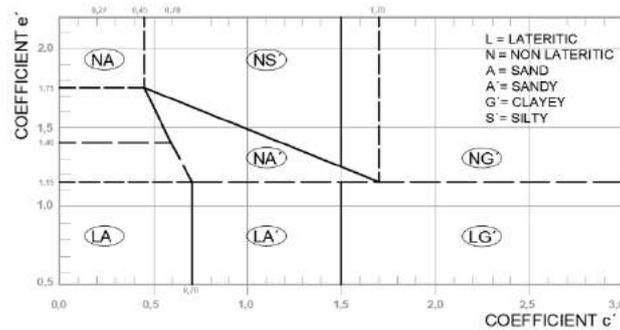


Figura 5. Gráfico para classificação de solos pela metodologia MCT (adaptado de Nogami e Villibor, 1995).

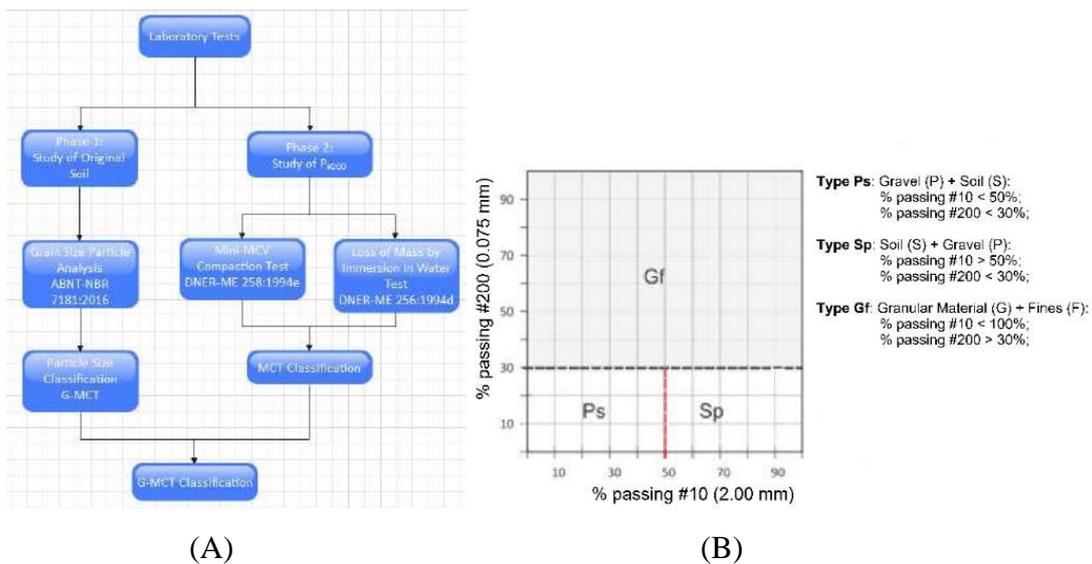


Figura 6. Programa de ensaios para a Classificação G-MCT. a) Fluxograma; b) Classificação (adaptado de Villibor e Alves, 2019).

A conexão de parâmetros associados na sistemática G-MCT, tem o propósito de qualificar a análise dos resultados que determinam a classificação do material, possibilitando, portanto, a verificação de viabilidade de aplicação do material analisado nas camadas de bases e sub-bases.

Vertamatti (1988) realizou o primeiro estudo da metodologia MCT para solos amazônicos, em avaliação de emprego de solos de textura fina e concrecionados (com concreções lateríticas compatível com a fração pedregulho) em obras aeroportuárias na Amazônia. Ele verificou que os solos apresentaram, geralmente, uma boa estabilidade em água, face aos finos plásticos presentes, resultando em uma estrutura coesa, responsável por uma grande durabilidade da

camada de base em pistas de aeroportos sem revestimento asfáltico, mesmo sob intensas chuvas.

Sant'Ana (2009) realizou estudo com 20 amostras de solo laterítico no estado do Maranhão, num comparativo entre o ensaio mini-MCV e o método da pastilha - ensaio proposto por Nogami e Villibor (1994), em que são medidas a contração (após secagem em estufa) e a penetração por uma agulha padrão (após saturação em água) de uma fração de solo que passa na #40 (0,42 mm), moldada no interior de um anel de aço, dentro da metodologia MCT. Aquele autor encontrou uma melhor relação classificatória dos solos lateríticos com os resultados do ensaio mini-MCV.

Santos e Guimarães (2011) avaliaram o comportamento mecânico de solos lateríticos concrecionados utilizados em pavimentos rodoviários, na cidade de Porto Velho, estado de Rondônia. Esses autores encontraram elevados valores de módulo resiliente (entre 350 e 600 MPa) e baixos valores de deformação permanente desses tipos de solo. No estudo desenvolvido por Barbosa (2017), foi aplicada a classificação MCT em amostras de solo colhidas em jazida localizada na cidade de Rio Branco, estado do Acre, para produção de agregados calcinados (AGSAC) e misturas para bases em pavimentação. Baia (2019) e Baia *et al.* (2018) realizaram análise comparativa entre os ensaios da classificação USCS e TRB e a MCT, com amostras de geomaterial extraídas da zona rural (solo laterizado) e da margem de corpos hídricos (solo de várzea) na cidade de Manaus, estado do Amazonas, encontrando bons resultados com fins para aplicação em obras de infraestrutura viária, empregando-se a metodologia MCT.

Almeida (2018) avaliou um solo tropical argiloso, coletado em jazida na região metropolitana da cidade de Manaus, utilizando a sistemática da classificação MCT, para fins de aplicação do material com aditivo químico (cimento zeólito sintético), como solução para obras de pavimentação em estradas de baixo volume de tráfego (estradas rurais vicinais) no estado Amazonas.

Delgado (2012) estudou a aplicação de um solo essencialmente argiloso, com elevado índice de plasticidade, para uso como camada de sublastro em um trecho de expansão da Estrada de Ferro Carajás, na região oeste do estado do Maranhão. Esse solo seria descartado para o fim proposto, considerando-se as normas convencionais de seleção de sublastro, importadas, em geral, de países de clima temperado. No entanto, em função de sua natureza de solo tropical, os resultados obtidos indicaram elevados valores de módulo de resiliência e baixos valores de deformação permanente total, e, portanto, indicou tratar-se de um material, que apesar de não

atender aos critérios das classificações tradicionais, apresentou características adequadas para utilização na situação real de campo.

Vale ressaltar que, apesar de normalizada pelos órgãos rodoviários no Brasil, existe ainda, um grande desconhecimento a respeito dos pormenores dessa classificação MCT para solos tropicais brasileiros. Há de se destacar a importância da continuidade de estudos com novos dados de campo e pesquisa para o desenvolvimento da classificação geotécnica desses tipos de solos (Villibor e Alves, 2019).

### **2.3. Estabilização de Solos Amazônicos com Aditivos Químicos**

Antes, durante e depois das inundações provocadas pela cheia dos rios ou intensas chuvas, a qualidade da infraestrutura da estrada é fundamental (Gersonuis e Egyed, 2012). Durante esses eventos, camadas de pavimentos constituídos de materiais tradicionais (flexíveis) não consolidados possuem maior susceptibilidade à erosão, enquanto os materiais consolidados (rígidos) estão propensos à ruptura, quando as camadas inferiores estão sujeitas à erosão. Assim, avaliar pavimentos constituídos da transformação “in situ” de subleito natural, em camada de base rígida com cimento e aditivos específicos, pode ser uma alternativa para regiões com carência de materiais pétreos e riscos de inundação. Alguns estudos mostraram benefícios, mesmo em subleito de baixa capacidade de suporte (Kolias *et al.*, 2005), com redução na espessura final do revestimento asfáltico.

As propriedades dos materiais estabilizados com cimento são fortemente determinadas pela natureza da matéria-prima utilizada, que pode ser argila, silte, areia ou pedregulho. O tipo de solo influencia na escolha apropriada do estabilizante e controla as propriedades estruturais do produto estabilizado. Em grande parte, a variabilidade das propriedades do solo é fortemente atribuída à distribuição granulométrica e ao arranjo das partículas, ao formato dos grãos e à sua composição mineralógica (Molenaar, 2010).

Estruturas de solo-cimento estão propensas à retração hidráulica, principalmente, durante a umidade perdida na hidratação do cimento ou pela variação de temperatura. O acúmulo de trincas, provocado pela retração, pode acelerar os danos ao pavimento, processos erosivos e a redução da resistência e durabilidade da camada de base. Já a adição de aditivo à base de zeólita sintética (ZS), conjuntamente com cimento, para transformação de solo “in situ”, modifica a dinâmica do processo de hidratação cimentícia em uma escala nanométrica, melhorando os processos de formação da microestrutura cristalina, troca iônica, adsorção e imobilização de compostos potencialmente nocivos em solos que, em uma abordagem tradicional, precisariam

ser removidos ou descartados, a um custo significativo, tornando-os materiais relevantes e adequados para serem usados na construção de estradas (Nogueira *et al.*, 2015), conforme mostra a Figura 7.

Os aditivos ZS podem aumentar a resistência e a rigidez dos compósitos de solo-cimento e melhorar o desempenho geral das camadas estabilizadas de pavimento (Wu, 2015; Marjanovic *et al.*, 2009; Mutepfa, 2010). No estado do Amazonas, ensaios laboratoriais foram realizados em solos argilosos, identificando ganho de resistência à compressão simples (RCS) quando se utilizou o aditivo ZS (RoadCem®) em sua composição (Campelo, 2012; Nogueira *et al.*, 2016; Almeida, 2018).

Para aplicação em campo, esse aditivo é usado em baixa dosagem (de 1,2 a 2,4 kg/m<sup>3</sup>) (Vu *et al.*, 2019). A dosagem do aditivo pode ser aumentada baseando-se nas condições locais, como as características do solo, o tempo para abertura do tráfego e as condições climáticas existentes durante a construção.

A Figura 8a apresenta as imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) de solo estabilizado com 8,2% de cimento, sem aditivo, e com 0,174 % de aditivo ZS (RoadCem®) (Figura 8b), para a condição de cura submersa. As amostras possuem 28 dias de cura e o produto da hidratação cimentícia e reações pozolânicas (trocas catiônicas e floculação) já tomaram conta de suas superfícies, unindo as partículas de argila floculada. Foi observada uma estrutura mais densa e complexa nas amostras com aditivo, indicando maior quantidade de produtos da hidratação cimentícia. Pôde-se observar cristais de etringita (sulfato de cálcio e aluminato hidratado, com tamanho de 1 µm) em formato de agulha, nas amostras com aditivo ZS, para ambas as condições de cura.

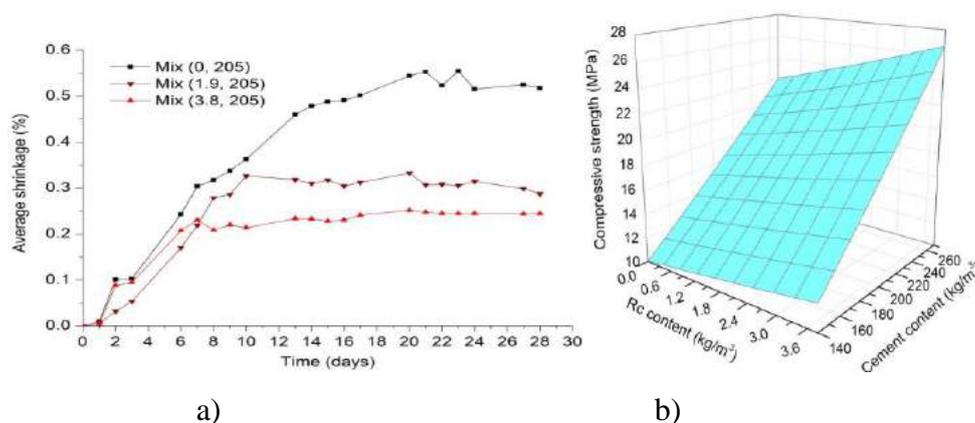


Figura 7. a) Efeito da zeólita sintética na redução da retração, e b) no ganho de RCS, em função da dosagem (adaptado de Wu, 2015).

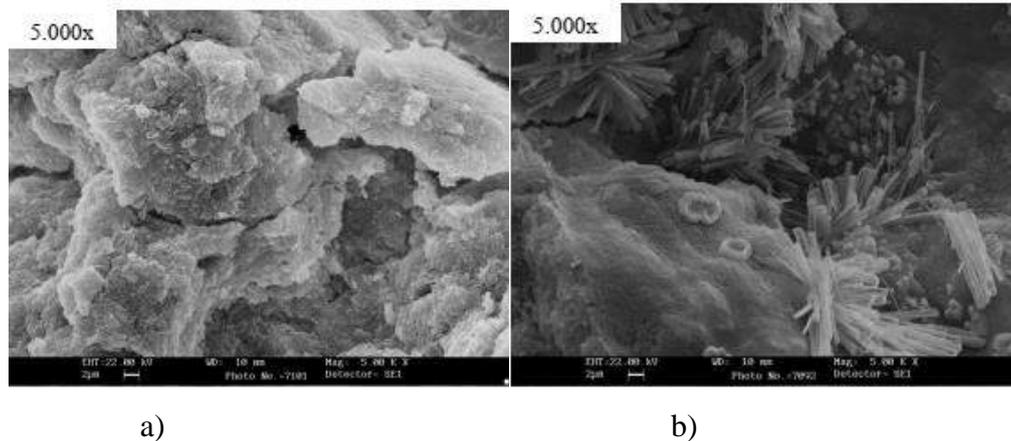


Figura 8. Imagens MEV de solo estabilizado com 8,2% de cimento sem (a) e com (b) aditivo RC para condição de cura submersa com 28 dias (Almeida, 2018).

#### 2.4. Agregados Graúdos Sintéticos de Argila Calcinada (AGSAC) em Pavimentação

A execução das camadas de base, sub-base e de revestimento asfáltico consomem um grande volume de agregado graúdo; conforme explanado no item 1, há uma carência de material pétreo natural (pedra britada ou seixo rolado) na região da Bacia Sedimentar Amazônica e, como consequência, há um alto custo nos serviços de pavimentação nessa localidade.

O processo de produção de agregado leve de argila expandida, em forno rotativo, iniciou-se em 1908 (ESCSI, 1971). Contudo, dependendo do argilomineral constituinte da matéria-prima, há alguns tipos de argila que, quando queimada em temperaturas inferiores a 800 °C, não geram agregado leve, mas, apenas, um agregado sintético graúdo calcinado, não expandido (Riley, 1951). Esse último material é aqui designado como agregado graúdo sintético de argila calcinada (AGSAC) (Campelo, 2006), ou de argila queimada, e pode ser empregada tanto em bases de pavimento quanto em revestimentos asfálticos e tratamentos superficiais (Moore, 1969).

O Texas Highway Department estabeleceu um sistema de classificação de agregados sintéticos de argila (Ledbetter *et al.*, 1969). Moore *et al.* (1968) afirmaram que a temperatura de queima para produção do agregado calcinado é, em geral, inferior à do agregado de argila expandida, apenas para desidratar completamente a argila, algo em torno de 550 °C e 750 °C, por cerca de 15 minutos.

Há o relato de emprego de AGSAC na Nigéria (Grainger, 1951), na Guiana Inglesa, Sudão e Austrália (Whyte, 1951) e Tailândia (Bunnag e Lerdhirunwong, 1986), cujos resultados

mostraram uma maior durabilidade dos pavimentos com AGSAC, além de melhores resistências à derrapagem, em relação ao emprego de agregado convencional.

No Brasil, pesquisas sobre agregado leve ocorreram a partir de 1966 (DNER, 1981). Posteriormente, Fabrício (1986) conduziu ao desenvolvimento de usina protótipo móvel, para fabricação de agregado de argila expandida ou AGSAC em obras de pavimentação na Amazônia. Campelo *et al.* (2005a) demonstraram, a partir de ensaios laboratoriais, a viabilidade técnica, econômica e ambiental do emprego do AGSAC em misturas asfálticas, com a argila “in natura” proveniente do polo oleiro das cidades de Iranduba e Manacapuru, estado do Amazonas.

Cabral *et al.* (2013) relataram o emprego de AGSAC em concreto estrutural de cimento Portland no estado do Amazonas, concluindo que as resistências mecânicas foram similares àquelas com agregados naturais (seixo rolado), para o mesmo consumo de cimento.

Campelo *et al.* (2017) estudaram o AGSAC por ser um material alternativo que oferece um preço competitivo em relação ao agregado convencional (pedra britada ou seixo rolado), além do fato de que a matéria prima é a argila de várzea, que é um recurso mineral abundante na Bacia Amazônica. Esse agregado pode ser utilizado nas camadas de revestimento asfáltico, de base e sub-base do pavimento, além da própria drenagem superficial e profunda do pavimento.

A Tabela 2 mostra as propriedades tecnológicas que o AGSAC deve possuir, para ser usado em camadas de pavimento. Campos *et al.* (2018) afirmaram que o AGSAC pode ser calcinado em temperaturas normais em que são produzidos tijolos e telhas cerâmicos, ou seja, entre 850 °C e 950 °C.

Para a camada de base ou sub-base do pavimento, essas temperaturas podem ser mais baixas. As misturas asfálticas feitas com agregado sintético de argila calcinada oferecem um melhor ajuste entre seus componentes, quando comparadas às produzidas com seixos rolados, favorecendo o ganho de resistência mecânica. O agregado AGSAC, quando aplicado em misturas asfálticas, representa um esqueleto estrutural mais resistente que o do seixo rolado, apesar deste último ser o mais utilizado no estado do Amazonas.

Tabela 2. Ensaios de caracterização de agregados (Campelo *et al.*, 2017).

Material	Norma	Título	Parâmetros de aceitabilidade
AGSAC	DNER – ME 225/94	Agregado sintético de argila calcinada – Determinação da perda de massa após fervura	Menor que 6 %
AGSAC	DNER – ME 222/94	Agregado sintético fabricado com argila – desgaste por abrasão	Menor que 35 %
AGSAC, Seixo	NBR NM 53/2009	Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água	Maior que 0,88 e 2,00 g/cm <sup>3</sup> ; menor que 18 %, respectivamente
Seixo	NBR NM 51/2001	Agregado graúdo - Ensaio de abrasão “Los Angeles”	Menor que 50 %
AGSAC, Seixo, Areia, Fíler	NBR NM 248/2003	Aggregates - Sieve analysis of fine and coarse aggregates	Dentro da faixa granulométrica
AGSAC, Seixo	NBR 12583/1992	Agregados - Determinação da composição granulométrica	Teste qualitativo (análise visual)
Areia	NBR NM 52/2009	Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente	Maior que 1,60 e 2,60 g/cm <sup>3</sup> , respectivamente
Fíler	NBR NM 23/2001	Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação de massa específica	Maior que 3,00 g/cm <sup>3</sup>

## 2.5. Estabilização de Solos Amazônicos com Solo-Emulsão

A execução de estabilização com emulsão asfáltica consiste nas etapas de espalhamento e compactação (ABEDA, 2010). Conforme estudo de Klinsky (2019), a estabilização solo-emulsão pode ocorrer nas seguintes combinações:

- a) Areia-Asfalto: Gera efeito de coesão em materiais com fração passante na peneira #200 (0,074 mm) entre 5% e 12% e índice de plasticidade (IP) < 10%;
- b) Solo-Asfalto: Reduz a capilaridade e a infiltrabilidade em solos argilo-siltosos e argilo-arenosos;
- c) Pedregulho-Betume: Proporciona efeito coesivo em material passante na peneira #200 < 12% e IP < 10%.

Na pesquisa realizada por Rebelo (2009) com amostra de solo da cidade de Coari, estado do Amazonas, demonstrou-se que após 7 dias de cura, o aditamento de emulsão asfáltica no geomaterial proporciona aumento de resistência à mistura. Sant’Ana (2009), ao avaliar amostras de solos da região noroeste do estado do Maranhão, sugeriu diretrizes e condições específicas para aceitação de materiais e dosagem para estabilização asfáltica. O pesquisador recomendou determinar o teor ótimo, através da correlação dos ensaios de RCS ou resistência à tração por compressão diametral (RTCD), nas condições de cura seca (ao ar) e imersa, para

o tempo de 7 dias. A consideração pela cura imersa, segundo o autor, é devido ao fato dele ter observado que corpos de prova com 7 dias de cura ao ar demonstraram aumento de resistência, mesmo sem emulsão, todavia, o mesmo não ocorre quando se aplica a imersão em etapa que antecede ao ensaio de RCS, conforme mostrado na Figura 9.

Solos a serem estabilizados com altos teores de emulsificante devem ser descartados, pois inviabiliza o empreendimento do ponto de vista econômico (Sant’Ana, 2009), além do mais, segundo Ingles e Metclaf (1972), o excesso de ligante prejudica a interação entre os grãos, ocasionada pela lubrificação das partículas, portanto, diminuindo a resistência da mistura.

Baia (2019), ao avaliar a microestrutura de amostras de solos extraídas na área rural da cidade de Manaus, sem e com a inserção de emulsão asfáltica (teor de ligante ótimo de 4%), verificou um certo “acréscimo de volume” (Figura 10b) da fase sólida dos solo, provocado pela inclusão da emulsão nos espaços intergranulares; este comportamento similar já fora observado, anteriormente, em solos da cidade do Rio de Janeiro, por Miceli Jr. (2006), cujo autor concluiu que quanto maior o teor de ligante no solo, maior será a expansão volumétrica.

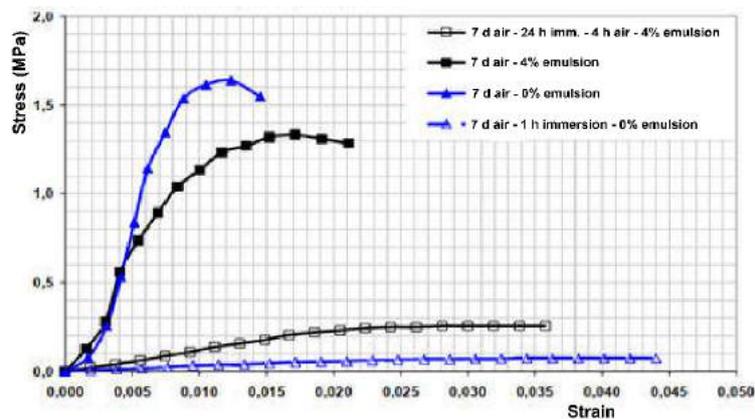
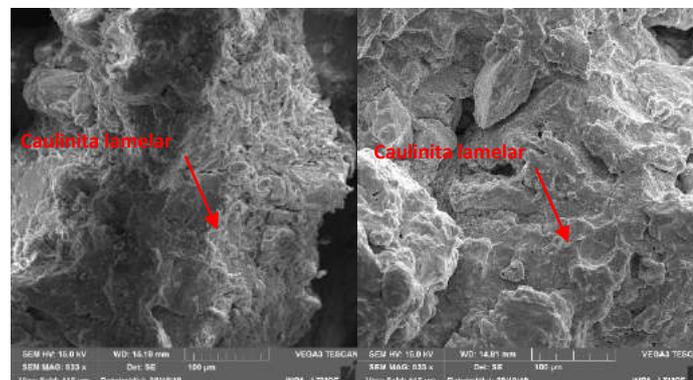


Figura 9. Resistência à compressão simples de solo laterítico sem emulsão e com 4% de emulsão com 7 dias de cura, imersos e não imersos (Sant’Ana, 2009).



a)

b)

Figura 10. Imagens de microscopia eletrônica por varredura – 500X (100µm). a) Solo natural; b) Solo com 4% de emulsão asfáltica RL-1C (Baia, 2019).

## 2.6. Estabilização de Solos Amazônicos com Resíduos Cerâmicos

É comum haver perda no processo produtivo de cerâmica vermelha, devido a vários fatores, entre eles, à falha no processo de mistura e homogeneização da matéria prima “in natura”, à conformação, secagem e queima inadequada do produto, transporte do produto etc. (EC, 2007).

Esse material fica empilhado em locais inapropriados (Figura 11), dentro do terreno das olarias, podendo ser refúgio de animais peçonhentos e transmissores de doenças (Campelo *et al.*, 2005a). Há alguns estudos que comprovam o reuso desse material na própria indústria oleira (Silva *et al.*, 2021), como redutor da plasticidade da argila “in natura” (Campelo *et al.*, 2005b), ou em camadas de base e sub-base de pavimentos (Dias, 2016).

De acordo com Campelo *et al.* (2005b), a perda de produtos queimados de cerâmica vermelha (blocos e telhas), no principal polo produtor do estado do Amazonas, variava, em média, entre 3% e 5% da produção, contudo, havia algumas indústrias cerâmicas em que essa perda poderia chegar a até 10%, e que, naquela época, a perda poderia alcançar a 10.000 t/ano.

Dias (2016) avaliou o comportamento mecânico do solo típico da cidade de Manaus, ao estabilizá-lo com resíduo cerâmico, a fim de aplicá-lo em camadas de base e de sub-base de pavimento. Essa autora afirmou que a perda de produtos de cerâmica vermelha (blocos de vedação e estruturais e telhas) eram cerca de 135 t de resíduo cerâmico diário, no polo oleiro de uma cidade do interior do estado do Amazonas. Além disso, a autora analisou várias misturas solo-resíduo (MSR), com diferentes proporções, concluindo que a mistura com melhor desempenho para ser empregada em camada de base ou sub-base foi a de 30% de solo argiloso natural, 30% de areia e 40% de resíduo cerâmico.

Partindo-se do estudo de Dias (2016), com base na proporção do uso de resíduo cerâmico por ela determinada em laboratório, é possível, então, executar uma camada de base ou sub-base, com 65 km de extensão, 7 m de largura de plataforma e 10 cm de espessura, compactada, considerando-se a massa específica do resíduo cerâmico como 1,81 t/m<sup>3</sup>. Considerando-se a pequena extensão das vias públicas e vicinais das cidades interioranas típicas da Amazônia Legal brasileira (cidades com menos de 30.000 habitantes na zona urbana), esse comprimento de 65 km representa uma considerável parcela do total das vias existentes nessas cidades; portanto, o reuso desse resíduo implica em ganhos ambientais, econômicos e de saúde humana.



Figura 11. Resíduos cerâmicos empilhados nos pátios das olarias (Fotos: N.S. Campelo).

### **2.7. Aterros Estruturados em Rodovias da Amazônia**

Historicamente, estacas de madeira foram utilizadas na Amazônia brasileira, principalmente, desde a época do auge da exploração da borracha natural (1870-1920), em que empresas europeias - a maioria de origem britânica – foram as responsáveis pelas construções das infraestruturas (concessionárias de água, esgoto, energia elétrica, portos, transporte urbano por bondes elétricos, além da pavimentação das vias urbanas, construções prediais, pontes etc.), nas cidades de Manaus e Belém, as duas maiores capitais da Amazônia brasileira.

Até o fim da década de 1980 era possível utilizar-se estacas de madeira para cargas não muito elevadas, na Amazônia brasileira, mas, depois, devido a uma série de restrições impostas pelas leis ambientais, hoje é praticamente impossível de se usar esse tipo de estaca, a não ser que seja proveniente de áreas certificadas. Todavia, é possível usar-se outros tipos de estacas, como as pré-moldadas de concreto e as moldadas no local.

Um aterro estruturado consiste em um aterro reforçado por geogrelha sobre uma fundação de estacas; geralmente, uma ou mais camadas horizontais de reforço por geossintéticos são instaladas na base do aterro. Essa solução geotécnica pode ser usada para a construção de uma estrada ou ferrovia, quando um método de construção tradicional exigiria muito tempo de construção, ou cuja escavação de solo de baixa capacidade de suporte poderia afetar construções na vizinhança, ou, ainda, resultar em recalque residual muito elevado, tornando necessária manutenção frequente dessas obras (Van Eekelen e Brugman, 2016).

Essa é uma excelente opção para locais com subleito natural formado por camadas espessas de solos de baixa capacidade de suporte, em que é antieconômico o expurgo desse material, seja pelo volume de escavação, seja pelo tempo a ser gasto no serviço.

Infelizmente, não obstante o fato de que esse tipo de solução já fora empregado em algumas obras rodoviárias na Amazônia brasileira, contudo, não foram documentadas, à exceção

daquelas encontradas em Silva (2004) (Figura 12) e Maccaferri (2016) (Figura 31). Silva (2004) mostrou o uso de estacas de madeira em aterro rodoviário sobre fundação natural de terreno constituído por camada de argila muito mole, com 35 m de espessura, cravando-se as estacas com dimensões de 25 cm de diâmetro e 10 m de comprimento, em espaçamentos iguais de 1,60 m, em planta. Esse aterro rodoviário é adjacente a um canal trapezoidal a céu aberto, sendo usado uma camada de reforço por geotêxtil acima dos capitéis das estacas.

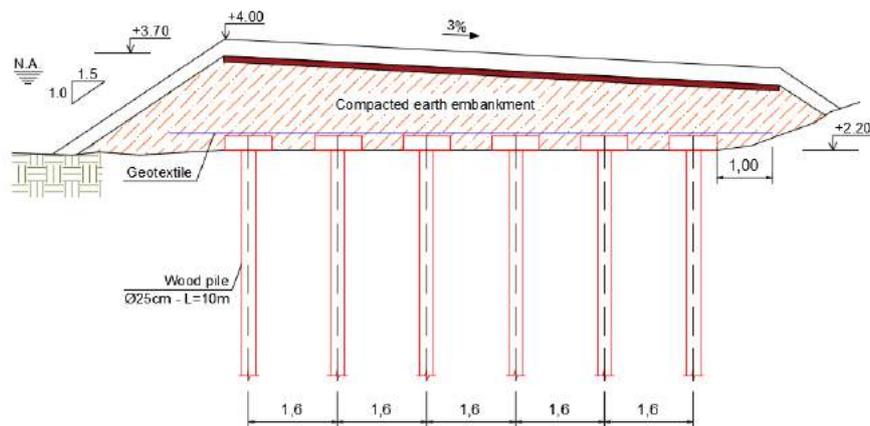


Figura 12. Emprego de estacas de madeira para construção de aterro rodoviário próximo a canal trapezoidal a céu aberto (adaptado de Silva, 2004).

## 2.8. Uso de Concreções Lateríticas em Pavimentos na Amazônia

De acordo com Swanson (1923), o termo laterita vem da palavra latina “later”, que significa tijolo ou telha, e foi sugerido pela primeira vez por Buchanan (1879), porque a cor predominante da laterita é vermelha e ela é, comumente, dura. As lateritas surgiram da decomposição de minerais aluminosos por mudanças que parecem peculiarmente características nos trópicos, devido à ação da floresta tropical sobre o solo. Os depósitos de laterita são restritos, geograficamente, porque requerem, para a sua formação, o calor tropical, chuvas intensas e vegetações luxuriantes. Elas requerem, também, estações chuvosas e secas, e planícies elevadas em superfícies do terreno suavemente inclinadas, não sujeitas à erosão apreciável.

Grande parte da paisagem amazônica se desenvolveu em terreno laterítico (Espíndola e Daniel, 2008; Costa, 2001). As lateritas maduras são fortemente lixiviadas de  $\text{SiO}_2$  e álcalis, mas, enriquecidas em  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e o  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  (McNeil, 1964; Herbillon e Nahon, 1988; Prasad e Parthasarathy, 2016). As lateritas da Amazônia estão mascaradas por espessos latossolos argilo-arenosos a areno-argilosos e/ou por cobertura sedimentar (McNeil, 1972; Costa, 1991;

Tardy, 1993). Perfis de laterita típicos da Amazônia são ilustrados na Figura 13, mostrando-se seus horizontes principais (Dagenais e Poling, 1999; Costa, 1991).

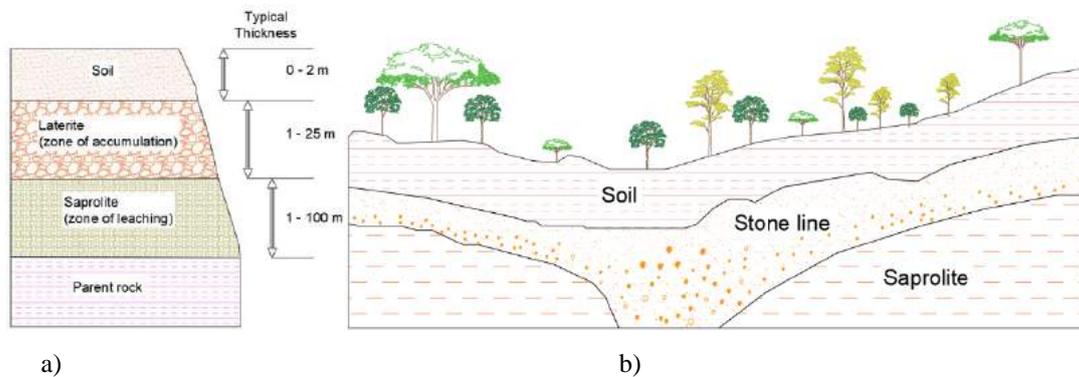


Figura 13. Perfil de laterita típico da Amazônia brasileira seus horizontes principais: a) Dagenais e Poling (1999); b) Costa (1991).

Pode-se identificar, ainda, os solos residuais tropicais, em especial os depósitos lateríticos, que tem sido objeto de pesquisas na Amazônia para uso em pavimentação (Almeida *et al.*, 2021; Baia, 2019; Santos e Guimarães, 2011; Campelo *et al.*, 2002) devido suas peculiaridades em comparação com solos sedimentares, já descritos anteriormente.

Keller *et al.* (2015) afirmaram que os materiais comumente usados na região amazônica para pavimentação incluem depósitos locais de laterita, mas que, em que pese esta ser um material cimentado e duro, podem conter, por outro lado, um alto teor de argila. Em termos de material para pavimentação, é muito empregado para as camadas estruturais de rodovias, todavia, o primeiro desafio é localizar os depósitos com uma quantidade e qualidade de material adequadas.

Na Figura 14 pode-se observar alguns usos incomuns de madeira, para drenagem de cursos d'água, em estradas rurais vicinais de baixo volume de tráfego na Amazônia, como pontes rústicas de madeira (localmente denominadas “pinguelas”) e “tubos” de drenagem formado por troncos de árvores ocos. Há, ainda, os casos de emprego de laterita lavada (para retirada dos finos) em misturas asfálticas (Guimarães *et al.*, 2010; Amaral, 2004; Macedo e Brasileiro, 1987). A Tabela 3 mostra os requerimentos para uso da laterita como agregado graúdo natural em camadas de base ou sub-base, de acordo com a especificação DNIT 098/2007– ES.



a)

b)

Figura 14. Uso de madeira em drenagem de cursos d'água atravessando estradas de baixo volume de tráfego na Amazônia brasileira: a) ponte de madeira (“pinguela”); b) “tubo” de madeira oca (Keller *et al.*, 2015).

Tabela 3. Especificação técnica para serviços de base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico (DNIT 098/2007– ES).

Norma	Título	Parâmetros de aceitabilidade
DNER – ME 030/94	Solos – Determinação das relações sílica-alumina e sílica-sesquióxidos em solos.	$\leq 2$
DNER – ME 172/2016	Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.	Expansão $\leq 2$ % CBR $\geq 80$ % ( $N > 5 \cdot 10^6$ ) CBR $\geq 60$ % ( $N \leq 5 \cdot 10^6$ )
NBR – NM 248/2003	Agregados - Determinação da composição granulométrica.	$P_{\#200} \leq 30$ % $P_{\#200} \leq (2/3) \cdot P_{\#40}$
DNER – ME 082/94	Solos – Determinação do limite de plasticidade.	$P_{\#40}$ : LL $\leq 40$ %; IP $\leq 15$ %
NBR – NM 51/2001	Agregado graúdo - Ensaio de abrasão “Los Angeles”	$\leq 65$ %

Notas:  $P_{\#200}$ ,  $P_{\#40}$ : porcentagem de partículas passando nas peneiras número 200 e 40, respectivamente; LL: limite de liquidez; IP: índice de plasticidade.

## 2.9. Conceitos de Mecânica dos Solos não Saturados Aplicados aos Solos Tropicais

Grande parte do solo superficial tropical está sujeito à condição não saturada, ou seja, nem todos os seus vazios estão preenchidos pela fase aquosa; isso é verdade tanto nas áreas de “terra firme” (regiões altas) da Amazônia, quanto nas áreas de “várzea” (regiões baixas), quando estas não estão sujeitas ao pulso de inundação. Essa condição não saturada traduz-se em um comportamento distinto do maciço de solo, em questões de resistência ao cisalhamento, em relação àquela condição de solo saturado (Fredlund *et al.*, 1978).

Muitos dos problemas de Engenharia envolvem solos não saturados. A construção de barragens de terra, rodovias e pistas de aeroportos usam solos compactados que não são saturados. Um elemento de um solo não saturado pode, portanto, ser visualizado como uma mistura com duas fases que atingem o equilíbrio sob gradientes de tensão aplicados (ou seja, partículas do solo e membrana contrátil) e duas fases que fluem sob gradientes de tensão

aplicados (ou seja, ar e água) (Fredlund e Morgenstern, 1977).

Nos solos não saturados, as pressões da água dos poros são negativas, em relação às condições atmosféricas; essa pressão negativa da água nos poros é chamada de sucção matricial, quando referenciada à pressão de ar nos poros (Fredlund e Rahardjo, 1985; Rahardjo *et al.*, 1995). À medida que um solo se aproxima da saturação, a pressão da água nos poros aproxima-se da pressão do ar nos poros. Portanto, a sucção matricial tende a zero e há uma transição suave para o estado de tensão do solo saturado (Fredlund e Rahardjo, 1985).

Fredlund e Rahardjo (1993) reportaram que, nos últimos anos, desenvolveu-se uma melhor compreensão do papel das pressões negativas da água nos poros (ou sucções matriciais) no aumento da resistência ao cisalhamento do solo e que, portanto, é apropriado realizar análises de estabilidade de taludes que incluam a contribuição da sucção matricial.

Em relação à estabilidade de taludes, Ching *et al.* (1984) relataram que os perfis de sucção do solo desempenham um papel significativo na estabilidade de muitas encostas naturais e taludes de corte íngremes, a longo prazo. Todavia, durante ou após períodos de chuvas intensas e prolongadas ocorrem, frequentemente, rupturas de taludes, uma vez que as chuvas provocam infiltração no terreno e redução da resistência do solo, em consequência da perda de sucção. Como resultado, os fatores de segurança são aumentados, ao se levar em consideração as sucções reais do solo e, portanto, elas contribuem, substancialmente, para o aumento na resistência ao cisalhamento (Taha *et al.*, 2000; Rahardjo *et al.*, 2019) e na estabilidade de taludes em condições não saturadas (Ching *et al.*, 1984; Fredlund e Rahardjo, 1985; Babu e Murthy, 2005; Zhang *et al.*, 2014).

Em áreas tropicais e subtropicais, as rupturas de talude induzidas pela chuva estão intimamente relacionadas às propriedades do solo, à geometria da inclinação, à posição do lençol freático e certos fatores ambientais, vegetação e efeitos do intemperismo (Rahardjo *et al.*, 2010); assim, os taludes são estáveis, com um alto fator de segurança durante os períodos secos e tendem a romper apenas durante os períodos chuvosos (Rahardjo *et al.*, 2019).

### 3. CONCLUSÕES

A construção de rodovias na Amazônia brasileira é problemática, pois, envolve questões de ordem ditadas pela natureza, técnicas, econômicas e ambientais, as quais são interrelacionadas.

As questões de ordem natural envolvem uma gama de origens, sendo as principais as de cunho geológico-geotécnicos, pedológico, relevo e clima e, obviamente, não se pode desviar-se delas, dada a sua abrangência territorial. As questões de ordem técnica dizem respeito ao

subleito natural, principalmente, em regiões inundáveis de baixas altitudes (“várzeas”), formadas por solos superficiais aluvionares finos quaternários (siltes e argilas), plásticos, impermeáveis, altamente compressíveis ou expansivos, presentes na vasta Bacia Amazônica. As questões de ordem econômica estão relacionadas aos custos de transporte de material pétreo e solos lateríticos - alguns, com presença de concreções lateríticas (“piçarras”) – para os locais das obras, visto que ocorrem em porções limitadas da Amazônia. As questões ambientais caem num círculo vicioso, uma vez que a construção de mais rodovias tende a alcançar zonas de floresta virgem, as quais poderão estar sujeitas a novos processos de desmatamento e a outros impactos ambientais, atingindo a riquíssima fauna e flora da região, além das comunidades nativas. Por sorte, as leis ambientais brasileiras vêm tornando-se rígidas cada vez mais, exigindo estudos de impactos ambientais profundos e audiências públicas, antes do licenciamento para a construção de obras rodoviárias.

## REFERÊNCIAS

- ABEDA - Associação Brasileira dos Distribuidores de Asfalto. Manual Básico de Emulsões Asfálticas. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABEDA; 2010. 144 p.
- Almeida, DJ, Oliveira, FHL, Baia, MVM, Campelo, NS. Desenvolvimento de pavimento semirrígido adaptado para a região amazônica com cimento, zeólita sintética e solo de subleito. *Revista Militar de Ciência e Tecnologia*. 2021;38:3:14-26.
- Almeida, FFM de, Martin FC, Ferreira EO, Furque G. Tectonic map of South America. 1:5,000,000. Explanatory Note: Commission for the Geological Map of the World. DNPM/MME, Brasília, Brazil.; 1978. 21 p.
- Alves, DS. Space-time dynamics of deforestation in Brazilian Amazônia. *International Journal of Remote Sensing*. 2002; 23:14-2903-2908. DOI: 10.1080/01431160110096791.
- Babu, GLS, Murthy, DSN. Reliability analysis of unsaturated soil slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2005;131:1423-1428. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:11(1423).
- Baia, MVM, Almeida DJ, Souza ES, Barbosa EP, Araújo FAS, Lima AOP, Campelo NS. (2018). Análise comparativa de metodologias de classificação geotécnica de dois solos da margem de corpos hídricos da zona central de Manaus, AM. In: *Brazilian Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XVIII COBRAMSEG)*; Salvador, 2018. São Paulo: ABMS.
- Baia, MVM. Estabilização física de solos tropicais para bases de pavimentos de baixo custo na região metropolitana de Manaus [tese]. Manaus: Universidade Federal do Amazonas (UFAM); 2019.
- Balbo, JT. Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projetos e Restauração. São Paulo: Oficina dos Textos; 2007. 558 p.
- Barbosa, VHR. Estudo de solos do Acre para produção de agregados calcinados e misturas para bases de pavimentação [tese]. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia (IME); 2017.
- Bunnag, S, Lerdhirunwong, B. Application of calcined clay as aggregate for asphalt pavement and surface treatment. In: *Australian Road Research Board Conference (ARRB 13)*, v. 13, part 3, Construction, Pavements and Materials. Adelaide: ARRB. 1986:214–219.
- Cabral, EM, Vasconcelos, RP, Vieira, RK, Campelo NS, Vieira, AK, Silva, CC, Lima MD. Calcined Clay Applied in Concrete. In: Thomas S, Sebastian M, George A, Weimin Y, editors. *Advances in Materials Science, Recycling and Reuse of Materials and their Products*, v. 3., Ch. 4, London: CRC Press, 2013:35–52.
- Campelo, N. Uso do aditivo RoadCem® para estabilização de subleitos de baixa capacidade de carga, para uso rodoviário. Laboratório de Pavimentação (LPAV) - Relatório interno (uso restrito – não publicado); 2012.
- Campelo, NS, Carvalho JS, Carneiro BJI, Albiero JH. Verificação da estabilidade de taludes sujeitos a voçorocas, na cidade de Manaus. In: *Congresso Brasileiro de Engenharia e Geologia Ambiental (X CBGEA)*; 25-28 agosto 2002; Ouro Preto, Brazil; 2002; São Paulo: ABMS, v. 1.

- Campelo, NS, Morais MR, Aragão AF, Cabral EM, Rebelo EP, Pinheiro SC, Paiva AO. Estudo da utilização do resíduo cerâmico queimado (“chamote”) do polo cerâmico dos municípios de Iranduba e Manacapuru – Amazonas, como aditivo na fabricação de telhas. *Cerâmica Industrial*. 2005;10:1-3.
- Campelo, NS, Nogueira LMG, Lopes ACR, Silva JFP. Produção de agregado graúdo sintético de argila calcinada no polo cerâmico da cidade de Iranduba para utilização em infraestrutura rodoviária e construção civil no Estado do Amazonas. Estudo de viabilidade técnica, econômica, ambiental e comercial – EVTEC. Programa Governo do Estado do Amazonas de apoio à pesquisa nas empresas. Manaus: PAPPE/FAPEAM/FINEP; 2005.
- Campelo, NS. Potencial para utilização do agregado graúdo sintético de argila calcinada (AGSAC) na construção civil e obras de infraestrutura rodoviária na região Amazônica. Palestra proferida na Universidade Federal de Uberlândia (UFU); Uberlândia, Brazil; 25 August 2006.
- Castro, DL, Fuck RA, Phillips JD, Vidotti RM, Bezerra FHR, Dantas EL. Crustal structure beneath the Paleozoic Parnaíba Basin revealed by airborne gravity and magnetic data, Brazil. *Tectonophysics*. 2014;614:128–145. DOI: 10.1016/j.tecto.2013.12.009.
- Chin, g RKH, Sweeney, DJ, Fredlund, DG. Increase in factor of safety due to soil suction for two Hong Kong slopes. In: *Proceedings of the Fourth International Symposium on Landslides*; 16-21 September 1984; Toronto, Canada. p. 617-623.
- CNT - National Transport Confederation. *Transport Yearbook CNT - Consolidated Statistics*. Brasília, Brazil; CNT; 2021.
- Costa, M. Geological aspects of Amazonian laterites. *Revista Brasileira de Geociências*. 1991;21:2:146-160.
- Costa, ML. Os dois ciclos de lateritização mais importantes da região amazônica e sua importância paleoecológica. In: *Anais da Academia Brasileira de Ciências*. 2001;73:3:461-462.
- Dagenais, PJ, Poling GW. Acid rock drainage in the tropics: an analysis of the acid-generating characteristics of laterite/saprolite deposits and a comparison to hardrock deposits. In: *Goldsack D, Belzile N, Yearwood P, Hall G, editors. Proceedings of the Sudbury '99, Mining and the Environment II, V. 1, Sudbury, Canada, 13-15 September 1999*. p. 79-88.
- Delgado, BG. Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material sublastro na ferrovia Carajás [tese]. Ouro Preto, Brasil: Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP); 2012.
- Dias, DKR. Reaproveitamento de resíduos cerâmicos do centro cerâmico dos municípios de Iranduba e Manacapuru para utilização como elemento constituinte da base e sub-base do pavimento [tese]. Manaus: Universidade Federal do Amazonas (UFAM); 2016.
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem do Brasil. Pesquisa de viabilidade de implantação de fábrica de argila expandida na região amazônica – Relatório Final. Rio de Janeiro: IPR; 1981.
- DNIT 098/2007 – ES. Pavement - Base estabilizada granulometricamente com solo laterítico - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR; 2007.
- EC - European Commission. Reference document on best available techniques in the ceramic manufacturing industry. Brussels; 2007. 260 p.
- ESCSI - Expanded Shale Clay and Slate Institute Lightweight concrete: history, applications, economics. Washington, DC; 1971.
- Espíndola, CR, Daniel LA. Solos lateríticos e lateríticos no Brasil. *Boletim Técnico FATEC-SP – BT/24*. 2008:21-24.
- Fabício, JM. Desenvolvimento de uma planta móvel de agregados argilosos. In: *Congresso Anual Brasileiro de Pavimentos (21º RAPv)*, v. 1. Salvador: Associação Brasileira de Pavimentos (ABPv). 1986:150–188.
- Fredlund, DG, Morgenstern, NR, Widger RA. The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 1978;15:3:313-321.
- Fredlund, DG, Morgenstern, NR. Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE)*. 1977;103:GT5:447-466.
- Fredlund, DG, Rahardjo, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons Inc. 544 p.
- Fredlund, DG, Rahardjo, H. Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behavior. In *Proceedings, 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*; 11-14 February 1985; Brasília, Brazil; Sao Paulo: ABMS; 1985, v. 1, p. 295-305.
- Gersonuis, B, Egyed, C. Macro-economic effects of using the PowerCem technology on road infrastructure in flood risk areas. *UNESCO-IHE Report*. 2012.
- Gibbs, RJ. The geochemistry of the Amazon River system. Part I. The factors that control the salinity and the composition and concentration of the suspended solids. *Geological Society of America Bulletin*. 1967, 78:1203-1232.
- Grainger, GD. The production of a low-grade aggregate from black cotton soil by heat treatment. London: Road Research Laboratory; 1951:1–5.

- Herbillon, AJ, Nahon, D. Laterites and Laterization Processes – Chapter 22. In: Stucki JW, Goodman BA, Schwertmann U. editors. *Iron in Soils and Clay Minerals*. NATO ASI Series (Series C: Mathematical and Physical Sciences), v. 217. Dordrecht: Springer; 1988. p. 779-796. DOI: 10.1007/978-94-009-4007-9\_22.
- Ingles, OG, Metcalf, JB. *Soil Stabilization, Principles and Practice Description*. Sydney: Butterworths; 1972. 374 p.
- Junk, W, Bayley PB, Sparks RE. The flood pulse concept in river-floodplain systems. In: D.P. Dodge, Keller, G, Sherar J, Zweede, J. *An Amazon Basin forest roads manual-overview*. Transportation Research Board (TRB). 11th International Conference on Low-Volume Roads, July 12-15 2015, Pittsburgh, PA.
- Klinsky, LM. *Curso básico de pavimentação*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentos (ABPv); 2021. 475 p.
- Kolias, S, Kasselouri-Rigopoulou, V, Karahalios A. Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement. *Cement and Concrete Composites*. 2005;27:2:301–313. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2004.02.019.
- Ledbetter, WB, Gallaway, BM, Moore WM, Buth E, A recommended synthetic coarse aggregate classification system. *Special Report*. College Station: Texas A&M University; 1969.
- Lima, HN. *Gênese, química, mineralogia e micromorfologia de solos da Amazônia Ocidental [tese]*. Viçosa, MG: Federal University of Viçosa, Brazil; 2001.
- Marjanovic, P, Egyed CE, de La Roij P, de La Roij R. *The road to the future: manual for working with RoadCem*, vol. 2. PowerCem Technologies BV; 2009.
- McClain, ME, Naiman RJ. Andean influences on the biogeochemistry and ecology of the Amazon River. *BioScience*. 2008;58:4:325-338.
- McNeil, M. Lateritic Soils in Distinct Tropical Environments: Southern Sudan and Brazil. In: Farvar MT, Milton JP (editors). *The Careless Technology: Ecology and International Development*. Garden City: The Natural History Press; 1972. P. 591–608.
- Miceli Jr, G. *Comportamento de solos do Estado do Rio de Janeiro estabilizados com emulsão asfáltica [tese]*. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia (IME); 2006.
- Molenaar, A. *Cohesive and non-cohesive soils and unbound granular materials for bases and sub-bases in roads*. Lecture Notes. Delft University of Technology; 2010.
- Moore, WM, Van, Pelt RS, Scrivner, FH, Kunze, GW. *Suitability of synthetic aggregates made from clay-type soils for use in flexible base*. Research Report Number 81-5. College Station: Texas A&M University; 1968.
- Moore, WM. *Fired-clay aggregates for use in flexible bases*. Research Report Number 81-12. College Station: Texas A&M University; 1969.
- Mutepfa, WAT. *Laboratory evaluation of the effect of cement concentration, water salinity and the RoadCem additive on kalahari soil strength [thesis]*. University of Botswana; 2010.
- Nogami, JS, Villibor DF. Use of lateritic fine-grained soils in road pavement base courses. *Geotechnical and Geological Engineering*. 1991;9:3-4:167-182.
- Nogami, JS, Villibor, DF. *Identificação acelerada de grupos de classificação MCT para solos tropicais*. In: *Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (X COBRAMSEF)*: Foz do Iguaçu, Brazil; São Paulo, ABMS; 1994, v. 4, p. 1293-1300.
- Nogami, JS, Villibor, DF. *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. São Paulo: Vilibor, 1995. 240 p.
- Nogami, JS, Villibor, DF. *Uma nova classificação de solo para uso rodoviário*. In: *Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*; Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981.
- Nogueira, LA, Crisóstomo PHS, Silva, MPS, Frota CA. *Avaliação do comportamento geotécnico de solos de áreas florestais da Amazônia misturados com cimento portland Roadcem®*. Reunião Anual de Pavimentação (44a RAPv); 18-21 agosto de 2015; Foz do Iguaçu, Brasil.
- Nogueira, LA, Figueiredo PVC, Barbosa CA, Frota CA. *Avaliação da resistência à tração da mistura solo-cimento Portland-Roadcem®*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2016); 19-22 outubro 2016; Belo Horizonte, Brasil; São Paulo: ABMS.
- Park, E, Latrubesse EM. *Modeling suspended sediment distribution patterns of the Amazon River using MODIS data*. *Remote Sensing of Environment*. 2014;147:232–242. DOI: 10.1016/j.rse.2014.03.013.
- Plácido Jr. CG. *Distribuição e caracterização química da fertilidade do solo no Estado do Amazonas [tese]*. Manaus: Federal University of Amazonas; 2007.
- Prasad, TK, Parthasarathy, GR. *Laterite and laterization - A geomorphological review*. *International Journal of Science and Research (IJSR)*. 2018;7:4:578-583. DOI: 10.21275/ART20181444.
- Rahardjo, H, Kim Y, Satyanaga, A. *Role of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering*. *International Journal of Geo-Engineering*. 2019;10:8. DOI: 10.1186/s40703-019-0104-8.
- Rahardjo, H, Nio, AS, Leong, EC, Song, NY. *Effects of groundwater table position and soil properties on stability of slope during rainfall*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2010;136:1555-1564. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000385.

