

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DO MÉTODO DMM
(*DEEP MIXING METHOD*) EM SOLOS LATERÍTICOS

FABIANI MARIA DALLA ROSA BARBOSA

ORIENTADOR: PROF. NEWTON MOREIRA DE SOUZA
COORIENTADOR: PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE

PUBLICAÇÃO: G.TD-188/2023

BRASÍLIA-DF
JUNHO DE 2023

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DO MÉTODO DMM
(DEEP MIXING METHOD) PARA FUNDAÇÕES EM SOLOS LATERÍTICOS

FABIANI MARIA DALLA ROSA BARBOSA

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

PROF. NEWTON MOREIRA DE SOUZA, DSc (UNB)
ORIENTADOR

PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, DSc (UNB)
COORIENTADOR

PROF. JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, DSc (UNB)
EXAMINADOR INTERNO

PROF. WILSON CONCIANI, DSc (IFB)
EXAMINADOR EXTERNO

PROF. ALEXANDRE DUARTE GUSMÃO, DSc (IFPE/UFPE)
EXAMINADOR EXTERNO

DATA: BRASÍLIA/DF, 22 DE JUNHO DE 2023.

FICHA CATALOGRÁFICA

DALLA ROSA BARBOSA, FABIANI MARIA
ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DO MÉTODO DMM (*DEEP MIXING METHOD*) EM SOLOS LATERÍTICOS

xxv, 175 p, 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2023)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil.

- | | |
|----------------------------------|--------------------------|
| 1. Solo estabilizado com cimento | 2. Fundações |
| 3. Silo graneleiro | 4. Benefícios ambientais |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (Série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

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

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo da viabilidade técnica do método DMM (*Deep Mixing Method*) em solos lateríticos

GRAU / ANO: Doutor / 2023

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta Tese de Doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta Tese de Doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Fabiani Maria Dalla Rosa Barbosa

Rua Leonina Nunes da Cunha, s/n. Condomínio Florais da Mata. Q11, C 23. Bairro Petrópolis.

CEP: 78144-903 – Várzea Grande/MT – Brasil

DEDICATÓRIA I

“Indo e vindo, trevas e luz, tudo é graça Deus nos conduz.”

*Dedico esta realização às grandes dádivas da minha vida,
os filhos concedidos: Giovana e Lucas e
ao meu esposo Jorge, meus grandes incentivadores.*

DEDICATÓRIA II

Ao tempo...

Demorei para compreender o porquê de tanto tempo despendido no desenvolvimento dessa tese. Demorei para perceber que não dediquei o tempo de forma integral a ela. Demorei para reconhecer o quanto caminhei....

No princípio, o processo de adaptação a cidade, a universidade, ao banco escolar, a saudade dos filhos e marido e minha mãe em *home care* na minha casa lutando para recuperar de uma infecção contraída no hospital.

Dois filhos adolescentes. Giovana decide ser médica e a luta para ingressar em uma universidade pública inicia. Estava fazendo prova de carga em campo e a notícia da aprovação. Primeiro aniversário do Lucas que não consegui estar presente na data. Lucas aprovado na faculdade que escolheu.

Biopsia de nódulos da tireoide e da mama esquerda, tensão e alívio...

Acompanhar a realização do sonho da família, a construção de nossa casa.

Agradecer por uma amiga negra e homossexual lutar para eu não desistir faltando 15 dias para encerrar os créditos.

Separações conjugais e uma declaração de Alzheimer na família. Pandemia COVID. Distanciamento, isolamento. Laboratório de solos iniciando por duas vezes do zero. Afastamento não prorrogado. Obrigações de docentes.

Terapia. Crise de pânico. Psiquiatria. Aceitar que tudo me afeta e afeta quem está comigo. Filhos amadurecendo. Casal se lapidando e celebramos as Bodas de Prata.

Missão de cristã, de mãe, de esposa, de filha, de irmã, de tia, de madrinha, de nora, de cunhada, de professora, de catequista, de mulher, de VIDA!

Descobri que não sou ninguém! Mas que sou um ninguém aprendendo a me amar. E que todo o tempo despendido nessa tese e na vida valeu cada minuto! Gratidão!

AGRADECIMENTOS

Sempre, todos os dias a Deus, que é pai, filho e presença pelo Espírito Santo.

Este trabalho é resultado de inúmeras contribuições de pessoas e instituições, fundamentais nessa construção, desta forma registro um profundo agradecimento de forma especial:

Ao esposo, que nas suas imperfeições, garantiu de todas as formas a realização desta tese. Obrigado Jorge, obrigada Amor.

Ao filhos Giovana e Lucas que suportaram a distância, o sol e a poeira nas parcerias de laboratório e de ensaios de campo.