- Rahardjo, H., T.T. Lim, M.F. Chang, and D.G. Fredlund. Shear-strength characteristics of a residual soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 1995:32:60-77.
- Rebello, EP. Estudo da mistura solo-emulsão para a região de Urucu (Coari-AM) [tese]. Manaus: Federal University of Amazonas (UFAM); 2009.
- Rebouças, AC. Groundwater. In: Rebouças AC, Braga B, Tundisi JG (editors). *Água doce no Brasil: capital ecológico, uso e conservação*. São Paulo: Editora Escrituras; 1999, cap. 4, p. 117-150.
- Reis, NJ, Almeida ME, Riker SL, Ferreira, AL. Geology and mineral resources of the State of Amazonas: Explanatory text of geological maps and mineral resources of the State of Amazonas at scale 1:1.000.000. Manaus: CPRM – Geological Survey of Brazil; 2006.
- Riley, CM. Relation of chemical properties to the bloating of clays. *Journal of the American Ceramic Society*. 1951:34:4:121–128.
- Santos, GPP, Guimarães, ACR. Contribuição ao conhecimento do comportamento mecânico de solos lateríticos utilizados em pavimentos no Sudoeste Amazônico. In: Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, 2011, Belo Horizonte. Associação Nacional de Pesquisa e Educação em Transporte – ANPET.
- Santos, RE, Pinto-Coelho R, Fonseca R, Simões NR, Zanchi FB. The decline of fisheries on the Madeira River, Brazil: The high cost of the hydroelectric dams in the Amazon Basin. *Fisheries Management and Ecology*. 2018; 1–12 DOI: 10.1111/fme.12305.
- Schaefer, CEGR, Lima HN, Vale Jr. JF, Mello JWV. Uso do solo e mudanças paisagísticas na Amazônia: cenários e reflexões. *Boletim do Museu Paraense Emílio Goeldi (Série Ciências da Terra)*. 2000, 12:63-104.
- Silva, HT, Guimarães, LS, Dutra, FA, Martins, DC, Tolentino Jr. DS, Costa ASV, Cabral SC, Freitas LF. Reuse of red ceramic waste in the production of concrete for civil construction. *Research, Society and Development*, 2021:10:12:1-10. DOI: 10.33448/rsd-v10i12.20967.
- Silva, KRM. A implantação de obras civis e de saneamento na bacia do una, em Belém, Estado do Pará, e as condicionantes relacionadas às características geológicas e geotécnicas [tese]. Belém: Universidade Federal do Pará (UFPA); 2004.
- Silva, MSR, Miranda SAF, Domingos RN, Silva SLR, Santana GP. Classificação dos Rios Amazônicos: Uma estratégia para a preservação desses recursos. *Holos Environment*. 2013:13:2:163 -174.
- Sioli, H, editor. *The Amazon: Limnology and Landscape Ecology of a Mighty Tropical River and its Basin (Monographiae Biologicae Series)*. Springer, Dordrecht, 1984. 800 p. DOI: 10.1007/978-94-009-6542-3.
- Sombroek, WG. Amazon soils: a reconnaissance of the soils of the Brazilian Amazon region [thesis]. Landbouwhogeschool Wageningen University; 1966
- Sombroek, WG. Soils of the Amazon. Region. In: Sioli H (editor). *The Amazon (Monographiae Biologicae)*. Dordrecht: Springer; 1984. p. 521-535. DOI: 10.1007/978-94-009-6542-3.
- Swanson, CO. The origin, distribution and composition of laterite. *Journal of the American Ceramic Society*. 1923:6:1248-1260. DOI: 10.1111/j.1151-2916.1923.tb17709.x.
- Taha, MR, Hossain, MK, Mofiz, SA. Effect of suction on the strength of unsaturated soil. *Advances in Unsaturated Geotechnics (Geo-Denver 2000)*; August 5-8, 2000; Denver, CO. DOI: 10.1061/40510(287)14.
- Tardy, Y. *Pétrologie des Laterites et des sols Tropicaux*. Paris: Masson; 1993. 459 p.
- UNEP -United Nations Environment Programme. Barthem RB, Charvet-Ameida P, Montag LFA, Lanna AE. Amazon Basin, GIWA Regional assessment 40b. University of Kalmar, Kalmar, Sweden. 2004.
- Van Eekelen, SJM, Brugman, MHA. *Basal Reinforced Piled Embankments - The Design Guideline*. London: CRC Press; 2016. 156 p. DOI: 10.1201/9781315389806.
- Vertamatti, E. Contribuição ao Conhecimento Geotécnico dos Solos da Amazônia a partir da Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resilientes [tese]. São José dos Campos, Brasil: Instituto Tecnológico da Aeronáutica (ITA); 1988.
- Villibor, DF, Alves, DML. Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa. *Revista Pavimentação*. 2017; Ano XII, (43):17-37.
- Villibor, DF, Alves, DML. Pavimento de baixo custo para regiões tropicais: projeto e construção: novas considerações. Florianópolis: Tribo da Ilha; 2019. 544p.
- Villibor, DF, Nogami, JS, Beligni M, Cincerre JR. Pavimentos com solos lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas. São Paulo: ABPv/Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Brasil; 2000. 138p.
- Villibor, DF, Nogami, JS. Pavimentos Econômicos: Tecnologia para Aproveitamento de Solos Finos Lateríticos. São Paulo: Arte & Ciência. 2009. 292 p.
- Vu, Thao & Ngo, Huong & Nguyen, Quoc & Ngo, Anh & Lanh, Ho. Study on Cement-Treated Soil with RoadCem Additive in Construction of Rural Roads: A Case Study in Viet Nam. 2019.
- Whyte, BW. Method of burning soil for road construction employed by the Public Works Department, British Guiana. London: Road Research Laboratory; 1951:6–15.
- Wu, P. Cement stabilized materials with use of RoadCem additive [thesis]. Delft: Delft University of Technology; 2015.

Zhang, LL, Fredlund, DG, Fredlund, MD, Wilson GW. Modeling the unsaturated soil zone in slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*. 2014;51:1384–1398. DOI: 10.1139/cgj-2013-0394.

## Capítulo 12

# DESAFIOS NA CONSTRUÇÃO DE RODOVIAS NO AMBIENTE AMAZÔNICO: SOLUÇÕES DE ENGENHARIA.

\*Artigo originalmente publicado sob o título “Challenges in the Construction of Highways in the Brazilian Amazonia Environment: Part II – Engineering Solutions” no livro Applied Methods in Design and Construction of Bridges, Highways and Roads - Theory and Practice (DOI: 10.5772/intechopen.105017).

*Nilton De Souza Campelo  
Arlene Maria Lamêgo Da Silva Campos  
Marcos Valério Mendonça Baia  
Daniel Jardim Almeida  
Raimundo Humberto Cavalcante Lima  
Danielly Kelly Dos Reis Dias  
Júlio Alencar Jr.  
Mário Jorge Gonçalves Santoro Filho  
Elias Santos Souza*

### 1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são discutidas as possíveis soluções de Engenharia para os problemas enfrentados na implantação de infraestrutura rodoviária na Amazônia brasileira, buscando alternativas técnicas aliadas à redução de custos logísticos e à redução de impactos ambientais.

### 2. MÉTODOS

Este trabalho trata, fundamentalmente, da caracterização geral dos problemas de ordem natural, técnica, econômica e ambiental para construção de estradas no ambiente Amazônico, apontando possíveis soluções para contornar essas dificuldades. A caracterização foi feita por meio da revisão da literatura técnica disponível, enquanto as soluções foram indicadas por meio de estudos de caso em obras realizadas na região.

Ressalte-se, entretanto, que embora exista uma longa tradição de estudos ambientais na Amazônia, envolvendo ambientes bióticos e abióticos, e os impactos ambientais decorrentes de ações antrópicas, a mesma tradição não se aplica aos estudos de construções rodoviárias, desde o ponto de vista da Engenharia.

A principal causa deste problema é o baixo índice de publicação de dados de pesquisas e sua aplicação em rodovias na literatura técnica especializada.

Assim, embora seja conhecida a aplicação de determinado material ou técnica em cada construção de uma rodovia, é difícil fazer uma análise mais profunda, devido à ausência de dados publicados.

Por esse motivo, a revisão de literatura e os estudos de caso aqui discutidos restringiram-se em sua maioria às pesquisas acadêmicas de teses de mestrado e doutorado, apresentando os resultados do acompanhamento de campo relatados pelos seus respectivos autores.

### 3. ESTUDOS DE CASOS – RESULTADOS E DISCUSSÃO.

Nos itens precedentes foram contextualizadas as características gerais da Amazônia Internacional, com ênfase na Amazonia Legal brasileira, além da abordagem dos problemas enfrentados na construção de rodovias nessa região. Neste item são apresentados alguns estudos de caso cujas soluções procuraram contornar os problemas de escassez de material pétreo nas proximidades da obra e a presença de camadas de solo de baixa capacidade de suporte na fundação das rodovias construídas no ambiente Amazônico. A Figura 1 mostra a localização dos estudos de caso aqui analisados.

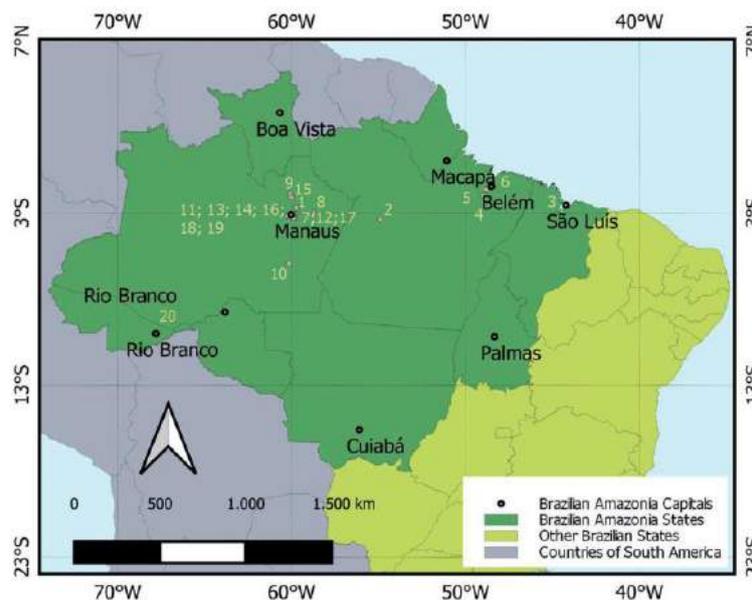


Figura 1. Localização dos estudos de caso analisados.

#### 3.1. Estabilização de Solos Amazônicos com Aditivos Químicos

Uma estrada vicinal não pavimentada, localizada no km 53 da AM-010, ao norte da cidade de Manaus (Ponto 1 da Figura 1) é utilizada para acesso à base de exercícios militares. Essa estrada possui um subleito natural constituído por uma camada de silte areno-argiloso amarelo-vermelho, contendo 55% de fração silte, 35% de areia e 9% de argila, sendo classificado como um latossolo, com limite de liquidez de 30%, índice de plasticidade de 10%, CBR de 31% e teor de umidade ótima de 12,6%, ambos na energia de compactação intermediária; o pH do solo é ácido, com valor de 5,39, sendo a caulinita o argilomineral predominante. O solo é

classificado como CL (USCS), A-4 (TRB) e LG' (MCT).

Avaliou-se a eficiência de se estabilizar quimicamente o solo de subleito com cimento aditivado com ZS, funcionando como uma camada única de base estabilizada; para isso, usou-se um trecho experimental de 70 m de comprimento por 7,5m de largura. Buscou-se controlar o desempenho dos procedimentos executivos, ensaios de RCS antes, durante e após a construção, e, também, ensaios de RTCD para amostras moldadas em laboratório, além de se avaliar a qualidade geral da estrutura e dos elementos de drenagem.

O aditivo à base de ZS utilizado é um fino pó de cor acinzentada inodoro, com massa específica de aproximadamente 1.100 kg/m<sup>3</sup> e pH situado entre 10-12 (em água, a 20 °C). Sua composição química é composta, principalmente, por metais alcalinos e metais alcalino-terrosos (60%-80%), incluindo cloreto de sódio, cloreto de potássio, cloreto de cálcio e cloreto de magnésio, ZS e óxidos (5%-10%) e ativadores (5%-10%).

Com base nas características do solo de subleito do trecho experimental estabeleceu-se um traço de solo-cimento-aditivo com 1,7 kg/m<sup>3</sup> de ZS (0,09%, em relação à massa seca) e 160 kg/m<sup>3</sup> de cimento (8,20%).

Os resultados de RCS dos corpos de prova (CPs) moldados em laboratório antes da obra nesta dosagem encontraram valores em torno de 8 MPa, para 28 dias. De modo geral, as etapas da obra iniciam-se pela adição e mistura do aditivo ZS e cimento, seguido pelo nivelamento, compactação e acabamento da superfície. Nesse processo, a adição do aditivo ZS pode ocorrer um dia antes da aplicação do cimento (Figuras 22 e 23).

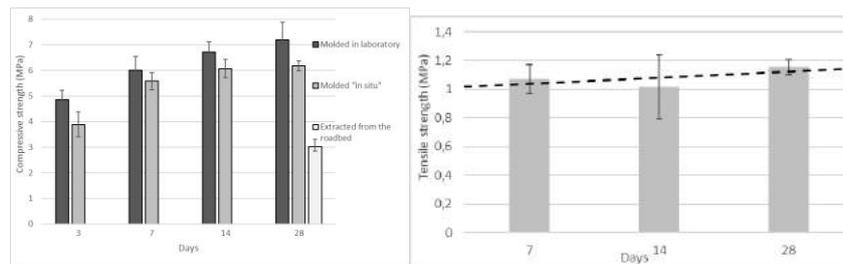
A verificação da resistência mecânica da execução foi realizada por meio da moldagem de CPs em três etapas. Em laboratório, antes de iniciar a execução da estabilização, foram preparados CPs com a dosagem pré-estabelecida, sendo avaliadas as RCS e RTCD nas idades de ruptura de 3, 7, 14 e 28 dias, em cura úmida.



Figura 2. (a) Distribuição do cimento e do aditivo ZS na pista experimental por espalhamento manual; (b) homogeneização do solo, cimento e aditivo ZS “in situ”, por meio de recicladora (Almeida, 2018).



Figura 3. Etapas de (a) compactação; (b) abaulamento; (c) acabamento; (d) cura da camada de solo estabilizado (Almeida, 2018).



a)

b)

Figura 4. a) Comparativo de RCS para amostras moldadas em laboratório, durante a execução da estabilização e extraídas diretamente da pista; b) RTCD para amostras moldadas em laboratório (Almeida, 2018).

Durante a execução do serviço de estabilização, realizou-se nova moldagem de CPs, coletando-se a mistura homogeneizada de solo-cimento-ZS, imediatamente antes de se iniciar o procedimento de compactação em campo. E, na terceira etapa, com 28 dias de conclusão do serviço, realizou-se a extração de seis amostras diretamente da pista. Os resultados laboratoriais das amostras moldadas em laboratório, das moldadas com mistura de campo e das extraídas da pista podem ser observadas na Figura 4.

Dos CPs moldados com a mistura da pista durante a obra, observou-se resultados de resistência à compressão próximos a valores dos moldados em laboratório. A qualidade da mistura feita pela recicladora e o tempo entre a homogeneização e a compactação são os principais fatores que ilustram a diferença entre a resistência das amostras moldadas em laboratório e moldadas com a mistura em campo, situando-se em torno de 16%.

Já as amostras extraídas diretamente da pista alcançaram apenas 42% do valor da resistência das amostras moldadas em laboratório (Figura 4a), mas, ainda assim, superior ao mínimo de norma rodoviária brasileira, que é de 2,1 MPa, aos 7 dias de cura. A alteração é causada, principalmente, pelas técnicas de construção, a qualidade da mistura e da compactação pelos equipamentos em campo, em condições nem sempre desejáveis, enquanto em laboratório o controle tecnológico é mais fácil de se alcançar; além disso, o processo de extração das amostras de campo pode danificar a matriz estrutural do CP, reduzindo a resistência real.

Em relação às tensões de tração que as regiões inferiores do pavimento recebem devido às cargas verticais impostas pelo tráfego, avaliou-se a RTCD do material em CP de 7, 14 e 28 dias (Figura 4b). Os resultados indicados apresentaram valores superiores a 1 MPa, aos 7 dias de idade de cura.

Por meio de inspeção visual da obra durante as primeiras 48 horas de cura, observou-se surgimento de algumas trincas transversais, superficiais e isoladas com profundidades médias de 1 mm. Neste período ocorre expansão volumétrica que geram tensões internas de tração no material, ainda em estado fresco. A microestrutura em formação fica sujeita ao crescimento secundário da fase impura da etringita. E, como consequência da continuidade da hidratação do  $C_3S$ , o silicato de cálcio hidratado começa a se formar no interior da carapaça hidratada (Scrivener, 1989).

Esse efeito fica mais intenso em argilas plásticas com teores elevados de cimento, expostas a alta umidade que a floresta exerce durante a noite e ao calor intenso durante o dia. No entanto, o ganho de resistência contínuo do material interrompeu a propagação das trincas nos dias subsequentes, sendo incorporadas naturalmente por poeira, dando um aspecto de regeneração natural da base. Após 4 anos após a construção, o pavimento não apresentou trincas, abatimentos ou patologias que comprometessem a durabilidade e capacidade de assimilação dos esforços do tráfego (Figura 5).



Figura 5. Aspecto final da seção teste. a) 1 dia de conclusão da estabilização, em 10/2016; b) após 490 dias, em 02/2018; c) após 4 anos, em 10/2020 (Almeida, 2018).

### **3.2. Estabilização Granulométrica de Solos Amazônicos com Agregados Graúdos Sintéticos de Argila Calcificada (AGSAC)**

Cabral et al. (2008) e Cabral (2011) realizaram estudos laboratoriais e de campo sobre o uso do AGSAC em misturas asfálticas, com matéria-prima oriunda do estado do Pará, obtendo excelentes resultados, quando comparados com o agregado graúdo natural (pedra britada), afirmando que o agregado sintético suporta severa compactação mecânica, de acordo com os resultados obtidos nos ensaios de degradação.

O local de estudo foi um trecho experimental na obra de restauração da BR-163, entre os km 101 e 102 (Ponto 2 da Figura 1), cujo diferencial seria a incorporação do AGSAC na camada de base do pavimento. A construção da camada de base deste segmento foi realizada em meados de novembro de 2007, perfazendo um total de 1.000 m de comprimento, 12 m de largura (duas faixas de rolamento com 3,5 m cada, e duas faixas de acostamento com 2,5 m cada), e 20 cm de espessura. Não somente neste trecho, mas em toda a extensão da obra de restauração, foi estabelecido pelo projeto a necessidade de incorporar cerca de 30% de agregado graúdo ao solo laterítico obtido nas jazidas prospectadas pelos estudos geológico-geotécnicos (solo este usualmente denominado de “piçarra” na região de estudo).

As Figuras 26 e 27 apresentam as etapas do emprego do AGSAC, desde a confecção dos blocos cerâmicos (que posteriormente são britados em tamanhos de granulometria de agregado graúdo) até a execução da camada de base, no campo.



a)

b)

c)

Figura 6. Emprego de AGSAC em pavimentação: a) Confecção dos blocos cerâmicos com temperatura de queima controlada; b) britagem dos blocos cerâmicos; c) empilhamento da mistura de solo laterítico e AGSAC no campo (Cabral, 2011).





motoniveladora para afastar a mistura solo-emulsão para a lateral da via, ora em uma margem, ora em outra (Figura 9e); a seguir, procedeu-se à compactação da mistura com rolo liso (Figura 9f) e, finalmente, execução da capa selante preliminar, com espargimento do agente emulsificante (Figura 9g) e o lançamento de areia limpa (Figura 9h), que depois é, novamente, compactada por rolo liso. A Figura 9i indica o aspecto do acabamento da base estabilizada, 7 dias após a execução.



Figura 9. Alguns registros das etapas de execução do trecho experimental com solo-emulsão (Sant’Ana, 2009).

Os 100 m restantes foram realizados sob o mesmo procedimento anterior. A fim de se avaliar a eficiência da estabilização, foram executados dois ensaios deflectométricos na superfície acabada, uma após 12 dias e outra após 20 meses de execução, além da caracterização da serventia da via, por meio do método desenvolvido pelo USDA (United States Department of Army), em 1995, objetivando-se o cálculo do ICRN (Índice de Condição de Rodovias Não Pavimentadas). Os levantamentos de defeitos foram realizados em dezembro/2007 e setembro/2008, ou seja, 10 meses e 20 meses, após a conclusão da estabilização.

Embora em boa condição geral, os defeitos que mais se repetiram nas seções de análise foram a ocorrência de poeira superficial, a perda de agregado por desgaste e as panelas. A classificação de todas as seções do trecho experimental em “muito bom” ou “excelente”, após quase dois anos de operação, mostrou que a técnica do solo-emulsão é aplicável na região onde foi estudada, para vias de baixo volume de tráfego.



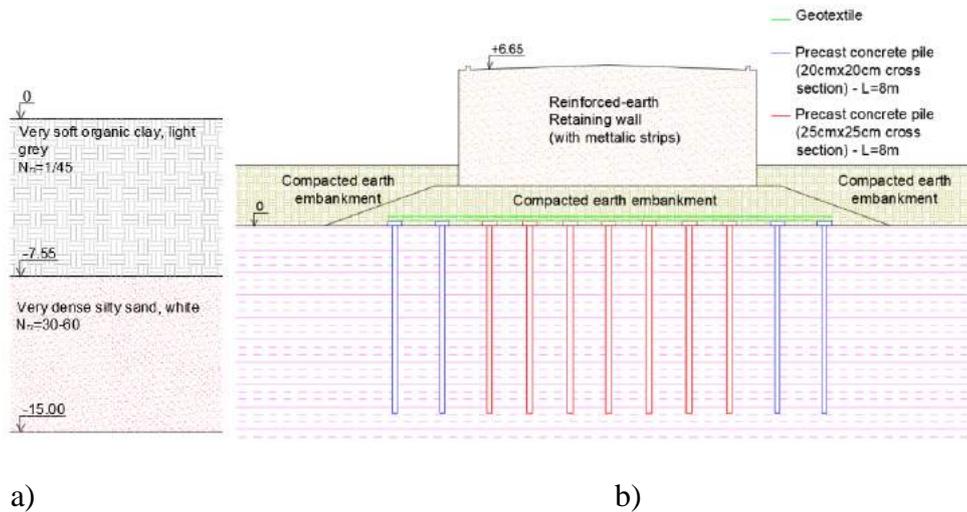
Figura 10. Estado da camada de base com solo-emulsão, após 20 meses de execução (Sant'Ana, 2009).

### **3.4. Aterros Estruturados como Fundação de Aterros Rodoviários sobre Solos Moles, na Amazônia**

Há quatro casos a serem aqui relatados (Pontos 4 a 7 da Figura 1). Todos os casos tratam de construção de rodovia em local com espessa camada de solo com baixa capacidade de suporte, em que seria antieconômico o expurgo desse material.

A Figura 11 mostra os detalhes de implantação da obra (Ponto 4). A maior espessura da camada de argila orgânica muito mole observada foi de 7,55 m (Figura 11a), com valor de índice de resistência à penetração, sob energia líquida de 72% ( $N_{72}$  - típica da energia brasileira) médio de 1/45 golpes/30 cm, sobre a qual foram construídos um aterro rodoviário e um encontro de ponte (com altura de 6,65 m), para atravessar um curso d'água denominado "Igarapé Miri", no estado do Pará.

A Figura 11b indica a solução adotada, em estacas pré-moldadas de concreto armado, com seções quadradas de 20 cm (para suportarem o aterro) e 25 cm de lado (para suportarem o aterro e o encontro da ponte), com 8 m de comprimento, espaçadas a cada 1,5 m, em ambas as direções, em planta. Na média, as pontas das estacas ficaram embutidas, no mínimo, a cerca de 1 m no interior da camada resistente de areia siltosa muito densa. A Figura 11c apresenta a execução das estacas com uma manta de geotêxtil de elevada rigidez, para reforço do aterro, instalada por cima dos capitéis (blocos de coroamento) das estacas, com a função de distribuir as cargas do aterro e do encontro de ponte para as estacas.



a)

b)



c)

Figura 11. Aterro estruturado executado para travessia de curso d'água: a) perfil estratigráfico; b) disposição das estacas e do reforço em geogrelha, em seção transversal; c) instalação da geogrelha sobre os capitéis das estacas (Foto: Maccaferri, 2016).

A Figura 12 mostra os detalhes de implantação da obra (Ponto 5). A maior espessura da camada de argila orgânica muito mole observada foi de 13,30 m (Figura 12a), com valor de  $N_{72}$  médio de 1/70 golpes/30 cm (região sob influência de maré, em manguezal), sobre a qual foram construídos um aterro rodoviário e um encontro de ponte (com altura máxima de 4 m), para atravessar um pequeno curso d'água, na cidade de Abaetetuba, estado do Pará.

A Figura 12b indica a solução adotada, em estacas pré-moldadas de concreto armado, com seções quadradas de 35 cm de lado, com 20 m de comprimento, espaçadas a cada 3 m, em planta. Na média, as pontas das estacas ficaram embutidas cerca de 5 m no interior da camada resistente de areia muito densa. Foi usada uma geogrelha para reforço do aterro, e, entre a geogrelha e o topo dos capitéis das estacas, foi colocada uma manta geotêxtil de elevada rigidez, para evitar que a geogrelha fosse rasgada, quando submetida ao peso próprio do aterro. A Figura 12c mostra as estacas para suportarem o muro de contenção do encontro de ponte.

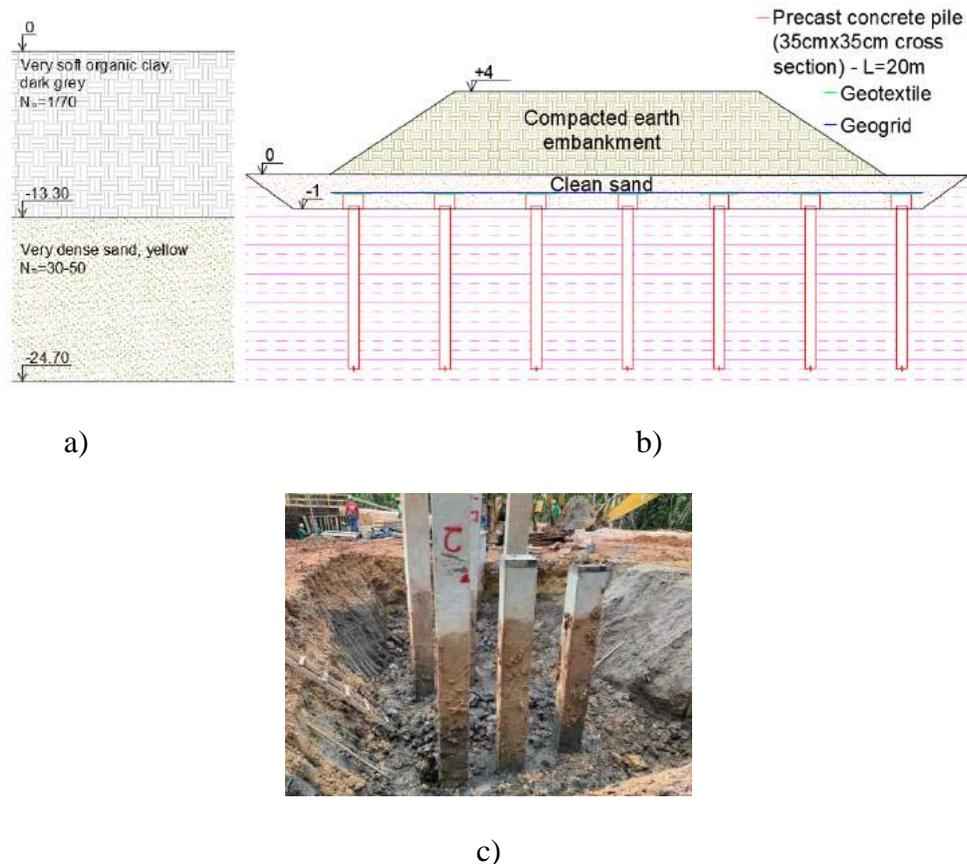


Figura 12. Aterro estruturado executado para travessia do curso d'água em Abaetetuba, estado do Pará: a) perfil estratigráfico; b) disposição das estacas e do reforço em geogrelha, em seção transversal; c) instalação das estacas na região do encontro da ponte (Foto: N.S. Campelo).

A Figura 13 mostra os detalhes de implantação da obra (Ponto 6), uma via de ligação à rodovia estadual PA-150, no estado do Pará. A maior espessura da camada de argila orgânica muito mole observada foi de 8,00 m (Figura 13a), com valor de  $N_{72}$  médio de 1/45 golpes/30 cm, sobre a qual foram construídos um aterro rodoviário e um encontro de ponte, com altura de 2,3 m.

A Figura 13b indica a solução adotada, em estacas pré-moldadas de concreto armado, com seções quadradas de 25 cm de lado, espaçadas a cada 1,5 m, em planta. Na média, as pontas das estacas ficaram embutidas cerca de 1 m no interior da camada resistente de argila siltosa muito dura. Foi usada uma geogrelha para reforço do aterro, e, entre a geogrelha e o topo dos capitéis das estacas, foi colocada uma manta geotêxtil de elevada rigidez.

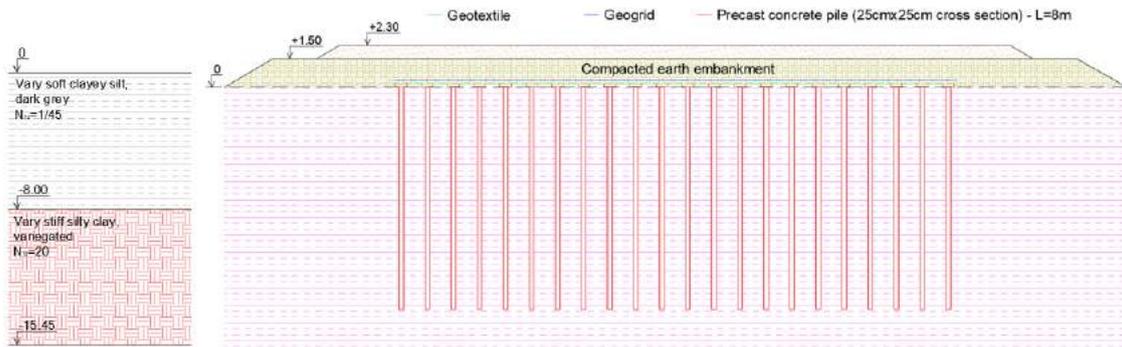
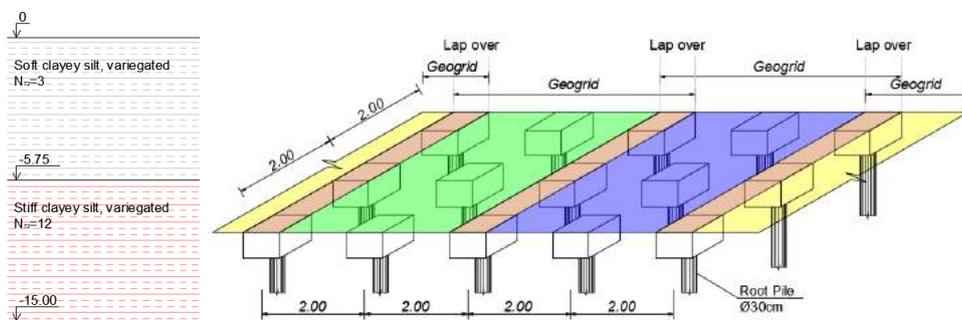


Figura 13. Via de ligação à rodovia estadual PA-150, estado do Pará: a) perfil estratigráfico; b) disposição das estacas e do reforço em geogrelha, em seção transversal.

A Figura 14 mostra os detalhes de implantação da obra (Ponto 7). A maior espessura da camada de silte argiloso mole observada foi de 5,75 m (Figura 12a), com valor de  $N_{72}$  médio de 3 golpes/30 cm, sobre a qual foi construído um aterro rodoviário com altura de 4-8 m, em região de “várzea”, na rodovia BR-319, estado do Amazonas.

A Figura 12b indica a solução adotada, em estacas tipo raiz, com 40 cm de diâmetro, espaçadas a cada 2 m, em planta. Foi usada uma geogrelha para reforço do aterro, e, entre a geogrelha e o topo dos capitéis das estacas, foi colocada uma manta geotêxtil de elevada rigidez, para evitar que a geogrelha fosse rasgada.



a) b)

Figura 14. Aterro estruturado executado em região de “várzea”, na rodovia BR-319, estado do Amazonas: a) perfil estratigráfico; b) disposição das estacas e do reforço em geogrelha, em seção transversal.

### 3.5. Uso de Concreções Lateríticas em Pavimentos Rodoviários na Amazônia

Conforme relatado no item 2.8, as lateritas são bastante utilizadas em obras rodoviárias na Amazônia, contudo, a sua ocorrência fica limitada em algumas regiões de terras altas (“terra firme”), onde encontraram condições favoráveis para a sua formação; além disso, os depósitos são pouco espessos e, portanto, os volumes disponíveis não são elevados. Desse modo, é um material “nobre” e o seu emprego em rodovias fica limitado à camada de base ou em

revestimento primário (proteção das camadas inferiores, até o a execução do capeamento asfáltico do pavimento), em pavimentos de alto volume de tráfego (Figuras 35a e 35b) ou apenas como revestimento primário em estradas rurais de baixo volume de tráfego (vicinais) (Figura 15c e 35d). As Figura 15b e 35d dizem respeito aos Pontos 8 (rodovia estadual AM-363, “Estrada da Várzea”) e 9 (Ramal Sargento Picanço, km 123 da rodovia federal BR-174) da Figura 1, respectivamente. Notar as diferentes tonalidades dos materiais lateríticos.

A Figura 16a mostra um detalhe de uma concreção laterítica típica da Amazônia, com matriz em óxidos de ferro e alumínio. Há registro de estradas com décadas de construção com revestimento em concreção laterítica, como a apresentada na Figura 16b (Ponto 10 da Figura 1), na rodovia estadual AM-174, e que, mesmo sem a existência de um sistema de drenagem de águas pluviais, mostra-se com certa trafegabilidade satisfatória, em alguns trechos.

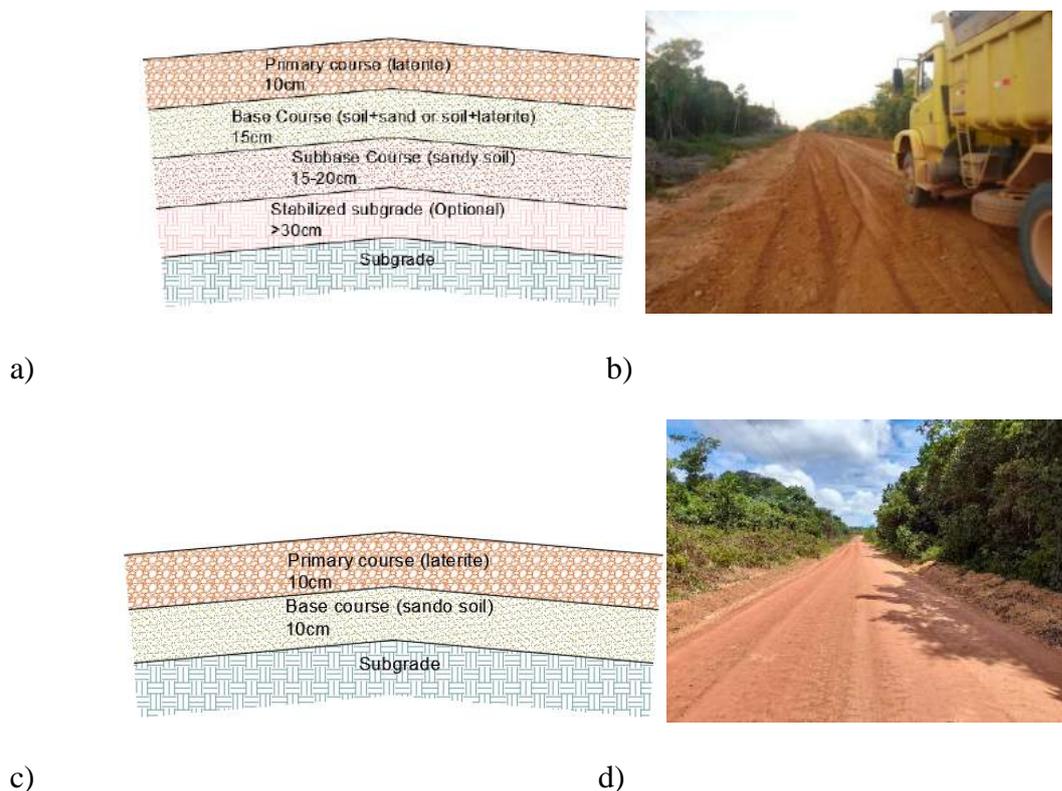


Figura 15. Emprego de laterita em rodovias. (a) perfil típico das camadas do pavimento para alto volume de tráfego; (b) execução da camada de revestimento primário; (c) perfil típico das camadas do pavimento para baixo volume de tráfego; (d) condição da camada de revestimento primário executada há décadas (Fotos: N.S. Campelo).



a)

b)

Figura 16. Emprego de lateritas em rodovias amazônicas: a) detalhe da concreção laterítica, com predominância de óxidos de ferro e de alumínio; b) camada de revestimento primário visando à durabilidade do pavimento, até a execução do revestimento asfáltico (Fotos: N.S. Campelo).

### **3.6. Reforço de Fundação Natural de Rodovia por Troca de Solo Parcial e Substituição por Camada Estrutural Drenante**

Algumas vezes, quando a camada de baixa capacidade de suporte da fundação natural (subleito) é pouco espessa (2-3 m), então, é possível fazer a sua substituição total por outra, de material de melhor qualidade, importado de jazida; outrossim, quando a camada é mais profunda, sendo antieconômica a remoção total da camada ou o emprego de aterros estruturados (abordados no item 4.4), pode-se realizar a substituição parcial da camada, introduzindo-se uma camada de material pétreo graúdo (“rachão”, com granulometria entre 100-250 mm) sobreposta a uma camada de areia limpa (Figura 17).

A primeira camada funciona como um reforço estrutural, enquanto a segunda funciona como uma camada drenante, embora, ambas as camadas possuam a propriedade de serem bastante permeáveis e proporcionarem um aumento significativo da resistência ao cisalhamento da camada de fundação natural. Algumas vezes, são colocadas mantas de geotêxtil entre as camadas do subleito e a de areia, e entre as de rachão (deve-se empregar geotêxtil resistente, para não ser rasgado pelo atrito com as pedras de rachão) e a de aterro compactado, a fim de evitar a colmatação dos vazios destas camadas. No entanto, não se introduz geotêxtil entre as camadas de areia e a de rachão, pois, pretende-se que haja o “agulhamento” das partículas de areia nos vazios da camada de rachão, permitindo que a estrutura interna dos grãos fique mais rígida, pelo contato partícula-a-partícula.

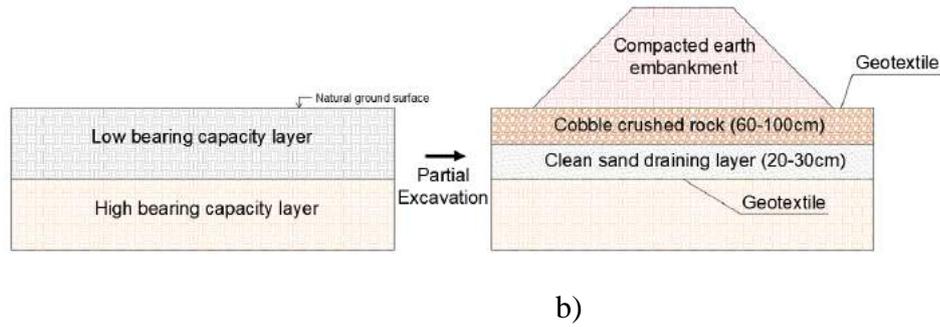


Figura 17. Substituição parcial de fundação natural com baixa capacidade de suporte por camadas drenantes e de maior resistência ao cisalhamento, em construção de rodovia.

A Figura 18 apresenta as fases de escavação parcial de camada de argila mole, para a execução de uma via de ligação urbana, na cidade de Manaus, estado do Amazonas (Ponto 11 da Figura 1). A espessura da camada de “rachão”, apesar de ser um problema de capacidade de carga e ser pré-definida em projeto, entretantes, ela é, geralmente, confirmada, no campo, pela experiência local em se passar um caminhão totalmente carregado (82 kN de carga, no eixo simples traseiro de rodas duplas) várias vezes pela superfície da camada e não se observar deformação visível a olho nu. Em geral, essa espessura varia entre 60-100 cm, podendo alcançar até maior valor. Obviamente, é uma solução onerosa, para locais em que o material pétreo seja escasso e, destarte, está limitada a trechos limitados de uma estrada.



Figura 18. Construção de via urbana com substituição parcial do terreno natural de baixa capacidade de suporte: a) escavação parcial da camada; b) colocação da camada de rachão; c) colocação da camada de aterro

para construção da rodovia; d) aspecto da camada de rachão, após a execução parcial do aterro compactado (Fotos: N.S. Campelo).

### **3.7. Construção de Rodovias em Regiões de “Terra Firme” e “Várzea”**

No item 1 fora descrito que a Bacia Amazônica engloba uma vasta área de terras baixas e relativamente planas, com inúmeros cursos d’água entrecortando essas terras; as terras mais elevadas, que não são inundadas, constituem as “terras firmes”, enquanto as áreas alagáveis pelos pulsos de cheia constituem as “várzeas”. Nas “terras firmes” há a predominância de latossolos amarelos-vermelho, e encontram-se, com relativa facilidade, horizontes de concreções lateríticas, ainda que com volume reduzido, dada a pouca espessura dessas camadas. Além disso, o subleito nessas regiões é, normalmente, de material mais permeável, e, em conjunto com o relevo mais acidentado, permite uma melhor drenagem superficial e profunda das rodovias.

No entanto, em regiões de “várzea” há uma série de complicações para a construção de rodovias. A começar pelo subleito natural impermeável (siltoso ou argiloso), formado, principalmente, por argissolos e gleissolos, de baixa capacidade de suporte ( $N_{72}$  médio inferior a 3 golpes/30 cm, o que poderia se traduzir numa tensão admissível do terreno natural em algo inferior a 30-40 kPa, a profundidades variando entre 2-6 m), ausência de horizontes de concreção laterítica, deficiência de material de qualidade para constituir o corpo estradal (geralmente, solos constituídos de argilominerais expansivos, mesmo sem presença de matéria orgânica), ausência de material pétreo, bacia de drenagem natural formando um emaranhado de cursos d’água com cerca de 10-15 m de flutuação vertical, entre as cotas máximas de cheia e mínima de vazante etc.

A Figura 19 apresenta duas rodovias federais brasileiras que cruzam o estado do Amazonas. A Figura 19a mostra um trecho da rodovia BR-174, com extensão total de 3.319,90 km, que interliga os estados do Mato Grosso, Rondônia, Amazonas e Roraima, e deste à Venezuela e ao resto das Américas e Caribe (vide Figura 7), sendo que apenas 210 km cruzam o estado do Amazonas.

Ao longo de quase a sua totalidade, encontra-se depósitos de concreções lateríticas e material pétreo; corta terra elevadas, estando o topo da rodovia situado entre 50 m e 200 m de altitude; atravessa uma bacia de drenagem natural mais dispersa, com menor frequência de cursos d’água de maior porte.

A Figura 19b ilustra um trecho da rodovia BR-319, com extensão total de 885 km, dos quais 820 km no estado do Amazonas e 65 km no estado de Rondônia (vide Figura 7), ligando a cidade de Manaus à cidade de Porto Velho, pelo sul, e, daí, ao restante do país. A rodovia atravessa terras baixas (“várzeas”), em uma grande extensão (cerca de 1/3 da extensão total, no sentido Manaus-Porto Velho), encontrando-se depósitos de concreções lateríticas e material pétreo apenas nos últimos 200 km da rodovia; o topo da rodovia situa-se em elevações entre 25 m e 70 m de altitude; atravessa uma bacia de drenagem natural mais concentrada, com maior frequência de cursos d’água de pequeno e grande portes.

Devido ao período de cheia dos rios na região de “várzea”, as rodovias funcionam como “barragens de terra”, dividindo a bacia de drenagem entre as duas bordas; na verdade, a situação é mais agravante, pois, enquanto nas barragens convencionais apenas o lado de montante fica sujeito à variação do nível de água externo, nessas rodovias ambas as margens são influenciadas pelos níveis das águas de cheia e vazante.

O período de vazante é o mais crítico, pois, sendo o corpo do aterro formado, predominantemente, por solos argilosos, a dissipação de poro-pressões do interior do maciço é lenta, e, se for acompanhado de um decréscimo rápido do nível de água do curso d’água circundante, pode acarretar num fenômeno análogo ao de ruptura de talude por “rebaixamento rápido”, verificado em barragens convencionais (Figura 20).

Assim, qualquer uma das margens da rodovia pode estar sujeita à ruptura do talude, podendo, inclusive, haver a ruptura de ambas as margens. Portanto, há uma combinação de fatores que podem levar à ruptura desses taludes rodoviários: grande elevação do nível de água externo; lenta dissipação das poro-pressões do interior do aterro compactado argiloso/siltoso; subleito natural formado por estrato de solo de baixa a média capacidade de suporte (argiloso/siltoso).

Grandes cheias de rios têm-se tornado mais frequentes na Bacia Amazônica, conduzindo a elevações dos níveis de água cada vez maiores, ano a ano; dessa forma, em algumas regiões da rodovia BR-319 há a ocorrência de galgamentos (Figura 21), e, no ciclo da vazante, pode ocorrer, então, a ruptura parcial dos taludes, nos aterros mais altos, quando encontra condições favoráveis para tal (Figuras 42 e 43).



a)

b)

Figura 19. Diferentes relevos cortados por rodovias no estado do Amazonas. a) ondulado, em região de “terra firme”; b) plano, em região de “várzea” (Fotos: N.S. Campelo).

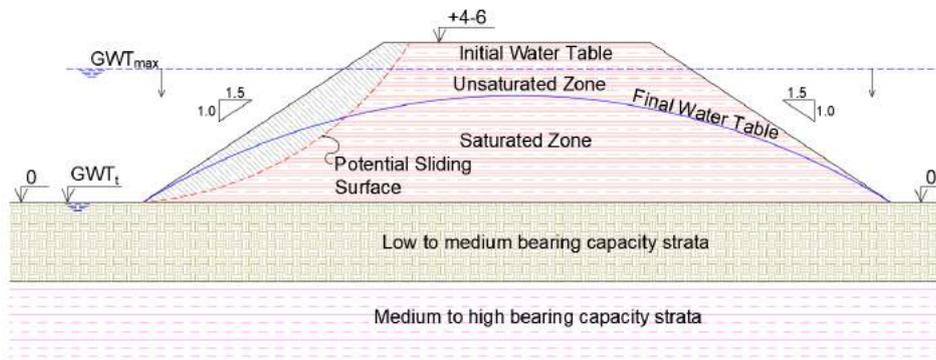


Figura 20. Rebaixamento do nível de água do rio em ambas as bordas da rodovia.



Figura 21. Cheia dos rios provocando galgamento em alguns pontos da rodovia BR-319 (Fotos: N.S. Campelo).



Figura 22. Ruptura de taludes rodoviários, após ciclo de vazante dos rios (Fotos: N.S. Campelo).



Figura 23. Ruptura de taludes rodoviários, após ciclo de vazante dos rios (Fotos: N.S. Campelo).

A Figura 22a (ponto 12 da Figura 1) situa-se próximo ao km 23 da rodovia BR-319, enquanto as demais ocorrências situam-se numa faixa entre os km 20 e 60.

Souza (2019) e Souza et al. (2021) estudaram o fenômeno das “terras caídas”, que é a ruptura de margens de rios, comumente em regiões de várzea, sob a vazante de rios de “águas brancas” (classificação devida a Sioli, 1950), denominados, localmente, de “águas barrentas”. Apesar de ser um fenômeno natural, o mesmo conceito de ruptura hidráulica pode ser aplicado a aterros rodoviários, conforme descrito na Figura 20. A Figura 24 mostra o fenômeno das “terras caídas” próximo à cidade de Manaus (Ponto 13 da Figura 1); este fenômeno causa prejuízos à população ribeirinha, pois, uma grande quantidade de terra desprende-se do maciço, podendo alcançar as residências (“palafitas”) e as vias urbanas e estradas rurais que margeiam a orla fluvial das comunidades e cidades; pode, também, provocar pequenos “tsunamis”, quando da ruptura dos blocos de terra, causando afundamentos de pequenas embarcações ancoradas nas redondezas.



Figura 24. Fenômeno das “terras caídas” em região do Careiro da Várzea, em frente à cidade de Manaus (Fotos: N.S. Campelo).

### 3.8. Comportamento de Solos Tropicais frente à Pressão de Sucção e ao Processo de Laterização

Conforme relatado nos itens 2.8 e 2.9, os solos tropicais apresentam alguns comportamentos ditados pelo processo pedogenético da laterização e da pressão de sucção, quando em estado não saturado. Em conjunto, elevam, significativamente, a resistência de taludes de corte (principalmente) e de aterro (em relação à pressão de sucção), em se tratando de resistência ao cisalhamento contra a ruptura e processos de erodibilidade.

Há registros de taludes de corte existentes há mais de 50 anos, quase verticais (Figuras 44a e 44b), que, mesmo sem proteção antierosiva - por cobertura vegetal (gramíneas ou vegetação nativa) -, ou mesmo, sem a existência de um sistema de drenagem de águas pluviais, numa região de elevada precipitação pluviométrica (acima de 2.500 mm anuais, vide Figura 2b), mantém-se em condições de estabilidade, à exceção de algum estrato não laterítico (saprólítico), em que este fica vulnerável a processo erosivo (Figuras 44b e 44c), ou quando trata-se de solo laterítico arenoso ou siltoso (Figura 24a). As Figuras 44a, 44b e 44c correspondem aos pontos 14 a 16 da Figura 1. Outras vezes, a distinção entre os horizontes laterítico e saprólítico dá-se pela existência de uma “linha de pedras” de concreções lateríticas, conforme mostrado na Figura 25a, na rodovia estadual AM-070 (Ponto 17 da Figura 1).



Figura 24. Taludes de corte. a) Horizontes erodíveis (arenoso e siltoso); b) e c) horizontes lateríticos e saprólíticos (altamente erodíveis) (Fotos: N.S. Campelo).

Em alguns casos, há a formação de uma fina película (1-3 mm) de crosta laterítica na superfície do talude, de coloração vermelho escura, que funciona como uma proteção antierosiva, permitindo a estabilidade do talude frente à ação deletéria das chuvas, por décadas, mesmo de inclinação quase verticais. As Figuras 44b e 45c apresentam essas finas películas, (Pontos 18 e 19 da Figura 1, respectivamente) que ocorrem na cidade de Manaus.

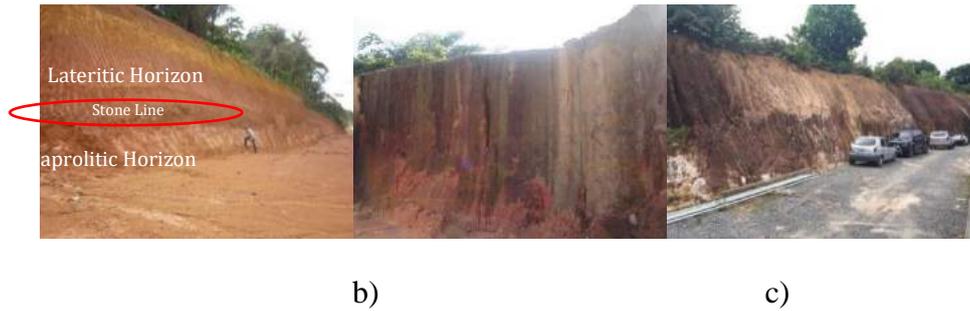


Figura 25. a) Presença de “linha de pedras” (concreções lateríticas) separando os horizontes lateríticos e saprolíticos; b) e c) presença de fina película de crosta laterítica em taludes (Fotos: N.S. Campelo).

### 3.9. Materiais Cerâmicos, Reciclados e Alternativos em Pavimentação das Rodovias Amazônicas

Há relatos de emprego de resíduo de asfalto fresado (Reclaimed Asphalt Pavement – RAP) provenientes da reciclagem de revestimentos asfálticos nas rodovias BR-163 e 364, no estado do Mato Grosso (Rota do Oeste, 2021), porém, em estado inicial. Uma aplicação interessante de materiais cerâmicos ocorre em algumas vias urbanas da cidade de Rio Branco, estado do Acre, onde são aplicados blocos cerâmicos como revestimento em vias de baixo volume de tráfego (Figura 26 – Ponto 20 da Figura 1).

Não se tem conhecimento do emprego de materiais leves em aterros sobre camada de solo mole (e.g., poliestireno expandido - EPS) em obras rodoviárias na Amazônia. Esse tipo de solução poderia ser empregado em rodovias que atravessam subleito natural em terrenos de “várzea”.

Em termos gerais, há uma carência de informações técnicas sobre os procedimentos construtivos e emprego de materiais de construção nas rodovias da Amazônia brasileira, refletindo em poucos dados publicados na temática.



Figura 26. Uso de bloco cerâmico como revestimento de vias urbanas de baixo volume de tráfego (Foto: Jornal AcreAgora (<https://acreagora.com/2021/07/12/>)).

#### 4. CONCLUSÕES

A construção de rodovias na Amazônia brasileira é problemática, pois, envolve questões de ordem ditadas pela natureza, técnicas, econômicas e ambientais, as quais são interrelacionadas.

As questões de ordem natural envolvem uma gama de origens, sendo as principais as de cunho geológico-geotécnicos, pedológico, relevo e clima e, obviamente, não se pode desviar-se delas, dada a sua abrangência territorial. As questões de ordem técnica dizem respeito ao subleito natural, principalmente, em regiões inundáveis de baixas altitudes (“várzeas”), formadas por solos superficiais aluvionares finos quaternários (siltes e argilas), plásticos, impermeáveis, altamente compressíveis ou expansivos, presentes na vasta Bacia Amazônica. As questões de ordem econômica estão relacionadas aos custos de transporte de material pétreo e solos lateríticos - alguns, com presença de concreções lateríticas (“piçarras”) – para os locais das obras, visto que ocorrem em porções limitadas da Amazônia. As questões ambientais caem num círculo vicioso, uma vez que a construção de mais rodovias tende a alcançar zonas de floresta virgem, as quais poderão estar sujeitas a novos processos de desmatamento e a outros impactos ambientais, atingindo a riquíssima fauna e flora da região, além das comunidades nativas. Por sorte, as leis ambientais brasileiras têm tornado-se rígidas cada vez mais, exigindo estudos de impactos ambientais profundos e audiências públicas, antes do licenciamento para a construção de obras rodoviárias.

Por outro lado, os problemas técnicos acima relatados podem, em grande parte, ser contornados empregando-se soluções com materiais da própria região; desta maneira, para problemas da ausência de material pétreo no local da obra, pode-se lançar mão do emprego de materiais naturais (concreção laterítica), sintéticos (AGSAC), reciclados (e.g., provenientes de resíduo cerâmico e fresado reciclado - RAP), enquanto para problemas das fundações naturais de rodovias com baixa capacidade de suporte, o emprego de troca parcial ou total de solo natural por uma camada composta de material pétreo graúdo (rachão) e areia limpa, ou, para grandes profundidades, o emprego de aterro estruturado (apoiado sobre estacas e reforçados por geogrelhas).

Mas, embora a Amazônia brasileira traga alguns estorvos à construção de rodovias nas regiões de “várzea”, entretanto, nas regiões elevadas (“terra firme”), pode-se contar com os estratos de concreções lateríticas para emprego em camadas de base e revestimento primário dos pavimentos, solos lateríticos de melhor qualidade para a construção do corpo dos aterros, além das condições favoráveis de estabilidade de taludes, mormente, em períodos de estiagem

de chuvas, induzidas pelas pressões de sucção. Para estradas rurais de baixo volume de tráfego (vicinais) pode-se empregar, ainda, resíduos cerâmicos, em revestimento primário.

## REFERÊNCIAS

- Almeida, DJ. Estabilização de solo argiloso tropical com cimento zeólito sintético como solução de pavimentação no Amazonas [tese]. Manaus: Universidade Federal do Amazonas; 2018.
- Cabral, GLL. Obras de pavimentação e melhoria tecnológica [tese]. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ/COPPE); 2011.
- Cabral, GLL, Motta, LMG, Lopes, LAS, Vieira, A. Calcined clay aggregate: A feasible alternative for Brazilian road construction. In: Ellis E, Yu HS, McDowell G, Dawson A, Thom N, editors. *Advances in Transportation Geotechnics*. London: Taylor & Francis Group; 2008. p. 90–96.
- Maccaferri. Caso histórico: Ponte Igarapé-Miri, Pará, Brasil. 2016; 2 p. Rota do Oeste. News; 2021.
- Sant’Ana, WC. Contribuição ao estudo da emulsão do solo em pavimentos de rodovias de baixo tráfego para o Estado do Maranhão [tese]. São Paulo: Universidade de São Paulo (USP), Brasil; 2009.
- Scrivener, KL. The Microstructure of Concrete. In: Skalny JP (editor). *Materials Science of Concrete I*. Columbus: American Ceramic Society; 1989. p. 127-163.
- Sioli, H. Das Wasser in Amazonasgebiet. *Forsh. u. Fortschr.* 1950;26:21-22:274-280.
- Souza, ES, Campelo NS, Lima RHC, Aguiar RL. Geotechnical characterization and modelling of the “Fallen Lands” phenomenon in the Amazon environment. *Global Journal of Engineering and Technology Advances*, 2021;09:03:122–132. DOI: 10.30574/gjeta.2021.9.3.0168.
- Souza, ES. Terras Caídas: Caracterização e modelagem geotécnica do fenômeno erosivo amazônico [tese]. Manaus: Universidade Federal do Amazonas; 2019.

## Capítulo 13

# ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS DE CAMADAS GRANULARES DE PAVIMENTO FLEXÍVEL CONSTITUÍDAS DE SOLO TROPICAL DO ESTADO DE RORAIMA

*Mateus Ribeiro Caetano  
Josiene Chrystina Ribeiro  
Gisandra Faria de Paula  
Rafael Cerqueira Silva*

### 1. INTRODUÇÃO

No Brasil, a malha rodoviária é responsável pela maior concentração de transporte de mercadorias e locomoção de pessoas. Até 2021, a malha viária brasileira possuía uma extensão superior à 1,7 milhões de km, sendo que apenas 12,4% dessa extensão estava pavimentada e 9,1% com projeto de pavimentação (CNT, 2022).

Para o dimensionamento de pavimentos, deve-se levar em consideração todas as condições ambientais que predominam sobre a área de implantação, o que inclui os tipos de solos que podem ser analisados primariamente pela sua geologia e pedologia e em laboratório, por meio de análises aprofundadas quanto à sua mineralogia, propriedades físicas e comportamento mecânico.

A partir da introdução dos conceitos mecanístico-empírico no dimensionamento de pavimentos flexíveis no país, torna-se necessário conhecer as propriedades do comportamento mecânico (tensão x deformação) dos materiais das camadas do pavimento. Tendo em vista o comportamento elástico não linear dos materiais e o carregamento cíclico oriundo do tráfego, as tensões mobilizam deformações elásticas (resilientes), cujo acúmulo destas ao longo do tempo evidenciam as deformações plásticas (permanentes). Assim, por meio do conhecimento das tensões resultantes da ação do tráfego, das propriedades dos materiais, destacando-se a deformabilidade, são realizadas as análises de tensão-deformação, que permitem a obtenção de dados para avaliar a condição estrutural e a evolução dos danos no pavimento (trincamento e afundamento de trilha de roda). Esta previsão depende de uma relação entre os resultados dos ensaios laboratoriais e o desempenho do pavimento. No Brasil, o dimensionamento com base nestes conceitos pode ser realizado pelo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), em que a parcela empírica é representada por uma Função de Transferência, que relaciona as observações laboratório com as de campo.

Devida a extensão territorial do Brasil, os solos em cada região apresentam características específicas, principalmente estrutura e mineralogia, devidas às condições de formação geológica, climáticas e topográficas. Dadas as particularidades dos solos brasileiros, em especial os solos de Roraima na região norte do Brasil, faz-se necessário conhecer suas propriedades físicas e mecânicas, analisando suas influências sobre os atuais modelos matemáticos de comportamento tensão-deformação, que subsidiam o desenvolvimento de soluções de projeto para a pavimentação regional numa abordagem mecanicista.

Tendo em vista todo o aspecto climático regional de Roraima e sua formação, este estudo tem por objetivo verificar o comportamento de solos tropicais do estado empregados em pavimento flexível de Segmentos Experimentais (SE) executados em rodovia próxima à capital Boa Vista.

Para tanto, foram realizados ensaios de caracterização e classificação micro e macroestruturais do objeto de estudo, além de ensaios triaxiais de cargas repetidas para obtenção do comportamento resiliente dos materiais por meio do módulo de resiliência (MR), buscando apresentar resultados que possam colaborar com o monitoramento dos SE e contribuir no aperfeiçoamento da técnica de dimensionamento de pavimentos para o estado, com expectativa de ser aplicada a boa parte da região Norte do Brasil.

## 2. ÁREA DE ESTUDO

De acordo com a classificação climática de *Köppen*, o estado de Roraima possui três categorias climáticas distintas (Am, Af e Aw), todas com temperaturas elevadas, principalmente devido à sua proximidade com a linha do Equador, configurando um clima tropical. Em contrapartida, o IBGE classifica em cinco zonas, sendo três equatoriais e duas tropicais (SEPLAN, 2019). Os principais tipos de solos presentes no Estado são: Latossolos Amarelos, Argissolos Amarelos e Argissolos Vermelho-Amarelo, Plintossolos, Planossolos e Neossolos Quatzarênicos Hidromórficos (BRASIL, 1975; Claessen *et al.*, 1990; Melo, 2002).

De modo geral, os solos predominantes em Roraima são caulínícos, distróficos e álicos, frequentemente apresentando desafios como erosão e drenagem (Melo, 2002). Todos estes aspectos climáticos, geológicos e pedológicos são essenciais no entendimento do processo de formação dos solos tropicais da região, em especial o processo de laterização do solo.

O local de coleta foi no trecho do segmento experimental Pró-MeDiNa, na rodovia BR-432/RR (figura 1). Foram coletadas amostras de três camadas, sendo estas a base, sub-base e subleito (aterro), conforme a seção transversal da estrutura de pavimento (figura 2).

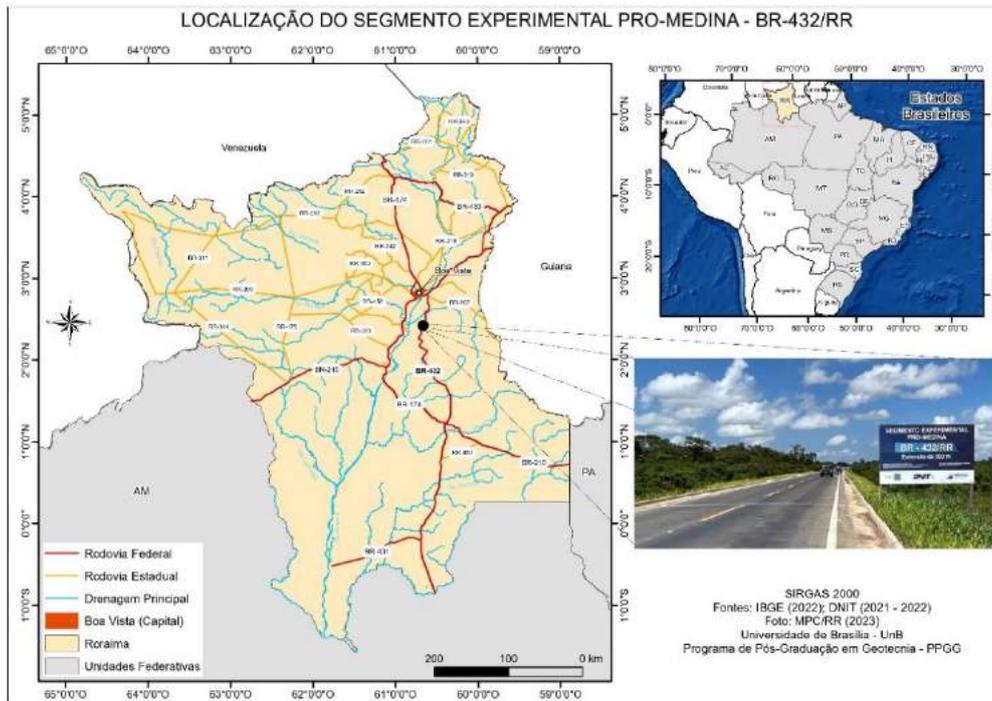


Figura 1. Mapa rodoviário do estado de Roraima com destaque para a localização do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.

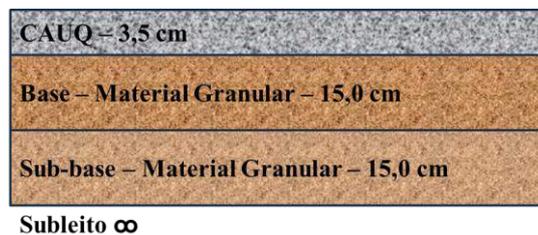


Figura 2. Seção transversal da estrutura do pavimento do segmento experimental da BR-432/RR.

### 3. METODOLOGIA

As etapas metodológicas deste trabalho tiveram por objetivo obter as características microestruturais e macroestruturais de solos do estado de Roraima, sob características do clima tropical regional que consolidam uma estrutura de solo específica dessa região, bem como as condições do relevo e aspectos climáticos que alteram as propriedades de formação dos solos. Ressalta-se que esta metodologia tem a finalidade de se obter os parâmetros em consonância com o que foi executado em campo no SE da área de estudo, objetivando a aquisição de dados

para o acompanhamento e monitoramento do desempenho do pavimento do SE, conforme considerações do Guia Pró-MeDiNa (DNIT, 2023).

As amostras foram coletadas nas camadas executadas no local, no momento do lançamento de cada material com as condições de umidade de compactação já definidas em laboratório pela equipe do DNIT (responsável pela obra), sendo a coleta definida nas estacas dos 300 m correspondentes à extensão do SE. As coletas ocorreram de maneira contínua, à medida em que o material estava pronto para a compactação de campo. Uma vez coletadas as amostras, estas foram acondicionadas em sacos plásticos, devidamente identificadas por camadas e encaminhadas ao laboratório da Diretoria de Estudos Tecnológicos do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DITEC – DER/DF), instituição parceira nesse estudo, para as análises.

Em laboratório, o procedimento para a realização do ensaio de granulometria foi realizado conforme o método de ensaio DNER-ME 080 (DNER, 1994), seguido das etapas da especificação DNER-ME 051 (DNER, 1994). O ensaio de granulometria por peneiramento busca caracterizar os diâmetros dos grãos que compõem o solo, por meio de um conjunto de peneiras com abertura conhecida e estabelecidas pela norma.

Por sua vez, para se obter uma melhor classificação da fração de finos do solo, como as argilas, fez-se necessária a realização do ensaio de granulometria por sedimentação, normatizado pelo método de ensaio DNER-ME 051 (DNER, 1994). Este ensaio consiste em submergir uma solução composta por certa quantidade de amostra de grãos de solo passantes na peneira de #2 mm, obtida de acordo com o procedimento estabelecido na especificação DNER-ME 041 (DNER, 1994).

Após às análises granulométricas, procedeu-se com a etapa de compactação. Foram adotadas as condições de compactação de campo, em virtude de se buscar reproduzir o cenário do que foi executado na BR-432. Desse modo, foram utilizadas as curvas de compactação conforme constante nos relatórios de execução fornecidos pelo DNIT, bem como os demais resultados de índices físicos.

Em seguida, adotando-se a referência de umidade ótima e densidade máxima do Índice Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio* – CBR), foi empregada a compactação do cilindro tripartido com dimensões de 200 mm de altura por 100 mm de diâmetro, específico para os ensaios de MR, utilizando-se a energia de compactação modificada na camada de base

e a energia intermediária nas camadas de sub-base e subleito (aterro), conforme a especificação DNIT ME-134/2018.

Para a análise da microestrutura do solo, foi aplicada a análise de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), a fim de se observar as características mineralógicas dos solos analisados, a estrutura do solo, a distribuição e a adesão de partículas que compõe a estrutura mineralógica. O ensaio de MEV contribui para uma melhor compreensão dos aspectos dos solos em função de sua mineralogia, haja vista que somente por meio da pedologia não é possível aferir as condições específicas e pontuais dos solos a serem analisados.

A área de estudo, por se situar em local de clima tropical, faz com que seja necessário utilizar uma classificação que represente melhor estas características. Desse modo, foram realizados ensaios de compactação Mini-MCV (*Moisture Condition Value* – miniatura) seguindo o que se estabelece na especificação DNER-ME 258 (DNER, 1994), para as amostras de solo de subleito (aterro). Esse ensaio possibilita obter as propriedades de compactação e, ao final do ensaio, aferir os parâmetros deste ensaio, como a curva mini-MCV e a perda de massa por imersão, classificando os solos tropicais para finalidades rodoviárias, conforme a especificação DNER-CLA 259 (DNER, 1996).

Para o ensaio de determinação do módulo de resiliência, adotou-se o que preconiza a especificação DNIT 134-ME (DNIT, 2018). Por se tratar de um estudo de diversas camadas, foram adotadas as sequências de pares de tensão especificadas para as camadas superiores e a de subleito, conforme descrita na norma. Quanto ao demais aspectos, tais como os ciclos de condicionamento, carga de contato do equipamento triaxial e os aspectos técnicos de compactação, foram seguidos os critérios estabelecidos na norma e as práticas do DER-DF.

Os dados resultantes do ensaio triaxial de MR foram inseridos no *software Statistica 12* para a obtenção do modelo composto (Eq. 1) a fim de analisar o comportamento resiliente (recuperável) dos solos frente ao estado de tensões fixado. O modelo composto apresenta melhores resultados tanto para solos finos quanto granulares, possuindo melhor ajuste, sendo o modelo adotado pelo MeDiNa.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (1)$$

Onde:  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  são parâmetros experimentais obtidos no ensaio triaxial;  $\sigma_3$  = tensão confinante e  $\sigma_d$  = tensão desvio.

## 4. RESULTADOS

### 4.1. Índices Físicos e Classificações

Os solos de regiões tropicais apresentam características específicas em decorrência de sua localização. Isto se deve ao processo acentuado de intemperismo que promovem alterações nas propriedades físico-químicas destes solos (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015), como a lixiviação de elementos químicos presentes no solo.

A alteração estrutural também está associada à formação de concreções lateríticas, principalmente associadas à presença de óxidos e/ou hidróxidos de ferro e alumínio que alteram significativamente as propriedades mecânicas destes solos.

Inicialmente, os indícios de laterização do solo podem ser identificados por análises tátil-visuais e por granulometria com e sem defloculante. Há duas formas principais de romper as concreções de um solo laterítico: a primeira faz-se valer de um meio químico (como exemplo o defloculante, comumente empregado no ensaio de sedimentação); a segunda, pela atuação de um carregamento suficiente para que ocorra o rompimento dessas cimentações das partículas de solo, como a energia de compactação, ou mesmo as solicitações mecânicas sofridas pelo solo.

Os resultados de granulometria para os solos deste estudo estão dispostos na figura 3, que apresenta três curvas de granulometria das amostras analisadas.

A princípio, é possível identificar que as camadas superiores de base e sub-base apresentam material grosseiro com a presença de grãos com diâmetro superior a 10 mm, diferentemente da camada de subleito que apresenta granulometria global inferior a 1 mm.

O ensaio de sedimentação com uso de defloculante demonstrou a elevada presença de material fino nas camadas de sub-base, base e subleito, respectivamente. Associado ao sistema de classificação MCT apresentado na tabela 1, foi possível aferir que a constituição das camadas se refere essencialmente de cascalho laterítico para as camadas de base e sub-base, e argila-arenosa não laterítica para a camada de subleito.

Frente a estes aspectos, ressalta-se que o projeto executivo da construção do SE, na rodovia BR-432/RR, prevê a inserção de areia nos solos das camadas de base e subleito, com objetivo de melhoramento do comportamento mecânico frente aos resultados de Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) e o Índice de Plasticidade, calculado em função do Limite de Liquidez (LL) e do Limite de Plasticidade (LP).

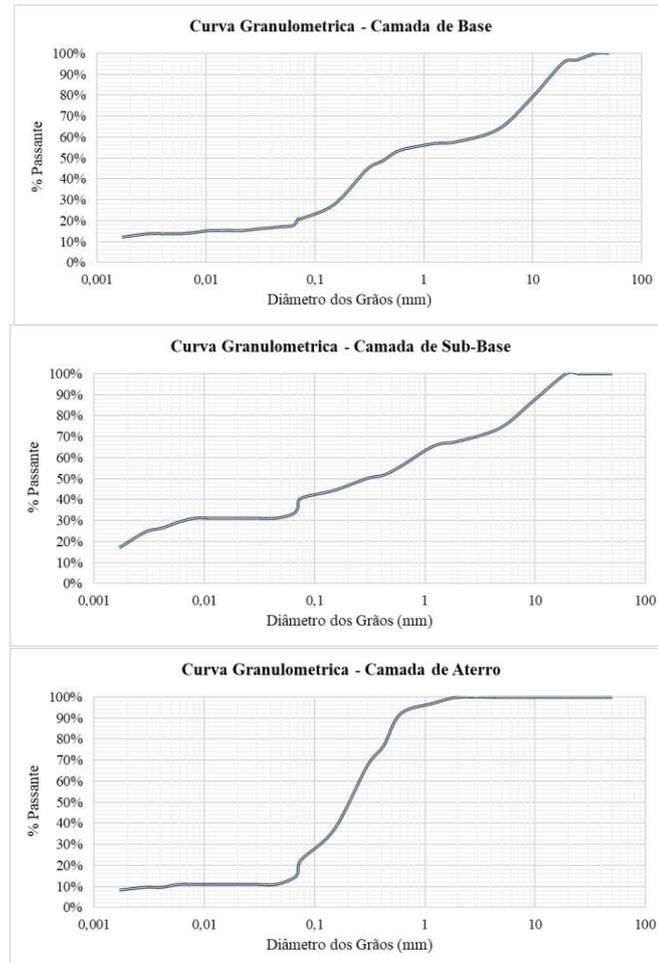


Figura 3. Curvas granulométricas das amostras de solo estudadas.

Diante dos dados obtidos, três classificações de solos foram aplicadas. A primeira refere-se ao Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Em geral, essa classificação emprega essencialmente a granulometria para solos granulares e, para solos finos, a granulometria associada ao LL para classificar estes materiais. Neste caso, o subleito foi enquadrado em uma classificação intermediária, SM-SC, enquanto a base e sub-base foram classificadas como SM e SC, respectivamente, ambos referindo-se à fração menor que 50% passante de a solos com diâmetro inferior a 0,075 mm, sendo classificado principalmente como solo arenoso/siltoso com finos plásticos, em função do seu IP.

Já a classificação *Highway Research Board* (HRB), apresentou o solo do subleito como sendo A-2-4, enquadrando em um grupo de solos granulares com constituinte usual de areia argilosa com comportamento para subleito “excelente a bom”, enquanto a base e sub-base foram classificadas como A-2-6 também em um grupo de solos granulares com constituinte usual de “pedregulhos e areia siltosa ou argilosa”.

Observa-se nas classificações apresentadas pouca ênfase nas propriedades efetivas dos solos tropicais, sendo, portanto, pouco adequadas para os solos tipicamente encontrados em regiões de clima tropical, por se tratar de classificações de origem americana que não conferem verdadeiramente a gênese dos solos tropicais brasileiros.

Por último, apresenta-se a classificação MCT para fins rodoviários. Por meio deste método de classificação, obteve-se para o subleito a classificação NS', referindo-se a um silte argiloso não laterítico, enquanto as camadas de base e sub-base foram classificadas como sendo LA', ou seja, areias argilosas ou argilas arenosas de comportamento laterítico.

Tabela 1. Relação dos índices físicos e das classificações dos solos estudados.

Características / Camadas	Subleito	Sub-base	Base
Densidade Máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,871	1,945	2,079
Umidade Ótima (%)	8,84	10,21	11,39
ISC (%)	12,26	24,93	92,32
Expansão (%)	0,06	0,48	0,72
LL	18	38	23
LP	11	28	13
IP	7	11	10
Classificação MCT	NS'	LA'	LA'
Classificação SUCS	SM-SC	SM	SC
Classificação HRB	A-2-4	A-2-6	A-2-6

#### 4.2. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

Ao analisar as imagens obtidas por MEV é presumível constituir associações aos resultados das camadas de base e sub-base (figuras 4 e 5), essencialmente por se tratar de um material de classificação similar, ou seja, um material laterítico, sendo possível observar a formação de estruturas de camadas com orientação preferencial (observável a 1.000x), e estruturas pertencentes à fração argila do solo, especialmente destacada na aproximação de 10.000x. No solo do subleito, figura 5, é possível observar estruturas associadas à presença de argila, bem como uma estrutura microporosa.

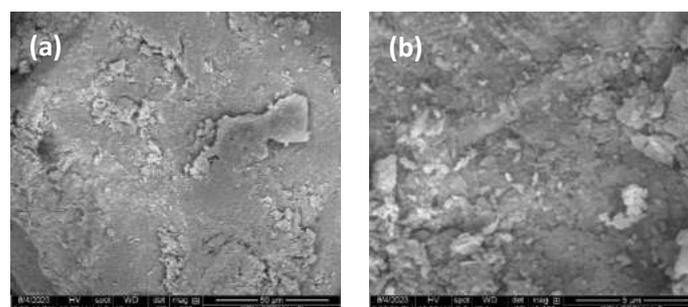


Figura 4. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de base. a) Partículas observadas com aproximação de 1.000 x. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x.

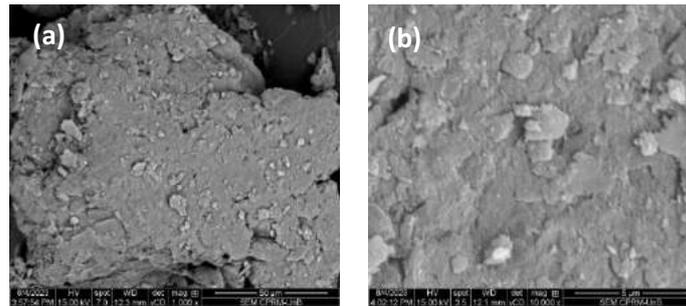


Figura 5. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de sub-base. a) Partículas observadas com aproximação de 1.000 x. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x.

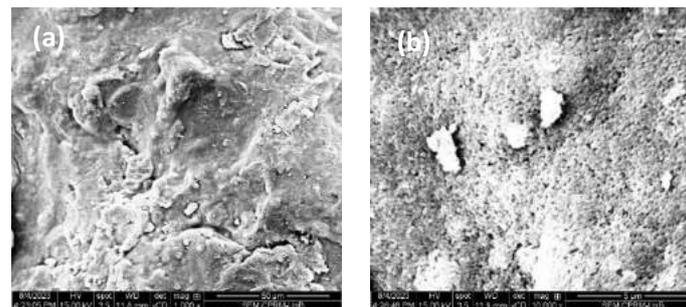


Figura 6. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (aterro). a) Partículas observadas com aproximação de 1.000 x. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x.

### 4.3. Módulo de Resiliência (MR)

O comportamento resiliente dos solos foi analisado pelo modelo composto, cuja formulação consta na equação 1. Os parâmetros experimentais ( $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$ ) e o MR médio de cada camada estão detalhados na tabela 2. Os resultados obtidos revelaram coeficientes de determinação ( $R^2$ ) altamente significativos, indicando a eficácia do modelo proposto.

A representação gráfica dos modelos dos solos nas camadas de base, sub-base e subleito pode ser visualizada na figura 7. Esses gráficos ilustram de forma clara e comparativa os valores de MR associados a cada camada.

Tabela 3. Parâmetros obtidos pela análise dos resultados de MR.

Parâmetros	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$	MR <sub>médio</sub> (MPa)
Base	118,97	0,3165	-0,0077	0,991	421
Sub-base	322,07	0,2062	-0,2925	0,842	190
Subleito	70,48	0,3992	-0,1228	0,917	180

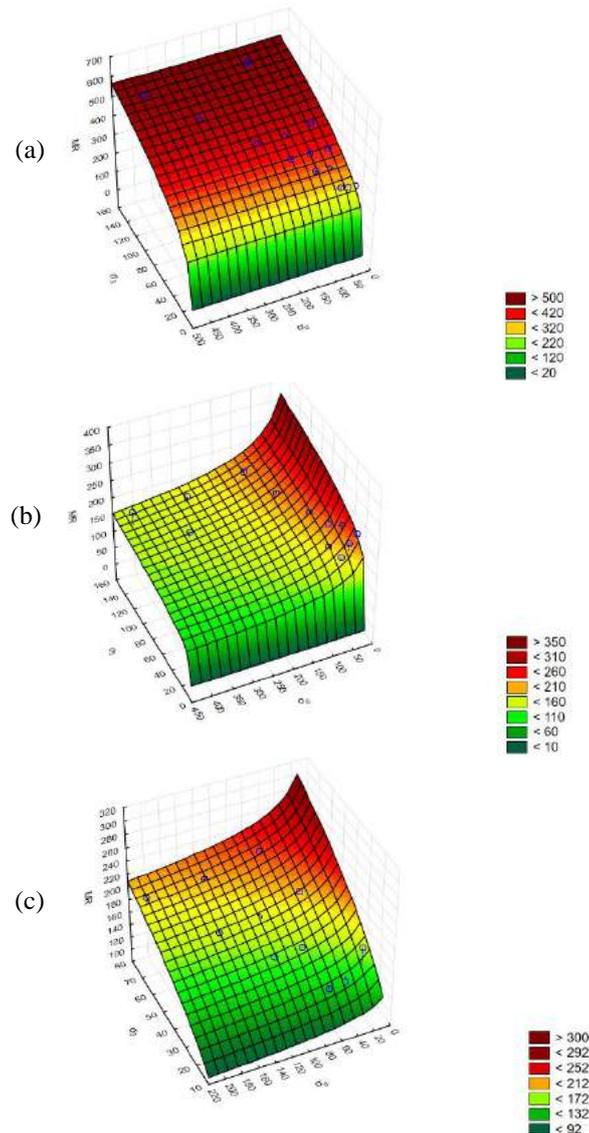


Figura 7. Curvas do MR em relação às tensões confinantes ( $\sigma_3$ ) e tensões desvio ( $\sigma_d$ ) para os materiais de: (a) base; (b) sub-base; e (c) subleito (cota final do aterro).

A partir dos dados dos parâmetros obtidos, verifica-se uma influência significativa do estado de tensões no comportamento do material, especialmente no que se refere à tensão confinante. Isso ocorre devido ao fato de que o coeficiente  $k_2$  é consistentemente maior que o coeficiente  $k_3$  em todos os cenários analisados. O coeficiente  $k_3$  está diretamente associado à influência da tensão desviadora.

A característica resiliente de solos é muito dependente da sua gênese além das condições de compactação. Os solos de comportamento laterítico têm em geral módulos melhores do que os não lateríticos de mesma granulometria. Mesmo solos bastante argilosos apresentam baixa deformabilidade quando laterizados. Verifica-se, para ambas as camadas, a nítida interferência

dos parâmetros da tensão confinante e da tensão desvio. Contudo, ressalta-se que a energia de compactação e o teor de umidade pode desempenhar expressiva influência nos resultados de MR.

## 5. COMENTÁRIOS FINAIS

Ao analisar as informações apresentadas, fica evidente que o sistema de classificação MCT se destaca como a escolha mais apropriada para os solos tropicais que foram examinados. Ele não somente caracteriza o processo de laterização do solo e seus aspectos físicos, mas também, por meio da associação de análises mais complexas como a de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), revela o significativo grau de intemperização dos solos empregados nas camadas superiores do pavimento, além de apresentar condições específicas quanto ao material utilizado no corpo de aterro, cujo topo refere-se à interface da camada de subleito com sub-base.

O módulo de resiliência é fortemente afetado pela condição de carregamento, o estado de tensão, a natureza do solo, umidade, entre outros fatores, podendo ocasionar variações em seu valor a depender da situação analisada (Paula *et al.*, 2022). O Modelo Composto adotado no MeDiNa para a análise do comportamento resiliente configurou-se muito significativo com a natureza dos solos estudados, com expressiva correlação entre as variáveis (MR,  $\sigma_d$  e  $\sigma_3$ ) e constantes experimentais ( $k_i$ ) obtidas nos ensaios triaxiais.

É incontestável que muitas das abordagens tradicionalmente empregadas no Brasil para o dimensionamento de pavimentos estão desatualizadas e carecem da devida adequação ao cenário local, principalmente devido às particularidades do clima e das características regionais. Nesse contexto, é essencial progredir na aplicação de metodologias consolidadas, como a classificação MCT, e expandir a adoção de técnicas mecanísticas, exemplificadas pelo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), para o projeto de pavimentos flexíveis, em substituição a antigas práticas de adoção do ISC/CBR e dimensionamento puramente empíricos que não refletem verdadeiramente o comportamento tensão  $\times$  deformação de cada camada de solo. Somente por meio desses avanços será possível assegurar a autonomia tecnológica e a excelência técnica no contexto das obras geotécnicas rodoviárias.

## AGRADECIMENTOS

Ao Ministério Público de Contas do Estado de Roraima (MPC/RR) pela parceria firmada com a UnB por meio de convênio. À Diretoria de Estudos Tecnológicos do Departamento de Estradas e Rodagens do Distrito Federal (DITEC/DER-DF) pelo apoio

técnico. À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro. Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) pela permissão para implantação do SE. Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPGG/UnB). Ao Laboratório de Estudos Geodinâmicos, Geocronológicos e Ambientais da Universidade de Brasília (LEGGA/UnB).

## REFERÊNCIAS

- Brasil, Ministério das Minas e Energia. *Projeto RADAM BRASIL. Folha NA. 20 Boa Vista parte das Folhas NA. 21. Tumucumaque, Na. 20 Roraima e Na. 21. RJ, v.8, 1975.*
- Camapum de Carvalho, J., de Rezende, L. R., Cardoso, F. B. D. F., de FL Lucena, L. C., Guimarães, R. C., & Valencia, Y. G. (2015). *Tropical soils for highway construction: Peculiarities and considerations. Transportation Geotechnics, 5, 3-19.*
- Claessen, M. E. C., Barreto, W. O., Paula, J. L., & Duarte, M. N. (1990). EMPRAPA – Serviço Nacional de Levantamento e conservação de Solos. *Manual de métodos de análise de solo.* 2a edição Rio de Janeiro, 27-39.
- CNT (2022). *Anuário CNT do Transporte – 2022 – Estatísticas consolidadas.* Confederação Nacional do Transporte.
- DNER (1994). DNER-ME 041 – Solos – preparação de amostras para ensaio de caracterização. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).
- DNER (1994). DNER-ME 051 – Solos – *análise granulométrica. Método de Ensaio.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).
- DNER (1994). DNER-ME 080 – Solos – *análise granulométrica por peneiramento.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de ensaio. DNER/DrDTc (IPR)
- DNER (1994). DNER-ME 258/94 - *Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Classificação. Método de Ensaio. DNER/DrDTc (IPR).
- DNER (1996). DNER-ME 259/94 - *Classificação dos Solos Tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em miniatura.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Classificação. DNER/DrDTc (IPR).
- DNIT (2018). 134/2018 – ME – Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.
- DNIT (2023). Publicação IPR – 749. Guia para execução de segmentos experimentais – PRO-MeDiNa. Brasília, DF.
- IBGE. Censo Demográfico Disponível. em <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/população/censo2022/universo.php?tipo=31&uf=14>. acessado em: 25/08/2023.
- Melo, V. F. (2002). *Solos e indicadores de uso agrícola em Roraima: Áreas Indígena Maloca do Flechal e de colonização do Apiaú.*
- Paula, G. F.; Fernandes, P. C.; Silva, R. C. (2022). Modelos tensão-deformação e parâmetros de solos tropicais de subleito do Distrito Federal. 10º Congresso Rodoferroviário Português, Lisboa, Portugal.
- SEPLAN (2019). *Relatório Executivo do Clima do Estado de Roraima para o Zoneamento Ecológico Econômico do Estado de Roraima (ZEE-RR).* Secretaria de Estado do Planejamento e Desenvolvimento (SEPLAN). Centro de Geotecnologias, Cartografia e Planejamento Territorial de Roraima. Governo do Estado de Roraima.

## Capítulo 14

# COMPORTAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS COM BORRACHA

*Mariell Monturil de Sousa  
Marcus Vinicius Ribeiro  
Janaina Lima de Araújo*

### 1. INTRODUÇÃO

A qualidade da estrutura do pavimento está diretamente ligada a capacidade de prover um meio seguro, confortável, eficaz e econômico para o deslocamento de pessoas e cargas, tornando-se fator fundamental para o desenvolvimento e consolidação de qualquer economia. O Brasil, nesse âmbito, ainda possui diversas problemáticas relacionadas à qualidade do pavimento (sobretudo por razões relacionadas a incapacidade da máquina estatal de se realizar as obras programadas, sejam elas de construção ou manutenção). Afim de melhorar um quadro atual com expressivas dificuldades operacionais, a busca por novas tecnologias e investigações de novos materiais aplicados ao pavimento torna-se essencial em um país com matriz modal majoritariamente rodoviária.

De acordo com dados obtidos no relatório alusivo ao ano de 2020 da Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2020), aproximadamente 47,6% das rodovias Brasileiras apresentam condições de pavimentação classificadas em ótimas/boas, 35,0% classificadas em regulares e 17,5% em ruins/péssimas.

Em uma realidade regional, o estado do Tocantins encontra-se abaixo da média nacional com 31,0% de suas rodovias classificadas em ótimas/boas, 38,2% em regulares e 30,8% em ruins/péssimas.

Em termos de satisfação, o estado do Tocantins também possui números piores do que a média nacional. A série histórica de dados, entre 2009 a 2019, mostrou que o estado nunca ultrapassou a faixa dos 40% (para satisfatório) no período analisado e que em 2020 possui quase 70% de sua malha rodoviária classificado como insatisfatória.

Dantas Neto (2004) aponta que as principais causas do comportamento abaixo do esperado nas camadas de revestimento permeiam principalmente pela fadiga das misturas betuminosas e o acúmulo de deformações permanentes com afundamentos demasiados nas trilhas de roda. Além disso, a escassez de manutenções preventivas e corretivas somadas a níveis de

carregamento cada vez mais agressivos, subdimensionamento (de carga e material empregados) e a falta do devido cuidado na execução tornam-se fatores preponderantes para o surgimento de diversas manifestações patológicas e baixo desempenho do pavimento.

Perante o exposto, tem-se notado cada vez mais o crescente número de pesquisas que buscam o desenvolvimento de novas tecnologias com a inserção de novos materiais nas misturas asfálticas de forma a contribuir para o aumento da vida útil da camada de revestimento e conseqüentemente diminuir custos de manutenção. Dentre a bibliografia disponível é relativamente fácil e simples se comprovar a melhoria das propriedades das misturas asfálticas densas quando submetidas a agentes modificadores (usadas no ligante ou no agregado). Bernucci et al. (2010), apontam que o uso de modificadores se tornou significativo ao longo dos anos, destacando-se o uso de polímeros (polipropileno, aramida, etc.), fíleres especiais e borracha.

A borracha oriunda de pneus inservíveis tem-se mostrado com grande potencial para uso em misturas asfálticas por incorporação, desempenhando importantes contribuições na melhoria de suas propriedades. Segundo Oda e Fernandes Júnior (2015) a borracha pode ser usada como material de pavimentação constituinte do ligante asfáltico em etapa anterior da adição do agregado ou como parte do agregado (processo úmido e seco respectivamente).

Em uma segunda análise, vale ressaltar as preocupações de natureza ambiental e econômica. Dados da associação nacional da indústria de pneumáticos (ANIP) mostram que no Brasil foram produzidos 74,3 milhões de pneus no ano de 2019. A reciclagem de pneus pela Reciclanip<sup>1</sup> foi de cerca de 60,4 milhões para o mesmo ano. Embora sejam resultados até animadores, pouco mais de 36% são destinados a processos de granulação (que inclui o uso para produção de asfalto-borracha).

Devido à má destinação e significativa poluição por parte de pneus usados, foi aprovada em 26 de agosto de 1999, uma resolução (nº 258) do conselho nacional do meio ambiente (CONAMA, 1999), em que determinava, a partir de então, que as empresas fabricantes e importadoras de pneumáticos destinassem corretamente pneus inservíveis, de forma a dar um uso ambientalmente adequado (coprocessamento, laminação, granulação, regeneração, pirólise

---

<sup>1</sup> A Reciclanip é considerada uma das maiores iniciativas da indústria brasileira na área de responsabilidade pós consumo. O projeto teve início em 1999, com o Programa Nacional de Coleta e Destinação de Pneus Inservíveis, implantado pela ANIP, entidade que representa os fabricantes de pneus novos no Brasil. (Reciclanip)

etc.)

Entre os usos destaca-se o desenvolvimento de tecnologias que utilize a borracha como matéria-prima modificadora dos asfaltos convencionais e que gere benefício para o ligante para que se tenha uma qualidade superior da camada de revestimento das estradas brasileiras (CURY et al., 2015). O concreto asfáltico convencional de camada de rolamento (CBUQ Faixa C com CAP 50/70) ainda possui suas limitações no tocante a problemas relativos à suscetibilidade térmica, adesividade (principalmente com agregados graníticos), trincamento por fadiga, etc. o que justifica a busca por melhorias por meio de misturas asfálticas modificadas.

O ligante modificado com borracha, apesar da ocorrência de algumas manifestações patológicas na superfície de rolamento tem sido aplicado nos mais variados serviços de pavimentação. E de maneira geral, mostrou até então bons resultados. As manifestações patológicas mais comuns são a exsudação e as trincas por origem térmica, ambos associados, sobretudo, à dosagem incorreta do teor asfalto-borracha (AB). Ao fazer uma comparação com o ligante tradicional, pode-se verificar que a quantidade de AB necessária para uma mistura é maior, o que por um lado explica o problema da exsudação, mas em contrapartida origina um material com maior durabilidade (ODA, 2000).

Segundo Cury et al. (2015), os benefícios econômicos e ambientais tornam-se suficientes para a adoção da borracha como material na execução de grandes obras de pavimentação como rodovias. Estradas executadas com esse agente modificador possuem maior durabilidade e apresentam maior potencial de vida útil.

Para Oda e Fernandes Júnior (2015), a borracha proporciona um aumento de flexibilidade e da resistência aos raios ultravioleta (UV), tornando a mistura asfáltica mais resistente ao envelhecimento, ao aparecimento e propagação de trincas e deformação permanente. Além disso, auxilia na diminuição de ruídos causado pelo fluxo de veículos, na drenagem de chuvas e possui desempenho superior à de um asfalto convencional.

Nesse contexto é que se estabelece esta pesquisa, onde procurou-se avaliar o comportamento de misturas asfálticas (densas) por meio do uso de ligante tradicional e do modificado com borracha. Sendo a pesquisa conduzida por uma análise experimental e posteriormente realizado um estudo comparativo das misturas por meio de modelos estatísticos.

## 2 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos realizados para se atingir os objetivos estabelecidos neste trabalho. Tratou-se de um estudo experimental de caráter indutivo, recorrendo a métodos tradicionais de pesquisa.

A metodologia para a execução deste estudo foi dividida em três etapas: preparação dos materiais (quarteamento e caracterização dos agregados), produção de corpos de prova (convencionais e modificados) com execução de ensaios físicos e mecânicos e por fim, o diagnóstico com análise comparativa junto ao estudo estatístico. Cada etapa está relacionada a grupos de atividades específicas, com execução em série ou em paralelo, conforme apresentado na Figura 1.

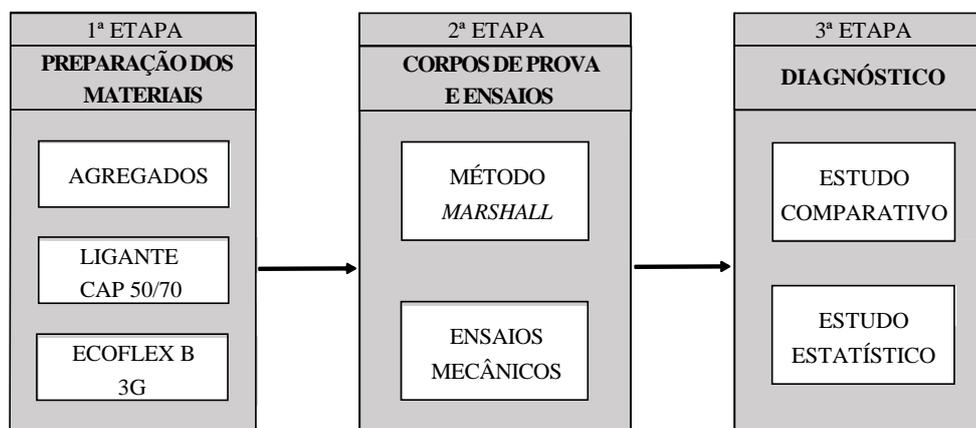


Figura 1 Diagrama de execução da metodologia da pesquisa

### 2.1 Programação laboratorial

Para a execução dos corpos de prova com uso de borracha foi usado o ligante com a borracha já incorporada (AMB Ecoflex B 3G da Greca asfaltos), agregados graníticos (brita 01, brita 00 e pó de pedra) e material de enchimento (fíler) em conformidade com a Faixa C do DNIT. Para as misturas convencionais (sem borracha), foi usado o CAP 50/70 com agregados graníticos e fíler incorporados respeitando-se a mesma faixa granulométrica. A programação detalhada da pesquisa pode ser vista na Tabela 1.

Tabela 1 Planejamento geral da pesquisa

OBJETIVO GERAL	OBJETIVO ESPECÍFICOS		PLANO DE AÇÃO	ESTRATÉGIA
Estudar por meio de métodos laboratoriais o desempenho de misturas asfálticas modificadas com borracha em comparação a mistura de referência (sem borracha)	Caracterização dos agregados e produção dos corpos de prova	Coleta e quarteamento dos agregados graníticos e fíler	Obtenção dos agregados em pedra	Separação por tipo de agregado (brita 01, brita 00 e pó de pedra)
		Peneiramento das frações	Separação por granulometria	
		Caracterização dos agregados graníticos	Ensaio de densidade, índice de forma e absorção	Elaboração de gráfico da granulometria dos agregados e fíler
		Produção dos corpos de prova convencionais e modificados	Mistura do ligante junto a agregados e fíler submetidos à compactação <i>Marshall</i>	75 golpes por face em temperatura adequada de ligantes e agregados e posterior desmolde
	Verificar melhorias nas propriedades das misturas	Determinação dos parâmetros <i>Marshall</i>	Determinação da Gmm, DMT, Vv, RBV e VAM. Plotar gráficos	Pesagem (seca, saturada e submersa) dos corpos de prova e aferimento de dimensões (altura e diâmetro)
		Determinação do teor ótimo de projeto	Utilizar gráficos do Vv e RBV	Média dos encontros das curvas com as faixas máximas e mínimas normativas
		Execução dos ensaios	Submeter os corpos de prova à ensaios de estabilidade, fluência, resistência à tração por compressão diametral ( <i>RT</i> ). Executar ensaio de adesividade para as misturas.	Plotar gráficos em função do teor, corrigir estabilidade em função da altura e cálculo de tenacidade (integração da curva tensão-deformação no ensaio <i>RT</i> )
	Estudo comparativo da mistura normal e da modificada	Análise estatística	Uso de metodologia paramétrica t-student e não paramétrica de Mann-Whitney	Análise da variável <i>p</i> (nível de significância)
		Sintetizar os resultados e discussões por meio de um estudo comparativo	Verificar o comportamento final de misturas modificadas por borracha em comparação às normais	Uso de uma abordagem qualitativa

### 3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Primeiramente, por meio de estudos laboratoriais, os agregados utilizados na pesquisa foram caracterizados. Em seguida, misturas asfálticas densas foram moldadas usando-se o ligante CAP 50/70 (denominado convencional) e o ligante Ecoflex B 3G (denominado modificado), afim de se realizar uma comparação, verificando se houve ou não melhoria no desempenho do material asfáltico para determinados parâmetros (e em quais especificamente). Por fim, foram feitas avaliações estatísticas com a finalidade de se analisar os níveis de significância das misturas para diferentes variáveis.