Aos professores orientadores, Prof. Dr. Newton Moreira Souza, Prof. Dr. André Luís Brasil Cavalcante, pela imensa e carinhosa atenção, dedicação e confiança.

Aos meus amados pais Fabiano e Cleci que sempre apoiaram nossos sonhos e principalmente o estudar.

Minha irmã Carmeli, nos momentos de grande tensão buscou a compreensão e a descontração.

A D. Catarina e ao Sr. João que sempre apoiaram e incentivaram a busca pela qualificação do saber.

Ao Prof. Wilson Conciani pelo apoio, incentivo, orientação e orações com a esposa Roseli.

À Universidade de Brasília - UnB pela oportunidade em fazer parte do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.

A todos os professores, técnicos e servidores do programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB.

Ao Grupo de Pesquisa Geofluxo, que sempre estiveram dispostos a ouvir com atenção e colaborar com sugestões importante o desenvolvimento da pesquisa.

À Universidade Federal de Mato Grosso – UFMT pela oportunidade de qualificação.

À Faculdade de Geociências, ao Instituto de Física, da UFMT e ao projeto FINEP # 01.04.0121.00 pelo auxílio na realização das medidas de DRX.

A *Swedish Geotechnical Society* pela disponibilização gratuita da norma *Report 4:95E (1997)*.

A todos os professores, técnicos e servidores da Faculdade de Engenharia, Campus Várzea Grande e da Faculdade de Arquitetura e Engenharia– FAET, da UFMT. Em especial aos técnicos de laboratório: Manu, Cleyton, Fabio e Gabriel.

Ao Pelé (*In Memoriam*), pela persistência em aprender e não desistir do laboratório de mecânica dos solos da FAET.

Agradeço ainda, a todos os amigos concedidos na pós-graduação, em especial aos amigos da “sala do fundo”: Manu, Bruno e Eleudo

Ilce e Cinthia, que em uma conversa de fim de tarde fui “intimada” a seguir para doutorado em Geotecnia.

A Úrsula, que sempre me socorreu com sua experiência e habilidades.

Prof. Frederico Ayres, diretor do câmpus na época do afastamento e grande incentivador na qualificação dos docentes.

Prof. Ilce, também pelo apoio como diretora e pró-reitora do câmpus durante o período do doutorado.

Ao Instituto Federal de Mato Grosso – IFMT, Prof. Ilço Ribeiro e Prof. Luis Carlos de Figueiredo e ao técnico Eder.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES, pela concessão do auxílio financeiro. Código de Financiamento 00.

Ao Seminário Arquidiocesano Cristo Rei, de Cuiabá - MT, por ceder terreno para uma primeira tentativa de perfuração com a inserção de água, do qual foi possível vislumbrar às necessidades executivas para continuidade da pesquisa.

À Construtora Lorenzetti, por gentilmente permitir e apoiar o primeiro teste da ferramenta em vosso terreno na cidade de Várzea Grande – MT.

À empresa Naza Cereais, Nilson e Ângela Zanotto, os quais autorizaram e apoiaram a execução da pesquisa na área da sede de vossa empresa.

À empresa Barbosa e Dalla Rosa - Fundações: Jorge, Poxoréo, Eurico, Daniel, Cleiton, Fran, Wilian, Alfredo, Uelinton, pelo apoio logístico, financeiro e humano.

À empresa Prates Guindastes.

Ao amigo Ivan Marcelo Dessbesell.

A família Soares: Marcio Miranda (*In Memoriam*), Beatriz e Cristhiano.

Aos professores e engenheiros: Prof. Olívio, Prof. Renata C. Nunes, Prof. Douglas Brandão, Régis De Bel, Rânila e Dácio.

A todos e todas não nomeados aqui mas que contribuíram de forma indireta ou direta no desenvolvimento dessa tese, MUITO OBRIGADA!

RESUMO

ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DO MÉTODO DMM (*DEEP MIXING METHOD*) PARA FUNDAÇÕES EM SOLOS LATERÍTICOS

A extensa área territorial e a diversidade de recursos naturais favorecem o Brasil no processo de expansão econômica. Novas obras de armazenamento de grãos, de expansão da malha rodoviária e ferroviária surgem. Os solos lateríticos predominam no território brasileiro e, por conseguinte, as fundações das obras, implantadas nesses solos, precisam atender adequadamente às condições técnica, econômica e principalmente ambiental. Esta pesquisa avaliou a viabilidade técnica do método DMM (*Deep Mixing Method*) ou Método de Mistura Profunda para uso em fundações assentes em solo laterítico não saturado, adicionado de cimento Portland por via úmida. Avaliou-se a dosagem da mistura em laboratório e o processo de execução em campo; a capacidade de carga e o recalque da estaca DMM; e a rigidez do solo antes e depois da execução das estacas DMM com auxílio do DPL (*Dynamic Probing Light*). Executaram-se 14 estacas DMM na área de estudo, com diâmetro de 0,6 m e profundidade de 3,5 m. Utilizou-se a relação água/cimento de 2,5. A tensão média de trabalho do material, σ_{50} , seguiu uma tendência de crescimento ao longo do tempo de cura e atingiu 500 kPa. Os valores do módulo de deformação (E) indicaram pouca variação após o período de 28 dias de cura, alcançando 25 MPa com deformação máxima de 2,5%. Constatou-se que a estaca DMM no solo laterítico apresenta capacidade de carga como elemento de fundação isolado. A carga de ruptura média foi de 200 kN com deslocamento de 5 mm. A ruptura ocorreu no solo circundante à estaca. O atrito lateral foi mobilizado parcialmente. A estaca DMM apresentou comportamento de estaca flutuante. O ensaio do DPL mostrou-se mais sensível às variações de resistência se comparado com o SPT (*Standard Penetration Test*), todavia, não houve clareza quanto ao aumento da rigidez no solo entre ou no entorno das estacas DMM pelas medidas do DPL. Dessa forma, concluiu-se que uma vez avaliada as características geotécnicas do solo e realizado um estudo criterioso da dosagem da mistura, o método DMM em solos lateríticos, pode ser uma alternativa de fundação.

ABSTRACT

STUDY ON THE TECHNICAL VIABILITY OF THE DEEP MIXING METHOD (DMM) FOR FOUNDATIONS IN LATERITIC SOILS

The extensive territorial area and the diversity of natural resources favor Brazil in the process of economic expansion. New works for grain storage, road and rail network expansion are emerging. Lateritic soils predominate in the Brazilian territory and, therefore, the foundations of the works, implanted in these soils, need to adequately meet the technical, economic and especially environmental conditions. This research evaluated the technical feasibility of the DMM (Deep Mixing Method) method for use in foundations laid on unsaturated lateritic soil, added with Portland cement by wet route. We evaluated the dosage of the mixture in the laboratory and the process of execution in the field; the load capacity and settlement of the DMM pile; and the stiffness of the soil before and after the execution of the DMM piles with the aid of the DPL (Dynamic Probing Light). Fourteen DMM piles were drilled in the study area with a diameter of 0.6 m and a depth of 3.5 m. The water/cement of 2.5 was used. The average working stress of the material, σ_{50} , followed an increasing trend over the curing time and reached 500 kPa. The strain modulus (E) values indicated little variation after the 28-day curing period, reaching 25 MPa with a maximum strain of 2.5%. It was found that the DMM pile in the lateritic soil presents load capacity as an isolated foundation element. The average breaking load was 200 kN with a displacement of 5 mm. The failure occurred in the soil surrounding the pile. The lateral friction was partially mobilized. The DMM pile showed floating pile behavior. The DPL test proved to be more sensitive to strength variations compared to the SPT (Standard Penetration Test), however, there was no clarity as to the increase in soil stiffness between or around the DMM piles by the DPL measurements. Thus, it was concluded that once the geotechnical characteristics of the soil are evaluated and a careful study of the mixture dosage is carried out, the DMM method in lateritic soils can be an alternative foundation.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	MOTIVAÇÃO	2
1.2	HIPÓTESES	3
1.3	OBJETIVO GERAL	3
1.4	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.5	ESTRUTURA DA TESE	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	SOLOS LATERÍTICOS	6
2.2	COMPORTAMENTO DOS SOLOS TROPICAIS	7
2.3	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	9
2.4	SOLOS COLAPSÍVEIS	10
2.5	FUNDAÇÕES PROFUNDAS ENVOLVENDO SOLO LOCAL ADICIONADO DE CIMENTO	12
2.5.1	ESTACAS DE SOLO-CIMENTO COMPACTADAS	12
2.5.2	ESTACAS DE SOLO-CIMENTO PLÁSTICO	14
2.5.3	MÉTODO MISTURA PROFUNDA-DMM	15
3	MATERIAIS E MÉTODOS	25
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	25
3.1.1	PLUVIOMETRIA	26
3.1.2	CARACTERÍSTICAS DO SILO EXISTENTE NA ÁREA DE ESTUDO	27
3.1.3	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA ÁREA DE ESTUDO - ENSAIOS LABORATORIAIS	28
3.1.4	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA ÁREA DE ESTUDO - ENSAIOS DE CAMPO	35
3.2	DOSAGEM DA MISTURA DMM – SOLO LATERÍTICO E CIMENTO	45
3.2.1	LIMITE DE LIQUIDEZ	45
3.2.2	ESTIMATIVA QUANTIDADE DE CIMENTO: METODOLOGIA CASANOVA	46