#### 3.1 Caracterização dos agregados

O bom desempenho de um pavimento esbarra nas propriedades do agregado. Assim, a caracterização do agregado é de fundamental importância na mistura asfáltica. Neste item são abordados os resultados dos ensaios realizados para avaliar o formato, as características de aderência ao ligante asfáltico e os valores para densidade e absorção dos agregados usados.

##### 3.1.1 Granulometria dos agregados

A granulometria é a base para a definição de muitos ensaios realizados no agregado. A distribuição granulométrica de cada agregado mineral vai proporcionar o estudo da melhor composição de uma determinada mistura. A Figura 2 apresenta a distribuição e as curvas granulométricas dos agregados brita 01, brita 00, pó de pedra e do filer que foram usados na composição das misturas, respectivamente.

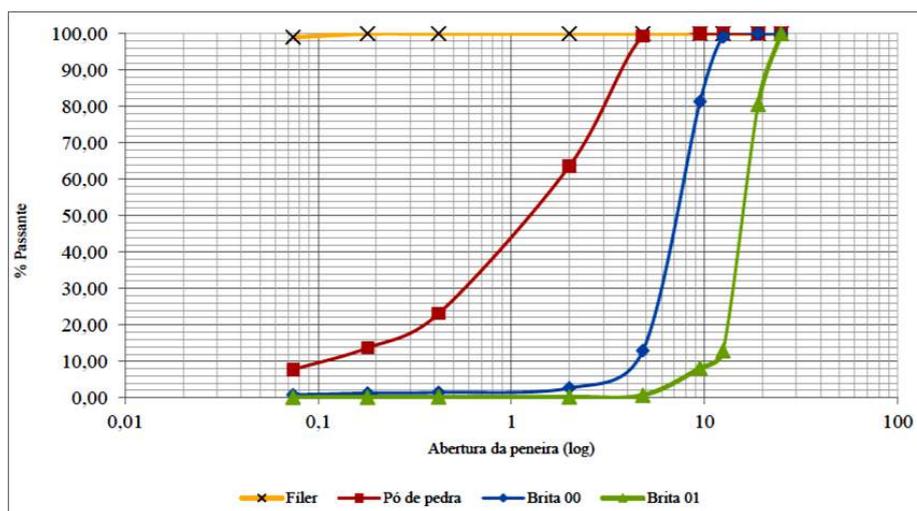


Figura 2 Granulometria dos agregados utilizados na pesquisa

##### 3.1.2 Resultados do índice de forma

O valor encontrado para o índice de forma geral foi de 0,61, no entanto, o limite mínimo do índice de forma é de 0,5, o que habilita o agregado (brita 01 e brita 0) aos devidos fins de uso na pavimentação. Contudo, seria mais satisfatório um agregado próximo a  $f = 1$  o que significaria que nenhuma das dimensões prevaleceria sobre a outra. Agregados com índice de forma próximo a 0,5 são mais lamelares e/ou agudos o que pode implicar em menores resistências sendo mais facilmente quebrados quando sujeitos ao tráfego.

### 3.1.3 Ensaio de densidade e absorção

A densidade e a absorção são propriedades de extrema importância em misturas asfálticas. Este fato se dá pela necessidade do conhecimento dessas características do agregado para a determinação do teor de projeto. Os valores obtidos referentes a este ensaio estão dispostos na Tabela 2 e Tabela 3 e estão divididos em agregados graúdos, miúdos e filer. Ressalta-se que os dados referentes ao filer foram fornecidos pelo fabricante.

Tabela 2 – Resultados para densidade e absorção do agregado graúdo

<b>Densidade e Absorção do agregado graúdo</b>					
<b>Variáveis</b>	<b>Pesagem seca (g)</b>	<b>Pesagem submersa (g)</b>	<b>Pesagem seca com pano (g)</b>	<b>Densidade aparente (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Absorção (%)</b>
BRITA 01	7000,2	4100,7	7009,1	<b>2,41</b>	<b>0,13</b>
BRITA 00	5000,6	3014	5008,4	<b>2,52</b>	<b>0,16</b>

Tabela 3 – Resultados para densidade do agregado miúdo e filer

<b>Densidade e Absorção do agregado miúdo e filer</b>		
<b>Variáveis</b>	<b>Leitura do nível (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Densidade (g/cm<sup>3</sup>)</b>
Pó de pedra	379	<b>2,79</b>
Filer	-	<b>2,31</b>

### 3.1.4 Ensaio de adesividade

Adesividade é um parâmetro qualitativo da aderência existente entre o agregado e o ligante e que depende da tipologia e condição deste agregado (sobretudo sua polaridade química). Devido a variedade de agregados encontrados na natureza passíveis de aplicação na pavimentação se faz necessário avaliar seu desempenho em aplicações práticas, e para isso, executou-se o ensaio de adesividade para os agregados graníticos utilizados nesta pesquisa. Os agregados graníticos geralmente possuem menor adesividade ao ligante em relação a outros tipos devido as suas características mais ácidas para polaridade (superfície carregada

negativamente). Usa-se frequentemente como medida paliativa o fíler para a correção desta acidez nas misturas asfálticas.

Primeiramente, deve-se esclarecer que existem duas tipologias de adesividade (ativa e passiva). A adesividade ativa ocorre quando o ligante cobre a superfície do agregado, ao passo que a passiva corresponde a resistência ao deslocamento da película de ligante que já se encontra envolvida no agregado. O ensaio de adesividade foi feito usando-se ligante convencional (CAP 50/70) e o modificado (Ecoflex B 3G). Os resultados qualitativos mostraram que ambos os ligantes apresentaram resultados satisfatórios com boas adesividades, embora o modificado tenha apresentado pequenos pontos isolados com descolamento de ligante (uma hipótese é a necessidade de temperaturas mais altas para mistura do ligante com os agregados) conforme ilustrado na Figura 3

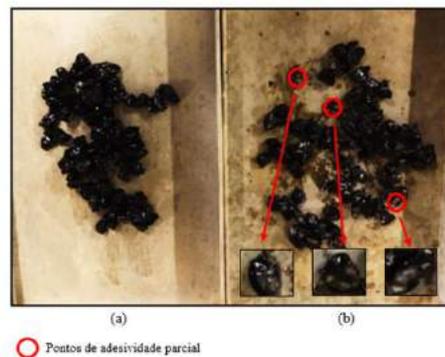


Figura 3 Ensaio de adesividade para CAP 50/70 (a) e Ecoflex B 3G (b)

Após a caracterização dos agregados se iniciou o processo de dosagem das misturas pela metodologia Marshall onde foram definidos o teor ótimo de ligante, propriedades mecânicas como a resistência à tração e da tenacidade (realizados nas misturas que apresentaram o teor ótimo de projeto). Contudo, a título desse trabalho não será descrito todo processo de dosagem e recomenda-se que se consulte Sousa (2021) onde o autor explana sobre o processo de dosagem das misturas tanto para o CAP 50/70 quanto para o Ecoflex B 3G.

### 3.2 Avaliação das misturas no teor ótimo

Com os teores ótimos calculados, tornou-se possível a moldagem de 12 novos corpos de prova (6 para cada tipo de mistura) para a realização dos ensaios para estabilidade, fluência e RT com corpos moldados nos teores de projeto. Como os teores foram distintos em relação aos da faixa ótima, foram calculadas novas composições granulométricas para o teor ótimo de 5,06% para CAP 50/70 e 5,80% para Ecoflex B 3G (ver Tabela 4).

Tabela 4 – Composição granulométrica para teor ótimo das misturas

PENEIRAS	Teor ótimo	5,06%	Teor ótimo	5,80%
	Massa retida (g)		Massa retida (g)	
<b>Ligante</b>	<b>60,7</b>		<b>69,6</b>	
3/4"	34,7		34,5	
1/2"	124,1		123,1	
3/8"	69,1		68,5	
Nº4	251,5		249,5	
Nº10	249,8		247,9	
Nº40	247,2		245,2	
Nº80	57,1		56,6	
Nº200	37,5		37,2	
Fíler	68,4		67,8	
Soma (g)	<b>1139,3</b>		<b>1130,4</b>	
<b>Massa total do CP</b>	<b>1200,0</b>		<b>1200,0</b>	
<b>Porcentagem de agregado em 1 CP</b>	<b>94,94%</b>		<b>94,20%</b>	
<b>Porcentagem de CAP em 1 CP</b>	<b>5,06%</b>		<b>5,80%</b>	

### 3.2.1 Estabilidade e fluência Marshall para teor ótimo de ligante

Os resultados para estabilidade e fluência realizados em corpos de prova com teores de projeto para as misturas convencionais são apresentados abaixo na Tabela 5.

Tabela 5 – Estabilidade e fluência *Marshall* para teor ótimo das misturas convencionais

Amostras	5,06% (1)	5,06% (2)	5,06% (3)	Média
<b>Estabilidade (Kgf)</b>	896	827	791	<b>838</b>
<b>Fluência (mm)</b>	0,24	0,20	0,39	<b>0,28</b>

O valor médio de estabilidade mostrou-se próximo ao “previsto” de 820 Kgf pela linha de tendência na etapa de dosagem (ver Figura 43 em Sousa, 2021). A fluência, por sua vez, também apresentou similaridade estando muito próximo do valor de 0,24 mm da tendência.

Já para as misturas com borracha realizou-se o mesmo procedimento e os resultados estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Estabilidade e fluência *Marshall* para teor ótimo das misturas modificadas

Amostras	5,80% (1)	5,80% (2)	5,80% (3)	Média
<b>Estabilidade (Kgf)</b>	1124	954	1001	<b>1026</b>
<b>Fluência (mm)</b>	0,34	0,41	0,47	<b>0,41</b>

Para as misturas com borracha, o valor de estabilidade mostrou-se relativamente próximo dos 1130 Kgf “previstos” pela tendência. Por outro lado, a fluência se situou em uma faixa um

pouco acima dos 0,40 mm (com 0,37 na tendência). O resultado torna-se pouco conclusivo para comparação com a tendência pela provável influência da presença do outlier (valor do rol distante da média do conjunto) de 0,69 mm para valor de fluência no teor de 5,0% na etapa de dosagem Marshall para misturas modificadas (ver Figura 43 em Sousa, 2021).

De toda forma, todas as misturas com teor ótimo moldadas ficaram acima das faixas mínimas normativas com estabilidade maior para as com borracha e fluências semelhantes entre ambas (contudo, com maior dispersão para as modificadas).

### 3.2.2 Resultados para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT)

Foram moldados seis corpos de prova para a realização do ensaio, sendo três para misturas com o ligante CAP 50/70 e três com o ligante Ecoflex B 3G. Depois de compactados e desmoldados, os mesmos tiveram aferidas suas dimensões (altura e diâmetro) tomando-se como valor final a média de 4 pontos medidos para cada dimensão. Os resultados de RT para misturas não modificadas encontram-se na Tabela 7 e para as modificadas na Tabela 8. Por fim, as médias comparadas estão dispostas na Tabela 9.

Tabela 7 – Resultados para RT em misturas não modificadas

Amostras	5,06% (1)	5,06 % (2)	5,06% (3)
Média do diâmetro (cm)	10,19	10,22	10,17
Média da altura (cm)	6,42	6,22	6,37
Carga de ruptura (Kgf)	818	775	703
Carga de ruptura (N)	8025	7603	6896
<b>Resistência a tração (MPa)</b>	<b>0,78</b>	<b>0,76</b>	<b>0,68</b>

Tabela 8 – Resultados para RT em misturas modificadas

Amostras	5,80% (1)	5,80% (2)	5,80% (3)
Média do Diâmetro (cm)	10,14	10,16	10,16
Média da Altura (cm)	6,44	6,49	6,54
Carga de Ruptura (Kgf)	819	856	732
Carga de Ruptura (N)	8034	8397	7181
<b>Resistência a tração (MPa)</b>	<b>0,78</b>	<b>0,81</b>	<b>0,69</b>

Tabela 9 – Médias do ensaio RT

Tipo de mistura	Não modificada	Modificada
<b>Resistência a tração (MPa)</b>	<b>0,74</b>	<b>0,76</b>

Os resultados mostraram valores próximos de RT para os dois tipos de mistura, com ambas acima do limite mínimo normativo (0,65 MPa conforme DNIT 031/2006-ES para misturas não modificadas e 0,75 MPa conforme DNIT 112/2009-ES para misturas modificadas).

Os valores de RT quase sempre sofrem influências de fatores externos aos ensaios que devem ser devidamente controlados pelo operador, tais como a temperatura (25 °C para o ensaio). Outro fator relevante a se observar é o tempo de moldagem dos CP's, haja vista que o RT aumenta com o envelhecimento da mistura (o que nem sempre representa uma vantagem, pois também perde sua flexibilidade, ou seja, aumenta seu módulo de resiliência).

As misturas modificadas apresentaram uma faixa de valores esperada, por se tratar de uma mistura geralmente mais flexível e também recém moldada. Por fim, analisou-se não só os valores de RT, como também foram registrados os deslocamentos durante a ruptura de cada corpo de prova, para evidenciar o comportamento de ruptura das amostras e a energia desprendida durante o processo de ruptura, parâmetro definido como tenacidade.

### 3.2.3 Resultado para a tenacidade das misturas

As tenacidades ( $W_X$ ) para as misturas foram calculadas a partir da integração da curva de tensão versus deformação (RT *versus* fluência) com auxílio da ferramenta Excel. Os valores mediram a quantidade de energia (trabalho) necessário para se causar a ruptura do corpo de prova. Os resultados para ambas as misturas são apresentados na Figura 1.

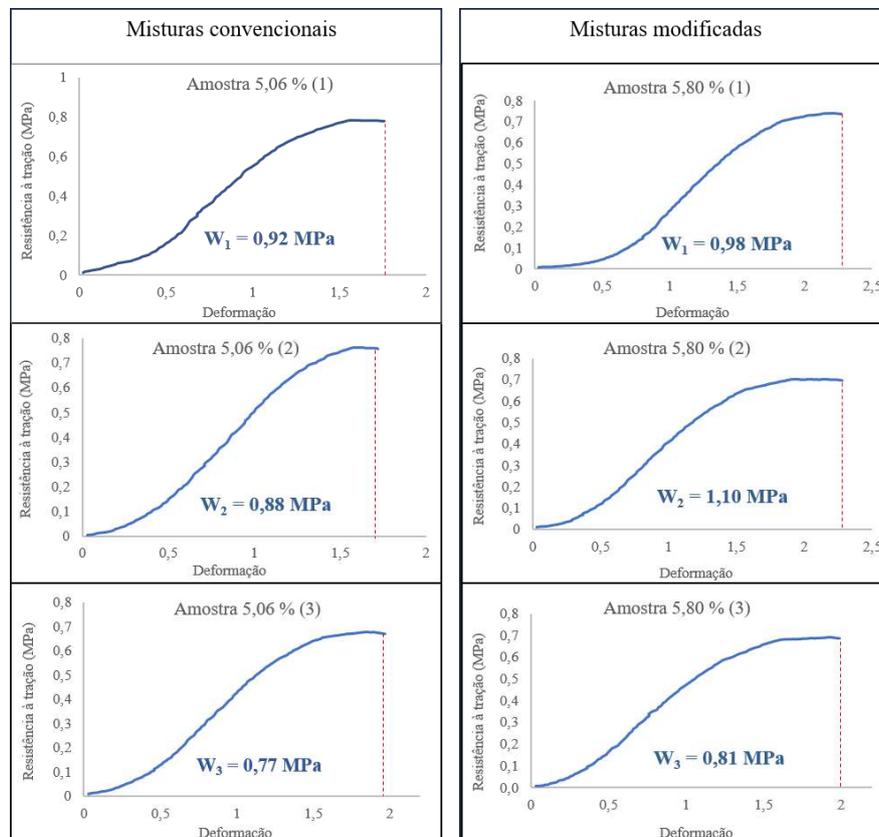


Figura 4 Resultados para tenacidade para misturas convencionais e misturas modificadas

Calculadas os resultados para cada amostra, foram feitas as médias para tenacidade para cada tipo de mistura. Os resultados estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Média para tenacidade das misturas

Tipo de mistura	Não modificada	Modificada
Tenacidade média (MPa)	0,86	0,96

Ao se analisar os gráficos e os valores para tenacidade percebe-se que a média dos valores para misturas modificadas por borracha são maiores que os dos sem borracha. Isso já era esperado, haja vista que conforme apontou Bernucci *et al.* (2010) o aumento de teor de polímeros em uma mistura asfáltica quase sempre implica no aumento do valor da tenacidade.

## 4 CONCLUSÃO

A seguir são descritas as principais conclusões obtidas para a campanha experimental e para as avaliações estatísticas das misturas asfálticas confeccionadas com ligante convencional e modificado.

Com isso, de acordo com a pesquisa realizada e seus objetivos, apresenta-se adiante as conclusões.

### 4.1. Conclusões gerais

De forma geral, o ligante modificado por borracha (Ecoflex B 3G) forneceu uma razoável melhoria de algumas propriedades físicas das misturas asfálticas quando comparado com as misturas em que foi utilizado o CAP 50/70 (referência). As melhorias mais notáveis foram sobretudo relativas à estabilidade e a tenacidade.

Agora de forma separada as conclusões referentes a cada objetivo da pesquisa são colocadas individualmente a seguir:

#### 4.1.1. Quanto aos agregados

O agregado granítico apresentou valores para densidade e absorção dentro das faixas esperadas nas três tipologias (brita 01, 00 e pó de pedra). O agregado apresentou baixos valores de índice de forma devido sua forma lamelar, o que de certa forma pode ter contribuído para valores mais baixos e/ou dispersos na estabilidade e no ensaio de resistência a tração por compressão diametral (RT).

A interação entre os ligantes e o agregado foi avaliada pelo ensaio qualitativo de adesividade que comprovou um bom comportamento para ambas as misturas, apesar de apresentar alguns poucos pontos de adesividade parcial para o Ecoflex B 3G. Neste caso, a adesividade parcial pode ter relação com a maior viscosidade do AMB. Outro fator a ser ponderado é que a avaliação de adesividade por essa metodologia é destinada a CAP's convencionais, de tal forma que investigações complementares são recomendadas. Por fim, o filito calcário utilizado nas dosagens auxiliou no processo de adesividade corrigindo a polaridade nas misturas asfálticas moldadas.

#### 4.1.2. Quanto aos ensaios físicos e análises estatísticas

As misturas com Ecoflex B 3G apresentaram valores maiores para estabilidade (em média 25,1% maior que a referência) do que as misturas com CAP 50/70. As misturas com borracha mostraram-se superiores quando comparadas teor a teor e também quando comparadas nos teores ótimos. Já para fluência, tanto teor a teor quanto no ótimo, não houve diferenças significativas para se atestar que algum ligante teve influência neste parâmetro. Um dos fatores para tal conclusão é certamente o tamanho amostral pequeno somada às limitações do ensaio. Contudo, embora não validadas diferenças estatísticas em termos de significância, na média, os valores de fluência para o Ecoflex B 3G foram superiores em cerca de 33,3%.

O valor do quociente Marshall mostrou-se pouco conclusivo para as amostras ensaiadas, devido sobretudo a presença de outlier e pela limitação do dado empírico. Desta forma, o quociente foi avaliado mais como um indicador (que necessita de ensaios complementares para validação) possuindo valor 21 % maior para as misturas modificadas.

Para resistência à tração por compressão diametral (RT), não houve diferenças significativas entre as amostras (com valor, em média, 2,7% superior para as modificadas). Fatores como tamanho amostral (maior dispersão de resultados) podem ter sido responsáveis pelos valores, em média, mais baixos obtidos para ambas as misturas situando-se próximas dos limites normativos, embora todas estejam acima do limite mínimo.

Por fim, para tenacidade os valores para o Ecoflex B 3G mostraram-se superiores do que os com CAP 50/70 (em média, 11,6 %), inferindo-se que um maior gasto de energia, em média, é necessário para se levar ao rompimento da mistura asfáltica modificada.

Em suma, as misturas asfálticas densas modificadas com o ligante Ecoflex B 3G apresentaram melhorias para estabilidade e tenacidade; e valores bons para RT. Quanto a

fluência, é válido aprofundar novas investigações afim de se delimitar melhor o comportamento de tal parâmetro dentro da mistura asfáltica com borracha. Considerando-se a solução parcial de gargalos ambientais relativos à borracha e as melhorias elencadas na presente pesquisa para as misturas asfálticas, salienta-se a importância de uma exploração maior do potencial de aplicação da borracha como agente modificador de ligantes asfálticos.

## REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. ASTM D 2726: Standard test method for bulk specific gravity and density of non – absorptive compacted bituminous mixtures. West Conshohocken, 2019, 7 p.
- ASSOCIAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA DE PNEUMÁTICOS – ANIP. Produção e Vendas 2019. Disponível em: <https://www.anip.org.br/anip-em-numeros/dados-gerais/>. Acesso em: 17 jan. 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 15619: Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas. Rio de Janeiro, 2014, 7 p.
- \_\_\_\_\_. NBR 15184: Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional. Rio de Janeiro, 2004, 4 p.
- \_\_\_\_\_. NBR 7809:2019: Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2019, 3 p.
- BARBOSA, Roberta de Carvalho. Análise de Misturas Asfálticas Modificadas com Borracha de Pneu Pelo Processo Seco. 2016. 63p. Monografia em pavimentação – Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, PB, 2016.
- BERNUCCI, Liedi Bariani et al. Pavimentação Asfáltica Formação Básica para Engenheiros. 3ª. ed. Rio de Janeiro: Abeda, 2010. 504p.
- BERTOLLO, Sandra A. Margarido. Avaliação laboratorial de Misturas Asfálticas densas modificadas com Borracha Reciclada de Pneu. 280 p. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES – CNT. Anuário Confederação Nacional do Transporte. Brasília: 2018. 229 p.
- CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE – CONAMA. Resolução nº 258 – Gestão de resíduos e produtos perigosos. Disponível em: <http://www2.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=258>. Acesso em: 15 out. 2019.
- CORDEIRO, Willian Rubbioli. Comportamento de Concretos Asfálticos Projetados com Cimento Asfáltico Modificado por Borracha de Pneu. 2006. 255 p. Dissertação de Mestrado – Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2006.
- CUNHA, et al. Avaliação de concreto asfáltico usinado a quente com incorporação de material fresado. Revista Matéria. v. 23, n.3, 10 p. Out, 2017.
- CURY, M. V. Q. MURTA, A. L. S., FIGUEIREDO, L. H. F., MONTENEGRO, L.C.S. Análise socioeconômica e ambiental para o uso de asfalto emborrachado na construção de rodovias. 2002. 12 p. Instituto Militar de Engenharia – IME, Mestrado de Engenharia de Transportes, Rio de Janeiro, 2002.
- DANTAS NETO, Silvrano Adonias. Avaliação das propriedades dos ligantes e das misturas asfálticas modificados com borracha granulada de pneus usados. 265 p. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Brasília, 2004.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. DNER – ME 043/95. Misturas Betuminosas a quente - ensaio Marshall - Método de ensaio. DNIT. Rio de Janeiro, 11 p. 1995.
- \_\_\_\_\_. DNER 078/94 – ME: Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso. 3 p. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER 117/94 – ME: Mistura betuminosa – Determinação da densidade aparente. 4 p. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER 054/97 – ME: Equivalente de areia. 10 p. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. DNER 035/98 – ME: Agregados – determinação da abrasão "Los Angeles". 6 p. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. DNER 081/98 – ME: Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. 6 p. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. DNER 083/98 – ME: Agregados – análise granulométrica. 5 p. Rio de Janeiro, 1998.

- \_\_\_\_\_. DNER 194/98 – ME: Agregados – determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. 4 p. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. DNER 003/99 – ME: Material betuminoso - determinação da penetração. 7 p. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. DNER 382/99 – ME: Determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, pelo método do ductilômetro. 7 p. Rio de Janeiro, 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES – DNIT. Manual de Pavimentação. 278 p. 3. Ed. Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT-ES 031/2006. Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. 14 p. Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT 095/2006 – EM. Cimentos asfálticos de petróleo – Especificação de material. 6 p. Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT 111/2009 – ES. Pavimentação flexível - Cimento asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida, do tipo “Terminal Blending” – Especificação de serviço. 13 p. Rio de Janeiro, Set, 2009.
- \_\_\_\_\_. DNIT 112/2009 – EM. Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico com asfalto borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de serviço. 13 p. Rio de Janeiro, 2009.
- \_\_\_\_\_. DNIT 131/2010 – ME. Materiais asfálticos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola - Método de ensaio. 6 p. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_. DNIT 136/2010 – ME. Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. 6 p. Rio de Janeiro, 2010.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES – DNIT. DNIT utiliza asfalto ecológico em trecho da BR-153/TO. Rio de Janeiro, 17 de jul. 2019. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/noticias/dnit-utiliza-asfalto-ecologico-em-trecho-da-br-153-to>. Acesso em: 08 out 2019.
- GRECA ASFALTOS. Informativo Asfalto Borracha Ecoflex. 2011. Disponível em: [http://www.flexpave.com.br/leiamais\\_ecoflex/13\\_estudo\\_ecoflex\\_2009.pdf](http://www.flexpave.com.br/leiamais_ecoflex/13_estudo_ecoflex_2009.pdf). Acesso em: 28 out 2019.
- LEANDRO, Rodrigo Pires. Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de compactação. 289 p. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.
- MACHADO, Alexandra Fernanda Almeida. Análise da Interação Betume Borracha em Misturas Betuminosas com Borracha Reciclada de Pneus pelo Processo a Seco. 108 p. Dissertação de Mestrado – Universidade do Minho, Braga, 2013.
- MARTINEZ, Juan Gabriel Bastidas. Asfaltos e Misturas Modificadas com Materiais Alternativos. 242 p. Tese de Doutorado em Geotecnia – Universidade de Brasília, Brasília, 2017.
- ODA, Sandra. Análise da Viabilidade Técnica da Utilização do Ligante Asfalto-Borracha em Obras de Pavimentação. 280 p. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- ODA, Sandra; FERNANDES JÚNIOR, José Leomar. Borracha de pneus como modificador de cimentos asfálticos para uso em obras de pavimentação. 11 p. Acta Scientiarum Technology, Maringá, v. 23, 2015.
- PATRIOTA, M. B. Análise laboratorial de concreto betuminoso usinado a quente modificado com adição de borracha reciclada de pneus - processo seco. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.
- PETROBRÁS. Asfalto – Informações Técnicas. 2015. Disponível em: [http://sites.petrobras.com.br/minisite/assistenciaticnica/public/downloads/Asfalto- Informacoes\\_Tecnicas.pdf](http://sites.petrobras.com.br/minisite/assistenciaticnica/public/downloads/Asfalto- Informacoes_Tecnicas.pdf). Acesso em: 6 Out 2019.
- PRESTI, David Lo. Recycled Tyre Rubber Modified Bitumens for road asphalt mixtures: A Literature Review. Construction and Building Materials. 19 p. Nottingham, Set 2013.
- SARTORI, Luan Picinin; LUVIZÃO, Gislaiane. Análise de misturas asfálticas tipo CAUQ com adição de resíduo de borracha. 8 p. Unoesc & Ciência – ACET – Santa Catarina, Joaçaba, 2014.
- SENÇO, Wlastermiler de. Manual de técnicas de pavimentação: volume 1. 2. Ed. São Paulo: Pini, 2007. 761 p.
- SEYED, Amid Tahami et al. The use of high content of fine crumb rubber in asphalt mixes using dry process. Construction and Building Materials. 11 p. Department of civil and environmental engineering – University of Texas at San Antonio, San Antonio, 2019.
- SOARES, Rodrigo Almeida.; ASSIS, Edilson Machado de. O uso da Borracha de Pneus na Pavimentação como uma Alternativa Ecologicamente Viável. 2008. 20 p. Universidade Católica de Salvador, Salvador, 2008.
- SOUSA, Mariell Monturil de Sousa. Comportamento de misturas modificadas com borracha. 127 p. Monografia de graduação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins, Palmas, TO, 2021.
- SPECHT, Luciano Pivoto. Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus. 280 p. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

- WAY, George. History of Asphalt Rubber in Arizona. Arizona State University, Tempe, 31 outubro 2012. Disponível em: <https://pavement.engineering.asu.edu/wp-content/uploads/2012/12/Way.pdf>. Acesso em: 10 outubro 2019.
- WICKBOLDT, Viviane e Silva. Ensaios Acelerados de Pavimentos Para Avaliação de Desempenho de Recapeamentos Asfálticos. 134 p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

## Capítulo 15

# ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS DE GRANULOMETRIA TRANSICIONAL

*Rafael Lopes Witiuk  
Antônio Carlos Rodrigues Guimarães*

### 1. INTRODUÇÃO

Os sistemas de classificação de solos são importantes ferramentas que permitem prever o comportamento dos materiais estudados em termos mecânicos e físicos em função de parâmetros cuja obtenção seja possível com o dispêndio de quantidades viáveis de recursos. Os custos para conseguir informações geotécnicas em campo são principalmente importantes quando da realização de projetos de infraestruturas lineares que dependem da obtenção de quantidades de dados proporcionais à grande variedade de solos encontrados ao longo do território atravessado pela obra.

Nessa perspectiva, foram criados os métodos tradicionais de classificação de solos, como o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e o método da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) batizado de sistema de classificação de solos TRB (*Transportation Research Board*). Desde meados da década de 1930 estes sistemas de classificação têm sido utilizados para seleção de materiais a serem utilizados em obras de pavimentação, permitindo prever o comportamento dos solos em função dos resultados de ensaios de granulometria, limites, expansão e CBR das amostras coletadas.

No entanto, devido às características granulométricas finas dos solos encontrados ao longo do território brasileiro, resultantes da intensa intemperização decorrente dos elevados índices pluviométricos e das altas temperaturas, os métodos mencionados não permitiam o aproveitamento destes materiais. Os parâmetros utilizados nos métodos tradicionais consideram que amostras de granulação mais grossa e com maior resistência a penetração, devem apresentar melhor desempenho para emprego em pavimentação. Todavia, os solos arenosos lateríticos finos (SALF) têm apresentado níveis adequados de desempenho, de tal modo que propiciaram o desenvolvimento de um método dedicado à análise de solos finos tropicais nomeado como Miniatura Compactada Tropical (MCT) por Nogami e Villibor (1994).

O método MCT possui um sistema de classificação próprio que permite o enquadramento do solo em função do seu comportamento laterítico e da granulometria obtida indiretamente, em função do grau de compactação dos corpos de prova. Para a utilização desta metodologia é necessário que o solo apresente ao menos 95% de passante na peneira nº10, de modo que seja possível a realização do ensaio, devido a sua pequena escala em termos de moldagem do corpo de prova.

Entretanto, há casos em que os materiais estudados apresentam menos de 95% de passantes na peneira nº10 e, além disso, possuem granulometria e resistência a penetração incompatíveis segundo os sistemas de classificação tracionais. Para estes materiais dá-se o nome de solos de granulometria transicional, uma vez que o tamanho dos grãos que o constituem inviabilizam seu enquadramento nos sistemas de classificação existentes.

Em função disso, o presente trabalho tem como objetivo evidenciar por meio do uso de ensaios triaxiais de carga repetida o comportamento mecânico de solos de granulometria transicional e evidenciar a possibilidade de aplicação desses materiais em obras de pavimentação.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Para seleção de materiais de pavimentação podem ser utilizados atualmente três principais sistemas de classificação de solos, sendo eles: o SUCS; o TRB; e a classificação MCT.

### **2.1. Sistemas de classificação tradicionais**

O sistema de classificação SUCS considera os parâmetros de limites e granulometria, associados com a presença de matéria orgânica. Desse modo, são definidos 15 grupos de solos nomeados com duas letras, conforme pode ser observado na Figura 1.

A primeira letra da classificação remete à granulometria do solo enquanto a segunda corresponde ao seu comportamento plástico (DNIT, 2006). Para o SUCS, os solos que apresentam mais de 50% de seu volume retido na peneira nº 200, correspondem aos solos grossos, enquanto os solos finos apresentam uma fração menor que 50% retida nesta mesma peneira.

Os solos grossos podem ser classificados como pedregulhosos identificados pela letra G – *gravel* ou arenosos identificados pela letra S – *sand*. Por sua vez esses solos podem ser divididos em bem graduados – *well graded* (W) – e mal graduados – *poor graded* (P) – quando

não há ocorrência de finos. E quando há ocorrência de finos podem ser subdivididos em argilosos – *Clay* (C) – ou siltosos – *mo* (M).

<b>SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA:</b> mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	Pedregulho sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.
			GP	Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.
		Pedregulho com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped. areia e silte.
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped. areia e argila.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP	Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		Areias com finos	SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte.
			SC	Areias argilosas - Misturas de areia e argila.
<b>SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA:</b> 50% ou mais passando pela peneira nº 200	SILTES e ARGILAS com LL ≤ 50	ML	Siltos inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.	
		CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.	
		OL	Siltos orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.	
	SILTES e ARGILAS com LL > 50	MH	Siltos - Areias finas ou siltos micáceos - Siltos elásticos.	
		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.	
		OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.	
		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.	
Solos Altamente Orgânicos				

Figura 1. Sistema Unificado de Classificação de Solos (DNIT, 2006).

Quando ocorrem mais de 50% de passante na peneira nº 200, então deve-se utilizar a Carta de Plasticidade de Casagrande. O critério que estabelece a separação entre os materiais finos é o limite de liquidez (LL) e a relação entre o IP e o LL definido pela linha “A”, conforme pode ser observado na Figura 2.

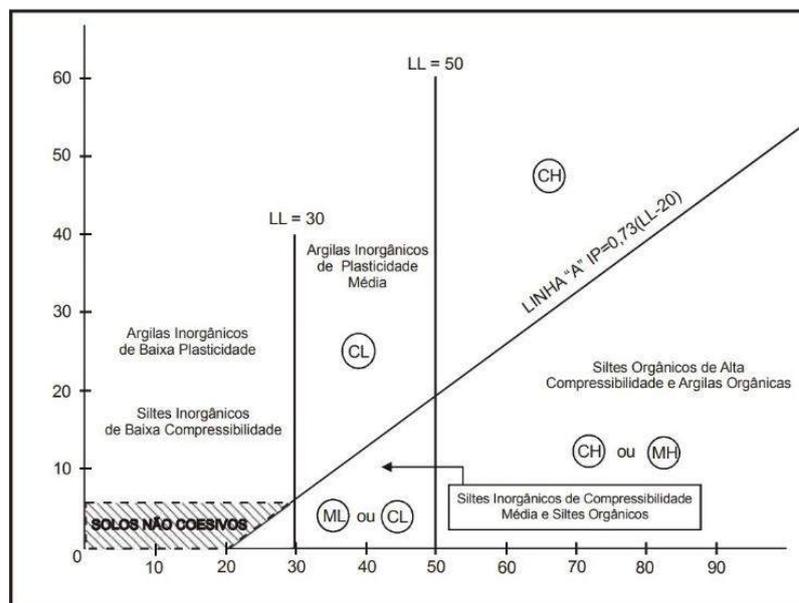


Figura 2. Carta de Plasticidade de Casagrande (DNIT, 2006).

Assim, os solos são definidos em baixa (*low*) ou alta (*high*) compressibilidade. A letra M indica a ocorrência de silte (*mo* em sueco) e a letra O (*organic*), de material orgânico. O Grupo

Pt representa os solos que apresentam na sua constituição alto teor de matéria orgânica.

Na classificação TRB os parâmetros de análise dos solos são os limites de Atterberg e a granulometria dos solos. Este sistema divide os solos em dois principais grupos, sendo os solos grossos com menos de 35% de passantes na peneira nº 200 e os finos com mais de 35% de passantes na mesma peneira.

Em seguida, os solos grossos são subdivididos em quatro grupos em função da granulometria, notadamente os grupos A-1-A, A-1-B, A-2 e A-3. A partir dos limites de liquidez e do índice de plasticidade obtido nos ensaios de Limites de Atterberg são definidos nove subgrupos adicionais, sendo eles os A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6, A-7-5 e A-7-6, conforme pode ser observado na Figura 3 (DNIT, 2006).

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia		Pedregulho ou areias siltosas ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos		
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

Figura 3. Sistema de classificação TRB (DNIT, 2006).

Os materiais A-1 até A-2-7 são consideráveis de excelente a bom para serem utilizados como camada de subleito. O grupo A-1 é considerado o mais indicado para subleito de pavimentos por apresentar composição granular bem graduada com fragmentos de pedras ou pedregulho fino e areia. O grupo A-3 é composto por solos arenosos finos com presença máxima de 10% de silte ou argila não plásticos e é recomendado para o subleito. No que se refere ao grupo A-2, este apresenta grande variabilidade de materiais granulares com pedregulho ou areais siltosas ou argilosas com característica de excelente a bom para subleito.

## 2.2. Sistemas de classificação MCT – método expedito

Tendo em vista que os métodos tradicionalmente utilizados na seleção dos solos para pavimentação são baseados em ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e em experiências com solos finos de países com clima temperado, Nogami & Villibor (2009) constataram que tal abordagem não permite aferir as propriedades dos solos tropicais encontrados em abundância no território nacional, especialmente associadas ao seu comportamento laterítico.

Tal comportamento laterítico dos solos tropicais é resultado da hidrólise total da sílica e total ou parcial do potássio, bem como em decorrência da formação de óxidos de ferro e alumínio que atuam como cimentantes naturais quando compactados na umidade ótima. O processo de formação destes solos está relacionado às elevadas taxas pluviométricas e temperaturas médias das regiões tropicais (Cavalcante et al, 2016).

As características promissoras dos solos lateríticos identificadas pelo seu emprego em obras de pavimentação ensejaram na criação da sistemática MCT por meio da tese de doutoramento de Job Nogami, em 1981. Nesta tese foram apresentados os ensaios que permitiram a classificação dos materiais de comportamento laterítico para utilização em projetos de pavimentação. Para análises mais abrangentes e econômicas, foi proposto por Nogami e Villibor (1994) o método expedito visando determinação da ocorrência do comportamento laterítico em solos a partir de amostras coletadas em pequenas quantidades, cerca de 100g de material.

O método consiste na moldagem de pastilhas de solos em anéis de aço inox de 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura. Devido às pequenas dimensões, pode ser ensaiado apenas o material que passa pela peneira com abertura de 0,42 mm. A partir do ensaio de MCT pelo método das pastilhas é possível obter os parâmetros de contração diametral (Ct) e penetração, que são utilizados como parâmetros de entrada no ábaco de classificação apresentado na Figura 4.

Pelo método MCT, os solos podem ser classificados como solos de comportamento laterítico, identificados pela designação L, subdivididos em três grupos: LA - areia laterítica quartzosa; LA' - solo arenoso laterítico; LG' - solo argiloso laterítico. Ou, ainda, como solos de comportamento não laterítico (saprolítico), designados pela letra N, divididos em quatro grupos: NA - areias, siltes e misturas de areias e siltes, com grãos predominantes de quartzo e/ou mica, não apresentando características lateríticas; NA' - misturas de areias quartzosas com finos não lateríticos (solo arenoso); NS' - solo siltoso não laterítico; NG' - solo argiloso não laterítico (Fortes, 2002).

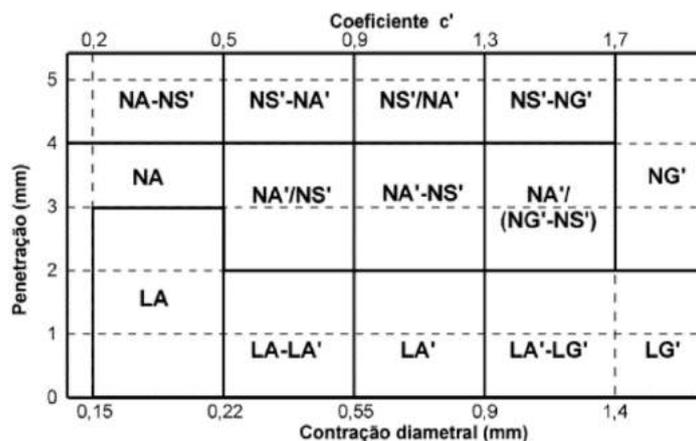


Figura 4. Ábaco de classificação de solos pelo método MCT das pastilhas (NOGAMI E VILIBOR, 1995).

No entanto, no sistema de classificação expedito tem-se a ocorrência de transição entre opções de denominação como LA-LA' e NS'-NG', em que ambas são equivalentes do ponto de vista da classificação, bem como denominações decrescentes, como NA'/NS', em que NA' é preponderante na perspectiva classificatória para determinação de seu comportamento e utilização (Nogami e Villibor, 1996).

Todavia, os estudos apresentados até então se limitam a classificar os materiais que apresentam 95% de passantes na peneira nº10, no caso da metodologia MCT tradicional, ou 100% passantes na peneira nº40 no caso da metodologia expedita, de modo que não há atualmente uma metodologia normatizada para classificação de solos tropicais lateríticos cuja granulometria seja mais grossa que a apresentada.

### 2.3 Critérios para seleção de sublastro para pavimentação ferroviária

Os projetos de pavimentação ferroviária no Brasil utilizam a Instrução de Serviço Ferroviário (ISF) 212 - Projeto de Superestrutura da Via Permanente - Lastro e Sublastro para selecionar os materiais a serem empregados na camada de sublastro. Na tabela 1 estão apresentados os critérios para seleção destes materiais.

Tabela 1. Critérios de seleção de materiais para aplicação como sublastro (BRASIL, 2015)

Parâmetro	Sublastro
Limite de Liquidez (LL)	≤ 25,0%
Índice de Plasticidade (IP)	≤ 6,0%
Fração de passantes na peneira nº200	≥ 2,0% e ≤ 25,0%
Índice de Suporte Califórnia	>20,0%
Expansão	<1,0%
Fração passante na peneira nº200	<2/3 passantes na nº40
Para solos Lateríticos - Expansão	<0,5%
Para solos Lateríticos - Limite de Liquidez (LL)	≤ 40,0%
Para solos Lateríticos - Índice de Plasticidade (IP)	≤ 15,0%
Índice de Grupo (IG)	0

Pode-se observar que as premissas de seleção de materiais apresentados na norma são baseadas em critérios de granulometria, expansão e de ISC, que decorrem dos métodos de classificação preconizados pela AASHTO no TRB e por Arthur Casagrande na abordagem SUCS.

Quanto aos critérios de desempenho da camada de sublastro, é adotado para fins de dimensionamento a Equação 1 de Heukelon e Klomp (1962) que determina a tensão admissível no topo do sublastro. Para o cálculo são necessários dados sobre o módulo de resiliência da camada do pavimento para o estado de tensões decorrente das solicitações do tráfego ferroviário, e também o parâmetro N, que indica o número de eixos que passarão pela via durante a vida útil da infraestrutura.

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006 \cdot MR}{1 + 0,7 \cdot \log N} \quad (1)$$

Estudos realizados por Lopes (2017), Rosa (2019) e Indraratna (2011), evidenciaram que a camada de sublastro usualmente está sujeita a tensões máximas simuladas e aferidas *insitu* da ordem de 120kPa a 150kPa.

Além da ação das tensões, tem-se a ocorrência de deformações permanentes nas camadas do pavimento ferroviário, em função disso faz-se necessário avaliar o comportamento das amostras em função das condições de tensão de interesse. Por isso, conforme destaca Guimarães (2009) é necessário determinar se os acréscimos de deformações permanentes entram em acomodamento, também conhecido como Shakedown. Nessa condição, os solos deixam de apresentar incrementos de deformação plástica, o que é determinante para a garantia das condições operacionais da via férrea.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Apresentação da região do estudo de caso

O estudo de caso considerou a região do projeto de ampliação da Ferronorte, representado em azul escuro na Figura 5. O traçado de aproximadamente 730km conecta o sul do Mato Grosso ao Centro do estado, bem como à sua capital, interligando regiões de elevada importância econômica e, principalmente, de expressiva produção agrícola, cujos volumes da safra de 20/21 estão representados na Figura, em tons de verde.

O tipo climático predominante na região do projeto, apresenta-se como Tropical de Savana - Aw, caracterizado por estação chuvosa no verão e estação seca no inverno, com temperatura média do mês mais frio superior a 18°C e precipitação do mês mais seco menor que 60 mm. As precipitações anuais são superiores a 750mm, atingindo até 1800mm (EMBRAPA, 2023).

Devido à sua extensão, o projeto atravessa diversas formações geológicas e pedológicas, porém, em termos geomorfológicos, encontra-se contido nas bacias sedimentares do Paraná e Parecis, além de atravessar a faixa de dobramento Paraguai. Em relação aos tipos de solo predominantes ao longo do traçado apresentado na Figura 6, destacam-se os latossolos, argilossolos, cambissolos e neossolos. Segundo Santos et al. (2018) os latossolos são definidos pela sua constituição mineral apresentando horizonte B latossólico imediatamente abaixo de qualquer horizonte A, ademais são solos em avançado estágio de intemperização, comportando variações desde solos predominantemente caulíníticos até solos oxídicos. Ainda segundo os autores, os argilossolos são solos constituídos por material mineral, apresentando horizonte B textural com argilas de atividade baixa.

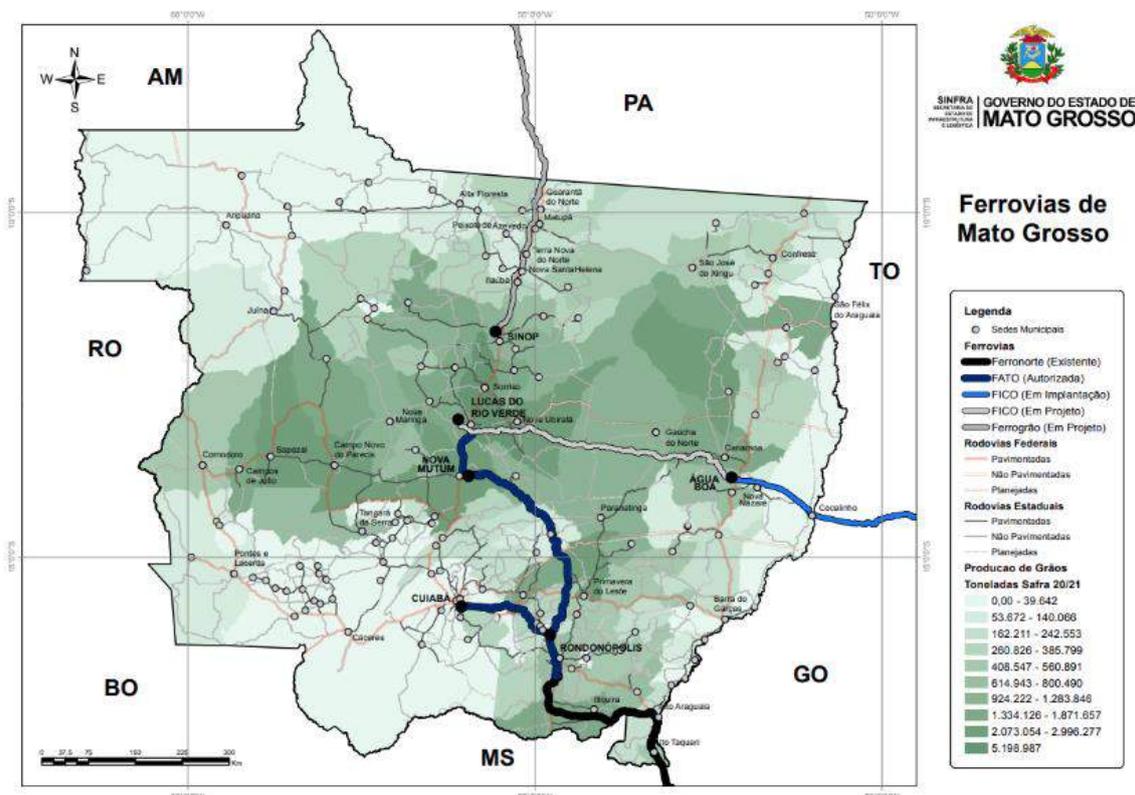


Figura 5. Ferrovias existentes, em construção e em fase de projeto de engenharia no estado do Mato Grosso (MATO GROSSO, 2023).

Os Cambissolos são compostos por material mineral que possui um horizonte B incipiente e esse horizonte está localizado abaixo de qualquer tipo de horizonte superficial ou do horizonte A chernozêmico, caso o horizonte B contenha alta atividade de argila e uma saturação elevada por bases. Em relação aos Neossolos, trata-se de solos pouco desenvolvidos que consistem em material mineral ou orgânico, têm uma espessura inferior a 20 cm e não apresentam horizonte B (SANTOS et al. 2018).

### 3.2 Ensaios geotécnicos realizados

Na região em estudo foram analisados os conjuntos de ensaios de caracterização de 475 amostras coletadas ao longo do traçado. Esses materiais foram ensaiados em laboratório a partir dos ensaios apresentados no Tabela 2.