3.2.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADA	48
3.3	PROCESSO EXECUTIVO DE IMPLANTAÇÃO DAS ESTACAS DMM EM SOLO LATERÍTICO	52
3.3.1	CARACTERÍSTICAS DOS EQUIPAMENTOS	52
3.3.2	CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS DMM EXECUTADAS	54
3.4	INVESTIGAÇÕES DE CAMPO DURANTE E APÓS EXECUÇÃO DAS ESTACAS 57	
3.4.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES – AMOSTRAS DE CAMPO	57
3.4.2	EXUMAÇÃO DAS ESTACAS	58
3.4.3	CISALHAMENTO DIRETO: SOLO E MATERIAL DA ESTACA	60
3.4.4	PROVA DE CARGA NAS ESTACAS DMM	60
4	RESULTADOS E ANÁLISES	65
4.1	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	65
4.1.1	GRANULOMETRIA	65
4.1.2	LIMITES DE CONSISTÊNCIA	66
4.1.3	MASSA ESPECÍFICA SOLO	69
4.1.4	CLASSIFICAÇÃO GRANULOMÉTRICA DO SOLO	71
4.1.5	MINIATURA COMPACTADA TROPICAL - MCT	73
4.1.6	CISALHAMENTO DIRETO	77
4.1.7	ADENSAMENTO E COLAPSIBILIDADE	80
4.1.8	MINERALOGIA - DIFRAÇÃO DE RAIO-X (DRX)	85
4.1.9	POTENCIAL HIDROGENIÔNICO – pH	89
4.1.10	SONDAGEM SPT E DPL SOLO	90
4.1.11	PROVA DE CARGA EM PLACA	94
4.1.12	MEDIDAS DE SUÇÃO COM USO DE TENSÍOMETROS	101
4.1.13	CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	108
4.1.14	RESUMO DE TODOS OS PARÂMETROS DO SOLO	115
4.2	CARACTERIZAÇÃO DA MISTURA	117
4.2.1	DOSAGEM METODOLOGIA CASANOVA (1992) – DNIT 414/2019	117
4.2.2	RESISTÊNCIA OU TENSÃO DE RUPTURA À COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADA (σ) – ENSAIOS 2020	118
4.2.3	RESISTÊNCIA OU TENSÃO DE RUPTURA À COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADA (σ) – ENSAIOS 2019 e 2020	123
4.3	CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS E DO SOLO DE ENTORNO	129

4.3.1	EXUMAÇÃO	129
4.3.2	QUALIDADE DA MISTURA - ÍNDICE T	131
4.3.3	DPL - APÓS A EXECUÇÃO DAS ESTACAS DMM	133
4.3.4	POTENCIAL HIDROGENIÔNICO - pH - APÓS EXECUÇÃO DAS ESTACAS	136
4.3.5	PROVAS DE CARGA NAS ESTACAS	139
5	CONCLUSÕES DA PESQUISA.....	147
6	SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISA	149
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151
	ANEXO I.....	165
	ANEXO II	169
	ANEXO III.....	173
	ANEXO IV	175

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Imagens microscópicas da areia de Chiba com diferentes teores de cimentos e com cura de 28 dias: (a) 100 kg/m ³ de cimento; (b) 150 kg/m ³ de cimento; (c) 200 kg/m ³ de cimento e (d) 250 kg/m ³ de cimento (Modificada de Tokunaga et al. (2005)).	7
Figura 2.2: Resultado das análises das provas de carga e dos ensaios em Primavera do Leste (MT): (a) Resultado das provas de carga, Rondon et al. (2007); (b) resultado dos ensaios de DPL antes e depois do melhoramento, Gomes Pinto e Conciani (2007).	14
Figura 2.3: Evolução da resistência à compressão simples da mistura.	17
Figura 2.4: Configurações geométricas da disposição das estacas. Fonte: adaptada <i>Report</i> 4:95E (SGF, 1997).	19
Figura 2.5: Indicação da área transversal (A_c) e do entorno da estaca (A_e).	19
Figura 2.6: Processo da mistura da calda de cimento no solo na execução da estaca DMM.	21
Figura 3.1: Localização área de estudo. Município de Primavera do Leste- MT.	25
Figura 3.2: Precipitação acumulada mensal. Fonte: Adaptada (INMET, 2020)	26
Figura 3.3: Alteração de consistência durante o processo de homogeneização: (a) início da homogeneização; (b) 10 min após iniciar a homogeneização; (c) 15 min após iniciar a homogeneização.	30
Figura 3.4: Espacialização dos locais dos ensaios iniciais e implantação das estacas DMM, experimentais. Fonte Google Earth, acesso em 16 de janeiro de 2023. Data imagem: 23/02/22.	35
Figura 3.5: Esquema da área de estudo com locação das provas de carga em placa.	36
Figura 3.6: Esquema da área de implantação das estacas DMM, coleta de amostra indeformada, ensaios de DPL e pH.	36
Figura 3.7: (a) Equipamento DPL posicionado para ensaio entre estacas;	38
Figura 3.8: Ensaio de infiltração em cava na profundidade de 1 m.	39
Figura 3.9: Mini ensaio de colapsibilidade, proposto por (Conciani e Soares, 1995): (a) Cravação do anel no solo; (b) Retirada do anel; (c) Modelagem do solo no anel; (d) Início do carregamento, medida de deformação; (e) Fim do carregamento, colocação da água na bandeja.	40
Figura 3.10: Execução de provas de carga em placa: (a) Prova de carga em placa, reação com caminhão. (b) Prova de carga em placa inundada pela chuva em fevereiro de 2018.	42
Figura 3.11: Fases da preparação da amostra de solo-cimento, ensaio de limite de liquidez pelo método do cone: (a) Solo (1, 2 e 3 m), cimento e água; (b) Momento inicial da mistura;	

(c) Após 2 min. de homogeneização; (d) Após 5 min. de homogeneização; (e) Após 10 min. de homogeneização; (f) Após 15 min. de homogeneização.	46
Figura 3.12: Ensaio proposto por Casanova et al. (1992) e regulamentado pela norma 414 (DNIT, 2019) para estimativa da quantidade de cimento a ser adicionado ao solo.	47
Figura 3.13: Preparação da mistura de solo laterítico e cimento: (a) argamassadeira; (b) batadeira doméstica planetária.	49
Figura 3.14: Dificuldade e não adequação do processo de moldagem dos corpos de prova com uso da haste.	50
Figura 3.15: Segunda fase do processo de cura: corpos de prova imersos na água.	51
Figura 3.16: Trado confeccionado para execução de estacas DMM.	53
Figura 3.17: Perfuratriz adaptada e equipamentos para execução das estacas DMM: (a) Perfuratriz equipada com trado DMM; (b) Misturador, bomba de injeção, reservatório de água e plataforma com cimento.	54
Figura 3.18: Localização das estacas DMM executadas na área de estudo.	54
Figura 3.19: Volume excedente da mistura após execução.	57
Figura 3.20: Processo de coleta de amostra: (a) na haste da perfuratriz; (b) no trado; (c) com tudo de PVC no centro da estaca; (d) fechamento do tubo de PVC e retirada; (e) amostra retirada pelo tubo de PVC. Processo de moldagem e armazenamento: (f) confecção do CP; (g) arrasamento do material do CP; (h) armazenamento em caixa térmica com areia e água para transportar até o laboratório.	58
Figura 3.21: Processo de exumação das estacas E1, E2 e E3: (a) Trado posicionado no centro das três estacas a serem exumadas; (b) Processo de abertura da cava central com 1 m de diâmetro; (c) Descida na cava para observação e coleta de amostras; (d) bloco indeformado coletado do material da estaca DMM; (e) blocos embalados para transporte até o laboratório.	59
Figura 3.22: Tentativa de extração de amostra no núcleo da estaca: (a) Equipamento de perfuração; (b) Perfuração na estaca; (c) Amostrador após coleta.	60
Figura 3.23: Prova de Carga das estacas DMM: (a) processo de cravação da estaca helicoidal de reação com auxílio de caminhão <i>munck</i> ; (b) montagem da prova de carga com tensiômetros instalados.	61
Figura 3.24: Nivelamento da estaca e retirada do solo de entorno nos primeiros 5 cm da estaca, permitindo a placa ser assente somente sobre a estaca DMM.	62
Figura 4.1: Curvas granulométricas com uso de defloculante (CD) e sem uso de defloculante (SD), conforme classificação da NBR 6502 (ABNT, 2022b).	66