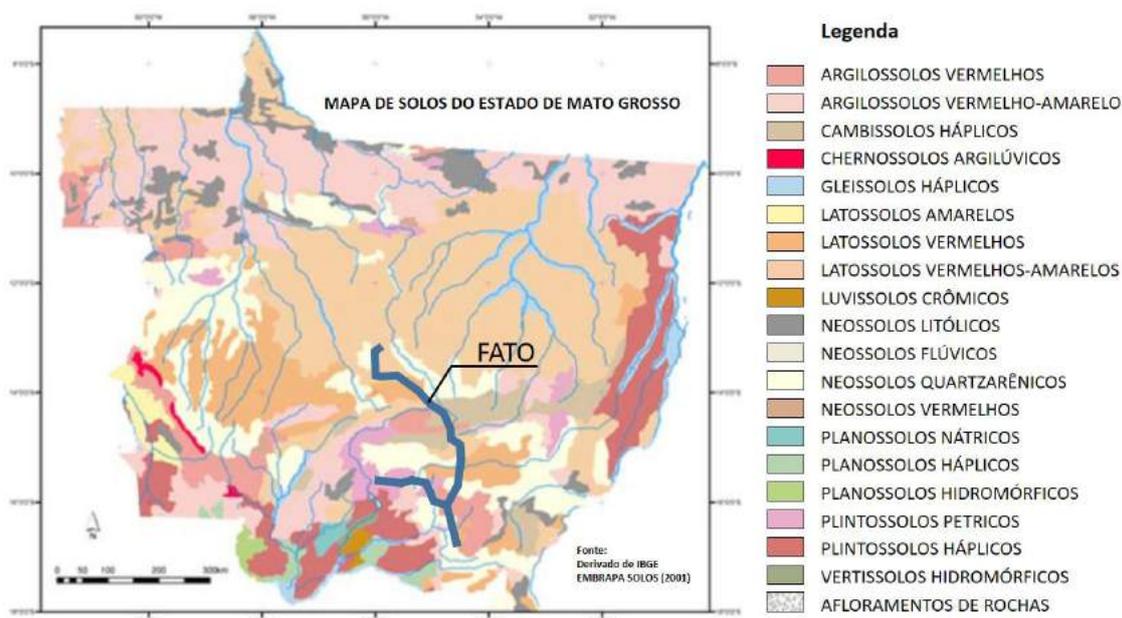


Figura 6. Mapa pedológico do Mato Grosso (SANTOS et. al, 2018; LACERDA FILHO, et. al, 2004)

Tabela 2. Normativa dos procedimentos e ensaios realizados

Nº	Ensaio	Norma
01	Ensaio de granulometria	NBR 7181 (ABNT, 2016)
02	Ensaio de determinação do limite de liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2016)
03	Ensaio de determinação do limite de plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016)
04	Ensaio de compactação	NBR 7182 (ABNT, 2016)
05	Ensaio de índice de suporte Califórnia	NBR 9895 (ABNT, 2016)
06	Ensaio de densidade real	NBR 6458 (ABNT, 2017)
07	Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com emprego do “Speedy”.	DNER-ME 052/94 (DNIT, 1994a)
08	Ensaio triaxial de carga repetida – Módulo de Resiliência	ME 134/2018 (DNIT, 2018)
09	Ensaio triaxial de carga repetida – Deformação permanente	ME 179/2018 (DNIT, 2018)
10	Classificação MCT pelo método das pastilhas	Fortes (2002); Nogami e Villibor (1996)
11	Preparação de amostras para ensaios de caracterização	ABNT 6457/2016

Para viabilizar a análise do comportamento do solo em termos de deformação permanente foi realizado o ensaio triaxial para determinação da deformação permanente a partir de 1 corpo de prova ensaiado no par de tensão confinante e desvio de 50kPa/150kPa respectivamente.

Por fim, foi avaliado o comportamento do material em termos de deformações plásticas, a fim de estudar a ocorrência do acomodamento das deformações ao longo dos ciclos de aplicação de cargas, conhecido como Shakedown.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 3 é apresentado um resumo dos resultados em termos de atendimento aos critérios de seleção de material para sublastro.

Tabela 3 Porcentagem das amostras que atendem aos critérios de seleção de material para pavimentação segundo a BRASIL (2015) e o Manual de Pavimentação do DNIT (2006)

ID Critério	Critério	valor	Atendem	Não Atendem
1	Limite de Liquidez (LL)	<25%	53,26%	46,74%
2	Relação pass. na n°40/n°200	n°40>3/2n°200	65,26%	34,74%
3	Índice de Plasticidade (IP)	<6	50,11%	49,89%
1 ao 3	Plasticidade e Granulometria		47,16%	52,84%
4	Expansão	<1%	96,84%	3,16%
5	Índice de Suporte California (ISC)	>20%	8,00%	92,00%
1 ao 5	Classificação Tradicional		5,47%	94,53%

A partir dos resultados apresentados, pode-se constatar que as amostras ensaiadas não atendem aos critérios de classificação tradicionais em 94,53% dos casos. Dentre os critérios estabelecidos pela ISF-212 de BRASIL (2015) e pelo Manual de Pavimentação do DNIT (2006), o CBR corresponde ao principal parâmetro para não atendimento à norma com 92,00% dos solos a serem descartados. Vale salientar que para 22,1% dos materiais foi realizado o ensaio de ISC com a energia de compactação Proctor intermediária como preconiza a norma. Isso ocorreu, uma vez que a maior parte das amostras foram ensaiadas para execução das obras de terraplenagem - que são executadas na energia de compactação Proctor normal.

Os critérios de plasticidade e granulometria, como o índice de plasticidade, o limite de liquidez e a relação de passantes nas peneiras n°40 e n°200, não foram atendidos em 49,89%, 46,74% e 34,74% das amostras, respectivamente. Considerando apenas a interseção dos conjuntos de solos que não atendem os critérios de plasticidade e granulometria, 52,84% das amostras seriam descartadas.

Em termos de expansão, apenas 3,16% dos solos apresentaram valores superiores a 1%, sendo este critério responsável pelo descarte da menor quantidade de amostras. Em relação ao

enquadramento das amostras na sistemática MCT, pode-se verificar que 91,16% dos solos estudados apresentaram mais que 90% de passantes na peneira nº10, de modo que apenas 8,84% não se enquadram na metodologia.

A partir dos resultados da primeira campanha foram identificados um conjunto de solos que não puderam ser classificados para pavimentação por meio dos métodos tradicionais (TRB e SUCS) e apresentaram fração de passante na peneira nº10 que impossibilitaram sua classificação pelo método MCT. Estes solos correspondem a 4,44% de todas as amostras estudadas e estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Amostras de solos que apresentaram granulometria transicional

AMOSTRA	EIXO	ESTACA	PENEIRA			LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG	TRB	Energia	CBR (%)	Expansão (%)
			nº 10	nº 40	nº 200								
ST-TRO-TEL-08	LT	13,0	80,0	63,8	37,7	0,0	0,0	0,0	0,5	A-4	PN	10,9	0,0
ST-EL-MS-03	LT	119,0	82,4	81,6	76,9	38,0	25,0	13,0	9,2	A-6	PN	9,1	1,0
ST-EL-MS-10	LT	125,0	70,5	44,5	22,6	26,0	18,0	8,0	0,0	A-2-4	PN	23,6	0,7
ST-EL-MS-10	LT	125,0	66,3	53,2	39,5	29,0	18,0	11,0	1,1	A-6	PN	17,8	0,3
ST-EL-MS-17	LT	134,0	84,5	84,1	18,0	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PI	16,1	0,7
ST-TEL-TMS-18	LT	136,0	84,8	81,4	55,8	33,0	23,0	10,0	4,2	A-4	PN	5,9	0,5
ST-TEL-TMS-18	LT	136,0	84,8	81,4	55,8	33,0	23,0	10,0	4,2	A-4	PN	5,9	0,5
ST-MS-PS-058	LT	329,0	60,0	56,0	36,0	28,0	19,0	9,0	0,2	A-4	PN	9,2	0,3
ST-MS-PS-055	LT	331,0	30,0	17,0	11,0	31,0	17,0	14,0	0,0	A-2-6	PN	3,2	1,0
ST-MS-PS-029	LT	349,0	62,0	55,0	39,0	36,0	21,0	15,0	2,0	A-6	PN	20,6	0,2
ST-MS-PS-022	LT	366,0	71,0	95,0	21,0	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PN	14,2	0,3
ST-MS-PS-020	LT	368,0	84,0	58,0	28,0	25,0	16,0	9,0	0,0	A-2-4	PN	10,6	0,1
ST-MS-PS-011	LT	379,0	59,0	51,0	38,0	27,0	18,0	9,0	0,6	A-4	PN	25,5	0,7
ST-MS-PS-008	LT	383,0	32,0	19,0	17,0	42,0	26,0	16,0	0,1	A-2-7	PN	20,3	0,7
ST-PS-PF-012	LT	451,0	58,2	54,6	19,5	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PN	4,1	0,7
ST-TP-NM-013	LT	489,0	68,9	66,4	13,2	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PI	9,9	0,1
ST-TP-NM-013	LT	489,0	82,9	78,2	12,6	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PI	12,6	0,2
ST-EL-CB-02	RAMAL	0,0	65,2	61,7	33,7	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PN	15,0	0,1
ST-TEL-TCB-04	RAMAL	3,0	49,9	36,0	27,7	38,0	28,0	10,0	0,0	A-2-4	PN	23,5	0,4
ST-TEL-TCB-13	RAMAL	13,0	77,0	72,4	51,8	33,0	24,0	9,0	3,4	A-4	PN	15,0	1,1
ST-TEL-TCB-14	RAMAL	14,0	79,2	69,1	58,9	44,0	30,0	14,0	6,9	A-7-5	PN	9,6	0,2
ST-TEL-TCB-15	RAMAL	17,0	67,4	62,5	27,8	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PN	11,3	0,6
ST-TEL-TCB-16	RAMAL	18,0	70,6	63,7	36,2	31,0	22,0	9,0	0,2	A-4	PN	14,9	0,5
ST-TEL-TCB-16	RAMAL	18,0	77,9	67,3	38,3	31,0	20,0	11,0	0,9	A-6	PN	3,0	1,7
ST-TCB-TCC-20	RAMAL	93,0	54,2	25,9	14,9	40,0	24,0	16,0	0,0	A-2-6	PN	3,7	0,4
ST-TCB-TCC-22	RAMAL	93,0	79,8	58,2	34,0	26,0	14,0	12,0	0,4	A-2-6	PN	12,3	0,2
ST-TCB-TCC-23	RAMAL	94,0	46,9	25,5	4,4	0,0	0,0	0,0	0,0	A-1a	PN	11,6	0,7
ST-TCB-TCC-23	RAMAL	94,0	47,7	31,7	22,6	27,0	18,0	9,0	0,0	A-2-4	PN	8,1	0,3
ST-TCB-TCC-29	RAMAL	101,0	40,1	31,8	9,9	0,0	0,0	0,0	0,0	A-1b	PN	12,5	0,9
ST-TCB-TCC-32	RAMAL	105,0	26,7	17,0	8,5	25,0	17,0	8,0	0,0	A-2-4	PN	14,3	0,3
ST-TCB-TCC-37	RAMAL	110,0	72,9	54,1	27,0	21,0	17,0	4,0	0,0	A-2-4	PN	18,1	0,1
ST-TCB-TCC-40	RAMAL	115,0	37,4	27,0	20,1	32,0	18,0	14,0	0,2	A-2-6	PN	32,4	0,9
ST-TCB-TCC-41	RAMAL	117,0	34,4	29,7	12,4	0,0	0,0	0,0	0,0	A-1a	PN	15,2	0,9
ST-TCB-TCC-46	RAMAL	130,0	63,4	53,9	15,6	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PN	12,2	0,2
ST-TCB-TCC-47	RAMAL	131,0	62,3	53,4	14,8	0,0	0,0	0,0	0,0	A-2-4	PN	11,0	0,9
ST-TCB-TCC-48	RAMAL	134,0	39,1	29,4	14,8	22,0	15,0	7,0	0,0	A-2-4	PN	34,3	0,3
ST-TCB-TCC-48	RAMAL	134,0	40,5	33,1	11,1	0,0	0,0	0,0	0,0	A-1b	PN	9,9	0,6
Frequência de determinação do critério					32%	51%		59%	41%			81%	8%

Os critérios que inviabilizaram a utilização dos solos estão sublinhados na cor laranja na Figura e pode-se destacar que o principal aspecto que inviabiliza a utilização destes solos em pavimentação, conforme a frequência de determinação do critério apresentado na parte inferior da tabela, é o valor do CBR. Os índices físicos dos solos, tais quais o índice de plasticidade (IP), o Limite de Liquidez (LL) e o Índice de Grupo (IG), são determinantes para o descarte de 59%, 51% e 41% das amostras, respectivamente (DNIT, 2006).

A proporção granulométrica entre a fração de passantes na peneira n°40 e n°200 é determinante em 32% das amostras ensaiadas. O critério menos representativo para viabilização do enquadramento é a expansão, cuja frequência de determinação é de 8% para os solos de granulometria transicional.

Pode-se observar que dois solos não atenderam nenhum dos critérios de classificação apresentados na metodologia tradicional, enquanto 39% das amostras apenas não se enquadraram em um critério. Desse modo, foi identificada a amostra ST-EL-MS-03 (0,2m e 2,0m), cujos resultados dos parâmetros não atenderam a nenhum dos critérios de classificação, e a amostra ST-EL-MS-17 (0,1m e 0,8m), para a qual o único parâmetro que não atendeu à classificação tradicional foi o CBR. Nos furos em que foram coletadas as duas amostras selecionadas ocorrem dois horizontes estratigráficos, assim, foram feitas coletas de ambos os horizontes para cada furo, sendo que a camada mais superficial de solo possui granulometria transicional e a mais profunda pode ser classificado pelo MCT.

Tendo em vista que foram realizadas coletas de amostras em dois horizontes para os trados ST-EL-MS-03 e ST-EL-MS-17, optou-se por renomear os furos de coleta de amostra, visando facilitar a apresentação dos resultados, para CAD\_01 e CAD\_02 respectivamente. Assim, a amostra ST-EL-MS-03 coletada entre a profundidade de 0,2m e 2,0m e a amostra ST-EL-MS-17, coletada entre a profundidade 0,1m e 0,8m, foram renomeadas, respectivamente, para CAD\_01\_A e CAD\_02\_A.

Para fins de comparação, serão apresentados os resultados de ensaio dos dois horizontes estudados. Assim, as amostras coletadas nos horizontes mais profundos serão apresentadas como CAD\_01\_B, para a coleta realizada entre a profundidade de 2,0m e 4,0m, e CAD\_02\_B, para coleta realizada entre a profundidade de 0,8m e 1,2m. Estas informações, juntamente com as coordenadas dos furos realizados estão na Tabela 5.

Tabela 5. Furos de coleta de amostra realizados

Nomenclatura	Amostas	Prof.I (m)	Prof.F (m)	UTM N	UTM E
<b>CAD_01_A</b>	ST-EL-MS-03	0,2	2,0	8225696	743822
<b>CAD_01_B</b>	ST-EL-MS-03	2,0	4,0	8225696	743822
<b>CAD_02_A</b>	ST-EL-MS-17	0,1	0,8	8235493	746960
<b>CAD_02_B</b>	ST-EL-MS-17	0,8	1,2	8235493	746960

Assim, foram realizados ensaios adicionais visando determinar o comportamento mecânico e obter a classificação MCT da fração fina para os quatro solos de interesse mapeados no

estudo. Nesses furos, pode-se verificar que o horizonte de solo superficial apresentou fração de cascalhos e pedregulhos, enquanto o solo mais profundo apresentou granulometria essencialmente arenosa e siltosa. As curvas granulométricas dos quatro solos mencionados são apresentadas na Figura 7.

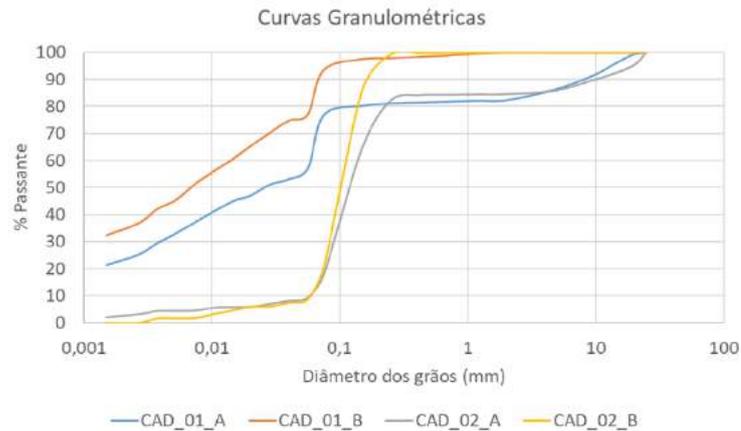


Figura 7. Curvas granulométricas dos solos finos e de granulometria transicional identificados em dois furos na região de projeto

Na Tabela 6 é apresentada a descrição tátil visual dos solos estudados, enquanto a Tabela 7 evidencia a variação das frações granulométricas segundo a ABNT NBR 6502/1995, em que pode-se notar que a proporção predominante de silte para o furo CAD\_01 e de areia para o furo CAD\_2 se mantém apesar da mudança de horizonte estratigráfico.

Tabela 6. Descrição tátil-visual dos solos de granulometria transicional analisados

Amostas	Descrição
CAD_01_A	Silte Argilo-Arenoso, Marrom Amarelada Escura
CAD_01_B	Silte Argilo-Arenoso, Marrom Amarelada Escura, Com Pedregulhos
CAD_02_A	Areia Silto-Argilosa, Marrom Amarelada Escura, Com Cascalhos
CAD_02_B	Areia Silto-Argilosa, Marrom Amarelada Escura

Tabela 7. Classificação granulométrica dos solos segundo a NBR 6502/1995

Amosta	Pedregulho	A.Fina	A.Média	A.Grossa	Silte	Argila
CAD_01_A	18%	1%	1%	18%	38%	24%
CAD_01_B	0%	1%	1%	14%	49%	35%
CAD_02_A	15%	0%	12%	62%	8%	3%
CAD_02_B	0%	0%	8%	82%	10%	0%

Os resultados completos para os índices físicos e para a classificação HRB e SUCS destes solos são apresentados na Tabela 8. Pode-se observar que a classificação HRB para o solo de granulometria transicional do furo CAD\_01 foi mais favorável para sua utilização em função de apresentar um menor limite de liquidez. O enquadramento pelo método do SUCS foi idêntico independentemente do resultado de granulometria transicional.

Tabela 8. Índices físicos e Classificação HRB e SUCS

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG	HRB	SUCS
CAD_01_A	38	25	13	9,2	A-6	CL
CAD_01_B	50	25	25	16	A-7-6	CL
CAD_02_A	0	0	0	0	A-2-4	SM
CAD_02_B	0	0	0	0	A-2-4	SM

Os resultados dos ensaios de CBR são apresentados na Tabela 9, em que se pode observar o melhor desempenho dos solos arenosos obtidos no furo CAD\_02. O ensaio de compactação das camadas superficiais foi realizado na energia de compactação (E.C.) proctor intermediária, assim os resultados de CBR para estas amostras foi superior. No entanto, apesar do E.C. das amostras mais profundas ter sido proctor normal para a amostra CAD\_02\_B, seu resultado de expansão foi inferior ao da amostra CAD\_02\_A.

Tabela 9. Resultados do ensaio de CBR

Amostra	E.C.	MEAS máx.	U.Ót.	CBR	Expansão
CAD_01_A	PI	1,70g/cm <sup>3</sup>	19,67%	9,13%	1,01%
CAD_01_B	PN	1,55g/cm <sup>3</sup>	26,26%	2,60%	2,04%
CAD_02_A	PI	1,77g/cm <sup>3</sup>	13,41%	16,07%	0,67%
CAD_02_B	PN	1,60g/cm <sup>3</sup>	12,30%	9,80%	0,24%

Os resultados apresentados referentes às amostras mais profundas evidenciam que estas também não poderiam ser classificadas pelos métodos tradicionais. Assim como ocorre para o horizonte superficial de granulometria transicional, o solo CAD\_01\_B não atende nenhum dos parâmetros definidos pela classificação tradicional apresentados na Tabela 1, enquanto a amostra CAD\_02\_B não se enquadra apenas no critério de CBR.

No entanto, os solos CAD\_01\_B e CAD\_02\_B, ainda podem ser classificados pelo método MCT uma vez que apresentam mais de 90% de passantes na peneira nº10. Desse modo, são apresentados os resultados de MCT pelo método das pastilhas para os quatro solos, sendo que para os solos de granulometria transicional foi considerada a sua fração de passantes na peneira nº10. O enquadramento destes solos no ábaco do MCT é apresentado na Figura 8 e os resultados para os parâmetros de entrada no gráfico estão evidenciados na Tabela 10

Tabela 10. Parâmetros de entrada - MCT método das pastilhas

Amostra	Penetração	C.t.	MCT-Pas
CAD_01_A	3,46mm	1,24mm	NA/(NG'-NS')
CAD_01_B	2,41mm	1,79mm	NG'
CAD_02_A	0,06mm	0,16mm	LA
CAD_02_B	1,06mm	0,16mm	LA

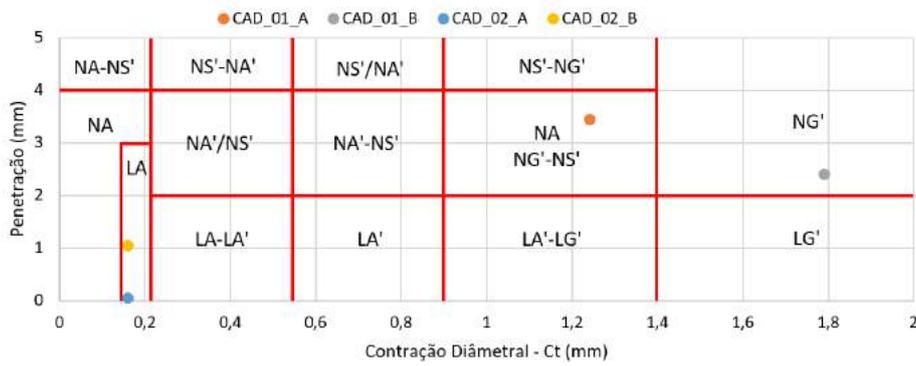


Figura 8. Resultados de MCT pelo método das pastilhas

Por fim, são apresentados os resultados para os ensaios triaxiais de carga repetida realizados para as quatro amostras de solo estudadas. Os resultados de módulo de resiliência estão apresentados na Figura 9 em que se pode observar os valores discretizados de módulo obtidos para os pares de tensões do ensaio, bem como a regressão apresentada em função da tensão confinante.

Para a tensão confinante de 150kPa, que corresponde aproximadamente aos níveis de tensão do sublastro e base, foram calculados os valores de módulo de resiliência por meio da regressão apresentada. Os valores de entrada para os cálculos de regressão estão apresentados na tabela 11

O coeficiente de determinação (R<sup>2</sup>) obtido para as regressões de módulo de resiliência em função da tensão confinante apresentaram valores inferiores a 0,9 para as amostras do furo CAD\_01. Para as amostras obtidas no furo CAD\_02, os valores do coeficiente de determinação foram superiores a 0,98. A variação do módulo de resiliência (MR) em função da variação da tensão desvio foram da ordem de 80MPa e 20MPa para as amostras dos furos CAD\_01 e CAD\_02, respectivamente.

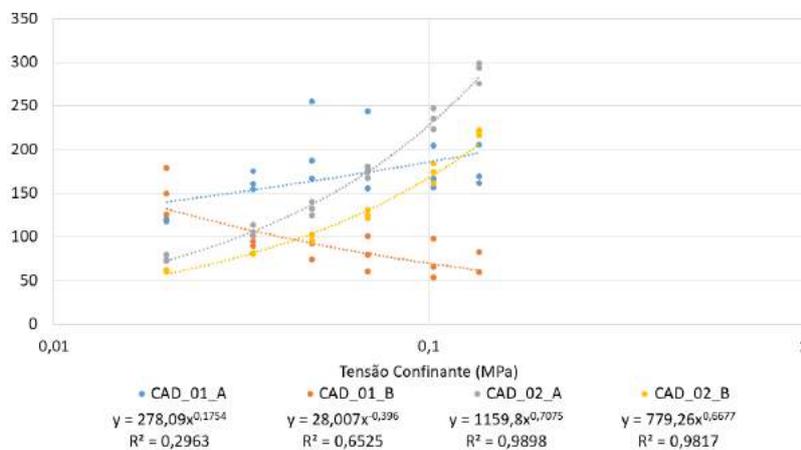


Figura 9. Resultado de módulo de resiliência em função da tensão confinante

Tabela 11. Parâmetros de entrada - Determinação do módulo de resiliência para tensão confinante  $\sigma_3=150\text{kPa}$

Amostra	$k1\sigma^3$	$k2\sigma^3$	R2	$MR\sigma^3=150\text{kPa}$ (Mpa)	$\sigma_{adm}$ (Sublastro) (kPa)
CAD_01_A	278,090	0,175	0,296	199,380	219,917
CAD_01_B	28,010	-0,396	0,653	59,370	65,485
CAD_02_A	1159,800	0,708	0,990	303,020	334,232
CAD_02_B	779,260	0,668	0,982	219,560	242,175

Dentre os resultados apresentados de módulo de resiliência para a tensão confinante ( $\sigma^3$ ) igual a 150kPa, pode-se observar que as amostras coletadas superficialmente apresentaram valores de 199,38 MPa e 303,02 MPa para os furos 1 e 2, respectivamente. No que se refere às amostras menos granulares obtidas no horizonte estratigráfico mais profundo, tem-se módulos de 59,37 MPa e 219,56 MPa para os furos 1 e 2, respectivamente. A partir dos resultados de módulo obtidos e considerando a expectativa de número de eixos padrão de  $2,2 \times 10^6$ , obtém-se pela Equação 1 uma tensão admissível no sublastro que variou de 65 kPa a 334 kPa.

Nessa perspectiva, pode-se observar que as amostras do furo CAD\_02 apresentaram maiores resultados para o módulo de resiliência e para os coeficientes de determinação, considerando o estado de tensão analisado e a regressão exponencial proposta.

No que se refere aos resultados do ensaio triaxial de carga repetida para obtenção da deformação permanente foram elaborados os gráficos apresentados nas Figuras 10 e 11 que apresentam, respectivamente, as deformações acumuladas e o os acréscimos de deformação por ciclo. Para o referido ensaio foi considerado o par de tensões atuante no sublastro e base, em que a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) é aproximadamente igual a 150kPa e a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) é aproximadamente igual a 50kPa.

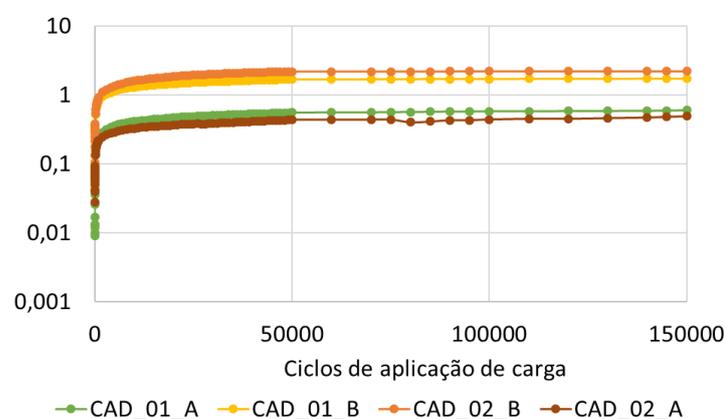


Figura 10. Resultado de deformação permanente acumulada em milímetros

As deformações acumuladas para as amostras estão apresentadas na Tabela 12. Os valores absolutos foram obtidos para um corpo de prova (CP) de 20cm de altura, sendo assim, as deformações específicas acumuladas variam entre 0,25% e 1,10%.

Tabela 12. Resultado do ensaio de deformação permanente

Amosta	Deformação Acumulada (mm)	Tx. Acréscimo/ciclo
CAD_01_A	0,599	1,00E-07
CAD_01_B	1,725	3,00E-07
CAD_02_A	0,49	1,00E-07
CAD_02_B	2,199	1,00E-07

Em relação às taxas de deformação acumuladas, pode-se observar que todas as amostras ensaiadas atingiram taxas de deformação da ordem de  $10^{-7}$  à medida que houve o aumento dos ciclos de aplicação de carga. Ademais, as curvas apresentadas na Figura 11 evidenciam a tendência de paralelismo com o eixo vertical. Deste modo, pode-se afirmar que as amostras em questão entraram em acomodamento ou *Shakedown* devido à tendência de não ocorrerem acréscimos de deformação por ciclo de aplicação de carga a partir dos 150.000 ciclos.

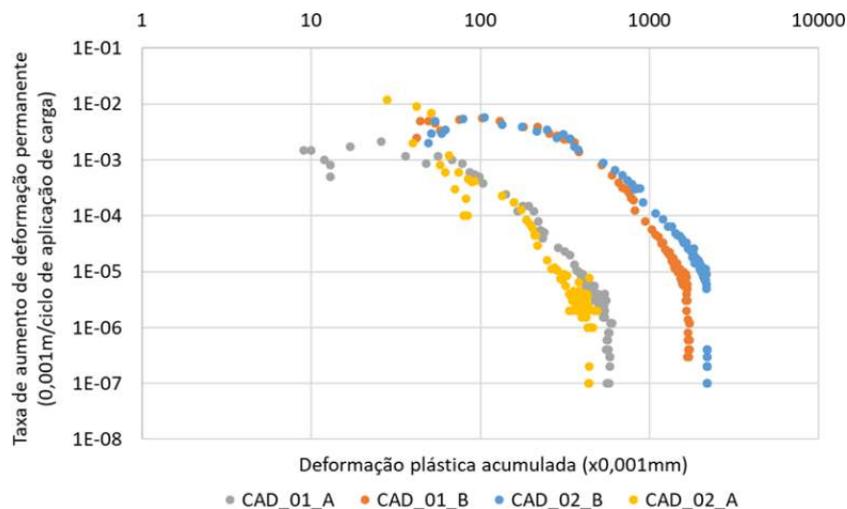


Figura 11. Resultados de acréscimos de deformação por ciclo

## 5. CONCLUSÃO

Apesar dos materiais apresentados não poderem ser classificados pelos métodos de classificação para solos tropicais e não atenderem aos critérios de aceitação dos métodos tradicionais, o comportamento mecânico destes materiais pode ser considerado satisfatório tendo em vista seu comportamento mecânico tanto no regime elástico quanto plástico.

No que se refere ao comportamento mecânico das amostras estudadas em termos de tensões e deformações elásticas, apenas a tensão admissível para o material CAD\_01\_B não atingiu o valor mínimo apresentado na literatura de 150kPa enquanto todas as demais amostras

atenderam à este critério.

Em relação ao comportamento plástico das amostras estudadas, pode-se verificar que todas as amostras atingiram o acomodamento das deformações plásticas a partir dos 150.000 ciclos de aplicações de cargas, reduzindo-se os acréscimos de deformação por aplicação de carga à ordem de  $10^{-7}$  mm. Desse modo, pode-se afirmar que os materiais de granulometria transicional têm potencial para serem empregados em obras de pavimentação como camada de sublastro.

## REFERÊNCIAS

- BRASIL (2015). Departamento nacional de infraestrutura e transporte – DNIT, ISF – 212: Projeto de superestrutura da via permanente – lastro e sublastro.
- Cavalcante, A. C.; Ribeiro, M. R. B. M.; Nunes, C.Y.; Sousa, J. G. M; Delgado, B.G. (2016). Análise Mecânica da Aplicabilidade de Solos Constituintes de Sublastro em Pavimentos Ferroviários, por meio de Parâmetros obtidos por Correlações com a Classificação MCT para Solos da Região Norte do Brasil - In: XVIII, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Belo Horizonte
- Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, DNIT. (2006) Manual de pavimentação. 3 ed. Rio de Janeiro, 274 p
- Embrapa. (2023). Clima. Disponível em: <https://www.cnpf.embrapa.br/pesquisa/efb/clima.htm>. Acesso em 20 de abril de 2023.
- Fortes, R.M., Zuppolini Neto, A. e Merighi, J.V. (2002) Proposta de normalização do Método de Pastilhas para identificação expedita de solos tropicais. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 11., 2002, Porto Alegre, Anais.
- Guimarães, A. C. (2009). Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 367.
- Heukelom, W., & Klomp, A. (1962). Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction. In International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements University of Michigan, Ann Arbor (Vol. 203, No. 1).
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., & Salim, W. (2011). Advanced rail geotechnology–ballasted track. CRC press. 1<sup>st</sup>.Ed.
- Lacerda Filho, J. V. D., ABREU FILHO, W., Valente, C. R., OLIVEIRA, C. C. D., & ALBUQUERQUE, M. C. D. (2004). Geologia e recursos minerais do estado de Mato Grosso.
- Lopes, L. S. (2017). Análise experimental do comportamento hidráulico e mecânico de um pavimento ferroviário. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- MATO GROSSO (2023?). Secretaria de Estado de Infraestrutura e Logística. Ferrovias de Mato Grosso. Clima. Disponível em: <https://www.sinfra.mt.gov.br/documents/363190/17546913/Mapa+de+Ferrovias+de+MT/13acf57d-154e-9fce-e050-ec83e20d70da>. Acesso em 20 de abril de 2023.
- NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, D. F. (1994). Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Anais.
- da Rosa, A. C., de Oliveira Teixeira, M. A., Guimarães, A. C. R., de Oliveira, L., da Cruz, S. R., Pires, D. C. D. A. F., & de Freitas, R. G. (2019). Avaliação estrutural de pavimentos ferroviários do corredor centro sudeste paulista utilizando o software SysTrain. In 33 Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET.
- Nogami, J.S. e Villibor, D.F (1996) Importância e determinação do Grau de Laterização em Geologia de Engenharia. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 8. Rio de Janeiro, RJ. 1996. ANAIS. Rio de Janeiro ABGE. V. 1, p.345-358.
- SANTOS, H. G. dos; JACOMINE, P. K. T.; ANJOS, L. H. C. dos; OLIVEIRA, V. A. de; LUMBRERAS, J. F.; COELHO, M. R.; ALMEIDA, J. A. de; ARAUJO FILHO, J. C. de; OLIVEIRA, J. B. de; CUNHA, T. J. F. (2018). Sistema brasileiro de classificação de solos. Centro Nacional de Pesquisa de Solos: Brasília, DF: Embrapa, 5<sup>a</sup> Ed.
- Villibor, D. F., & Nogami, J. S. (2009). Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos. Editora Arte & Ciência.

## Capítulo 16

# INFLUÊNCIA DO TRATAMENTO TÉRMICO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AGREGADOS LATERÍTICOS

*Joel Carlos Moizinho  
Arthur Henrique Moizinho*

### 1. INTRODUÇÃO

De acordo com a Geologia, lateritas são o produto do processo de laterização. Por vezes é utilizado o termo laterito. Apesar da grande ocorrência de materiais concrecionados de origem laterítica, em detrimento da escassez de rochas graníticas principalmente nas regiões Norte, parte do Nordeste e Centro Oeste do Brasil, estes agregados tidos como não convencionais são pouco utilizados na pavimentação como agregado de concreto (betuminoso e de cimento Portland), devido principalmente ao limitado número de estudos para estes tipos de materiais.

A carência de agregado granítico na região Norte e em outras áreas do país tem motivado os construtores locais a usar de forma indiscriminada, sem nenhum controle tecnológico, os solos lateríticos concrecionados e seixo rolado, na confecção de concreto de cimento Portland, concreto betuminoso usinado a quente e como materiais de base e sub-base de pavimentos, dentre outras aplicações.

A utilização do agregado laterítico se torna então necessária em regiões onde o agregado pétreo é escasso ou onde a distância de transporte eleva muito o custo do agregado. Uma região, no Brasil, que há dificuldade de obtenção do agregado pétreo é a região Amazônica, tornando-se, assim, a principal região a ser beneficiada com a utilização do agregado laterítico, onde existem consideráveis reservas.

Sabendo-se que o comportamento dos solos tropicais lateríticos é sensivelmente influenciado pela formação e efeito da secagem, este capítulo procura avaliar às características mecânicas de agregados graúdos lateríticos em função de tratamentos térmicos, local de formação, além de avaliar se a metodologia adotada pelo DNIT empregada para determinação da resistência à abrasão destes tipos de materiais é, ou não adequada. Pretende-se assim, contribuir para a ampliação dos conhecimentos sobre solos tropicais e mais especificamente sobre as lateritas destinados ao uso em misturas betuminosas.

Neste contexto são apresentados o comportamento mecânico de quatro tipos de agregados lateríticos, de diferentes formações geológicas, quando pré-tratados termicamente em níveis diferentes de temperatura e tempo de secagem. As seguintes propriedades foram determinadas

para os agregados: índice de degradação Marshall, índice de degradação de Washington, abrasão Los Angeles e resistência ao impacto Treton. Os agregados foram submetidos, para cada ensaio, a temperatura de 25°C, 105°C, 175°C e 250°C, durante um período de 48 horas em estufa.

## 2. DEFINIÇÃO DE LATERITA

As lateritas são formações superficiais ou subsuperficiais ferruginosas e aluminosas endurecidas, que se formam em regiões tropicais ou subtropicais. Quando se acumulam em grande quantidade formam uma camada superficial resistente que recebe o nome de [canga laterítica](#), carapaça laterítica ou crosta laterítica.

No processo de formação tem-se inicialmente a formação dos solos lateríticos, também chamados de solos tropicais vermelhos, vermelho-amarelos e amarelos. Esses solos tropicais correspondem ao manto de solos intemperizados em condições climáticas tropicais. Entre eles e o substrato pouco intemperizado ocorre uma zona de transição, caracterizada por heterogeneidade de propriedades, comportamento e mosqueamento na cor.

As principais características do agregado laterítico são a sua alta densidade, desgaste por abrasão mais elevado que os agregados pétreos e a alta absorção. A alta absorção é geralmente o principal problema. Segundo o Instituto de Asfalto, os agregados muito porosos não são usados normalmente a não ser que, possuam algumas qualidades ou propriedades adicionais que os tornem aceitáveis apesar da elevada absorção. É preciso lembrar, no entanto, que os poros isolados não induzem aumento de absorção.

Buchanan (1807) em viagem pela Índia denominou de laterita, do latim later = tijolo, ao estrato de argila de onde se extraía blocos em forma de tijolos, que endureciam rapidamente quando expostos ao ar.

Schellmann (1980) expôs a definição de laterita como: “acumulações superficiais ou subsuperficiais de produtos provenientes do intenso intemperismo de rochas, desenvolvidos sob condições favoráveis a uma maior mobilidade de elementos alcalinos, alcalinos terrosos e sílica, e imobilização de ferro e alumínio”.

Entretanto, no contexto desta pesquisa e de acordo com a prática adotada por vários autores brasileiros, faz-se a distinção entre os termos “solo laterítico” e “laterita”, propriamente dita. Solo laterítico é usado para denotar o material inconsolidado ou levemente cimentado como os “cascalhos lateríticos”; enquanto “laterita” aqui será usado para se referir ao material fortemente cimentado ou concreções lateríticas, como ilustrado na Figura 1. Estas concreções

são classificadas como neo-rochas e ganham uma variedade de denominações locais, tais como, pedra canga, tapiocanga, piçarra, mocoioró etc. (DNIT, 2006).



Figura 1. Concreções lateríticas

Segundo Melfi (1997) cerca de 40% das terras emersas do globo são cobertas de lateritas e solos lateríticos. No Brasil, as lateritas e solos lateríticos recobrem perto de 65% da área total do país. Estas áreas, em ambos os casos, situam-se nas zonas intertropicais, localizados grosseiramente entre os paralelos 30°N e 30°S de latitude.

Ainda, segundo Melfi (1997) pela extensão geográfica que estas formações ocupam é fácil compreender a importância que apresentam para o mundo tropical, pois a maior parte das atividades realizadas pelos homens, na superfície dos solos, é efetuada sobre lateritas e solos lateríticos. A importância do estudo das lateritas é tanto maior, quando sabemos que os países que se situam na zona tropical são países em desenvolvimento e que, portanto, apresentam uma economia fortemente dependente da exploração de seus recursos naturais.

Medina (2006) faz um apanhado histórico do uso de lateritas como material de pavimentação no Brasil desde a “descoberta desse material inusitado para os engenheiros rodoviários do Sudeste do país” nos anos 1950 e 1960 até os estudos mais recentes à luz da Mecânica dos Pavimentos.

Ainda segundo Medina (2006), a utilização de pedregulhos de laterita em camadas de revestimento terroso, base e sub-base, valoriza um material natural típico de regiões tropicais, de terrenos terciários e de quaternários antigos. Afirma ainda que as modernas ferramentas de análise, de que faz uso a mecânica dos pavimentos, permitem explicar mais diretamente o desempenho estrutural dos pavimentos formados por camadas de base e sub-base de lateritas pedregulhosas.

## 2.1. Efeito do tratamento térmico no comportamento de solos lateríticos

Embora o assunto seja já bastante discutido na literatura, os estudos mais desenvolvidos estão em nível de ocorrência onde predominam as frações mais finas, mas quando se trata de formações com existência de estruturas concrecionárias, às pesquisas ainda não estão em níveis tão adiantados, que possam quantificar suas propriedades e características visando aplicação em soluções geotécnicas ou de pavimentação. É sem dúvida, limitadíssimo o estudo sobre a influência da secagem nos agregados lateríticos, sobretudo nos níveis de temperatura utilizados na fabricação de concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ).

Todavia, na parte fina do solo laterítico vários trabalhos foram realizados, visando quantificar o efeito da secagem nas propriedades químicas, físicas e mecânicas de solos lateríticos. Por exemplo, em termos de granulometria a secagem causa geralmente um aumento no tamanho dos grãos, onde as partículas de tamanhos argila e silte aglomeram-se para formar o tamanho areia. Esses agregados têm resistência à sollicitação mecânica aumentada e variável com o tipo de solo e nível de energia térmica utilizada.

Ferreira (1976), realizando ensaios triaxiais consolidados não drenados em corpos de prova saturados de solo laterítico, verificou que a secagem a 60°C, aumentou a coesão e reduziu o ângulo de atrito quando comparados aos resultados obtidos para o solo seco ao ar. Tal comportamento foi atribuído à transformação de materiais amorfos em cristalinos, que poderiam ter cimentado de maneira mais eficiente as partículas de solo.

Camapum de Carvalho (1981), estudando a influência da energia térmica e mecânica nas propriedades elásticas e de resistência ao cisalhamento de alguns solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, observou que o aumento da temperatura de secagem afetou o módulo de elasticidade, sem, no entanto, definir uma tendência. A pesquisa também mostrou que, o aumento da temperatura de secagem tendeu a diminuir a coesão e a aumentar o ângulo de atrito dos solos. Os resultados obtidos mostraram ainda que o aumento da temperatura de secagem causou um aumento nos teores de cátions e ácidos, elevação do pH e aumento das frações no tamanho de argila.

Costa (1983), estudando a influência da temperatura de secagem no valor do índice de suporte Califórnia de vários solos lateríticos, mostrou que a temperatura de secagem não afeta de maneira significativa, a massa específica aparente seca máxima, enquanto os valores da umidade ótima e do CBR foram afetados pela secagem.

Silveira (1984), estudando solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, com amostras secas ao ar e em estufa a 60°C e 110°C, concluiu que o aumento da temperatura de secagem em 73% das amostras apresentou diminuição nos valores do limite de liquidez.

Diniz (1984), estudando o efeito da secagem sobre solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, verificou que os valores da resistência à compressão simples foram afetados, existindo uma tendência a aumentar ou diminuir dependendo da composição química, mineralógica e de formação dos solos.

Algumas características típicas de solos lateríticos, como a sensibilidade destes à secagem, são dependentes de suas estruturas granulares, bem como do tipo de argilomineral predominante na fração argila. Os teores de óxido de ferro livre e do complexo alumínio-ferro parecem ser responsáveis pelo comportamento de engenharia diferenciado dos solos lateríticos em relação aos solos de regiões temperadas. Observa-se, portanto, que os solos lateríticos quando submetidos a energias térmicas (diferentes temperaturas de secagem), têm algumas de suas propriedades afetadas, mostrando com isto a necessidade de pesquisas sobre a influência de secagem nos solos e agregados lateríticos.

## **2.2 Efeito do tratamento térmico no comportamento de agregados graúdos lateríticos**

A influência da temperatura de secagem dos agregados no comportamento mecânico foi estudada por Bhatia & Hammond (1970) onde os agregados foram pré-aquecidos em estufa a 105°C – 110°C durante o período de 2 a 60 dias para depois serem submetidos ao ensaio de impacto. Os resultados obtidos mostraram que o tratamento térmico em todas as amostras estudadas contribuiu para melhorar a resistência do agregado.

É preciso que se tenha em mente que a maior ou menor umidade do agregado por si só afeta o seu comportamento mecânico sendo importante levar-se em conta às condições de trabalho a longo prazo.

Estudos realizados por Macêdo (1989) com os agregados lateríticos após tratamento térmico revelaram a melhoria na resistência medida pelo ensaio abrasão Los Angeles, conforme mostrado na Tabela 1. Observa-se que o agregado tradicionalmente usado em obras de engenharia, do tipo granítico, não apresentou variação de desgaste com relação a variação de temperatura, porém os agregados lateríticos mostram-se sensíveis ao tratamento térmico.

Tabela 1. Ensaio abrasão “Los Angeles” a diversas temperaturas com agregados granítico, lateríticos de João Pessoa – PB e Sapé – PB. (MACÊDO, 1989).

Materiais	Temperatura	Brita	Laterita	Laterita
Ensaio	(°C)	granítica	João Pessoa	Sapé
Abrasão Los Angeles (%) Faixa (C), DNIT	25	21,2	50,4	52,3
	100	21,2	44,2	48,1
	125	20,5	41,2	43,7
	150	20,4	39,4	39,5
	175	20,8	38,4	37,6
	200	21,4	44,6	34,3

Moizinho (1994) estudou a influência da temperatura na resistência de cinco tipos de concreções agregados lateríticos do Nordeste do Brasil. Estas concreções foram designadas como CAPI (Castelos, Piauí), CTPB (Cuité, Paraíba), TEPI (Teresina, Piauí), JPPB (João Pessoa, Paraíba), ARPB (Areias, Paraíba) de acordo com suas origens. A Tabela 2 apresenta o resumo dos ensaios realizados.

Tabela 2. Comportamento mecânico de agregados lateríticos do Nordeste do Brasil em função do tratamento térmico. (MOIZINHO, 1994).

Ensaio	Agregado	Temperatura °C / Valor obtido			
		Ambiente	100	200	350
Abrasão Los Angeles (%)	CAPI	35,2 ± 0,2	32,6 ± 1,1	33,2 ± 0,2	38,5 ± 2,1
	CTPB	46,3 ± 0,5	40,5 ± 0,1	37,4 ± 1,7	48,0 ± 0,1
	TEPI	64,3 ± 0,9	49,6 ± 1,0	45,2 ± 0,1	49,2 ± 0,2
	JPPB	78,1 ± 0,4	75,4 ± 0,3	63,5 ± 0,1	66,1 ± 0,7
	ARPB	78,4 ± 0,8	72,6 ± 0,7	55,2 ± 0,8	48,0 ± 2,0
Esmagamento (%)	CAPI	69,1 ± 1,6	74,9 ± 0,2	72,1 ± 0,2	68,2 ± 1,0
	CTPB	61,4 ± 0,1	67,6 ± 0,5	74,4 ± 1,4	64,0 ± 1,4
	TEPI	59,4 ± 0,3	65,8 ± 0,8	70,1 ± 0,5	64,0 ± 0,2
	JPPB	42,2 ± 0,4	47,2 ± 1,2	50,4 ± 1,1	46,3 ± 1,4
	ARPB	33,1 ± 1,3	45,1 ± 0,7	45,3 ± 1,8	48,3 ± 0,4
10 % de finos (kN)	CAPI	87,0 ± 2,0	134,0 ± 5,0	165,0 ± 5,0	104,0 ± 6,0
	CTPB	83,0 ± 4,0	92,0 ± 5,0	108,0 ± 5,0	64,0 ± 1,0
	TEPI	54,0 ± 4,0	78,0 ± 2,0	95,0 ± 2,0	61,0 ± 1,0
	JPPB	15,0 ± 1,0	22,0 ± 3,0	26,0 ± 1,0	24,0 ± 4,0
	ARPB	12,0 ± 1,0	15,0 ± 1,0	20,0 ± 2,0	30,0 ± 1,0

Os resultados mostraram que os valores de resistência ao esmagamento, abrasão Los Angeles e resistência avaliada no ensaio 10% de finos, cresceram com o aumento da temperatura. Este aumento aconteceu até temperaturas na faixa de 150 - 200°C, a partir daí, a resistência medida por esses ensaios voltou a decrescer. Cabe salientar que na preparação do Concreto asfáltico usinado à quente o agregado é pré-aquecido em torno de 175°C, fato que pode induzir aumento de sua resistência mecânica.

Ainda segundo Moizinho (1994), os agregados lateríticos pesquisados apresentaram, após serem extraídos de concreto betuminoso usinado à quente, características distintas daquelas apresentadas no estado natural, evidenciando sensível melhora na resistência dos agregados. Este fato comprova as afirmações de Macêdo (1989).

É importante destacar aqui, que a umidade de utilização pode ser um dos elementos que influi para o melhor comportamento do agregado pré-aquecido em relação ao estado natural. O agregado úmido além de inibir a penetração do betume pode dificultar a aderência asfalto-agregado. O pré-aquecimento seca a superfície do agregado e facilita a penetração de ligante, gerando assim natural melhora de comportamento. Desta forma, é preciso verificar futuramente se a reidratação dos agregados não conduz a uma perda de resistência quando de sua utilização em condições diferentes da aqui proposta (confecção de CAUQ), como por exemplo, no caso de uso em concreto de cimento Portland.

A Tabela 3 mostra o comportamento mecânico dos agregados lateríticos CAPI, CTPB e ARPB, do Nordeste do Brasil, no estado natural e após serem extraídos de concreto betuminoso usinado a quente (AEL).

Tabela 3. Comportamento mecânico de agregados lateríticos no estado natural e após ser extraído de concreto betuminoso usinado a quente. (MOIZINHO, 1994).

Ensaio	Condição	Agregado		
		CAPI	CTPB	ARPB
Abrasão Los Angeles (%)	natural	35,2 ± 0,2	46,3 ± 0,5	78,4 ± 0,8
	AEL	36,7 ± 0,4	39,9 ± 0,3	60,4 ± 1,2
Resistência ao esmagamento (%)	natural	30,9 ± 0,1	38,6 ± 0,1	66,9 ± 1,3
	AEL	27,6 ± 1,4	32,9 ± 1,2	43,0 ± 0,3
10 % de finos	natural	87,0 ± 2,0	83,0 ± 4,0	12,0 ± 1,0
	AEL	156,0 ± 2,9	120,0 ± 4,6	39,0 ± 1,4

Amaral (2004), realizando ensaios de carga pontual em agregados lateríticos das jazidas Tota, Boa Vista, Jaderlândia e Nazareno do estado do Pará, verificou que os agregados quando lavados e secos em estufa a 105°C apresentaram maiores resultados de resistência em relação ao mesmo material in natura.

Amaral (2004), conjectura que o processo de secagem e aquecimento nos tambores da usina de asfalto pode promover um aumento de resistência da mesma forma que constatado no referido ensaio.

A Figura 2 apresenta os resultados do ensaio de carga pontual obtido por Amaral (2004) para diferentes agregados lateríticos do Estado do Pará, em diferentes condições.

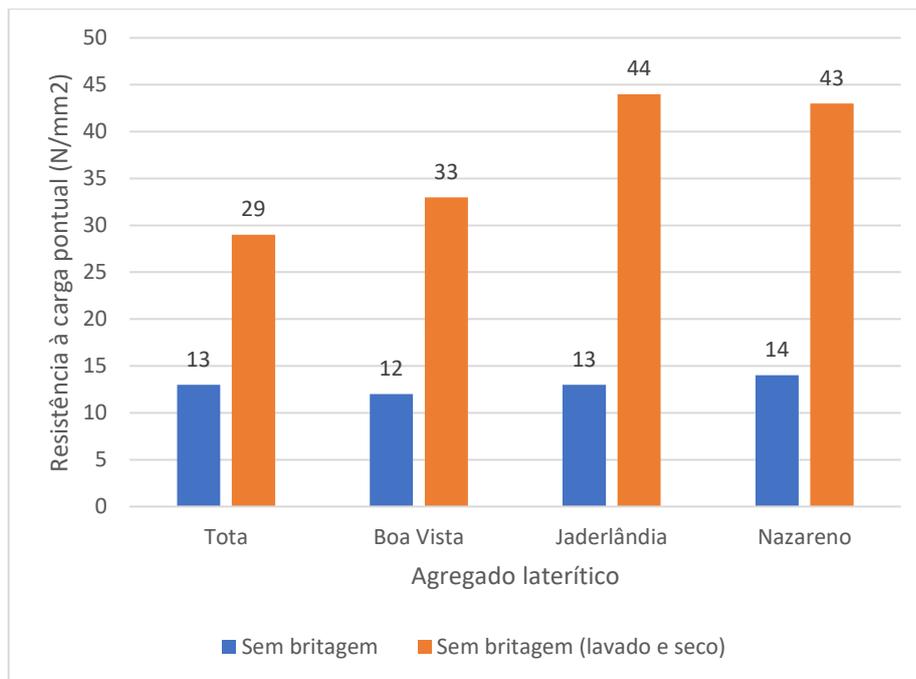


Figura 2. Carga pontual em agregados lateríticos do Estado do Pará. (Amaral, 2004)

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1. MATERIAIS

Foram utilizadas nesta pesquisa, concreções lateríticas de uma jazida do Estado de Roraima, denominada BVRR e de três jazidas do Distrito Federal, denominadas de J406 (localizada em Brazlândia na vicinal 561), J275 (localizada na granja Brasília - Sobradinho na DF-440) e JEURI (granja do Eurípides, localizada no córrego Capão Comprido em Sobradinho DF). Essas nomenclaturas condizem com as já adotadas pelo DER-DF.

O critério para escolha desses materiais foi baseado na possibilidade de uso em obras de pavimentação, face à grande ocorrência destes materiais no Brasil e principalmente a carência de agregado pétreo granítico, principalmente na região Norte e mais especificamente no Estado de Roraima. Pretende-se também comparar os resultados obtidos com tipos de lateritas de formações geológicas distintas.

Os agregados “in natura” apresentavam diâmetro mínimo e máximo de 30 mm e 200 mm, respectivamente. Tais agregados, previamente lavados e secos ao ar, foram britados mecanicamente. As concreções de grande diâmetro foram reduzidas em diversas frações em britador de mandíbula. O material britado foi selecionado em diversas peneiras visando a realização dos ensaios propostos, em seguida devidamente acondicionados em sacos plásticos.

### **3.2. METODOLOGIA PROPOSTA**

Procurando verificar a influência da secagem nas características físicas e mecânicas dos agregados, foram realizados ensaios de abrasão Los Angeles, ensaio Treton, índice de degradação Marshall e índice de degradação de Washington, com os agregados nas temperaturas: ambiente, 100°C, 175°C e 250°C, após tratamento térmico de 48 horas.

Mantendo-se a temperatura constante (175°C) foi verificada a influência do tempo de secagem na resistência dos agregados no ensaio Treton. Foram aplicados os seguintes tempos para aquecimento das amostras: 2, 8, 12, 24, 36 e 48 horas. Após o aquecimento os agregados foram retirados da estufa e os ensaios foram realizados imediatamente após as amostras atingirem a temperatura ambiente.

É importante destacar que a mudança do comportamento pode estar relacionada à ausência de água no agregado e que este poderia reabsorvê-la ao longo do tempo, devido à atividade dos minerais que o compõem, daí a opção metodológica pela realização dos ensaios logo após o período de secagem. Tendo em vista o fato de que, no CAUQ os agregados depois de aquecidos são recobertos pela película de asfalto quando da mistura, esta opção parece realista, em princípio.

Foram realizados 09 (nove) ensaios de abrasão Los Angeles e 09 (nove) ensaios de desgaste por impacto Treton, para cada agregado pesquisado nas condições naturais de ensaio e com os agregados tratados termicamente durante 48 horas em estufa a 175°C. Utilizou-se o teste estatístico de hipótese com a finalidade de comprovar se o tratamento térmico influencia no aumento de resistência mecânica de agregados lateríticos.

A Tabela 4 apresenta os ensaios realizados para caracterização física e mecânica dos agregados todos baseados em normas do DNER.

Tabela 4 - Ensaio de caracterização física e mecânica para agregados lateríticos pesquisados.

Ensaio	Norma Técnica
Abrasão Los Angeles Faixa C	DNER ME 035/98
Impacto Treton	DNER ME 399/99
Índice de Degradação Washington	DNER ME 397/99
Índice de Degradação Marshall (IDM)	DNER ME 401/99

#### 4. RESULTADOS

A Tabela 5 apresenta o resultado de nove ensaios de abrasão Los Angeles com os agregados pesquisados no estado natural e tratados por 48 horas em estufa a 175°C. Uma vez determinadas a média e o desvio padrão de cada série é possível verificar se o tratamento térmico realmente interfere nas características mecânicas dos agregados, aplicando-se o teste de hipótese. Este teste permite mostrar estatisticamente se as médias de desgaste sofrido pelos agregados são iguais ou se há ganho de resistência por parte do agregado devido ao efeito da secagem.

Tabela 5 - Ensaio de Abrasão Los Angeles para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR no estado natural e tratado a 175°C

Corpo de prova		1	2	3	4	5	6	7	8	9	Média	$\Delta$	$\Delta A$	$\Delta R$
													(%)	(%)
JEURI	AN	33	33,9	33,2	33,2	32,9	35,4	32,8	32,8	33	33,4	0,84	6,7	20,1
	AA	25,7	26,4	24,8	24,9	29,4	26,2	29,6	28,4	24,5	26,7	1,99		
J406	AN	37,5	37,9	37,8	37,2	37,5	37,4	37,2	37,4	37,2	37,5	0,3	8,1	21,6
	AA	27,8	27,8	27,7	31,6	31,7	31,5	29	27,4	30,4	29,4	1,9		
J275	AN	55,2	55,6	55,2	56,5	56,5	57,7	56,2	55,7	56,1	56,1	0,8	6,1	10,9
	AA	52,1	50,5	50	51,8	48	48,1	46,6	51,1	52	50	2		
BVRR	AN	55,5	49,3	51,7	52,2	54,7	55,2	54,2	53,4	53,2	53	1,8	2,2	4,2
	AA	51,3	50,7	51	52,2	49,3	50,9	50,4	51,4	50,4	50,8	0,8		

AN = Amostra natural; AA = Amostra pré-aquecida 48 h a 175°C;  $\Delta$  = desvio padrão;  $\Delta A$  = variação absoluta de desgaste;  $\Delta R$  = variação relativa de desgaste.

A Tabela 6 mostra o resultado do teste de Hipótese, admitindo-se que se trata de distribuições normais, adotou-se como hipótese nula (H0) a possibilidade de as médias de desgaste do agregado tratado a 25°C (Y) e 175°C (X) serem iguais e como hipótese alternativa (H1), a possibilidade da média de desgaste do agregado tratado a 175°C (X) ser maior que obtida a 25°C (Y). A região de aceitação (RA) foi determinada em função do nível de confiabilidade admitido para cada caso ( $\alpha = 1\%$  ou  $5\%$ ).

Conforme pode-se observar na Tabela 6 e na Figura 3 que, todos os agregados apresentaram ganho de resistência mecânica, ao serem tratados termicamente por 48 horas em estufa a 175°C, em comparação com o resultado dos ensaios realizados com os mesmos agregados não submetidos à pré-secagem.

Tabela 6 - Resumo do teste de hipótese aplicado aos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR – Ensaio “Los Angeles”.

Agregado	H0	H1	TE (U)	RA	Erro Tipo I		Conclusão
					( $\alpha$ %)	( $\beta$ %)	
JEURI	X = Y	X > Y	9,3	( $-\infty, 2,32$ )	1	0	X > Y
J406	X = Y	X > Y	12,64	( $-\infty, 2,32$ )	1	0	X > Y
J275	X = Y	X > Y	8,49	( $-\infty, 2,32$ )	1	0	X > Y
BVRR	X = Y	X > Y	3,35	( $-\infty, 1,64$ )	1	25	X > Y

X= média dos resultados do ensaio desgaste Los Angeles (agregados não tratados termicamente); Y= média dos resultados do ensaio desgaste Los Angeles (agregados tratados termicamente); TE= teste estatístico; RA= região de aceitação;  $\alpha$  = probabilidade de ocorrência do erro tipo I (rejeitar a hipótese nula quando na verdade ela é verdadeira);  $\beta$  = probabilidade de ocorrência do erro tipo II (aceitar a hipótese nula quando na realidade ela é falsa).

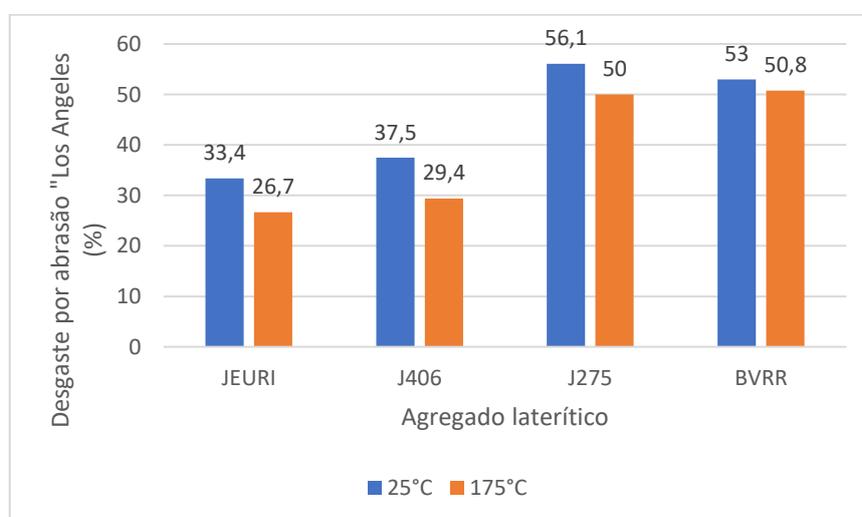


Figura 3. Abrasão Los Angeles dos agregados em função do tratamento térmico

Para um nível de confiabilidade de 99 % os agregados JEURI, J406, J275 apresentaram diminuição de desgaste absoluta da ordem de 20 %, 21,6 % e 10,9 %, respectivamente. O agregado BVRR apresentou diminuição de desgaste da ordem de 4,2 % com grau de confiabilidade de 95%.

Estes resultados comprovam também que a constituição mineralógica do material pode ter influência nos resultados de ensaios, uma vez que os agregados com menores valores para o equivalente de areia, a exemplo do agregado JEURI (EA = 49,5 %) e J406 (EA = 35,3 %), e, portanto, com maiores concentração de argila em sua constituição, foram os que apresentaram percentuais mais elevados de diminuição de desgaste, ao serem tratados termicamente. Por outro lado, os agregados com equivalente de areia elevado, J275 (EA = 71,2 %) e BVRR (EA = 60,0 %), apresentaram ganho de resistência menor e até insignificantes.

Os minerais de argila, sendo responsáveis por maior parcela de retenção de umidade, fazem com que as diferenças devidas à secagem, sejam mais importantes nos agregados com menor equivalente de areia.

A constatação da melhoria de resistência com a secagem é interessante, pois agregados antes rejeitados por normas técnicas tradicionais, desenvolvidas sem levar em consideração a origem e formação dos solos tropicais, passariam a atender tais especificações apenas com uma mudança de metodologia. Fato já observado por Moizinho (1994), quando agregados com valores de abrasão Los Angeles acima do especificado pelo DNIT para concreto sujeito a desgaste superficial passaria, após tratamento térmico, a satisfazer às mesmas especificações.

O DNIT ES 031 (2006) limita a 50 % a perda máxima para o agregado graúdo avaliado pelo ensaio “Los Angeles” visando sua utilização em concreto betuminoso a quente. Pelos resultados obtidos nesta pesquisa os agregados JEURI e J406 passariam de inaceitável à aceitável quando comparados os valores de desgaste natural e quando tratado a 175°C. A quantidade e o tipo de materiais amorfos presentes na estrutura dos agregados, que possivelmente teriam sido cristalizados de maneira mais eficiente pelo efeito da secagem podem também ser a causa nas variações dos resultados de resistências obtidos.

A Tabela 7 e a Figura 4 apresentam os resultados de perda dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR, no ensaio Treton. Foram efetuadas nove medições com os agregados naturais e nove com os agregados após passarem por um tratamento térmico de 175°C, durante 48 horas.

Tabela 7. Resumo dos resultados de desgaste por impacto Treton dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR em diferentes condições de ensaios.

Corpo de prova		1	2	3	4	5	6	7	8	9	Média	$\Delta$	$\Delta A$ (%)	$\Delta R$ (%)
JEURI	NA	36,7	36,4	32,6	32,9	31,8	33	40	41	40,8	36,1	3,75	4,4	12,2
	AA	33,1	31,3	33,6	28,1	31,2	33	32,7	31	31	31,7	1,68		
J406	AN	34	37,9	33,6	36,8	35,1	37,9	41,4	42,2	37,7	37,1	3,11	2,9	7,8
	AA	32,2	35	33,8	35	31,9	34,5	36,2	36	32,8	34,2	1,58		
J275	AN	42,2	55,3	50,5	49	44,6	50,9	54,3	52,7	54,3	50,4	4,51	5,4	10,7
	AA	40,8	50,6	38	50,9	34,6	44,3	44,8	50	50,9	45	6,14		
BVRR	AN	38	40,3	42,8	36,9	40,8	38,1	39,3	42,6	40,8	40	2,05	1,3	-3,3
	AA	46,3	42,6	36,8	34,2	44,3	41,5	41	41,3	43,7	41,3	3,74		

NA = Amostra natural; AA = Amostra pré-aquecida 48 h a 175°C;  $\Delta$  = desvio padrão;  $\Delta A$  = variação absoluta de desgaste;  $\Delta R$  = variação relativa de desgaste.

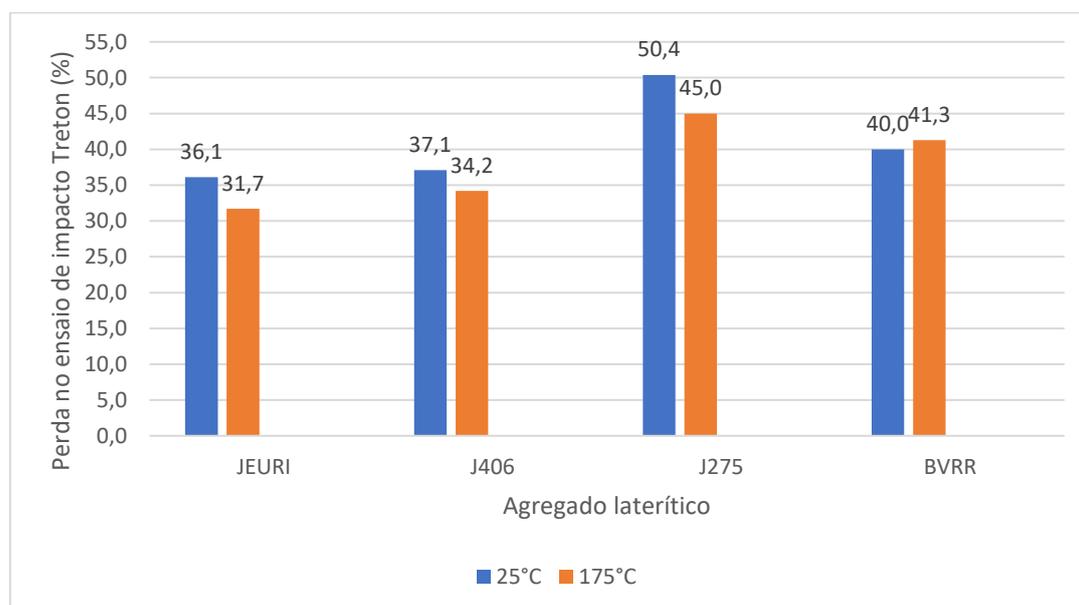


Figura 4. Desgaste Treton dos agregados em função do tratamento térmico.

Admitindo-se que as sequências mostradas na tabela 7 sigam uma distribuição normal e conhecendo-se a média e o desvio padrão de cada série, adotou-se como hipótese nula ( $H_0$ ) a possibilidade das médias de desgaste Treton do agregado tratado a 25°C (Y) e 175°C (X) serem iguais e como hipótese alternativa ( $H_1$ ) a possibilidade da média de desgaste do agregado

tratado a 175°C (X) ser maior que obtida a 25°C (Y). A região de aceitação (RA) foi determinada em função do nível de confiabilidade admitido para cada caso ( $\alpha = 1\%$  ou  $5\%$ ).

O teste de Hipótese, apresentado na Tabela 8, confirma que os agregados JEURI, J406 e J275 apresentaram ganho de resistência ao desgaste Treton, ao sofrerem tratamento térmico. Por outro lado, o agregado BVRR apresentou piora na resistência com a secagem prévia, fato já observado em outros testes. Fica evidente que o tipo e a constituição química e mineralógica dos agregados lateríticos, bem como o volume de vazios internos, influenciam no seu comportamento mecânico, tornando-os mais ou menos susceptíveis a metodologia de ensaios a eles aplicados. A metodologia atualmente normatizada não leva estes fatores em consideração, e poderiam ser aperfeiçoadas na opinião dos autores.

Destaca-se que, no ensaio de impacto Treton, os desvios foram maiores que no caso do ensaio de abrasão Los Angeles. Isso se deve ao fato de que no ensaio Los Angeles se trabalha com maior quantidade de agregado (5kg), e desta forma as variações de porosidade e mineralogia são incorporadas à média. Por outro lado, no ensaio de impacto Treton a avaliação se dá para menor quantidade de agregados (aproximadamente 120g), ampliando a variabilidade em torno da média.

Tabela 8 - Resumo do teste de hipótese aplicado aos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR – Ensaio Impacto Treton.

Agregado	H0	H1	TE (U)	RA	Erro Tipo		Conclusão
					I ( $\alpha$ %)	I ( $\beta$ %)	
JEURI	X = Y	X > Y	3,21	( $-\infty, 1,64$ )	5	27	X > Y
J406	X = Y	X > Y	2,49	( $-\infty, 1,64$ )	5	20	X > Y
J275	X = Y	X > Y	2,12	( $-\infty, 1,64$ )	5	27	X > Y
BVRR	X = Y	X > Y	0,91	( $-\infty, 2,32$ )	1	95	X = Y

X = média dos resultados do ensaio desgaste por impacto Treton (agregados não tratados termicamente); Y = média dos resultados do ensaio desgaste por impacto Treton (agregados tratados termicamente); TE= teste estatístico; RA= região de aceitação;  $\alpha$  = probabilidade de ocorrência do erro tipo I (rejeitar a hipótese nula quando na verdade ela é verdadeira);  $\beta$  = probabilidade de ocorrência do erro tipo II (aceitar a hipótese nula quando na realidade ela é falsa).

A Figuras 5 apresenta o efeito do tratamento térmico sobre os agregados, com relação ao índice de Degradação Marshall. Nota-se que a secagem contribuiu para o ganho de resistência

dos agregados. Os agregados JEURI e J406 foram mais susceptíveis ao tratamento térmico do que os agregados J275 e BVRR. Destaca-se que as amostras J406 e J275, ao serem secas a 250°C, apresentaram uma piora de comportamento em relação aos resultados obtidos para a secagem à 175°C. Esse comportamento é semelhante ao obtido por Moizinho (1994) ao estudar agregados do Nordeste do Brasil.

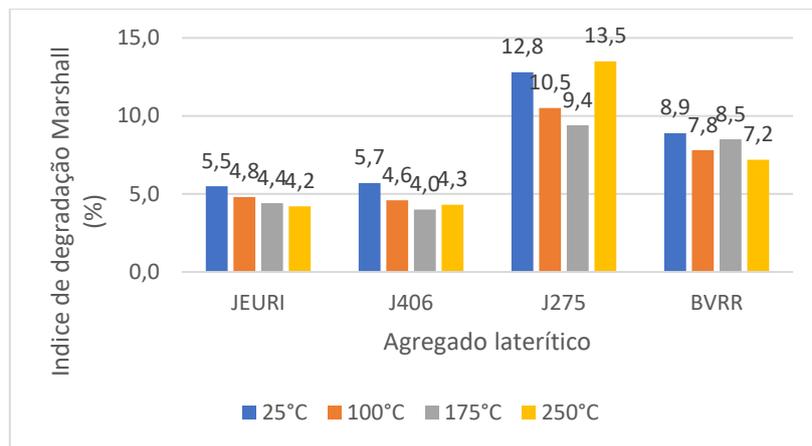


Figura 5. Índice de Degradação Marshall dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR em função do tratamento térmico.

O Ensaio de degradação de Washington determina a qualidade do agregado em função da geração de finos (material na passando na peneira 200) gerados a partir de um quilograma de agregado. O volume de finos é medido pela altura (H em mm) dos sedimentos, em uma proveta de equivalente de areia, após 20 minutos de repouso.

O fator de degradação de Washington foi 40%, 60%, 84% e 91%, respectivamente, para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR indicando agregados de boa qualidade quanto aos finos produzidos e bem superiores ao mínimo exigido no Estado de Washington, que é de 30%, para o agregado a ser utilizado em camada de revestimento (ARNOLD, 1993).

A Figura 6 apresenta os resultados do índice de Degradação de Washington para os agregados pesquisados, antes e após sofrerem tratamento térmico em estufa a 175°C. Nota-se que todos os agregados tiveram ganho de resistência ao desgaste, evidenciando mais uma vez que a secagem prévia melhora o desempenho mecânico dos agregados lateríticos.

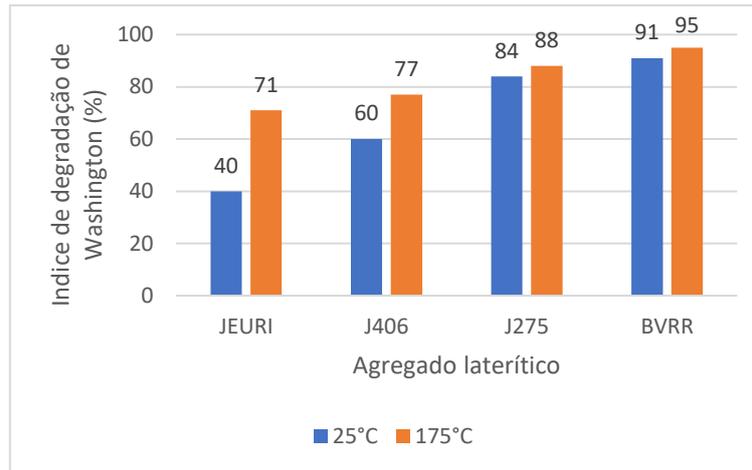


Figura 6. Variação do Índice de Degradação de Washington com o tratamento térmico.

Tem-se observado que agregados lateríticos de formação arenosa apresentam nesse ensaio valores mais elevados do que os de origem argilosa, pois, sendo esses mais finos, a sedimentação é mais lenta. Isto ocasiona maiores leituras de altura na proveta de ensaio, e, portanto, menor fator de degradação. Por submeter o material à condição bastante severa de ensaio, este fator não deverá ser único na qualificação do agregado. A título de exemplo observa-se que a melhoria nesse ensaio para cada tipo de agregado não corresponde à identificada nos demais ensaios.

## 5. CONCLUSÕES

O tratamento térmico nos agregados lateríticos propiciou um ganho de resistência, quando analisado pelos resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles, impacto Treton e índice de degradação Marshall. O maior ou menor ganho de resistência parece estar associada à formação de cada material, notando-se nesta pesquisa que os materiais com fração fina de características argilosas apresentaram maiores ganhos de resistência em função do tratamento térmico.

A falta de uniformidade na exigência das especificações para agregados lateríticos, as quais estabelecem diferentes limites de aceitação para um mesmo serviço à medida que muda o órgão normalizador, dificulta sua utilização, o que pode provocar a rejeição de agregados lateríticos que poderiam ter desempenho satisfatório em serviço.

É necessário rever a metodologia de ensaios para agregados lateríticos, uma vez que o material em condições ambiente pode não satisfazer às especificações vigentes, mas quando tratados termicamente passam a satisfazê-las, e essa é a condição de uso no CAUQ.

Não se deve rejeitar o uso de agregados lateríticos baseado em um único ensaio mecânico, devido à variação dos valores especificados ou sugeridos nos mais diversos ensaios de caracterização física e mecânica.

No uso de agregados lateríticos para outros fins que não o CAUQ recomenda-se avaliar o comportamento dos agregados com reabsorção de água após a secagem, pois se não houver alteração química mineralógica a tendência seria retornar o comportamento do material em estado natural.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio das seguintes instituições: UFRR, UnB, Instituto de Geoquímica da UnB, DER-DF e a CAPES.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMARAL, S.C. (2004). Estudo de Misturas Laterita-Asfalto da Região Metropolitana de Belém-PA para Revestimento de Pavimento. Tese de Doutorado. EPUSP. São Paulo. Brasil. 157p.
- ARNOLD, G.P. (1993). Estudo do Comportamento Mecânico de Basaltos alterados do Rio Grande do Sul para Emprego em Pavimentos Rodoviários. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia. UFRGS. Porto Alegre. 145p.
- BHATIA, H.S. and HAMMOND, A. A. (1970). Durability and Strength Properties of Laterite Aggregates of Ghana, Build and Road Research. Institute, Kumasi, Ghana 8p.
- BUCHANAN, F. (1807). A Journey From Malabar Through the Countries of Mysore, Canara and Malabar. London, East India Company, vol. 2, p. 436-460
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1981). Influência das Energias Térmicas e Mecânicas em Propriedades de Engenharia Seleccionadas de Alguns Solos Lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba. Brasil.
- COSTA, C.R.V. (1983). Índice de Suporte Califórnia para Solos Lateríticos: Avaliação da Metodologia e Influência dos Efeitos das Energias Térmicas e Mecânicas. Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba. Brasil.
- DINIZ, A. A. (1984). Resistência a Compressão Simples para Solos Lateríticos. Avaliação da Metodologia e Influências dos Efeitos da Temperatura de Secagem e Energia Mecânica, Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba. Brasil.
- DNER-ME 35/98 (1998). Agregados: Determinação da Abrasão Los Angeles. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ). 6p
- DNER-ME 399/99 (1999). Agregados - Determinação da Perda ao Choque no Aparelho Treton. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ). 5p
- DNER-ME 397/99 (1999). Agregados - Determinação do Índice de Degradação Washington - IDw. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ). 6p.
- DNER-ME 401/99 (1999). Agregados - Determinação do Índice de Degradação de Rochas após Compactação Marshall, com Ligante - IDML e sem Ligante - IDM. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ). 6p
- DNIT (2005). Manual de Pavimentação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Publicação IPR 719, 3ª ed., 274 p.

- FERREIRA, A. M. (1976). Influência do Tempo de Percolação e da Acidez da Água nas Características de Resistência ao Cisalhamento e Permeabilidade de um Solo Vermelho do Estado da Paraíba. Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba.
- MACÊDO, J.A.G. (1989). Estudo Comparativo das Características Físicas e Mecânicas de Agregados Graúdos Convencional e não convencionais visando suas Aplicações em Concreto Betuminoso Usinado a Quente. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande. 216p.
- MEDINA, Jacques (2006). As Lateritas e sua Aplicação à Pavimentação. Revista Pavimentação. Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, Ano I, N° 4, Rio de Janeiro, p. 18-24.
- MELFI, A.J. (1997). Lateritas e Processos de Laterização. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. 29p.
- MOIZINHO, J.C. (1994). Influência da Energia Térmica em Propriedades Mecânicas e Físicas de Agregados Lateríticos Utilizados em Concreto Betuminoso. Dissertação de Mestrado, UFPB. Paraíba. Brasil. 109p.
- SCHELLMANN, W. (1980). Considerations on the Definition and Classification of Laterites. Proc. Int. Seminar on Lateritisation Process, Trivandrum, (1979). Oxford IBH Publish. p 1-10.
- SILVEIRA, C.S. (1984). Plasticidade de Solos Lateríticos: Métodos de Ensaio e Efeitos da Temperatura de Secagem. Dissertação de Mestrado. UFPB. Campina Grande. Paraíba. Brasil.

## Capítulo 17

### CRIAÇÃO DE BANCO DE DADOS E REPRESENTAÇÃO EM AMBIENTE SIG DE PONTOS DE SONDAgens SPT REALIZADAS NO MUNICÍPIO DE PALMAS/TO

*Guilherme Alves Morais  
Angeli Neta Silva Barros*

#### 1. INTRODUÇÃO

Observa-se na literatura que ainda há poucas informações sobre o solo do estado do Tocantins obtidas através de trabalhos de cartografia geotécnica (GARCIA, 2017). Dessa forma, fica evidente a necessidade da realização de mais estudos geotécnicos no Tocantins, bem como em sua capital Palmas, localizada no centro geodésico do Brasil (ERIG, G. A.; Nascimento M. E. M., 12–27, 2019), que tem uma área territorial de 2.227,329 km<sup>2</sup> e uma população de 302.692 pessoas segundo o censo de 2022 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2022).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio SPT é o método para investigação geotécnico mais popular, rotineiro e econômico em praticamente todo o mundo. Devido à simplicidade do equipamento, baixo custo e possibilidade de correlação dos resultados obtidos no ensaio em projeto de fundações diretas e profundas, o SPT é sistematicamente realizado no Brasil, seguindo os procedimentos apresentados na NBR 6484 (2020), a qual especifica o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos através do sistema de sondagem manual e mecanizado.

Durante toda a realização do ensaio deve ser observado o nível d'água. Caso ele seja atravessado, a perfuração é interrompida e é feita uma observação de sua elevação. Segundo a NBR 6484 (2020), o critério de paralisação deve ser definido pela contratante, de acordo com as necessidades específicas de projeto. Na ausência dessa definição por parte do contratante, as sondagens devem avançar até que seja atingido um dos seguintes critérios de paralisação:

- a) Indicação de  $N_{SPT}$  iguais ou superiores a 25 golpes em 10 metros consecutivos;
- b) Indicação de  $N_{SPT}$  iguais ou superiores a 30 golpes em 8 metros consecutivos;
- c) Indicação de  $N_{SPT}$  iguais ou superiores a 35 golpes em 6 metros consecutivos; ou
- d) Quando no ensaio de avanço da perfuração por circulação de água forem obtidos avanços inferiores à 50 mm em cada período de 10 min (o ensaio deve ter duração de 30 min).

Serão utilizados nesse trabalho bancos de dados com informações obtidas de ensaios SPT: profundidade do impenetrável e profundidade do nível d'água nos períodos seco e úmido.

Segundo Zuquette e Gandolfi (2004), é comum que haja uma falta de organização de informações geotécnicas, uma vez que essas informações são escassas e poucas vezes sistematizadas em bancos de dados. Caso não haja uma estrutura metodológica definida, o armazenamento dos dados obtidos para a pesquisa em questão se torna ineficaz. Portanto, esse trabalho fez uso do software EXCEL para fazer o gerenciamento desses dados.

Os furos de sondagens georreferenciados em uma base cartográfica podem ser representados através do objeto geográfico primário ponto. As tabelas de atributos das sondagens podem ser estruturadas utilizando planilhas eletrônicas ou banco de dados da linha Office para serem futuramente incorporados em uma plataforma SIG (Sistema de Informação Geográfica), onde as sondagens podem ser geridas e analisadas.

Há no mercado diversos programas de geoprocessamento, sendo eles gratuitos ou pagos, suprimindo necessidades específicas. Dentre os principais softwares de SIG disponíveis no mercado, podem ser citados o ArcGIS, o QGIS e o SPRING, sendo o primeiro pago e os outros dois gratuitos. O ArcGIS é uma ferramenta produzida pela Environmental Systems Research Institute (ESRI). O software QGIS, projeto oficial da Open Source Geospatial Foundation (OSGeo), licenciado sob a General Public License (GNU) e o SPRING produzido pelo Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE) possuem viável aplicação nesse trabalho, uma vez que são ferramentas gratuitas.

O sensoriamento remoto possibilita a aquisição de dados em diferentes partes do espectro eletromagnético, incluindo luz visível, infravermelho e micro-ondas, de tal forma que essas informações podem ser aplicadas em diversas áreas, como geologia, agricultura, gestão ambiental e monitoramento de desastres naturais. Essa análise permite o mapeamento detalhado do uso do solo, mudanças na cobertura vegetal, monitoramento de recursos hídricos e detecção de fenômenos atmosféricos (CHANG, 2012). No trabalho em questão foi realizado georreferenciamento de imagem com aplicação de realce linear de contraste.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivo Geral**

Elaborar banco de dados a partir de sondagens SPT realizadas em Palmas (TO) que possibilite a representação em ambiente SIG dos dados provenientes delas.

## 2.2. Objetivos Específicos

- a) Criar um banco de dados geológico-geotécnico, a partir de laudos de sondagem SPT, para utilização em ambiente SIG;
- b) Elaborar carta imagem de Palmas com representação dos pontos de sondagem SPT georreferenciados em uma base cartográfica com dados da profundidade da sondagem, profundidade do Impenetrável e profundidade do N.A. nos períodos seco e úmido.

## 3. MATERIAIS E MÉTODOS

A Técnica Engenharia forneceu para o estudo em questão, laudos de sondagem realizadas no plano diretor de Palmas nos anos compreendidos entre 2013 e 2022. Com isso, foram catalogados 1.443 laudos de sondagem, tornando possível realizar a sistematização deles, que consiste nas etapas de obtenção dos dados e a estruturação dessas informações em um banco de dados para posterior utilização no ambiente SIG para sua espacialização.

O laudo padrão utilizado para obtenção dos dados do estudo apresenta nas suas três páginas iniciais as normas e diretrizes para execução do ensaio, além de detalhar os equipamentos utilizados, tempo de armazenamento das amostras coletadas e croqui de locação dos furos. A partir da quarta página são apresentados os resultados obtidos na sondagem realizada em campo, conforme a figura 1.

Nos laudos mais atuais, há a apresentação das coordenadas dos pontos de sondagem obtidos através de equipamento do tipo GPS (Global Positioning System) com sistema de coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator). Por conta disso, foi padronizado o uso do sistema de coordenadas UTM, o qual é baseado no plano cartesiano com unidade de medida sendo metro. Também foi padronizado o Datum SIRGAS 2000. Sendo assim, foram utilizados apenas os boletins de sondagem que forneceram as coordenadas em UTM dos pontos de sondagem somados aos laudos que não apresentaram coordenadas, mas continham informações suficientes para obtê-las através do programa *Google Earth* (endereço completo com quadra, rua e lote).

Além da localização e das coordenadas em UTM (latitude e longitude), as seguintes características geotécnicas foram extraídas dos laudos de sondagem e estruturadas com uso do software EXCEL: Profundidade da sondagem (m), Profundidade do impenetrável (m) e profundidade do nível d'água (m) para os períodos seco e úmido.

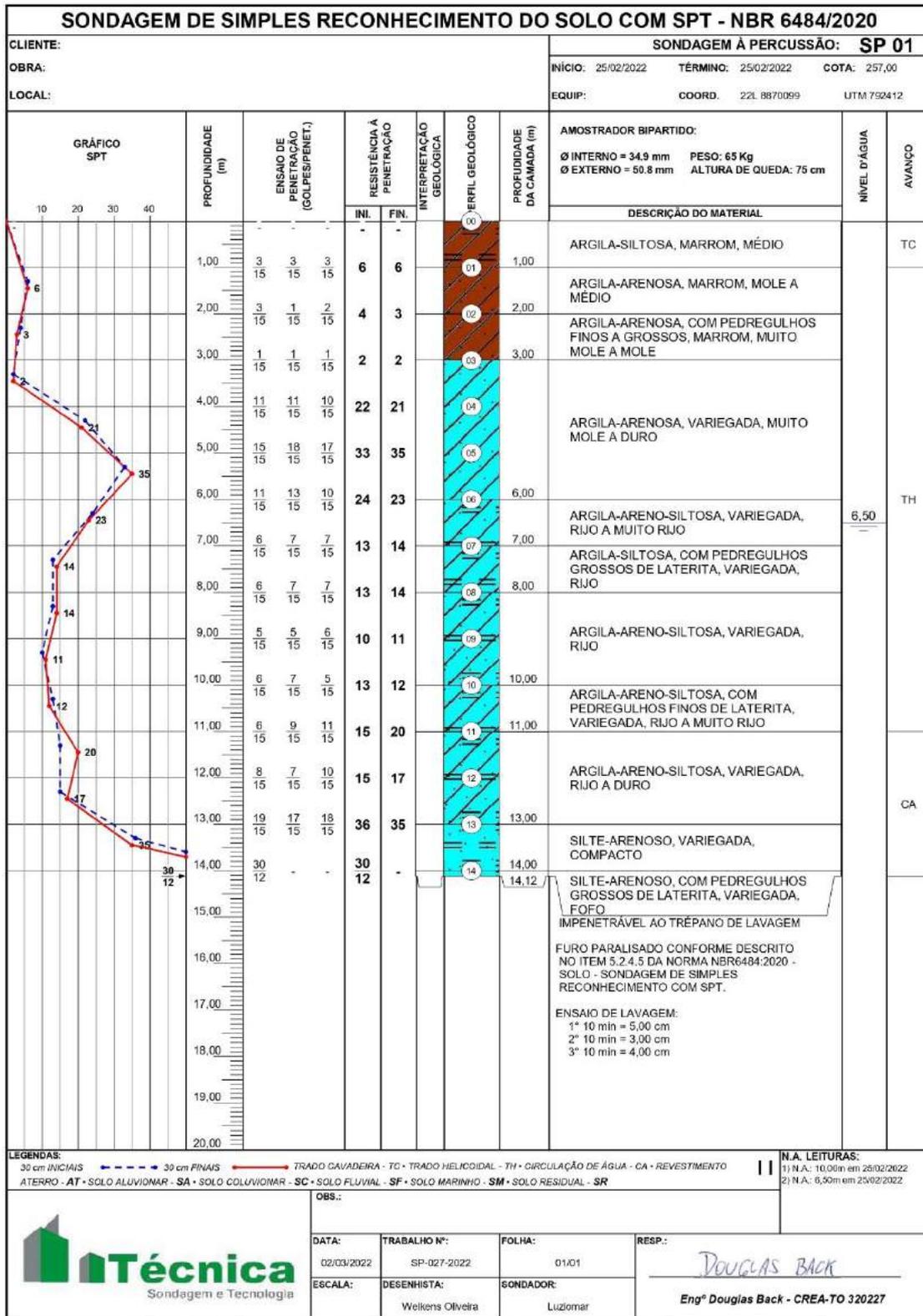


Figura 1. Laudo de Sondagem SPT.

Para obtenção dos valores do impenetrável à percussão, em metros, foram considerados no estudo apenas os dados em que a paralização da sondagem ocorreu através dos critérios

estabelecidos pela NBR 6484 (2020). Com isso, não foram considerados na análise da profundidade do impenetrável os dados provenientes de laudos que não o alcançaram por motivos técnicos de execução (fechamento do furo, perda ou risco de perda do equipamento) ou por necessidades do cliente (paralisação na profundidade contratada, fins de projeto, entre outros). Após análise dos critérios de paralização dos laudos estudados, foram obtidos 748 dados para análise da profundidade do impenetrável.

Foram extraídos dos laudos de sondagem os registros, em metros, da profundidade do nível d'água, não sendo considerados para análise da profundidade do nível d'água, os furos onde estavam indicados no laudo ausência de água. Com isso, foram considerados 559 dados na análise da profundidade do nível d'água.

Os 559 dados da profundidade do N.A. adquiridos por laudos de sondagem foram divididos em dois grupos, de forma a realizar a análise nos períodos seco e úmido. Para a região de estudo, a sazonalidade do ano hidrológico em período úmido começa em outubro e termina em abril, sendo que o período seco começa em maio e termina em setembro (MARCUIZZO; GOULARTE, 2013). A figura 2 abaixo apresenta distribuição pluviométrica anual na área de estudo.

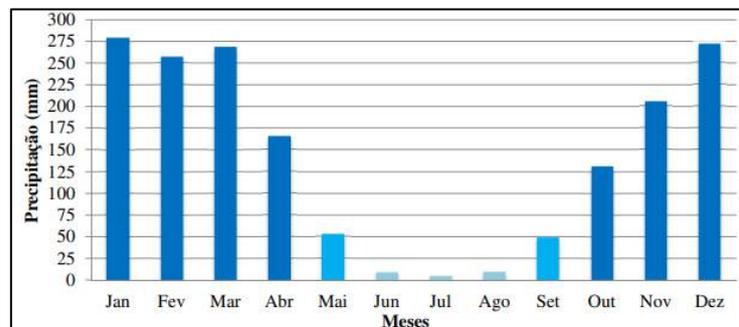


Figura 2. Distribuição pluviométrica anual na área de estudo (MARCUIZZO; GOULARTE, 2013).

Dessa forma, para o período seco foram considerados 268 dados de profundidade do N.A. provenientes de ensaios de sondagem SPT, sendo que para o período úmido foram considerados 291 dados.

A tabela 1 apresenta um o resumo da quantidade de dados para cada análise por ano, sendo que no total foram considerados 1.443 dados para análise da profundidade das sondagens SPT, 748 dados para análise da profundidade do impenetrável e 559 dados para análise da profundidade do nível d'água, sendo 268 dados referentes ao N.A. período seco e 291 dados referentes ao N.A. no período úmido.

Tabela 1. Quantidade de dados por análise por ano.

Ano	Profundidade da Sondagem SPT	Profundidade do Impenetrável	Profundidade do N.A. no Período Seco	Profundidade do N.A. no Período Úmido
2022	147	61	24	48
2021	99	26	21	39
2020	110	62	25	16
2019	142	84	47	24
2018	139	73	22	34
2017	82	62	4	4
2016	110	85	23	12
2015	127	63	9	3
2014	227	70	76	50
2013	260	162	17	61

A representação dos dados foi realizada em ambiente SIG, através do uso do *software Spring*. Para a realização do georreferenciamento dos dados estudados nesse trabalho, foram determinados o tipo de projeção, o Datum e a zona em que as coordenadas da área delimitada se encontram. O referencial geodésico utilizado no trabalho foi o Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS), realizado no ano de 2000 (SIRGAS 2000). Como mencionado anteriormente, o sistema de coordenadas definido para utilização desse trabalho foi o UTM, com projeção Transversa de Mercator UTM 22S, e unidade de medida em metros.

Foi adquirido no catálogo de imagens disponibilizado no site do INPE as imagens das 9 bandas em arquivo TIF do satélite LANDSAT-8, instrumento OLI, na qual as coordenadas limitadoras mencionadas acima estão inseridas. No Spring, foi criado um modelo de dado na categoria “Imagem” para importar os arquivos no formato TIF. As imagens TIF das 9 bandas foram importadas para o SPRING. Foi feito realce linear de contraste nas imagens e criada uma imagem sintética da composição colorida, conforme evidenciado na figura 3, a seguir.

Para auxílio da referenciação dos dados estudados, foram utilizados arquivos no formato *shapefile* do sistema viário urbano e hidrografia do plano diretor da cidade, obtidos através do acesso ao site do Sistema de Informações Geográficas de Palmas (GEOPALMAS).

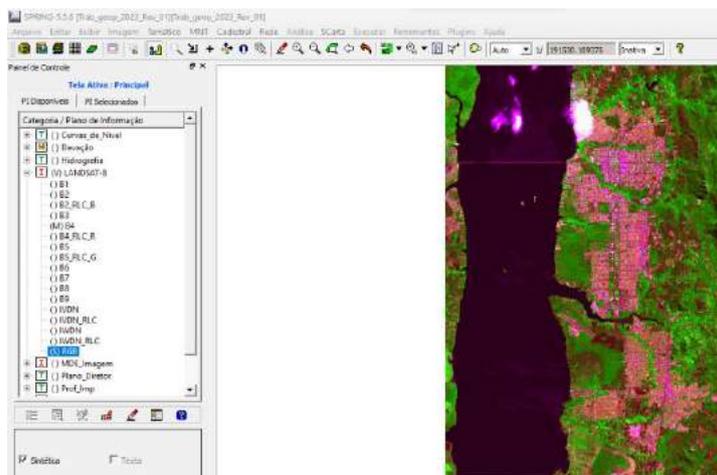


Figura 3. Imagem importada para ambiente SIG na área de estudo delimitada.

Para representação dos pontos da profundidade da sondagem, profundidade do impenetrável SPT, profundidade do N.A. no período seco e Profundidade do N.A. no período úmido, foram utilizados banco de dados em arquivo CSV elaborados através dos dados fornecidos pela empresa Técnica Engenharia Ltda com dados das coordenadas X e Y, bem como os valores da profundidade da sondagem, impenetrável e N.A. nos períodos seco e úmido de suas respectivas coordenadas. No Spring, foi criado um modelo de dado na categoria “MNT” para importar os pontos com coordenada X, coordenada Y e profundidades. O arquivo CSV foi convertido para o tipo SPR e importado para o Spring gerando as amostras.

Por fim, foi gerada a Carta Imagem de Palmas (TO) com a representação dos dados de sondagem no Spring através da ferramenta Scarta, plotada em folha de tamanho A2 na orientação horizontal, com escala 1:100.000.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O trabalho em questão utilizou informações provenientes de laudos de sondagem SPT fornecidos pela Técnica Engenharia para criação de um banco de dados compatível com SIG e representou em ambiente SIG os dados de sondagem SPT no município de Palmas. No banco de dados de 1.443 sondagens, 748 delas chegaram ao impenetrável e apenas 559 delas alcançaram o lençol freático no momento de sua execução, dessas 268 foram no período seco e 291 no período úmido. A figura 4 enfatiza a organização do banco de dados criado.

QTE	DADOS INICIAIS	COORDENADAS - UTM (ZONA 22)		PROF SOND	PROF IMP	PROF. N.A.	DATA N.A.	PERÍODO
	LOCALIZAÇÃO	LATITUDE	LONGITUDE	(M)	(M)	(M)		
1	108 Norte ACSVNE 24 AV. LO-12 N. 9	794718	8874299	12,24	N.A.	4,00	21/03/2022	ÚMIDO
2	108 Norte ACSVNE 24 AV. LO-12 N. 9	794752	8874275	11,40	N.A.	4,00	21/03/2022	ÚMIDO
3	QUADRA 108 SUL, AL 04, LT 39	793853	8872588	12,45	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
4	QUADRA 108 SUL, AL 04, LT 39	793826	8872585	12,45	N.A.	7,30	16/03/2022	ÚMIDO
5	ARSE 21 ALAMEDA BEIJA-FLOR, QI 15, 07 (204 SUL)	792835	8872060	15,45	N.A.	6,00	17/02/2022	ÚMIDO
6	ARSE 21 ALAMEDA BEIJA-FLOR, QI 15, 07 (204 SUL)	792848	8872052	12,45	N.A.	6,00	16/02/2022	ÚMIDO
7	206 Sul, Al 02 Lote 05	793195	8871633	14,53	14,53	N.A.	N.A.	N.A.
8	206 Sul, Al 02 Lote 05	793199	8871666	12,45	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
9	305 SUL, AVENIDA LO - 05	790907	8871482	12,10	N.A.	7,00	15/09/2022	SECO
10	ARSE 32 (306 SUL), AL 01, LOTE 03	793265	8871345	12,45	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

Figura 4. Banco de dados.

Além disso, foi elaborada em ambiente SIG a carta imagem de Palmas (TO) (figura 5) com os pontos de sondagem SPT georreferenciados e com informação da profundidade da sondagem profundidade do impenetrável, profundidade do N.A. no período seco e profundidade do N.A. no período úmido.

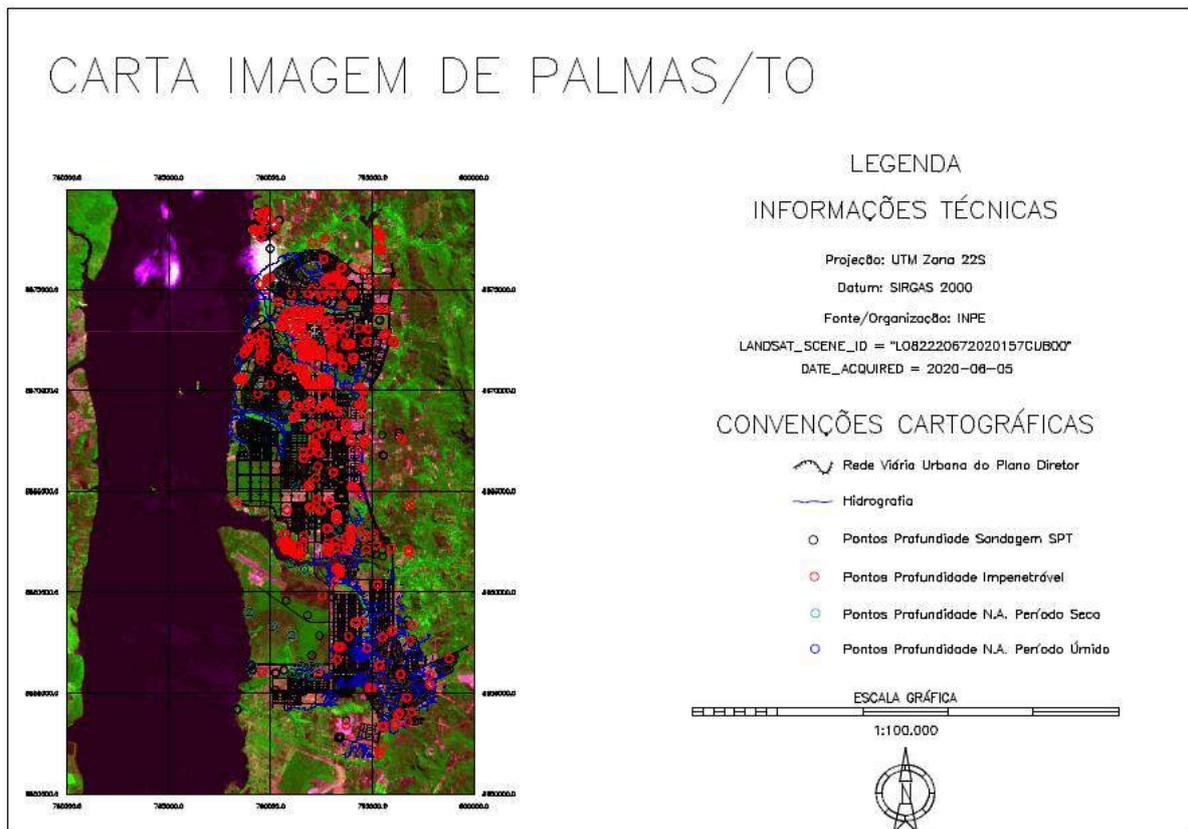


Figura 5. Carta imagem de Palmas.

Dentre as informações apresentadas na carta estão as informações técnicas (projeção, Datum, fonte, cena da imagem, data de aquisição), convenções cartográficas, escala gráfica e norte. Foram usados arquivos no formato *ShapeFile* adquiridos pelo catálogo de arquivos disponibilizados pela prefeitura de Palmas no site do GeoPalmas para apresentação da rede viária urbana e Hidrografia do Pano Diretor de Palmas.

## 5. CONCLUSÕES

O presente trabalho realizou a criação de um banco de dados por meio de informações provenientes de laudos de sondagem SPT realizados em Palmas (TO). Esse banco de dados possibilitou a representação dos pontos de sondagem SPT georreferenciados em uma base cartográfica com dados da profundidade da sondagem, profundidade do Impenetrável e profundidade do N.A. nos períodos seco e úmido. Com o auxílio da carta imagem e uso dos *shapefiles* da rede viária urbana e Hidrografia do Plano Diretor de Palmas, é possível identificar o posicionamento dessas sondagens e densidade de ensaios feitos em cada região.