Figura 4.2: Limite de liquidez do solo pelos métodos de Casagrande e do cone.....	67
Figura 4.3: Resultado dos ensaios do LL do solo no teor de umidade de campo e com secagem prévia da amostra.	67
Figura 4.4: Resultado dos ensaios do LL do solo no teor de umidade de campo e das misturas	68
Figura 4.5: Classificação do solo, teor de umidade do solo e limites de consistência no perfil do solo até os 9 m de profundidade.....	72
Figura 4.6: Curvas de MiniMCV para várias profundidades do perfil.	74
Figura 4.7: Curvas de compactação da camada de 1 m. ($2 < n < 48$).	75
Figura 4.8: Curvas de compactação da camada de 8 m. ($2 < n < 64$).	76
Figura 4.9: Classificação MCT das amostras do perfil.	77
Figura 4.10: Envoltória de ruptura solo na profundidade de 1 m.	78
Figura 4.11: Envoltória de ruptura amostra material da estaca E3 com 120 kg/m ³ de cimento e 2 ciclos de mistura.....	78
Figura 4.12: Curva de compressibilidade da amostra com teor de umidade de campo.	81
Figura 4.13: Curva de compressibilidade da amostra após 70 horas na condição inundada. ..	81
Figura 4.14: Curva de compressão edométrica dos ensaios no teor de umidade de campo e inundada em função da deformação volumétrica específica.....	82
Figura 4.15: Tensão vs índice de vazios durante o ensaio	84
Figura 4.16: Análise do ensaio de difração de Raio-x em amostra coletada a 1 m de profundidade.....	86
Figura 4.17: Análise do ensaio de difração de Raio-x em amostra coletada a 5 m de profundidade.....	86
Figura 4.18: Análise do ensaio de difração de Raio-x em amostra coletada a 8 m de profundidade.....	87
Figura 4.19: Análise mineralógica, adaptado de Soares (2016).....	88
Figura 4.20: Valores de N _{SPT} três sondagens, nível d'água das sondagens e imagens das amostras coletadas.....	91
Figura 4.21: Comparação dos resultados de SPT com o DPL.	93
Figura 4.22: Resultado das provas de cargas executadas no período das chuvas com carregamento rápido.....	94
Figura 4.23: Resultado das provas de cargas com carregamento rápido, executadas	95
Figura 4.24: Resultados das provas de carga em placa com carregamento rápido e lento.	97
Figura 4.25: Resultados das provas de carga em placa com carregamento rápido e lento	98

Figura 4.26: Provas de carga em placa executadas no período de seca (agosto de 2018 e de 2020).....	99
Figura 4.27: Medidas de sucção com o uso de tensiômetros de vacuômetro, considerando o processo de carregamento e descarregamento durante a realização da PCPL6.	102
Figura 4.28: Monitoramento da sucção durante o processo de	103
Figura 4.29: Monitoramento da sucção pelos tensiômetros durante o processo de saturação, antes da execução da PCPL7.....	103
Figura 4.30: Medidas de sucção com o uso de tensiômetros de vacuômetro, durante.....	104
Figura 4.31: Monitoramento durante 45 dias da sucção por meio dos tensiômetros de vacuômetro após a execução da prova de carga inundada PCPL7.	105
Figura 4.32: Medidas de sucção por meio de tensiômetros de mercúrio durante a realização da PC_E13 (2019).....	105
Figura 4.33: Medidas de sucção por meio de tensiômetros de vacuômetro durante a realização da PC_E11 (2020)	106
Figura 4.34: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - CD,	109
Figura 4.35: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - SD,.....	109
Figura 4.36: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - CD, segundo o modelo van Genuchten (1980) com $R^2=0,972$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/	110
Figura 4.37: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - CD, segundo o modelo Cavalcante e Zornberg (2017) com $R^2=0,687$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/	110
Figura 4.38: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - CD, segundo o modelo Costa e Cavalcante (2021) com $R^2=0,964$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/	111
Figura 4.39: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - SD, segundo o modelo van Genuchten (1980) com $R^2=0,988$. Fonte: Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/	112
Figura 4.40: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - SD, segundo o modelo Cavalcante e Zornberg (2017) com $R^2=0,627$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/	112
Figura 4.41: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - SD, segundo o modelo Costa e Cavalcante (2021) com $R^2=0,912$. Fonte: Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/	113