Observou-se que apesar do banco de dados contar com informação proveniente de 1.443 sondagens, apenas 748 (51,84%) delas atingiram a profundidade do impenetrável. A profundidade do lençol freático foi alcançada em apenas 559 (38,74%) sondagens, sendo que 268 (18,57%) alcançaram a profundidade do N.A. no período seco e 291 (20,17%) no período úmido.

É também possível observar na análise da carta imagem com a representação dos pontos de sondagem, que a densidade dos dados proveniente de ensaios SPT não são bem distribuídas dentro do Plano Diretor de Palmas, sendo que a maior parte dos dados estão condensados na região central do plano diretor, havendo menor contribuição de informação nas regiões sul e norte do mesmo. Sendo assim, recomenda-se para estudos futuros a consideração de mais ensaios de sondagem, principalmente nas regiões onde foram observados menor quantidade de dados.

Por fim, sugere-se também para estudos futuros, com uso do banco de dados criado aliado a incremento de informações, a elaboração de cartas geotécnicas que auxiliem na análise do perfil geológico-geotécnico de Palmas (TO) em ambiente SIG mediante processamento dos dados SPT associados a métodos de interpolação.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484, Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, out. 2020.
- Chang, K. T. Introduction to Geographic Information Systems. 7. ed. New York: McGraw-Hill, 2012.
- Erig, Geruza Aline; Nascimento, Maria Elenita Menezes. A HOSPITALIDADE E SEUS FATORES DE COMPETITIVIDADE EM AGÊNCIAS DE VIAGENS DE PALMAS – TO. Turismo, Lazer e Negócios, p. 12–27, 2023. Disponível em: <<https://www.atenaeditora.com.br/post-artigo/15043>>. Acesso em: 27 Jul. 2023.
- Garcia, Andressa Faquinesi. CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA PARA A CIDADE DE PALMAS/TO: determinação das cotas de impenetrável e nível freático por meio de sondagem spt. 2017. 90 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Fundação Universidade Federal do Tocantins, Palmas, 2017.

- IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e estatística. Cidades [online]. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/to/palmas/panorama>>. Acesso em: 15 ago. 2023.
- Marcuzzo, Francisco Fernando Noronha; Goularte, Elvis Richard Pires. Caracterização do Ano Hidrológico e Mapeamento Espacial das Chuvas nos Períodos Úmido e Seco do Estado do Tocantins. *Revista Brasileira de Geografia Física*, Recife, v. 06, n. 01, p. 91-99, 15 maio 2013. Bimestral.
- Schnaid, Fernando; Odebrecht, Edgar. *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- Zuquette, L. V.; Gandolfi, N. *Cartografia Geotécnica*. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

## Capítulo 18

# AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSIBILIDADE DO SOLO DE UMA REGIÃO DE PALMAS/TO

*Lucas Pereira da Mota  
Marcus Vinicius Ribeiro e Souza  
Flávio da Silva Ornelas  
Janaina Lima de Araújo*

### 1. INTRODUÇÃO AOS SOLOS COLAPSÍVEIS

A engenharia tem interesse na previsão de deformações e recalques de estruturas, pois almeja desenvolver projetos que tragam segurança, qualidade e conforto para as obras da sociedade. Esse empenho surge uma vez que os próprios solos que suportam as estruturas são suscetíveis a deformações e, em consequência disso, desencadeiam-se os recalques, que possuem magnitude em função das propriedades intrínsecas de cada solo.

Todavia, junto aos recalques normais das obras, há um tipo específico de recalque que merece atenção em termos de avaliações geotécnicas, podendo surgir repentinamente ao longo da vida útil da obra e gerar deformações que ultrapassam as admissíveis pelas fundações ao ponto de provocar danos à estrutura. Trata-se do recalque de colapso, específico de solos denominados colapsíveis (CINTRA; AOKI, 2009).

Solos colapsíveis são considerados Solos Não Saturados e, por isso, apresentam estrutura diferente da fundamentada pela Mecânica dos Solos Tradicional. Eles são frequentemente encontrados em regiões tropicais, ou regiões de clima árido e semiárido (CARVALHO, et. al., 2015), em que as partículas condicionam fenômenos relacionados aos estados não saturados e com isso alteram o comportamento mecânico, hidráulico e volumétrico.

Os solos colapsíveis são extremamente suscetíveis aos processos que os cercam, pois sujeitos a um estado de tensões, sofrem redução de volume quando submetidos a umedecimentos sucessivos, devido a um rearranjo das partículas (SOUZA NETO, 2014). Não obstante, este fenômeno pode estar associado à perda de resistência do solo não saturado e pode decorrer devido o rearranjo das partículas ao destruírem vínculos que mantinham elas unidas e, também, à destruição dos efeitos capilares com o umedecimento (LOLLO, 2008).

Esse contexto denota a importância do desenvolvimento de estudos que discutam meios para identificar e prever soluções para se evitar esses problemas no Brasil, já que apresenta localização e clima favoráveis para a presença de maciços de solos colapsíveis. Esses maciços,

por sua vez, podem ainda ser frequentemente encontrados nos horizontes superficiais no país, nas mais diversas condições: em argilas expansivas de alta plasticidade, solos saprolíticos, lateríticos, entre outros (FREIRE; RODRIGUES; SOARES, 1999).

No Brasil, há estudos que apontam uma grande cobertura desses materiais nas regiões Centro-Sul e Sudeste, representada por aterros mal compactados e depósitos aluviais (LOLLO, 2007). Além disso, já foi verificada a ocorrência em diversos locais, Amazonas, Bahia, Goiás, Minas Gerais, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e Distrito Federal. Assim, infere-se que é factível encontrar esse comportamento nos solos do Estado do Tocantins, em detrimento das suas formações geológicas, bem como o clima em que se está inserido, como apresentado nos estudos desenvolvidos por Santos (2000) e por Ferreira (2002), que mostram locais em Palmas que apresentam o comportamento em questão.

Com relação ao clima, o estado do Tocantins apresenta predominância tropical, tendo dois períodos climáticos bem definidos: o chuvoso (de outubro a abril) e o seco (maio-setembro), com baixa umidade relativa do ar (MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE, 2006), assim o solo fica exposto a uma ação sazonal crítica de seca e chuva, além de persistir elevadas temperaturas. Não obstante, no Estado é predominante a região de savanas constituídas por Cerrado, que possuem outras condições favoráveis para o desenvolvimento desse solo: elevada porosidade, baixa umidade e composição de areia para sua formação (CONCEIÇÃO SILVA, 2007). Além disso, a alternância entre o período chuvoso e seco favorece a lixiviação das porções finas para horizontes profundos, fator que aumenta a probabilidade de colapso (BATISTA; BANDEIRA, 2012).

## **2. METODOLOGIA**

A partir dos estudos investigativos definiu-se que a coleta de material seria realizada na aérea que está sendo construído o Residencial Parque da Praia, localizado no Plano Diretor Norte de Palmas. Com relação a formação geológica da área em questão, Santos (2000) aponta em seus estudos geológico-geotécnicos que Palmas possui cerca de 49% da área do município é proveniente da formação Pimenteiras, considerada uma das vertentes da Bacia Sedimentar do Parnaíba que ocupa parte do Plano Diretor e também Taquaralto. Essa formação é caracterizada pela presença de rochas clásticas de camada arenítica, gradando para siltes, argilas e solos formados por decomposição de rocha, além de apresentar predominância arenosa. Vale ressaltar ainda, que estas rochas se caracterizam por produzir argilas com alto grau de variação volumétrica na presença de água. Por se localizar próximo do lago, há ainda

uma proximidade com a Zona formada pelos depósitos Aluvionares constituídos por depósitos clásticos e inconsolidados formados por siltes, areias finas, seixos na faixa da planície aluvial provenientes da proximidade que se tem com a zona de depósitos do Rio Tocantins (SANTOS, 2000; FERREIRA, 2008).

A pesquisa desenvolveu-se com a coleta de amostras deformadas e indeformadas que foram utilizadas para a execução dos ensaios de caracterização. A amostragem foi realizada nos meses de março e abril, período que corresponde a uma transição do período chuvoso para o seco, as coletas para os respectivos meses foram denominadas de coleta 1 e coleta 2. Nesse procedimento foram obtidas amostras deformadas (amolgadas), destinadas para os ensaios de caracterização, e amostras indeformadas, destinadas para a realização dos ensaios endométricos. Somente foram realizados ensaios endométricos para o solo retirado na coleta 1. Para realizar a retirada de material foi utilizada uma vala de 2,0 m x 1,5m. A profundidade da coleta foi realizada para cerca de 1 m abaixo da cota do terreno.

### **2.1. Ensaios de caracterização do solo**

Com as amostras preparadas foram realizados ensaios de caracterização geotécnica, a partir das amostras deformadas. Os ensaios foram realizados nos Laboratórios de Solos dos Cursos de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins (UFT) e do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins (IFTO). A partir desses ensaios é possível comparar diferentes classificações e definir qualitativamente o potencial de colapso. O material deformado foi preparado conforme os procedimentos propostos pela ABNT NBR 6457 sendo realizado para os dois pontos de coleta. A realização dos ensaios de caracterização física, seguiram a Associação Brasileira de Normas Técnicas: Determinação da massa real dos grãos do solo (ABNT NBR 6508: 1984a), utilizando o método do picnômetro e aquecimento; Análise granulométrica com e sem defloculante (ABNT NBR 7181: 1984b); Determinação do Limite de Liquidez (ABNT NBR 6459: 1984c); Determinação do Limite de Plasticidade (ABNT NBR 7180: 1984d).

### **2.2. Ensaios endométricos**

Os ensaios endométricos são utilizados para quantificar e identificar as propriedades colapsíveis, principalmente porque apresentam a vantagem de preservar o arranjo original das partículas, devido as amostras apresentarem-se indeformadas e conforme a situação de campo. Foram realizados com o objetivo de se obter parâmetros de deformabilidade do solo analisado. Vale ressaltar ainda, que estes ensaios consistiram em aplicar tensões de maneira gradual e

observar as deformações provocadas. Foram realizados ensaios endométricos simples e duplos, sendo a execução em sua totalidade executados no Laboratório de Mecânica dos Solos do IFTO. Na moldagem dos corpos de prova, o solo era coletado das amostras indeformadas, com um auxílio de macaco hidráulico, em anéis metálicos biselados de 20 mm, e com uma área de 40 cm<sup>2</sup>.

A preparação do sistema era feito de acordo com a NBR 12007:1990, conforme etapas: colocar a placa ranhurada no rebaixo inferior da célula e sobre ela uma pedra porosa inferior seca com disco de papel filtro; encaixar o anel redutor de 40 cm<sup>2</sup>; encaixar o molde cortante com o corpo de prova no anel redutor; colocar outro disco de papel filtro e pedra porosa de diâmetro igual ao corpo de prova; prender as duas partes (superior e inferior) do sistema com os parafusos; colocar o cabeçote correspondente. Ainda era necessário a proteção da célula de adensamento contra a perda de umidade com um filme de PVC, mantido até o momento da inundação para os endométricos simples, conforme recomendado por Ferreira (1995). As etapas de montagem são apresentadas na Figura 1.



Figura 1. Etapas da montagem dos corpos de prova e célula de adensamento I – Coleta da amostra indeformada; (II) Componentes da célula endométrica; (III) Montagem da célula endométrica; (IV) Célula endométrica montada com proteção para perda de umidade

Com a célula preparada ela era colocada na prensa, onde era efetuado o nivelamento da máquina e do braço de alavanca e antes do início dos ensaios era calibrado o LVDT no software. O ensaio era executado com carregamentos, progressivos, com pesos em pendural e alavanca com relação de braço 1:10. Durante a montagem dos corpos de prova determinar algumas propriedades físicas que serão utilizadas para analisar o comportamento dos solos.

### 2.2.1. Ensaio endométrico simples

Na execução dos ensaios endométricos simples, temos a aplicação de cargas sucessivas, onde se observam as deformações até a estabilização delas. Chegado a esse ponto inicia-se uma etapa de inundação do corpo de prova em que se verifica as modificações volumétricas decorrentes desse procedimento. Segundo Ferreira (1995), as deformações que decorrem ali, podem dar os parâmetros quantitativos do Potencial de Colapso de determinado solo.

Foram realizados três ensaios endométricos simples, sendo a inundação feita nas tensões de 50 KPa, 100 KPa e 200 KPa. Quanto à metodologia de carregamento, inicialmente aplicou-se uma tensão de pré-assentamento de 5,0 KPa, durante um período de 10 minutos. Posteriormente, a célula era submetida à uma tensão de 10 KPa, momento ao qual foram feitas as leituras de deformações. Os valores de deformação eram registrados pelo software nos intervalos de tempo de 1/8min; 1/4min; 1/2 min; 1min; 2min; 4min; 8min; 15min; 30min; 1h; 2h; 4h; 8h e 24h. Todavia, a aplicação de carga estendia-se por um período que a dada pressão houvesse estabilização do corpo de prova, ou de tal modo que a deformação entre dois intervalos de tempo fossem 5% menor que o intervalo de tempo anterior, conforme sugerido por Ferreira (1995), Motta (2011), e recentemente por Chagas, Moura e Carneiro (2016).

Após estabilizado, era aplicada de maneira incremental uma nova tensão por meio de acréscimo de pesos. Desse modo, as tensões aplicadas foram nos seguintes valores: 5Kpa, 10 KPa, 25 KPa, 50 KPa, 100 KPa e 200 KPa. A saturação era realizada de maneira ascendente, e depois de ser efetuada, as leituras eram feitas por um período de 24h. Vale ressaltar ainda que mesmo estabilizadas as deformações, todo estágio de carregamento teve uma duração mínima de 2 horas, com exceção para o pré carregamento de 5 KPa. O ensaio era finalizado após o descarregamento, que era feito em três etapas.

### 2.2.2. Ensaio endométrico duplo

O ensaio endométrico duplo consistiu em moldar dois corpos de provas e ensaiá-los em sua umidade natural e outro inundado. Esse procedimento teve a finalidade de determinar as diferenças entre duas curvas com relação ao índice de vazios para valores iguais de tensões de compressão. A partir deles foi possível determinar a tensão virtual de pré-adensamento do solo na umidade natural e inundado.

Neste ensaio, os estágios de tensão foram feitos para as pressões de 5kPa, 10kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1000 kPa. Os intervalos de leitura para os

mesmos valores dos endométricos simples, porém para cada estágio durou 24 h, uma vez que havia necessidade de comparação para o corpo de prova inundado.

Além disso, com relação a preparação do corpo de prova inundado, a inundação foi feita sob a tensão de 5 kPa, em que o solo ficou saturando também por um período mínimo de 24 h.

### 3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 3.1. Caracterização da Coleta 1

Como apontado na metodologia, a massa específica dos grãos dos solos ( $\rho_s$ ) foi encontrada a partir do método do picnômetro e aquecimento. Sendo assim, o valor de  $\rho_s$  para a coleta 1 foi de 2,642g g/cm<sup>3</sup>, e partir dele definiu-se um Gs de 2,64. O resultado satisfaz a condição proposta pelo DNER-ME 093/94, uma vez que os valores não distaram mais que 0,009 da média encontrada. O valor encontrado sugere mineralogia composta principalmente pelo mineral quartzo (areia). Os limites de consistência foram determinados, e definidos nos valores de 18,2% e 14%, respectivamente para os limites de liquidez e plasticidade,

Quanto à composição granulométrica da primeira coleta, elas apresentaram-se bastante similares quando comparados a distribuição com agente defloculante e a que foi feita sem. Isso pode ser observado na Figura Figura 2, sendo possível determinar há uma pequena diferença na curva apenas nas partículas menores. Para o ensaio feito para ambos os casos se apresenta uma composição granulométrica uniforme e mal distribuída. Esse contexto indica que boa parte dos finos possam ter sido lixiviados para horizontes mais profundos.

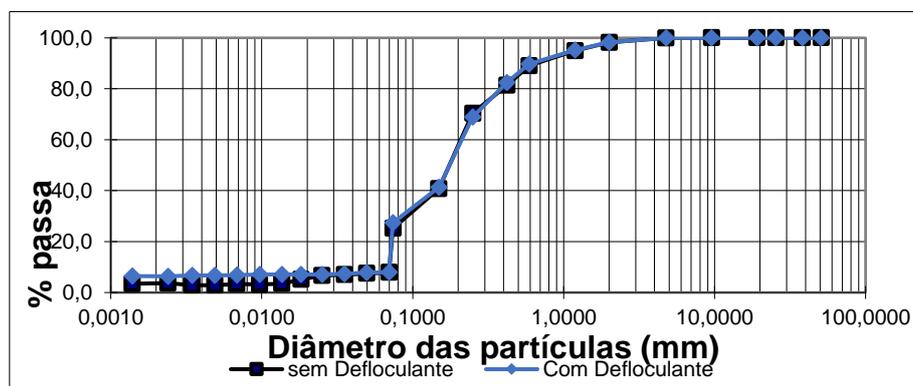


Figura 2. Caracterização granulométrica com e sem defloculante para a coleta 1

Pelos resultados, observa-se predominância da fração grossa, com menos de 30 % passando na peneira nº 200 (0,075mm). Esse contexto prevalece nos dois ensaios realizados para esse solo (cerca de 34% de areia grossa e 48% de areia fina). Desse modo, o material coletado na

amostra 1 pode ser considerada uma Areia-Siltosa. Resultado esperado devido a área se encontrar em uma região delimitada pela Formação Pimenteiras, conforme exposto por Santos (2000) principalmente por apresentar porções de Siltes de predominância arenosa, caracterizada por rochas clásticas com camadas areníticas.

Tabela 1. Resumo dos resultados de caracterização para o solo da coleta 1

Tipo de ensaio	Gs	Composição Granulométrica (%)						Limites de Consistência (%)		
		Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	Wl	Wp	IP
CD	2,642	1,7	8,4	34,6	47,3	1,6	6,4	18,2	14	4
SD	2,642	1,7	9,1	33,4	48,0	4,1	3,6			

CD- Com Defloculante; SD – Sem defloculante.

Com relação aos outros índices físicos, o solo 1 apresentou umidade natural de 8,9 % para a profundidade escolhida. Além disso, outros parâmetros foram determinados em laboratório a partir das características de amostras indeformadas. Com isso, encontrou-se um índice de vazios em torno de 0,9, associado a um peso específica natural de 1,45g/cm<sup>3</sup> e um grau de saturação de aproximadamente 25 %. Esse baixo grau de saturação caracteriza o estado não saturado, propriedade intrínseca a materiais colapsíveis. Esse contexto, torna a inundação um importante fator a ser estudado acerca da metaestabilidade do material.

Tendo a caracterização e os índices físicos do material retirado na primeira coleta é possível analisar qualitativamente a suscetibilidade do colapso. Para isso, recorre-se as expressões consagradas **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, que dão parâmetros de análise indireta por meio das propriedades encontradas. A partir da composição granulométrica e do baixo grau de saturação é possível estimar que o material é colapsível, posto que atende aos parâmetros impostos por Jennings e Knight (1975), ao ser definido com uma areia com grau de saturação inferior a 50%. Entretanto, conforme abordado, no item anterior, não existe uma granulometria exata que classifique-os como tal. Sendo assim, o que induz qualificação do colapso nesse sentido é a presença de uma estrutura porosa e não saturada.

Além disso, por apresentar um teor de finos (<0,002mm) abaixo de 16 %, estima-se que há alta probabilidade de colapso, se observarmos as citações de Lutenegeger e Saber (1988, apud Handy, 1973). Nesse sentido, a pequena porção dos finos existentes no solo estudo agem como ligantes ao envolver as partículas maiores de areia predominante.

### 3.2. Caracterização da Coleta 2

A partir dos resultados dos ensaios de caracterização da coleta 2 também procurou-se estimar em termos qualitativos e por métodos indiretos a probabilidade de colapso do solo estudado, o que difere para esses resultados é que boa parte dos índices físicos serão provenientes durante a moldagem dos corpos de prova dos ensaios endométricos. Sendo assim, essa segunda caracterização será utilizada para analisar ora o colapso quantitativo, ora o colapso qualitativo, conforme as expressões propostas na seção anterior, para cada um dos corpos de provas montados.

Embora os parâmetros sejam avaliados individualmente, os limites de consistência e a composição granulométrica será considerada a mesma para as análises. Durante a execução pesos específicos dos grãos, encontrou-se um valor médio de  $2,635 \text{ g/cm}^3$ , e com isso definiu-se um  $G_s$  de 2,640. Além disso, a umidade do momento da coleta apresentou um valor de 10,43%, um valor um pouco acima da encontrada na coleta 1 (8,9%), que é justificado devido as diferentes locais de retirada do solo, mas também porque foram realizadas em dias diferentes sendo o segundo submetido por mais tempo ao período chuvoso.

A partir dos dados da composição granulométrica do solo (Figura 3), observa-se pouca variação quando comparados os ensaios com e sem defloculante, contexto que também se manifesta na composição granulométrica da coleta. Isso porque também há predominância da fração grossa, que além de possuir 48,5%, 29,1% e 11,8% areia fina, média e grossa respectivamente, com pequenos vestígios de pedregulho. Futuramente, ao discorrer sobre as correlações que envolvam as curvas granulométricas os ensaios sem e com defloculantes apresentarão resultados suficientes, porém será analisado sem defloculante, seguindo a linha de pensamento de Guimarães (2002), que aponta que estes é quem apresenta o real estado e comportamento do solo em campo principalmente quando se tem um solo laterítico.

Da curva granulométrica tem-se uma distribuição também uniforme e mal graduada, sendo mais uma vez similar a caracterização apresentada por Motta (2006). Quando relacionado com o índice de finos, embora o solo seja bastante arenoso, observou-se ainda que 27,3% passam na peneira nº 200. A partir desse contexto, e dos ensaios realizados, foi encontrado um valor de 17,3% para o limite de liquidez, e 15% para o limite de plasticidade. Assim, sua classificação pelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) se enquadra no grupo SM (Areia Siltosa). Essa classificação também se enquadra no apresentado por Santos (2000) para a área

de estudo. A Tabela 2. apresenta um resumo da caracterização física encontrada para o material da coleta 2.

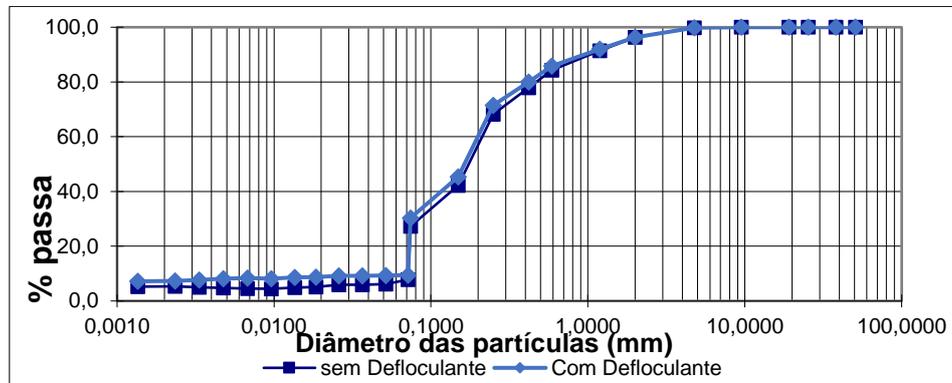


Figura 3. aracterização granulométrica com e sem defloculante da coleta 2

Tabela 2. Resumo dos resultados de caracterização para o solo da coleta 2

Tipo de ensaio	Gs	Composição Granulométrica (%)						Limites de Consistência(%)		
		Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	Wl	Wp	IP
CD	2,63	3,7	10,4	27,3	49,2	2,1	7,3	17,3	15	2
SD	2,63	3,7	11,8	29,1	48,5	1,5	5,3			

CD- Com defloculante; SD – Sem defloculante

Como a caracterização para ambos os solos é bastante semelhante para ambos os casos, vale ressaltar que também há grandes chances de o solo ser colapsível, se considerado as analogias de identificação indiretas, devido aos fatores, baixa saturação e presença da estrutura porosa.

As determinações dos índices físicos encontradas partir da montagem dos corpos de prova dos ensaios endométricos. Por isso, para a análise qualitativa desses resultados estipulou-se uma média, dos valores encontrados. A tabela a seguir mostra os parâmetros definidos na montagem de todos os corpos de prova montados para os ensaios endométricos.

Tabela 3. Resumo índices físicos encontrados durante a moldagem dos corpos de prova dos ensaios endométricos

	CP-01	CP-02	CP-03	CP-04	CP-05	MEDIA	Desvio
Gs	2,643	2,643	2,635	2,635	2,635	2,638	0,00436
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,463	1,469	1,461	1,402	1,449	1,449	0,02740
$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,616	1,625	1,615	1,547	1,586	1,598	0,03171
$e_0$	0,807	0,798	0,804	0,876	0,824	0,822	0,03170
Sr <sub>0</sub> (%)	34,18	35,06	34,47	31,22	32,42	33,472	1,59473
W <sub>0</sub> (%)	10,43	10,59	10,52	10,40	9,48	10,283	0,45484

Da Tabela Tabela 3 temos que CP-01, CP-02, e CP-03, são respectivamente os corpos de prova utilizados no endométricos simples com inundação nas tensões de 50KPa, 100 KPa e

200 KPa. A partir de correlações que envolvem o índice de vazios tem-se para o solo em questão uma porosidade no valor aproximado de 45%, valor considerado alto, que provem, em hipótese, do intemperismo químico e lixiviação dos finos durante a alternância do período chuvoso e seco. Com os índices físicos médios pode-se fazer a identificação da colapsibilidade dos solos provenientes da coleta 1 e 2 conforme a tabela resumo abaixo.

Tabela 4. Identificação da colapsibilidade do solo qualitativa a partir dos índices físicos e caracterização

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES	RESULTADO	
			Solo 1	Solo 2
Denisov (1951) citado por Reginato (1970)	$K = \frac{e_l}{e_0}$	0,5 < K < 0,75 – altamente colapsível,	0,48 C	0,55 AC
Feda (1966)	$Kl = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - w_p}{w_l - w_p}$	Kl > 0,85 são colapsíveis So < 60%.	-3,24 NC	-6,4 NC
Código de obras da URSS (1962), citado por Reginato (1970)	$\lambda = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$	$\lambda \geq -0,1$ colapsível	0,12 C	0,2 C
Priklonskij (1952) citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_0}{w_l - w_p}$	Kd < 0 Colapsível	2,12 NC	3,05 NC
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	R > 1 – colapsível	2,04 C	1,8 C
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot w$	K < 15 – colapsível	C	C
Jennings e Knight (1975)	Areia fina	Sr < 50% – colapsível Sr > 60% – não colapsível	C	C
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0}$ $S_r < 80\%$	Ocorre colapso para: 1% ≤ wp ≤ 10%, CI < 0,1 10% ≤ wp ≤ 14%, CI < 0,17 14% ≤ wp ≤ 22%, CI < 0,24	0,25 C	0,2 C
Handy (1973) citado por Lutenegeger e Saber (1988)	Teor de finos (<0,002 mm) < 16%	Alta probabilidade de colapso	AC	AC
Basma e Tuncer (1992)	$CP = 48,496 + 0,102 \cdot cu - 0,457 \cdot w_0 - 3,533 \cdot \gamma_d + 2,80 \cdot \ln(\sigma_w)$	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de 200KPa	8,09 P	6,2 P
Futai (2000)	$PC \text{ ou } \Delta \varepsilon_{cmax} = 4,2 \left[ \frac{e \sqrt{Sr}}{A(1 + IP)} \right]^{0,6}$	Conforme o critério de Jennings e Knight(1975)	2,85 PM	2,83 PM

Onde: NC – Não colapsível; C-Colapsível; AC- Altamente colapsível, P- Problemático; PM- Problema Moderado

### 3.3. Métodos diretos (ensaios endométricos)

#### 3.3.1. Endométricos simples

A partir desses ensaios é possível analisar o potencial de colapso proveniente da inundação do corpo de prova para uma dada tensão. A figura

Figura 4 mostram os valores plotados de índice de vazios *versus* log da tensão e a deformação específica *versus* log de tensão para o ensaio endométrico simples realizado no CP-01 em que a inundação foi realizada sob a tensão de 50 kPa. Por meio dos gráficos é possível perceber que há apenas uma pequena variação de volume proveniente da inundação.

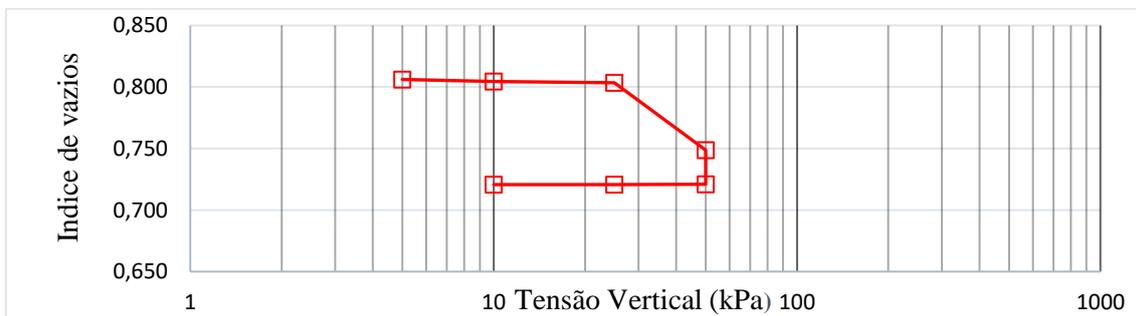


Figura 4. Curva de índice de vazios versus Tensão Vertical para Ensaio Endométrico Simples de inundação 50 kPa

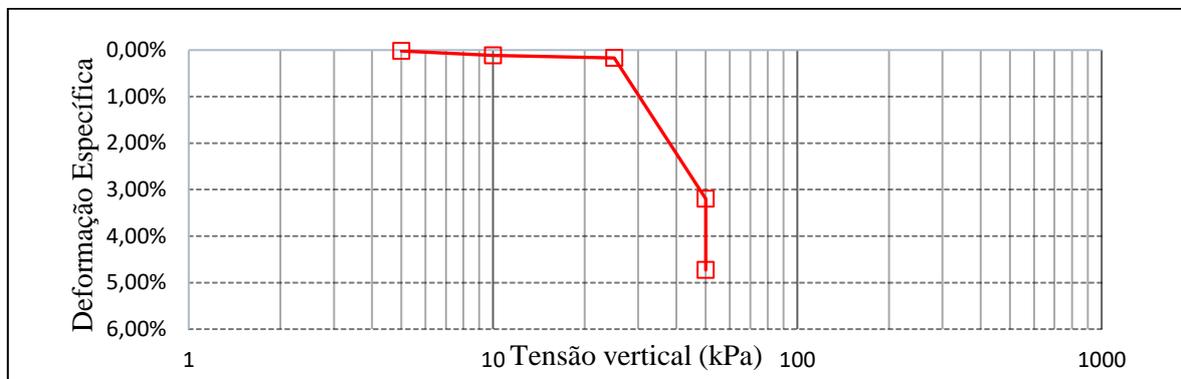


Figura 5. Curva de deformação específica versus Tensão Vertical para o Ensaio Endométrico Simples de inundação 50 kPa

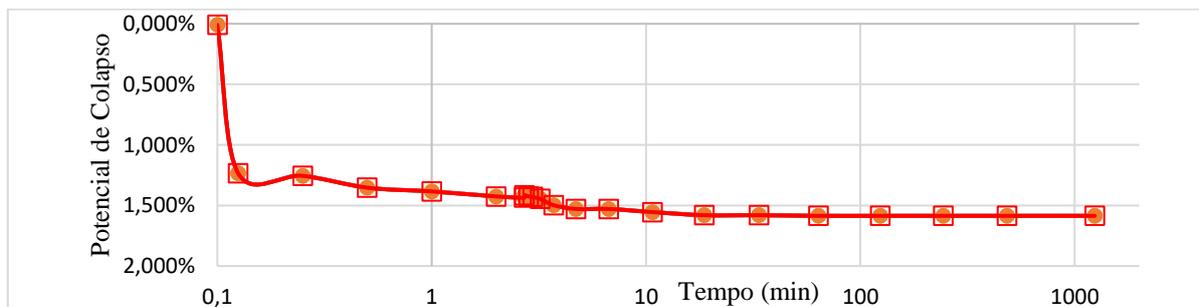


Figura 6. Potencial de colapso versus tempo a partir do início da inundação em 50 kPa

Durante a inundação para a tensão de 50 KPa o solo sofre uma redução do índice de vazios no valor de 0,028. Essa variação será utilizada para determinar o potencial de colapso para expressão proposta a partir de PC e  $i$ .

Avaliando por meio da classificação de Jennings e Knight (1975) que levam em conta a gravidade dos dados de solos colapsíveis tem-se para essa tensão um Potencial de Colapso (PC) de 1,53%, e segundo sua classificação o solo é apresenta problema moderado. Analogicamente, avaliando a expressão do “coeficiente de colapso estrutural” ( $i$ ) proposta por Lutenegger e Saber (1988) infere-se que o não apresenta gravidade nas obras de engenharia, sendo considerado leve posto que seu o valor de  $i$  é de apenas 1,60%. Em suma, se considerarmos a metodologia de VARGAS (1978) o solo inundado para essa tensão não será considerado colapsível ( $i < 2,0\%$ ).

Pela Figura 5, tira-se que a inundação provocou uma deformação específica de 1,54% levando em consideração a variação da altura do corpo de prova acumulada e a altura inicial. É possível observar ainda que a quantificação do colapso para as três metodologias de cálculo se assemelham, isso porque as deformações específicas não foram muito elevadas. Com relação ao tempo para se desenvolver o colapso, observa-se que praticamente todo ele acontece nos minutos iniciais após a inundação.

O endométrico simples executado a partir da montagem CP-02 foi inundado na tensão de 100 kPa, tendo seu comportamento expresso pelas figuras abaixo. Analisando seu comportamento, é eventual uma mudança significativa para o incremento da tensão de 100 kPa, presume-se então que esse comportamento se deve principalmente a tensão de assentamento que solo estaria submetido em campo, de valores pequenos se considerado a profundidade da coleta.

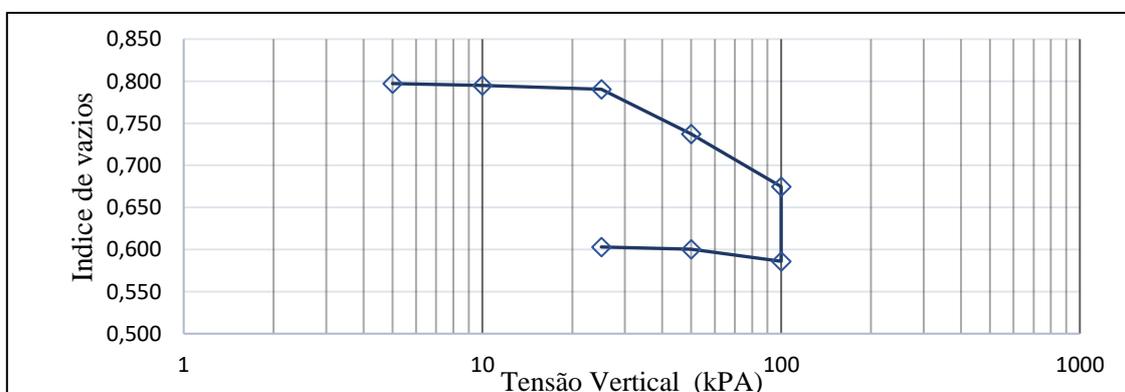


Figura 7. Curva de índice de vazios versus Tensão Vertical para ensaio endométrico simples de Inundação 100 kPa

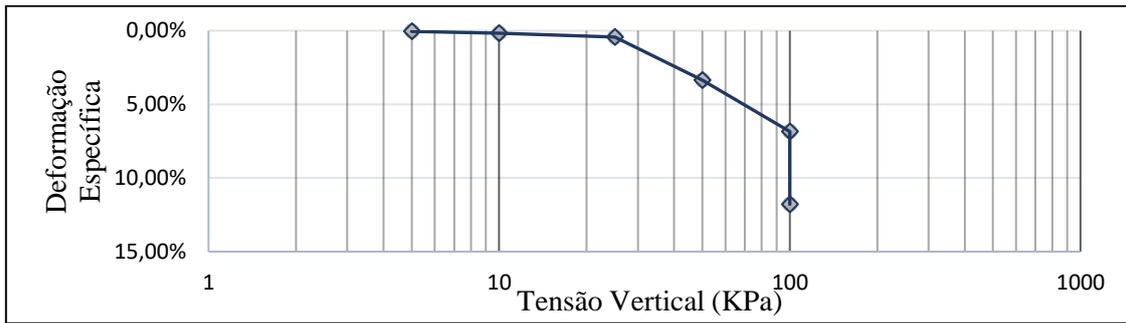


Figura 8. Curva de deformação específica versus Tensão Vertical para o Ensaio Endométrico Simples de inundação 100 kPa

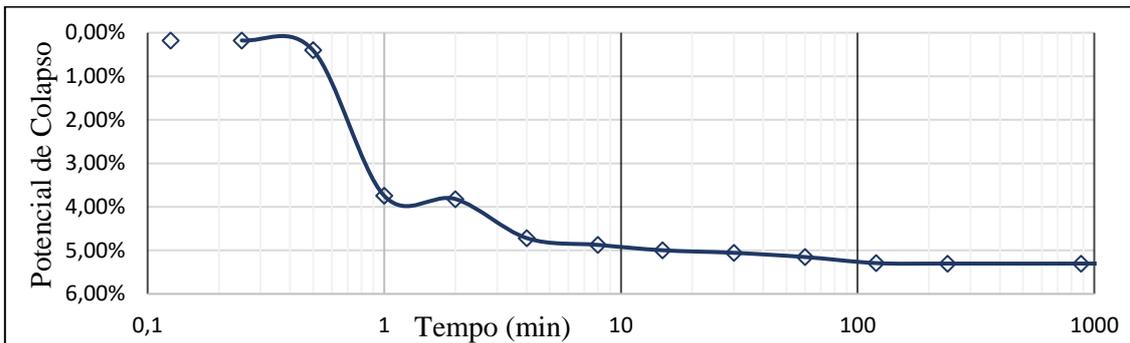


Figura 9. Potencial de colapso versus tempo a partir do início da inundação em 100 kPa

Pela Figura

Figura 7 pode-se observar que a inundação provocou uma variação no índice de vazios de 0,089 para a tensão constante de 100 kPa. Em termos de colapso, essa variação corresponde a PC de 4,94 % considerando as especificações de Jennings e Knight (1975), que considera o índice de vazios inicial, valor que categoriza o solo como problema moderado ( $1\% < PC < 5\%$ ), quase que problemático para os mesmos autores. Nas determinações de colapso que consideram o índice de vazios antes do momento da inundação, proposto por Lutenegger e Saber (1988), o solo também se classifica como problema moderado, posto que o colapso estrutural é no valor de 5,3 % (abaixo de 6%).

Infere-se mais uma vez, que boa parte das deformações acontecem antes mesmo do solo ser submetido ao aumento de umidade. Nesse sentido, se analisarmos o total de deformações provenientes apenas da ação das tensões sobre a umidade natural constante o ensaio apresentaria um percentual total de deformações de 6,9% para os 100 kPa. Esse contexto mostra que a aplicação de tensões por etapas sucessivas até 100 kPa geram mais deformações que o processo de inundação propriamente dito. Quando somados a variação proveniente da inundação nas deformações volumétricas específicas totaliza-se um valor 11,8%, ilustrado na Figura 8.

Ao analisar a velocidade com a qual o colapso acontece após iniciar-se a inundação (Figura 9), verifica-se que das deformações desse procedimento acontecem principalmente para os instantes iniciais. Em hipótese, esse comportamento se dá devido a composição arenosa que estrutura o solo. A água no instante que entra em contato com as ligações cimentantes dissipa a resistência adicional proporcionada pelas frações mais finas, que produz uma redução de volume imediata, isso porque nesse estado de tensão o solo não suporta as deformações e por isso colapsa.

O terceiro ensaio endométrico simples foi executado para a tensão de inundação de 200 kPa no CP-03, sendo seus respectivos resultados apresentados nas figuras que se seguem. Para Jennings e Knight (1975), essa tensão é a que melhor consegue caracterizar o potencial de colapso proposto na equação de PC, posto que inicialmente a determinação era feita considerando inicialmente apenas para essa tensão.

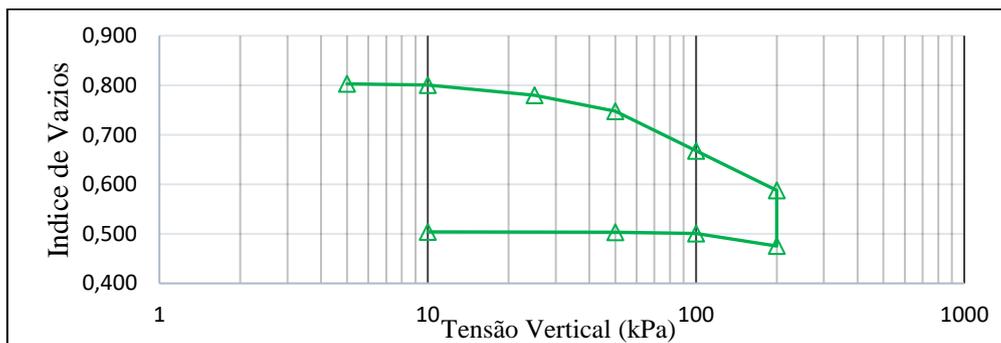


Figura 10. Curva de índice de vazios versus Tensão Vertical para ensaio endométrico simples de inundação 200 kPa

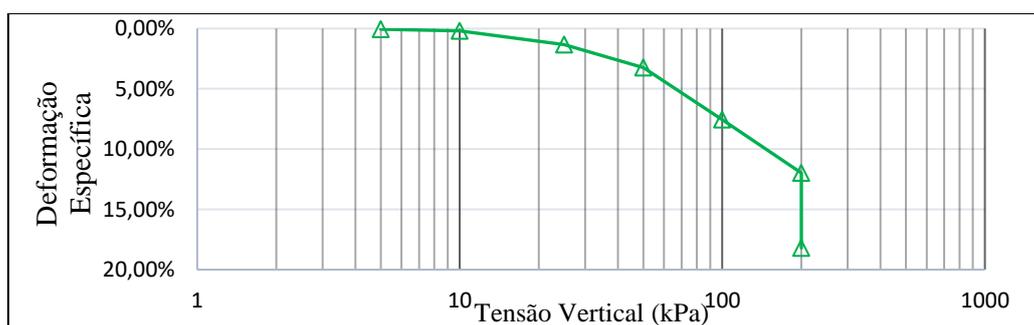


Figura 11. Curva de deformação específica versus Tensão Vertical para o ensaio endométrico simples de inundação 200 kPa

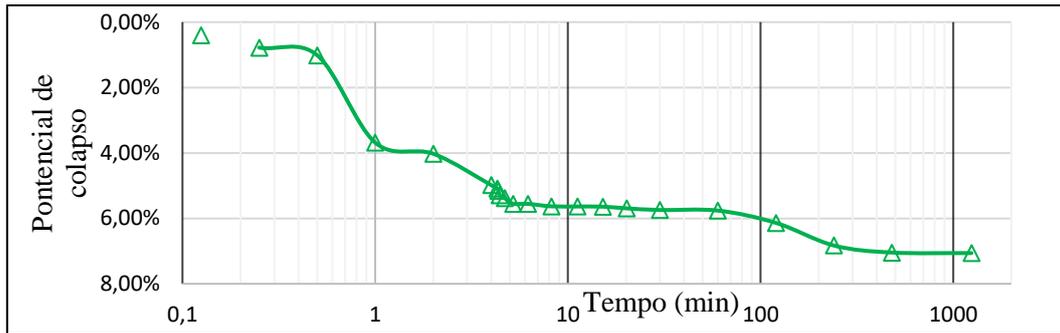


Figura 12. Potencial de colapso *versus* tempo a partir do início da inundação para 200 kPa

As deformações encontradas e apresentadas nas figuras acima indicam a atuação da tensão no CP-03, sendo possível observar que entre os três endométricos simples realizados foi a partir da inundação do solo o que mais apresentou deformações, bem com redução dos índices de vazios. Ao longo de 24 h, a inundação provocou uma variação do índice de vazios de 0,103 para tensão constante de 200 kPa.

Considerando essa variação o colapso estrutural obtido possui valor de 7,06%. Logo, já pode-se afirmar que o solo é dito como colapsível, baseado na teoria de VARGAS (1978). Além disso, esse percentual associa o solo ao intervalo que o declara como sendo de moderado a alto segundo os critérios de Lutenegeger e Saber (1988). Levando em consideração o potencial de colapso de Jennings e Knight (1975), por apresentar PC de 6,22%, e por isso também é dito como problemático, sendo até então o pior caso encontrado para os endométricos simples.

O gráfico da deformação específica proveniente da inundação (Figura 12) mostra que boa parte das deformações acontecem nos primeiros minutos de leitura de ensaio, em que logo após se estabilizam por algum tempo e voltam a acontecer depois de um período de duas horas. Presumisse que esse comportamento é desencadeado por uma sequência de alterações, que em um primeiro momento desfaz parte das ligações dos componentes do solo. Passada essa primeira modificação, a inundação associada aos 200 kPa quebra outras ligações mais, acabando com a resistência adicional fornecida por elas. Ao final de cada ensaio endométrico foi ainda conferido a modificação dos parâmetros finais e iniciais, sendo determinados os parâmetros umidade, grau de saturação e índice de vazios final e inicial para cada um dos ensaios, para que fosse concebível comparar a atuação da inundação dos três ensaios. Esses parâmetros seguem resumidos na Tabela 5 que também apontam a classificação conforme os parâmetros adotados por Vargas (1978), Jennings e Knight (1975) e Lutenegeger e Saber (1988), denominados por (1), (2) e (3) respectivamente.

Tabela **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**5. Resumo dos resultados encontrados para os Ensaio Endométricos Simples

Tensão kPa	Inicial			Final			Colapsibilidade				
	$w_0(\%)$	$e_0$	$Sr_0$	$w_f(\%)$	$e_f$	$Sr_f$	PC(%)	$i(\%)$	(1)	(2)	(3)
50	10,43	0,807	34,18	27,33	0,721	94,8	1,53	1,6	NC	PM	L
100	10,59	0,798	35,06	20,56	0,603	90,09	4,94	5,3	C	PM	M
200	10,52	0,804	34,47	26,06	0,504	136,31	6,22	7,06	C	P	M

Onde: NC = Não Colapsível; C = Colapsível; PM = Problema moderado; L = Problema Leve; M = Problema moderado; P= Problemático.

Os resultados encontrados para esses ensaios apontam que para tensões menores estima-se um menor potencial de colapso, que tende a aumentar conforme se acrescentam tensões aos corpos de prova. Esse contexto, pode implicar que tensões maiores, como o caso de 200 kPa, facilitam na quebra das ligações. Isso acontece ainda porque até atingir tal pressão um número considerável de deformações já foi desenvolvido. As tensões menores, embora também apresentem variação com relação ao índice de vazios, durante a inundação não forçam deformações após a quebra das ligações, fator que em hipótese causa menor valor de colapso.

Outra forma de observar o proposto aqui é observando nas Figura 13 e Figura 14. Na primeira figura é possível ver o quanto distam de se as literaturas que calculam o colapso. Além de perceber que para tensões menores o potencial de colapso nesse estudo é menor, quando comparados os resultados encontrados para PC e  $i$  confirma-se que passam a variar um pouco mais com o crescimento de tensões. Esse contexto pode ser explicado pelo fato que uma das metodologias desconsidera as deformações decorrentes de tensão até o início da inundação. O aumento de colapso também pode ser visualizado na Figura 14

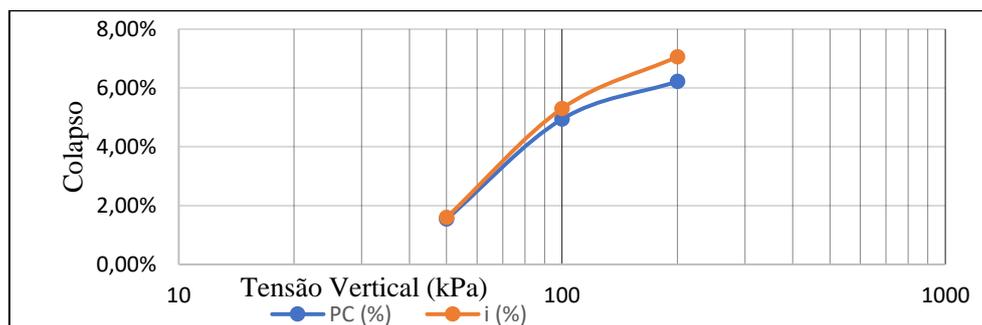


Figura 13. Colapso correlacionado com a tensão de inundação para valores de PC e  $i$

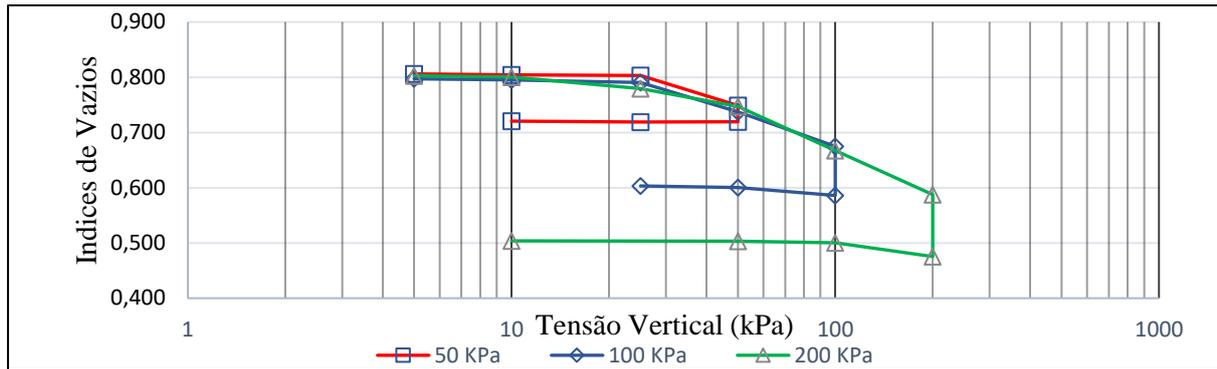


Figura 14. Curva de índice de vazios *versus* Tensão Vertical para Ensaio Endométrico Simples comparativa para os três ensaios endométricos

Em analogia, resultados encontrados na literatura apontam que a influência das tensões de inundação, tendem a apresentar esse comportamento: ser maior para o aumento das tensões. Ferreira (1995), ao estudar o colapso de uma areia do Município de Petrolândia-PE por meio de endométricos simples verificou que a colapsibilidade crescia conforme cresciam as tensões, atingindo ápice para tensões de 160 e 320 kPa, a partir da qual começava a regredir.