Figura 4.42: Estimativa da quantidade de cimento segundo DNIT (2019).....	117
Figura 4.43: Relação entre a σ_{50} e a deformação axial.	119
Figura 4.44: Modelo de ajuste proposto aos valores σ_{50} obtidos em diferentes tempos de cura.	119
Figura 4.45: Evolução dos valores σ_{50} e os valores médios de σ_{50} ,	121
Figura 4.46: Variação do E_{50} em função do tempo de cura.	122
Figura 4.47: Relação entre os valores de σ_{50} e E_{50}	123
Figura 4.48: Resultado de σ_{50} em relação ao tempo de cura (duas etapas de ensaios laboratoriais-2019 e 2020)	124
Figura 4.49: Comparação do resultado de σ_{50} . CP moldados em laboratório e em campo. ..	127
Figura 4.50: Exumação das estacas E1, E2 e E3.....	129
Figura 4.51: Estaca E2, com 2 metros de profundidade.....	130
Figura 4.52: Estacas exumadas, permanência do prumo e integração com o terreno	130
Figura 4.53: “Grumo líquido” no interior do corpo de prova moldado a partir da amostra indeformada do material da E2.	130
Figura 4.54: Resultados dos ensaios de DPL.	133
Figura 4.55: Comparação dos resultados do DPL1 (terreno) com o DPL3 (seca) e o DPL6 (chuva).....	135
Figura 4.56: Perfil com os resultados dos ensaios de pH e perfil do teor de umidade.....	137
Figura 4.57: Topo da estaca E11 após execução das provas de carga: (a) topo da estaca após a execução da prova de carga em 2019; (b) topo da estaca após a execução da prova de carga em 2020.	139
Figura 4.58: Resultado das provas de cargas executadas na E11 em 2019 e 2020.....	140
Figura 4.59: Resultado das provas de carga das estacas	141
Figura 4.60: Resultado das três provas de cargas executadas nas estacas DMM.	142
Figura 4.61: Carga de ruptura, da PC_E11_2019, utilizando o critério de Van Der Veen (1953).	143
Figura 4.62: Carga de ruptura, da PC_E11_2020, utilizando o critério de Van Der Veen (1953).	143
Figura 4.63: Carga de ruptura, da PC_E13_2019, utilizando o critério de Van Der Veen (1953).	143
Figura 4.64: Dimensões máxima entre estacas para serem tratadas de forma isolada, segundo o critério de (Han, 2015).	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Características do milho.	27
Tabela 3.2: Características iniciais do projeto.	27
Tabela 3.3: Características do local e período do ano dos ensaios de DPL.	38
Tabela 3.4: Características das provas e carga em placa.....	41
Tabela 3.5: Principais características do cimento. Adaptado de Votorantim Cimentos (2020)	45
Tabela 3.6: Características das estacas DMM executadas na área de estudo.	55
Tabela 3.7: Características das estacas submetidas às provas de carga	62
Tabela 3.8: Estágios de carregamento das provas de carga nas estacas.....	64
Tabela 4.1: Análise granulométrica das amostras de solo com e sem uso de defloculante.	65
Tabela 4.2: Valores da massa específica natural do solo.	69
Tabela 4.3: Estimativa da massa específica natural em função da massa unitária do solo solto.	69
Tabela 4.4: Parâmetros estimados no perfil de do teor de umidade da sondagem SPT (seca). 70	
Tabela 4.5: Parâmetros estimados no perfil de umidade da sondagem SPT (chuva).....	70
Tabela 4.6: Limites de consistência, classificação das amostras e massa específica dos grãos.	71
Tabela 4.7: Resultado dos ensaios da classificação MCT.....	73
Tabela 4.8: Valores de γ_d e w em função da profundidade para $n=12$ golpes.....	76
Tabela 4.9: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	79
Tabela 4.10: Valores típicos de ângulo de atrito para areias e siltes.....	79
Tabela 4.11: Características das amostras de solo e do material da estaca DMM submetidas aos ensaios de cisalhamento direto.....	79
Tabela 4.12: Características das amostras dos ensaios edométricos. Amostra no teor de umidade de campo e inundada.	80
Tabela 4.13: Estimativa do potencial de colapso (PC).....	82
Tabela 4.14: Estimativa de recalque pelo ensaio de compressão edométrica.	83
Tabela 4.15: Estimativa da deformação de colapso máxima ($\Delta \epsilon_{cmax}$), (Futai, 2000).....	85
Tabela 4.16: Resultados dos ensaios de pH em solução de H_2O e KCl	90
Tabela 4.17: Valores de N_{SPT} , teor de umidade do perfil e a classificação tátil visual do solo.	92