Da composição do solo, Burland (1965 *apud* MOTTA 2006) afirma que em solos argilosos não saturados em tensões menores o material pode estar sujeito a apresentar um comportamento expansivo, e só apresentar comportamento colapsível apenas para tensões maiores. Resultados semelhante também são apontados por Ferreira (1995), que diz que nestes casos a tensão para o colapso pode ser tão elevada que o efeito de expansão prevalece sobre a maioria das obras. Em todo o caso, em nenhum momento foi verificada expansão nos ensaios realizados. Isso se deve a composição extremamente arenosa do material estudado.

Se levar em consideração as equações de Basma e Tuncer (1992) apresentadas na Tabela anterior teremos uma crescente colapsibilidade para incrementos de tensões seguidas de inundação. Todavia, como as suas equações foram desenvolvidas a partir de amostras compactadas a divergência dessa situação é justificada pela condição real apontada em ensaios que tem sua moldagem por amostras indeformadas, como é o caso de estudo.

Uma comparação entre os resultados encontrados pelos endométricos e as possíveis determinações de deformação proposta por Basma e Tuncer (1992) é apresentada na Figura 15. Observando o gráfico inferir-se que os valores encontrados para o potencial de colapso determinados pela Equação de Basma e Tuncer (1992) superestimam o colapso para valores menores, 50 KPa, se aproximando tensões de 100 e de 200 KPa, com uma diferença de 0,5 e 0,7% respectivamente quando comparados com PC e *i* nessas pressões, e 1,5 % em ambos os

casos. Além disso, gráfico de tal expressão confirma o exposto no parágrafo anterior, posto que o potencial de colapso tende sempre a crescer para tensões maiores.

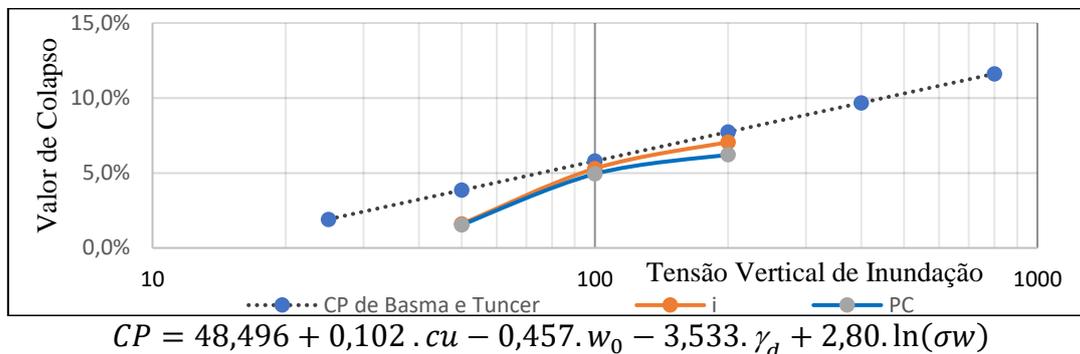


Figura 15. Comparação entre o colapso obtido dos ensaios endométricos simples e os previstos pelas equações de Basma e Tuncer (1992) a depender da Tensão de inundação

Sendo assim, o uso de equações empíricas experimentais nem sempre podem ser aplicadas para todas as tensões em termos que quantificar corretamente as deformações de colapso, nesse caso torna-se evidente que estes parâmetros não estimam corretamente tensões de inundação pequenas ou muito grandes. Esse contexto pode ser explicado também porque estas equações não levam em consideração o comportamento dos vazios a partir do aumento de tensão. Mesmo com uma boa base de dados, não há como prever a mudança de comportamento da estrutura em termos de ligações por meio da inundação considerando apenas os parâmetros físicos.

Com relação a velocidade de desenvolvimento do colapso, pode-se dizer que acontece principalmente nas primeiras leituras após a inundação do corpo de prova. Isso se deve, principalmente, por que a ação da inundação e aplicação de tensão agem quase que instantaneamente quebrando as ligações existentes. No ensaio endométrico de inundação 200 KPa conforme já observado, a maior parte se desenvolve nos primeiros momentos, sendo o único caso que há colapso considerável para um período de duração maior que duas horas. Esse contexto, se adequa ao proposto por Lobo Neto (2013), ao qual afirma que até mesmo para solos com considerável porção de finos a maior parte do colapso acontece quase que instantaneamente para os primeiros minutos de ensaio. O que difere, nessa analogia é o período que se levará para se estabilizar as deformações, ou a ação de expansibilidade que pode apresentar em tensões menores.

### 3.3.2. Endométrico duplo

O ensaio endométrico duplo foi realizado para dois corpos de prova, um mantendo-se o teor de umidade natural e outro sendo inundado logo ao se iniciar o ensaio sob a tensão de 5 kPa.

Este ensaio é bastante útil para determinação de recalques provocados por colapso, uma vez que é possível verificar as deformações que acontecem para cada tensão aplicada para ambos os casos.

A partir das análises gráficas das deformações a que foram submetidos para os diferentes níveis de sobrecarga e também de metodologias da literatura é factível identificar a suscetibilidade ao colapso dos solos ensaiados. Nesse estudo, foi utilizada a metodologia de Reginatto e Ferrero (1973) discutida na revisão bibliográfica que leva em consideração correlações entre as tensões virtuais do solo para seu estado inundado e para umidade natural e com seu respectivo peso próprio. As figuras abaixo mostram os resultados encontrados durante a realização desse ensaio.

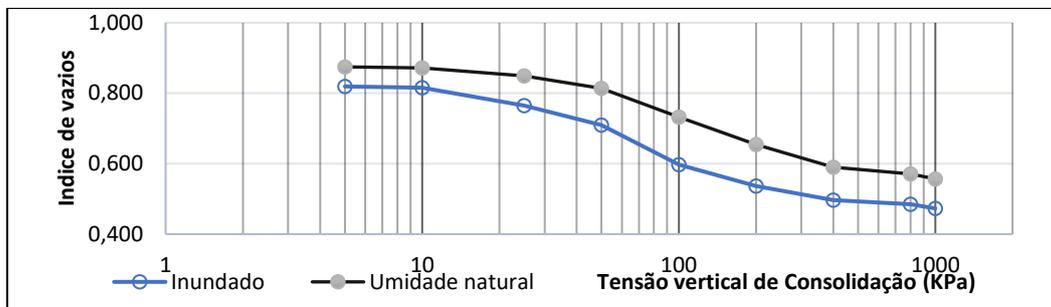


Figura 16. Curva de índice de vazios versus tensão vertical para ensaio endométrico, umidade natural e inundado

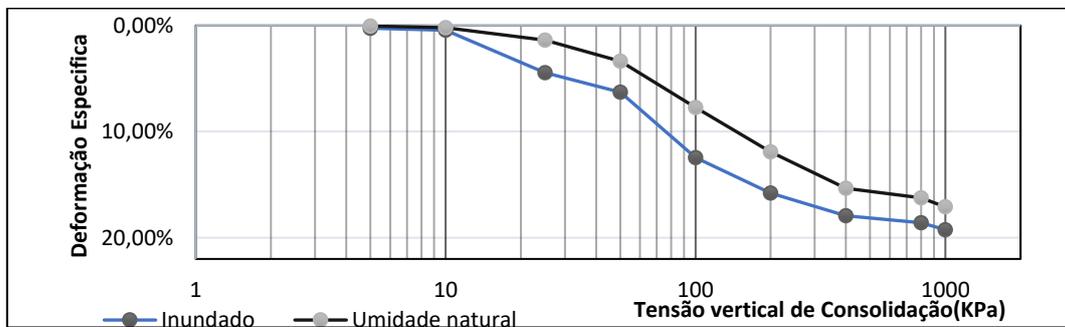


Figura 17. Curva de deformação específica versus tensão vertical para o ensaio endométrico duplo

A partir da

Figura 1616 determinou-se as tensões de pré adensamento virtuais do solo por meio dos prolongamentos das retas virgens para as duas curvas. Considerando a profundidade de 1,0 m, e que o  $\gamma_n = 15,47 \text{ kN/m}^3$ , a tensão virtual do solo foi de 15,5 kPa. (tensão virtual inundado foi de 28 kPa, e tensão virtual do solo natural foi de 39 kPa).

Com os dados de pressões virtuais foi possível calcular o potencial de colapso do solo baseado no que se discutiu no item anterior. O valor para o potencial de colapso foi estimado para 0,53. Por isso, de acordo com as especificações de Reginatto e Ferrero (1973) o solo é

dado como condicionalmente colapsível ( $0 < C < 1$ ), sendo capaz de suportar certo nível de tensão na inundação com a possibilidade de colapso, a depender do valor da tensão vertical de aplicação.

As implicações gráficas apresentadas na Figura 17 confirmam as hipóteses apresentadas pela metodologia, uma vez que para tensões menores que tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado não se observa colapso, esse fenômeno passa a ser mais representativo quando se incrementam carregamentos acima de 20 KPa. Outro contexto que solidifica a metodologia de Reginatto e Ferrero (1973), é o fato que para tensões maiores que a de pré-adensamento virtual em seu estado natural verifica-se deformações consideráveis, mesmo sem a inundação.

Ao todo, as deformações específicas totalizam 17,1% e 19,25 % para os ensaios no teor de umidade natural e inundado respectivamente. A maior diferença de deformação específica entre os dois ensaios, acontecem entre as tensões de 100 a 200 KPa. Em síntese, as deformações acima da tensão que o solo está submetido a campo configuram para ambos os casos que a quebra das cimentações já se torna evidente, inclusive para o aumento de tensões.

O ensaio ainda foi analisado a partir da normalização das curvas, segundo os critérios de Jennings e Knight (1975) para ensaios endométricos duplos, que também comparam as curvas de inundadas e não inundadas após uma normalização das mesmas com relação ao índice de vazios inicial. Diferente das outras metodologias de quantificação que apresentam um coeficiente de colapso, esse procedimento, baseado nas tensões virtuais e geostáticas proporciona a definição de uma zona de colapso delimitada pelo ajuste vertical e a curva de compressibilidade do solo inundado. O ajuste depende do valor de OCR apresentado no item anterior **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Sendo assim o valor encontrado foi maior que 1,5 e por isso o ajuste é feito para o ponto  $e_0$  e  $\sigma_{v0}$  sobre a curva de amostra inundada, sendo o translado apresentado pela Figura 18.

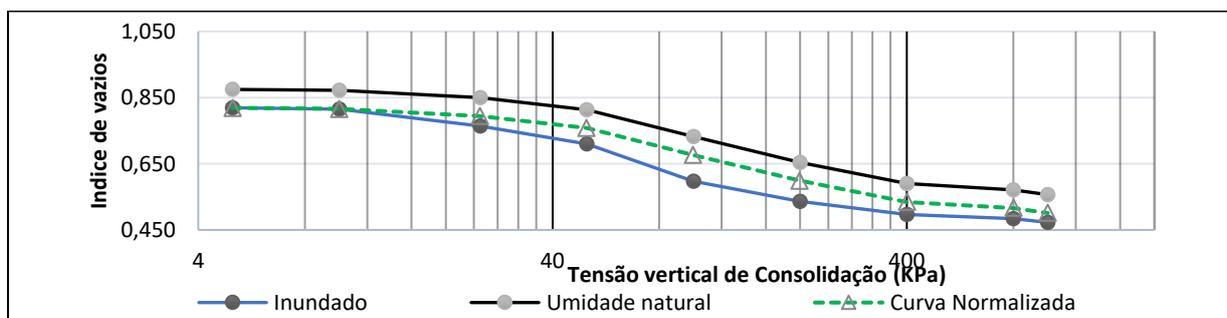


Figura 18. Curva de índices de vazios versus tensão de consolidação para ensaio endométrico duplo normalizada com relação ao ensaio inundado e natural

O ajuste possibilita verificar, partindo-se de um mesmo índice de vazios ajustados, pequenas alterações que passam a surgir nos 10 KPa ou 15 KPa. Esse contexto conjectura que para tensões inferiores a ela o solo possa não apresentar colapso caso seja inundado num ensaio endométrico simples para tais valores. Atingindo tensões acima desses valores, a água passa a influenciar na quebra das ligações formadas na composição granulométrica, sendo mais expressivas para tensões entre 100 e 200 KPa.

Vale ressaltar que o potencial de colapso desenvolvido por inundação a um dado nível de tensão é o mais utilizado nos estudos desse assunto, onde os parâmetros são obtidos por meio da execução dos ensaios endométricos simples. Todavia, quando se tem interesse em conhecer a forma como se comporta o solo sob outros níveis de tensão os ensaios endométricos duplos apresentam bons parâmetros, mesmo que apresentando uma estimativa.

Desse modo, ao se simular com os resultados obtidos pela normalização do endométrico duplo, levando em consideração os índices de vazios correspondentes a curva de solo em teor de umidade natural ajustada e a variação encontrada na curva inundada, encontram-se respectivamente um potencial de colapso de 2,7 %, 4,4 % e 3,5% para as tensões respectivas de 50, 100 e 200 KPa. Entre os 3 valores simulados, o que mais se aproxima dos obtidos nos endométricos simples é o determinado para 100 KPa. Do gráfico, é com essa tensão que as deformações passam a se acentuar para maiores valores. Os valores de 2,7% e 3,5 % enquadram o resultado simulado como sendo solos de problema moderado. Entretanto, os ensaios endométricos simples são considerados leve e de problemático, segundo essa literatura de Jennings e Knight (1975), para as tensões de 50 e 200 KPa, respectivamente.

#### **4. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A caracterização do solo encontrado no Residencial Parque do Praia em Palmas-TO apresenta granulometria predominante de areia sendo-a muito uniforme e mal graduada. Nesse contexto, o solo é enquadrado no grupo SM (areia siltosa) na classificação da SUCS. O Valor de  $G_s$  gira em torno de 2,63 a 2,64 para os solos analisados. Além disso, a umidade encontrada para os ensaios endométricos mantiveram-se bastante próximas das definidas nos dias de coleta. Além disso, o solo apresentava-se com baixas saturações, contexto que facilitaria o desenvolvimento do colapso. Boa parte dos índices físicos para cada corpo de prova distaram entre si de valores muito pequenos, sendo consequência de uma moldagem de qualidade devido a metodologia utilizada.

A análise quantitativa dos índices físicos apontou que a probabilidade de colapso existia, e era bastante alta para algumas literaturas, no entanto, não quantificavam em momento nenhum o colapso. Nesse contexto, até mesmo as equações empíricas de Futai (2000) e Basma e Tuncer (1992) que apesar de estimarem um valor de colapso por meio dos índices físicos podem não ser condizentes com o apresentado no endométricos.

Na comparação com os ensaios endométricos, as equações de Basma e Tuncer (1992) superestimaram o colapso para tensões menores, embora tenha sido encontrado resultado semelhante para as tensões de 100 e 200 KPa do endométrico simples. Ademais, a regressão desses autores apresentou-se de tal maneira que o colapso tenderia a crescer conforme incrementava-se tensões, o que não conferiu com o exposto no endométrico duplo, em que o colapso tende a ser maior para um intervalo de tensões.

Dos resultados dos endométricos simples, considerado as metodologias de potencial de colapso (PC) e de coeficiente de colapso estrutural ( $i$ ), determinados por Jennings e Knight (1975) e por Lutenegeger e Saber (1988) apresentaram resultados congêneres. Para 50 KPa foram classificados como problema moderado (PC=1,53%) e de gravidade leve ( $i=1,60\%$ ); para 100 KPa como problema moderado (PC=4,94%) e de gravidade moderada ( $i=5,3\%$ ); e os maiores valores foram encontrados para 200 KPa que foram classificados como problemático (PC=6,22%) e de gravidade moderada ( $i=7,06\%$ ).

Concluiu-se então que o colapso tende a aumentar a maneira que cresce a tensão de inundação, porém até um valor limite ao qual passa a diminuir, se levarmos em consideração o resultado do endométrico duplo. Outro contexto que foi avaliado está relacionado com a velocidade com que o colapso se desenvolve. Em média se observou para todos os ensaios que ocorre nos primeiros momentos de após a inundação, mostrando que a quebra dos vínculos cimentantes se dá assim que as partículas entram em contato com a água.

Dos resultados dos endométricos duplos, tira-se que da proposta de Reginatto e Ferrero (1973), um valor de C de 0,53, classificando o solo como sendo condicionalmente colapsível. A análise feita pela metodologia de Jennings e Knight (1975), o solo foi dado como sobre adensado, posto que o ORC é maior que 1,5. Por meio do ajuste definiu-se uma zona de colapso, a qual tem maiores valores entre os intervalos de 100 e 200 KPa, a partir do qual o colapso tende a regredir para o incremento de tensões.

Vale ressaltar ainda que os resultados encontrados se assemelham com os encontrados em solos com características que vão de encontro com a do solo estudado. O que deve ser levado em consideração é que cada solo está sujeito a diferentes tipos de ações externas no seu

processo de formação e por isso devem ser analisados individualmente. Nesse estudo, verificou-se que a obra do Parque do Praia em Palmas está sujeita ao denominado recalque por colapso.

Em suma, para um mesmo valor de deformação de colapso, pode haver problemas de grandezas diferentes, o que vão determina-las é justamente o tipo de obra e fundação e o quanto ela pode sofrer com essas deformações. Esse estudo então pode servir de base para obras que serão construídas futuramente no entorno da área de estudo como sendo composto por um solo que sofre de recalques colapsíveis.

## REFERÊNCIAS

- ABELEV, Y.M. (1948). The Essentials of Designing and Building on Microporous Soils. Stroitel'naya Promyshlennost.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas. 1 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 1986a. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7250: Identificação e Descrição de Amostras de Solos Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. Rio de Janeiro: Abnt, 1982. 3 p
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro: Abnt, 1986b. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm - Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro: Abnt, 1984a. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: Abnt, 1984b. 13 p
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: Abnt, 1984c. 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: Abnt, 1984d. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Solo - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: Abnt, 1986. 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007: Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional. Rio de Janeiro: Abnt, 1990. 13 p.
- ARAKI, M. S. Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. 1997. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 1997.
- BANDEIRA, A.P.N et. al. Caracterização de Solos Colapsíveis no Município de Juazeiro do Norte, Interior do Ceará. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 16., 2012, Porto de Galinhas. Anais... Camaragibe - Pe: CCS, 2012. p. 260-268.
- BASMA, A.A; TUNCER, E.R. (1992). "Evaluation and Control of Collapsible Soils". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 118, nº 10, October, pp. 1491-1504.
- BASTOS, C. A. B. Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. 1999. 269f. Tese (Doutorado em Engenharia (Geotecnia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.
- BATISTA, W. F. B.; BANDEIRA, A. P. N. Estudo do potencial de colapso do solo de fundação do campus da UFC/CARIRI. ENCONTRO UNIVERSITÁRIO DA UFC NO CARIRI, 4., 2012, Juazeiro do Norte, 2012.
- CAMACHO, J. Mecânica dos Solos Não Saturados. In: LOLLO, J. A. (Org.). Solos Colapsíveis: Identificação, Comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas. 1. ed. São Paulo: Cultura Acadêmica, 2008. p. 73-89.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. Solos expansivos e colapsíveis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 6., 2008, Salvador. Anais... Salvador: EDUFBA, 2008, v.2, p. 641-656
- CARDOSO, R. Influência das ações atmosféricas da funcionalidade de estruturas geotécnicas. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia. Falta local, n. 130. P.3-32, 2014.
- CARVALHO, J. C. et. al.(Orgs.). Solos não Saturados no Contexto Geotécnico. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015.

- CASTILLO, D. J. A. Uso da técnica de radier estaqueado para pequenos edifícios assentes sobre solo colapsível. 2013. 154 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- CEZANO, M. T. L. Aplicação de Modelo Constitutivo para Solos Não Saturados: Análise Hidro-Mecânica Acoplada. 2012. 50 f. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2012.
- CHAGAS, G. S. Estudo experimental do comportamento mecânico de estrato silto-argiloso (massapê) para fundações superficiais. 2014. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFC, Fortaleza, 2014.
- CHAGAS, G. S.; MOURA, A. S.; CARNEIRO, A. A. Utilização da compactação para redução do potencial de colapso/ expansão de um solo silto argiloso de Massapé da cidade de Icó-CE. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v. 13, p. 64-75, 2016.
- CINTRA, J. C. A; AOKI, N. Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis. São Carlos: EESC-USP, 2009.
- CORDÃO NETO, M. P. ; MASCARENHA, M. M. A. Comportamento Hidráulico, mecânico, estrutural, térmico e químico de solos não saturados. In: SIMPOSIO BRÁSILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 7., 2011, Pirenópolis-GO. Anais... Goiânia: Kelps, 2011. V. 2 p. 111-120.
- DEAN DA SILVA, J. Estudo de Colapsibilidade da Argila Porosa de Brasília pelo Fluxo de Contaminantes. 2006. 162 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)- Universidade de Brasília, Brasília, 2006.
- ECHEVERRÍA, S.P. Efeitos de Arqueamento em Aterros sobre Solo Estaqueado. 2006. 136 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER IE-005/94: Solos - Adensamento. S.l: Dner, 1994. 19 p.
- FEDA, J. (1966). "Structural Stability of Subsident Loess Soil from Prahadejvice". *Engineering Geology*, vol.3,
- FERREIRA, S. R. M. Colapso e expansão em solos naturais não saturados devido à inundação. 1995. 379 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.
- FERREIRA, S. R. M. Solos Colapsíveis e Expansivos: uma Visão Panorâmica no Brasil. In: VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 6., 2008, Salvador. Anais... Salvador: EDUFBA, 2008, v. 2
- FERREIRA, S. R. M., et. al. Comportamento de Variação de Volume em Solo Colapsível da Cidade de Palmas – Tocantins. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo, 2002. v. 2, p. 595-603.
- FERREIRA, S. R. M. Influência da mudança de umidade no Comportamento de variação de volume dos solos colapsíveis e expansivos. In: MESSIAS, A. S. (Org.). Tratamento de Água: qualidade economia e sustentabilidade. 1. ed. Recife: Fasa, 2015. p. 619-627.
- FERREIRA, S. R. M.; FACULE, S. P. Ensaios de campo em solos arenosos do semi-árido de Pernambuco e Tocantins. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 6., 2007, Salvador. Anais... Salvador: EDUFBA, 2007, v. 1, p. 189-197.
- FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R., (1977), Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 103, No. GT5, 447- 466.
- FREIRE, E. P; RODRIGUES, G. E.; SOARES, Y. V. Estudo sobre Argilas: Ênfase para o grau de colapsibilidade da Argila Laterítica de Alfenas. *Revista da Universidade de Alfenas, Alfenas-MG*, v.5, n. jan/jun, p. 81-92, 2000.
- FUTAI, M. M. Análise de Ensaios Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis. 1997. 255 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.
- FUTAI, M.M. (2000). Comportamento Colapsível de Solos Tropicais Brasileiros. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 7., 2000, Porto. Anais... Porto, 2000. p.193-204.
- GONÇALVES, R. L. ; MIGUEL, M. G. ; Influência da sucção matricial no comportamento de estacas apiloadas executadas em solo laterítico e colapsível em Londrina/PR. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS , 6., 2007, Salvador. Anais... Salvador: EDUFBA, 2007. P. 359- 366.
- GUIMARÃES, R. C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. 2002. 183 f. Dissertação (Mestrado) - UnB, Brasília, DF, 2002.
- HOUSTON, S.L. (1996) "Foundations and Pavements on Unsaturated Soils – Part One: Collapsible Soils". *Unsaturated Soils*, Alonso & Delage eds., pp. 1421 -1439.
- JENNINGS, J.E. & Knight, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Londres, Proceedings, v.1, p.316-319.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure. In: VI REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1975, Durban. Anais... Durban, 1975. p. 99-105.
- LOBO NETO, J. B. Um estudo experimental e numérico de solos compactados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra. 2013. 169 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFC, Fortaleza, 2013.

- LOLLO, J. A. ;RODRIGUES, R. A.. Características dos Solos Colapsíveis. In: LOLLO, J. A.(Org). Solos Colapsíveis: Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas. 1 ed. São Paulo: Cultura Acadêmica, 2008, v.1, p. 59-72.
- LOLO, J.A. Revisão dos Métodos de Cartografia Geotécnica de Materiais Geológicos Colapsíveis. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, v. 2, p. 99-115, 2012.
- LOPES, M. B. L. Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte- MG. 2006. 175 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC-RJ, Rio de Janeiro, 2006.
- LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T. Determination of Collapse Potential of Soils. Geotechnical Testing Journal. ASTM, Vol. 11, n. 3, Setembro, p. 173-178, 1988.
- MARINHO, F.A.M. Medição de Sucção em solos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3, 1997, Rio de Janeiro. Anais..., Rio de Janeiro: Freitas Bastos, 1997. v. 2, p. 373-397.
- MARIZ, D. F. Um estudo físico químico mecânico sobre o colapso de solos residuais sesquioxídicos micro-agregados do Planalto Central. 1993. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- UFRJ, Rio de Janeiro, 1993.
- MASCARENHA, M. M. A. Influência do recarregamento e da sucção na capacidade de carga de estacas escavadas em solos porosos colapsíveis. 2003. 141 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-UnB, Brasília, 2003.
- MENDONÇA, M. B. Comportamento de solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa - Bahia. 1990. 270 f. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil). UFRJ-COPPE, Rio de Janeiro, 1990.
- MENEZES, R. S.; FRAGA, M. B. T. (1994). Solos Colapsíveis. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2., 1994, Recife. Anais... Recife, 1994. p. 111-116.
- MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. Secretária de Recursos Hídricos. Caderno da Região Hidrográfica do Tocantins-Araguaia. Brasília: MMA, 2006. 132 p.
- MONTEMEZZO, R. F. Estudo comparativo de ensaios de compressão confinada em argilas e areias saturadas utilizando o ensaio CRS. 2005. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- MOTTA, E. Q. Análise do colapso de um solo compactado devido à inundação e a à interação solo-líquido contaminante. 2006. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFPE, Recife, 2006.
- MOURA, A. S.; SILVA FILHO, F. C.; DANTAS NETO, S. A. Estudo do Comportamento de um Solo Silto Arenoso, Não Saturado, do campus do Itaperi, em Fortaleza-CE. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 7., 2011, Pirinópolis. Anais... São Paulo: ABMS, 2011. V.1. P. 377-382
- OLIVEIRA, C. M. G. Carta de risco de colapso de solos para a área urbana do município de Ilha Solteira-SP. 2002. 89 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP, Ilha Solteira, 2002.
- REGINATTO, A.R. & FERRERO, J.C. (1973). “Collapse Potential of Soils and Soil- Water Chemistry”. Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow, vol. 2.2, pp. 177-183.
- RIBEIRO DA SILVA, M. J. Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina-PE: Carta de Suscetibilidade. 2003. 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFPE, Recife, 2003.
- SANTOS, Lindomar Ferreira dos. Cartografia Geotécnica Regional do Município de Palmas/TO: Área a Oeste do Meridiano 48° W. Gr.. 2000. 176 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2000.
- SEGANTINI, A. A. Consequências do Processo do Colapso. In: LOLLO, J. A. (Org.). Solos Colapsíveis: Identificação, Comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas. 1. ed. São Paulo: Cultura Acadêmica, 2008. p. 119-128.
- SOUZA NETO, J. B et at. Avaliação da Colapsibilidade do Solo de um Trecho do Projeto de Integração do Rio São Francisco por Meio de Ensaios de Laboratório e Campo. In: XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16, 2012, Porto de Galinhas - PE. Anais...Camaragibe-PE: CCS, 2012. v. 01. p. 221-221.
- SOUZA NETO, J. B. Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). 2006. 468 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- VARGAS, M. (1978). Introdução à Mecânica dos Solos. 2a Edição, Mc Graw-Hill do Brasil, São Paulo, 509p.

## Capítulo 19

# COMPARATIVO DE TENSÕES ADMISSÍVEIS OBTIDAS POR MEIO DA APLICAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA COM BASE EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM ESTADO INUNDADO E NÃO INUNDADO, EM AMOSTRAS INDEFORMADAS DE SOLOS DA REGIÃO DO XINGU

\*Artigo originalmente publicado sob o título: Comparativo de Tensões Admissíveis Obtidas por Meio da Aplicação de Parâmetros de Resistência com Base em Ensaio de Cisalhamento Direto em Estado Inundado e Não Inundado, em Amostras Indeformadas de Solos da Região do Xingu, nos anais do XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador/BA.

*Marcos Coelho Milhomem  
Flávio da Silva Ornelas  
Solon Silva de Lima  
Samuel Rodrigues da Costa Neto*

### 1. INTRODUÇÃO

A região Xingu, sudoeste do estado do Pará, no que tange o traçado da rodovia Transamazônica, possui a predominância de solos residuais os quais se encontram laterizados. Essa região passa ultimamente por uma expansão no setor de linhas de transmissão as quais viabilizam a dissipação de energia elétrica gerada pela usina de Belo Monte.

Visto o grande porte das torres de linha transmissão, uma vez pela sua potência e pela necessidade de porte elevado a fim de ultrapassar altura da vegetação local, as estruturas autoportantes e estaiadas necessitam de fundações específicas dimensionadas sob medida com base nos carregamentos aplicados e as características geotécnicas do solo local.

Nesse âmbito foram realizadas diversas campanhas de sondagens, ensaios “*in-situ*” e laboratório. Dentre os ensaios de laboratório, executou-se cisalhamento direto em amostras indeformadas coletadas na profundidade de aproximadamente 2 m, tais ensaios realizados em estado inundado e não inundado, visando verificar a variação dos parâmetros de resistência.

A utilização de parâmetros de resistência como ângulo de atrito e coesão para a determinação de taxa de tensão admissível de solos para fins de utilização em fundação direta, e de larga utilização na engenharia geotécnica e de vital importância para um bom projeto de fundação.

Os ensaios realizados em situações diferentes visaram a verificação da variação dos parâmetros de resistência mediante a saturação do solo, uma vez que a taxa de tensão admissível é proporcional a tais grandezas.

## 2. DESCRIÇÃO DA ÁREA ESTUDADA

### 2.1 Localização

A região estudada está localizada nas proximidades da bacia do rio Xingu, sudoeste do Pará, especificamente situada no traçado da rodovia Transamazônica. A figura 1, destaca o traçado que liga os municípios de Altamira a Marabá, trecho onde foram coletados os blocos de amostras indeformadas.

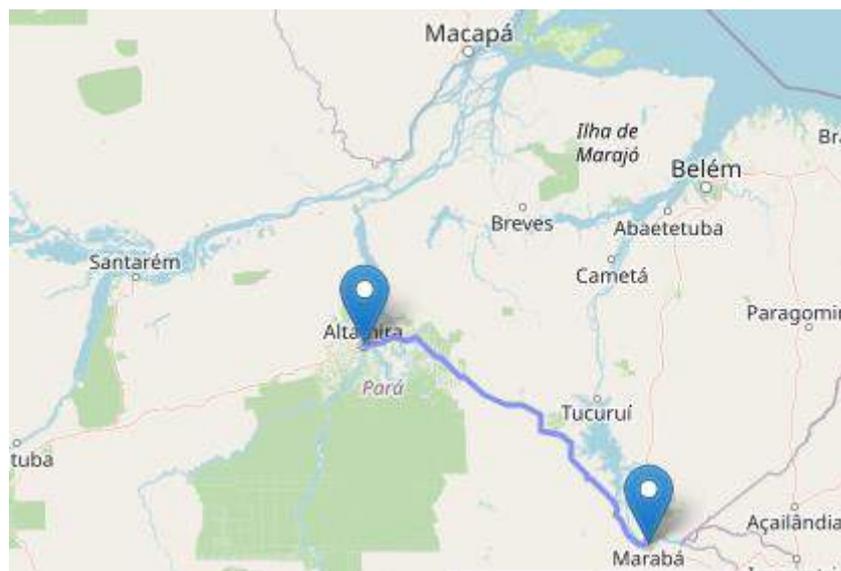


Figura 1. Localização da região de estudo. (Openstreetmaps, 2023)

### 2.2 Geologia local

Conforme RADAM (1974), o trecho da rodovia transamazônica possui formações geológicas diversificadas, sendo que em alguns trechos é possível a observação de folhelhos com intercalação de arenitos, diabásios e granitos. Os solos em sua maioria são dos tipos argila siltosa e argilas arenosas como indicado na Tabela 1, apresentando se profundos e a medianamente profundos.

Tabela 1. Análise granulométrica

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA %					Grau de floculação %
Areia grossa	Areia fina	Silte	Argila total	Argila nat.	
13	17	24	46	32	31
10	15	17	58	6	90
9	13	19	59	X	100
7	11	18	64	X	100
7	12	13	68	X	100
7	6	21	66	X	100

Na tabela 1 é possível observar a composição de algumas amostras de solos estudadas no manual RADAM. Na mesma são apresentados os valores referentes a composição granulométrica e o grau de floculação das frações argilosas de amostras ensaiadas. Onde a porcentagem de argila total corresponde aquela obtida com a utilização de dispersante no ensaio de sedimentação, já o teor de argila natural e aquele determinado por meio da sedimentação sem o emprego de defloculante. Segundo Embrapa (1997), o grau de floculação indica a relação existente entre a porcentagem de argila naturalmente dispersa e a argila total.

$$GF = \frac{(A-B)}{A} \times 100 \quad (1)$$

Onde, GF é o grau de floculação, o qual varia de 0 a 100%, sendo que quanto maior o grau mais estável são os agregados de solo, e quanto menor menos estável; A é o teor da argila total e B é o teor de argila natural, ambos em porcentagem.

### 3. SOLOS LATERITICOS

Segundo Caputo (2008), os solos lateríticos são característicos de regiões tropicais de clima úmido e estações de estiagem e chuva bem definidas, onde ocorre um processo de lixiviação com remoção da sílica coloidal e precipitação de óxidos de ferro alumina.

Os solos lateríticos apresentam coloração avermelhada, tal coloração se deve principalmente a predominância de minerais cauliniticos e a elevada concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumina. Quando observado “in-situ”, os solos lateríticos apresentam baixa capacidade de suporte, visto a sua elevada porosidade, quando submetido a compactação em obras de terraplanagem o mesmo apresentam elevadas resistências, além da baixa expansão volumétrica, conforme Pinto (2006).

### 4. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Como explica Ortigão (2007), o ensaio de cisalhamento direto foi um dos primeiros métodos de ensaios que permitiu o estudo da resistência ao cisalhamento do solo em um único plano de ruptura. O ensaio consiste na introdução de uma amostra de solo em uma caixa bipartida, onde se aplica uma força normal N, e em seguida se realiza o incremento de forças T, provocando o deslocamento de uma caixa em relação a outra até que se atinja a ruptura, conforme ilustrado na figura 2.

Segundo Caputo (2008), o ensaio pode ser executado em condição de tensão controlada ou deformação controlada. O mesmo indica a utilização de duas pedras porosas as quais são

colocadas nos extremos da caixa, permitindo assim a drenagem do corpo de prova durante o período de adensamento.

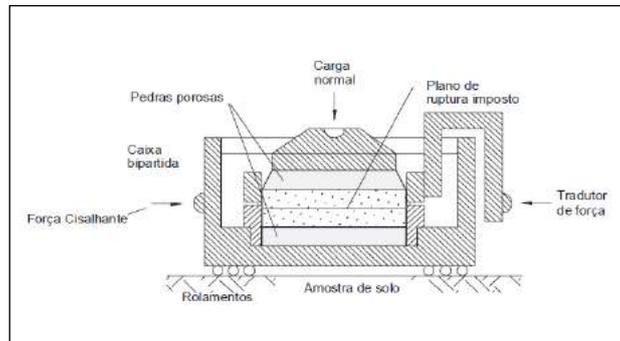


Figura 2. Caixa de cisalhamento direto. (Caputo, 2008)

Como explicado por Ortigão (2007), a principal desvantagem deste método de ensaio consiste na deficiência de se controlar a dissipação de poropressões geradas, uma vez que o equipamento não permite tal controle.

A regulamentação do procedimento é dada pela norma americana ASTM D3080 que define os equipamentos, dimensões, calibragem, e a preparação das amostras a serem analisadas.

Como explicado por Das (2014), o ensaio de cisalhamento direto é realizado em uma determinada quantidade de corpos de prova em variados estados de tensões normais, para as quais são determinadas tensões cisalhantes, que por último permite a elaboração da envoltória de resistência ao cisalhamento.

Ainda conforme Das, (2014), o ensaio é realizado com os corpos de prova em estado saturado, onde se preenche com água a caixa onde se acondiciona a amostra. As variáveis da modalidade de ensaio estão associadas a velocidade de ensaio, a qual norteia um possível estado drenado ou não-drenado.

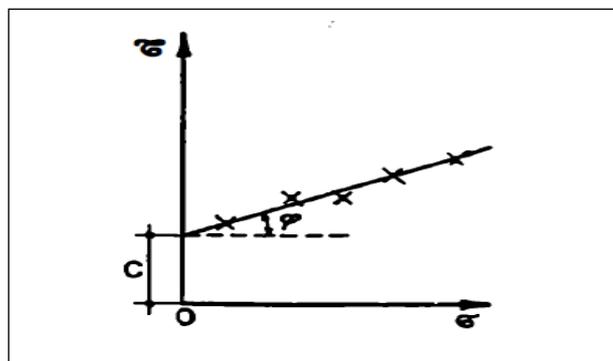


Figura 3. Envoltória de resistência ao cisalhamento (Caputo, 2008)

Conforme Caputo (2008), após a realização dos ensaios em uma determinada quantidade de amostras são obtidos pares de tensões normais ( $\sigma$ ) e tensões cisalhantes ( $\tau$ ), as quais plotadas em um sistema cartesiano como ilustrado na figura 3, permite a determinação dos parâmetros de ângulo de atrito ( $\phi$ ) e coesão ( $c$ ).

## 5. DETERMINAÇÃO DE TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

Em 1943, Terzaghi, modificou a teoria de Prandtl, a qual discriminava estudos sobre a penetração de materiais metálicos em materiais mais plásticos, para a determinação da capacidade de carga dos solos submetidos a cargas transferidas por sapatas rasas. Após um período de aprimoramento Terzaghi idealizou a seguinte fórmula:

$$qu = c'.Nc + q.Nq + \frac{1}{2}.\gamma.B.N\gamma \quad (2)$$

Onde  $Nc$ ,  $Nq$  e  $N\gamma$ , são termos referente a coesão, sobrecarga e peso específico do solo,  $c'$  a coesão,  $\gamma$  o peso específico do solo e  $B$  a menor dimensão da sapata, segundo Das (2014).

Em 1967, Terzaghi juntamente com Peck, realizou a introdução do fator de forma  $S$ .

$$qu = c.Nc.Sc. + q.Nq.Sq + \frac{1}{2}\gamma.B.N\gamma.S\gamma \quad (3)$$

Em 1975, Vesic, realiza uma contribuição para a engenharia de fundações, aprimorado assim o cálculo de capacidade de carga de fundações diretas, conforme explica Cintra et al.(2011). Vesic, propôs duas alterações na equação de Terzaghi e Peck, utilizando a equação de Caquot e Kerisel, para a determinação de  $N\gamma$ , a segunda modificação consistiu na utilização dos fatores  $S$  de De Beer (1967).

## 6. METODOLOGIA

### 6.1. Coleta de Amostras

O referido estudo foi realizado com base nos resultados de ensaios de amostras indeformadas com aresta de 30 cm coletadas na profundidade de 2 m, conforme ilustrado na figura 4.

Durante o processo de abertura dos poços para a coleta das amostras indeformadas, foi realizado a apreciação tátil visual, dos perfis de solo, onde detectou-se horizontes laterizados com cores avermelhadas indicando a presença de óxidos de ferros, além da abundâncias de fragmentos lateríticos ferruginosos.



Figura 4. Coleta de amostras indeformada

Na figura 5 é ilustrado a parafinação do bloco de amostra indeformado.



Figura 5. Parafinação de amostras indeformada

A campanha de investigação resultou na coleta de 16 blocos de amostras indeformadas.

Após a chegada das amostras em laboratório realizou-se a talhagem das mesmas em caixa bipartida com dimensão de aproximadamente 5 x 5 cm.

Realizou-se a talhagem de 6 corpos de prova por bloco de indeformada, sendo 3 corpos de ensaiados em situação inundada, ou seja, caixa de condicionamento de amostra com água e 3 ensaios na situação não inundada. É ilustrado na figura uma amostra em meio ao procedimento de talhagem.



Figura 6. Talhagem da amostra em caixa 5 x 5 cm

## 6.2. Obtenção de Resultados

Os ensaios foram realizados com emprego de equipamento servo controlado. As amostras sofreram um estágio de pré-adensamento, para o início do carregamento.

Foram empregadas tensões normais de 50, 100 e 150 kPa, as velocidades adotadas foram estimadas com base no estágio de pré-adensamento.

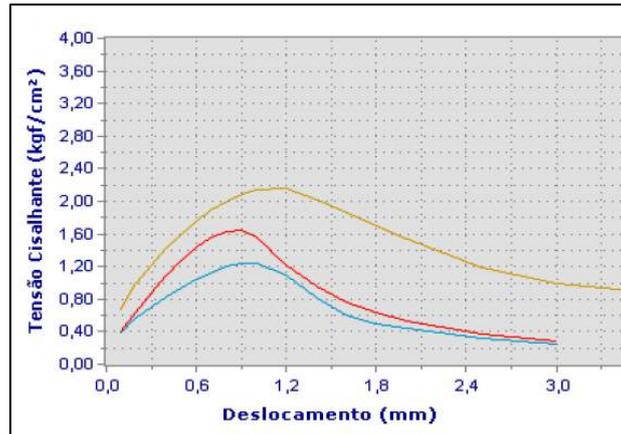


Figura 7. Gráfico de tensão cisalhante

Pode ser observado na figura 7 o gráfico de tensão cisalhante versus deformação. Já na figura 8 é ilustrado a envoltória de resistência ao cisalhamento.

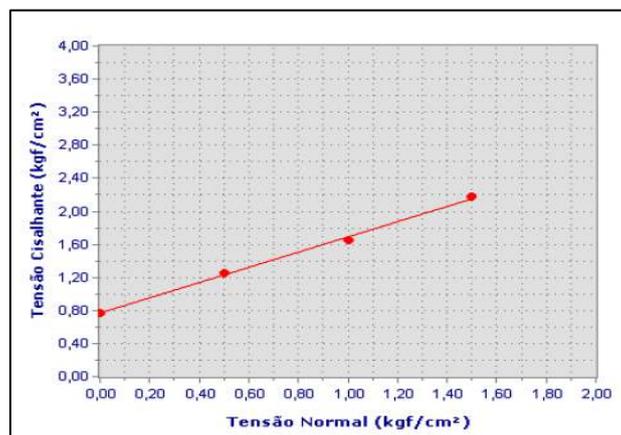


Figura 8. Envoltória de Resistencia

## 5.3 Determinação da Taxa de Tensão Admissível

De posse dos dados obtidos na realização dos ensaios, empregou-se o método teórico de Terzaghi adaptado por Vesic para a determinação da taxa de tensão admissível, além disso empregou-se os parâmetros obtidos nas duas modalidades de ensaios, não inundado e inundado.

Visto a necessidade de utilização de um protótipo de fundação, considerou-se uma fundação com dimensões de projeção 1 x 1 m, assente a 2 m de profundidade.

## 7. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com a realização dos ensaios obteve-se os parâmetros dispostos na tabela 2, os quais são pares de ângulo de atrito e coesão para ambos os estados de ensaio.

As amostras são enumeradas pela sigla PI, a qual se refere a abreviatura de poço de inspeção, seguido de um número qualquer, utilizado pela empresa executora das coletas.

A tabela 2 também é apresentado os valores de peso específico “in-situ” e a classificação unificada dos solos - SUCS.

É passível de observação a variação dos parâmetros devido a variação da tipologia de ensaio. Já na tabela 3 é observado as tensões admissíveis obtidas em kgf/cm<sup>2</sup>.

Tabela 2. Resultados de ensaios

AMOSTRA	SUCS	PESO ESPECÍFICO NATURAL (KN/m <sup>3</sup> )	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA		
			CONDIÇÃO	ÂNGULO DE ATRITO	COESÃO (KPa)
PI 11	CM	12,76	NÃO INUNDADO	26,45	114
			INUNDADO	17,64	28
PI 12	SM	11,52	NÃO INUNDADO	45,06	35
			INUNDADO	31,95	90
PI 13	CS	11,91	NÃO INUNDADO	40,20	51
			INUNDADO	3,21	30
PI 14	CS	12,14	NÃO INUNDADO	44,15	45
			INUNDADO	23,05	20
PI 18	SC	16,10	NÃO INUNDADO	46,07	25
			INUNDADO	39,92	17
PI 19	SC	13,69	NÃO INUNDADO	38,09	33
			INUNDADO	22,47	51
PI 21	MC	15,27	NÃO INUNDADO	42,63	77
			INUNDADO	28,68	64
PI 22	CS	14,80	NÃO INUNDADO	48,63	34
			INUNDADO	36,57	40
PI 23	CS	15,10	NÃO INUNDADO	50,88	0
			INUNDADO	25,11	23
PI 24	CS	15,83	NÃO INUNDADO	37,24	29
			INUNDADO	25,66	20
PI 25	CS	12,35	NÃO INUNDADO	27,36	12
			INUNDADO	22,21	27
PI 26	CS	15,27	NÃO INUNDADO	38,00	21
			INUNDADO	24,60	17
PI 27	CS	13,14	NÃO INUNDADO	44,78	13
			INUNDADO	27,14	20
PI 28	CS	13,89	NÃO INUNDADO	34,09	0
			INUNDADO	29,58	0
PI 29	CS	14,13	NÃO INUNDADO	38,50	60
			INUNDADO	32,39	13
PI 30	CS	15,31	NÃO INUNDADO	45,46	20
			INUNDADO	42,10	27

Tabela 3. Taxas de tensão admissível

AMOSTRA	SUCS	CONDIÇÃO	TAXA DE TENSÃO ADMISSÍVEL (KPa)
PI 11	CM	NÃO INUNDADO	1370
		INUNDADO	1074
PI 12	SM	NÃO INUNDADO	4477
		INUNDADO	1353
PI 13	CS	NÃO INUNDADO	2652
		INUNDADO	67
PI 14	CS	NÃO INUNDADO	5169
		INUNDADO	229
PI 18	SC	NÃO INUNDADO	4881
		INUNDADO	1720
PI 19	SC	NÃO INUNDADO	948
		INUNDADO	391
PI 21	MC	NÃO INUNDADO	4971
		INUNDADO	834
PI 22	CS	NÃO INUNDADO	5378
		INUNDADO	1517
PI 23	CS	NÃO INUNDADO	3438
		INUNDADO	334
PI 24	CS	NÃO INUNDADO	1537
		INUNDADO	357
PI 25	CS	NÃO INUNDADO	282
		INUNDADO	248
PI 26	CS	NÃO INUNDADO	1521
		INUNDADO	358
PI 27	CS	NÃO INUNDADO	3488
		INUNDADO	359
PI 28	CS	NÃO INUNDADO	514
		INUNDADO	298
PI 29	CS	NÃO INUNDADO	2728
		INUNDADO	569
PI 30	CS	NÃO INUNDADO	4386
		INUNDADO	2972

No gráfico ilustrado na figura 9 é possível observar a variação de tensão admissível, sendo a série 1 aquelas correspondentes ao ângulo de atrito e coesão determinados pelo método não inundado, já a série 2, correspondente aos valores obtidos com a aplicação dos parâmetros do no estado inundado.

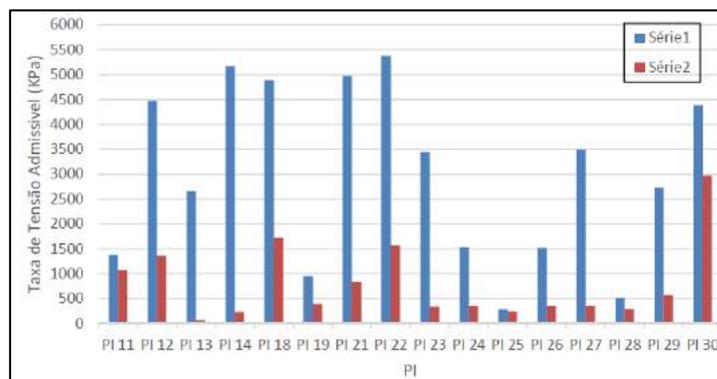


Figura 9. Taxas de tensão admissível

Na figura 10, podemos observa a variação da taxa de tensão admissível em porcentagem.

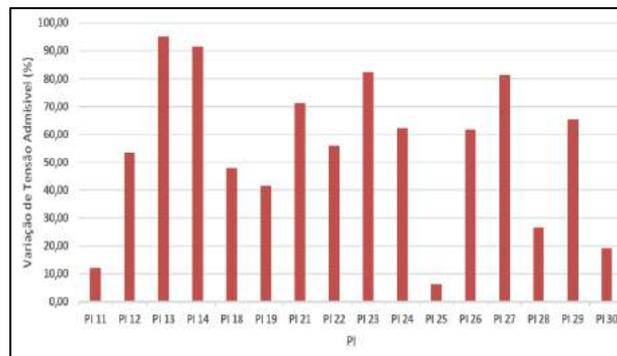


Figura 10. Variação de taxa de tensão admissível

É observado uma variação média harmônica de 30,95 % entre os valores obtidos em ambos os ensaios.

## 8. CONCLUSÃO

Ao processar os dados nota-se que nas 16 amostras analisadas, os ensaios de cisalhamento direto realizados na condição não inundada demonstraram uma resistência superior em comparação com o método tradicional. No que diz respeito à coesão, ela não segue a mesma tendência de variação observada no ângulo de atrito, visto que na modalidade não inundada, a coesão é maior do que na modalidade inundada.

Pode se concluir que a variação média de taxa de resistência admissível é de cerca de 30,95% para o conjunto de amostras ensaiadas.

A variação da taxa de tensão se dá principalmente pela variação de poropressão e pela quebra da ligação cimentante que une a estrutura dos solos lateríticos.

É perceptível que a adoção da metodologia de ensaio de cisalhamento direto em estado inundado é de vital importância para a conservação da segurança do projeto de fundações de torres de transmissão, visto a impossibilidade de impedir a saturação do solo onde a sapata é assente.

## REFERÊNCIAS

- Pinto, Carlos S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. São Paulo: Oficina de Textos, 3º ed.  
 Caputo, Homero P. (2006). Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. Rio de Janeiro: LTC, 6 ed.  
 RADAM. (1974). Levantamento de Recursos Minerais. Rio de Janeiro: DNPM.  
 EMBRAPA (1997). Manual de Métodos de Análise de Solos. Rio de Janeiro: EMBRAPA, 2 ed.  
 Ortigão, J.A.R. (2007) Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Rio de Janeiro: Terratek, 3 ed.  
 Das, Braja M. (2014). Fundamentos da Engenharia Geotécnica. São Paulo: Cengage Learning.  
 Cintra, Jose C.; Aoki, Nelson; Albiero, Jose H. (2011). Fundações Diretas Projetos Geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos.  
 ASTM D3080- (2014) Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions

GEO  
TEC  
NIA



# GEO NA TEC REGIÃO NIA NORTE

Práticas e atuação de engenheiros geotécnicos no norte do Brasil

## Organizadores

- Mariana Ramos Chrusciak
- Luis Henrique Rambo
- Flavio da Silva Ornelas
- Ana Cristina Strava Corrêa
- Gabriel Luis Soto Banha
- Gabriel Raykson Matos Brasil de Araújo