Tabela 4.18: Estimativa da tensão de ruptura e do módulo de deformação nos ensaios de prova de carga.	99
Tabela 4.19: Comparação dos resultados do E (MPa) a partir das provas de carga lentas e .	100
Tabela 4.20: Valores dos teores de umidade de campo e da sucção inicial e máxima medida na prova de carga PCPL6.....	101
Tabela 4.21: Valores dos teores de umidade de campo e da sucção inicial e máxima medida na prova de carga PCPL7.....	102
Tabela 4.22: Valores estimados da tensão de ruptura nas provas de carga no trecho linear da curva carga-recalque.	107
Tabela 4.23: Parâmetros do solo, considerando o ensaio de sedimentação com defloculante (CD).....	110
Tabela 4.24: Parâmetros do solo, considerando o ensaio de sedimentação sem defloculante (SD).	111
Tabela 4.25: Variação dos valores de peso específico durante o tempo de cura.	118
Tabela 4.26: Valores atribuídos para as curvas de ajuste da σ_{50} em função do tempo de cura.	120
Tabela 4.27: Resultados de σ_{50} dos corpos de prova moldados em laboratório na primeira fase durante o período de 2019 e 2020.	123
Tabela 4.28: Resultado da σ_{50} dos corpos de prova moldados em campo durante a execução das estacas e a partir dos blocos do material das estacas exumadas.	126
Tabela 4.29: Dosagem inicial de cimento nas três metodologias.	128
Tabela 4.30: Perfis dos teores de umidade do solo e das estacas DMM E1, E2 e E3.....	131
Tabela 4.31: Velocidades mínimas e máxima medidas durante o	132
Tabela 4.32: Valores do índice T em função das velocidades mínimas, máxima e média. ...	132
Tabela 4.33: Resultados das cargas de ruptura das três provas de carga nas estacas, pelos critérios de 5 mm de deslocamento e de Van Der Veen (1953).....	144

LISTA DE ABREVIACOES E SÍMBOLOS

γ_d = peso específico seco (kN/m³)

γ_n = peso específico campo (kN/m³)

γ_{sat} = peso específico saturado (kN/m³)

$\Delta\sigma$ = intervalo de tensão normal (kPa)

$\Delta\varepsilon_{cmax}$ = deformaco de colapso máxima (%)

Δh = decréscimo de altura do corpo de prova, ensaio de RCS (resistência  compressão simples não confinada) (mm)

ΔV_{teor} = variao volumétrica para cada teor de cimento - Norma 414 (DNIT, 2019) (%)

ΔpH = diferença entre o pH_{H_2O} e o pH_{KCl}

Δh = diferença da altura de água no ensaio de infiltrao (cm)

Δt = tempo necessário ao rebaixamento de Δh do nível de água do furo no ensaio de infiltrao (s)

δ = recalque (mm)

ε = deformaco axial específica, ensaio de RCS

η = porosidade

θ = teor de umidade volumétrica (%)

ρ_n = massa específica do solo no campo

σ = resistência ou tensão de ruptura  compressão simples não confinada (kPa)

σ_{50} = 50% da tensão de ruptura  compressão simples não confinada (kPa)

$\sigma_{50mximo}$ = valor máximo dos valores de σ_{50} (kPa) em cada tempo (t) de cura, na curva de ajuste do modelo proposto

σ_{v0} = tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo

σ_{vm} = tensão de pré-adensamento

σ_{vpn} = tensão de pré-adensamento virtual do solo no teor de umidade de campo

σ_{vps} = tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado

ν = coeficiente de Poisson

τ = tensão de cisalhamento (kPa)

ϕ = ângulo de atrito do solo (graus)

ψ = suco (kPa)

ΣM = número total de lâminas (corte e mistura)

A = área corrigida, ensaio de RCS (cm²)
A₀ = área inicial do corpo de prova, ensaio de RCS (cm²)
A_{areia} = teor de areia em valor absoluto, proposta Futai (2000)
ABCP = Associação Brasileira de Cimento Portland
ABGE = Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM = American Society for Testing and Materials, atualmente ASTM International
A_c = área transversal da coluna (estaca) (m²)
Ac = índice de atividade da argila
A_e = área do entorno da estaca (m²)
Al₂O₃ = óxido de alumínio
a = coeficiente que define a forma da curva
a_s = relação de substituição
B = largura (ou diâmetro) da área carregada da placa do ensaio de prova de carga (m)
b = parâmetro de ajuste
C = coeficiente de colapsibilidade
c = coesão do solo (kPa)
CBR = *California Bearing Ratio*
CD = com defloculante
CDM = *Cement Deep Mixing*
CDSM = *Cement Deep Soil Mixing*
CP = corpo de prova
CP II F 40 = cimento Portland composto por adição de filler com resistência prevista de 40 MPa aos 28 dias de cura
CSM = *Cutter Soil Mixing*
DM = *Deep Mixing Method*
DMM = *Deep Mixing Method* ou Método Mistura Profunda
DNIT = Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DPL = *Dynamic Probing Light*
DRX = difração de raio-X
DSM = *Deep Soil Mixing*
E = módulo secante de deformação (MPa)
E₅₀ = módulo secante de deformação em relação a 50% da tensão de ruptura não confinada, σ₅₀ (MPa)

E_{eod} = módulo de compressão edométrica (kPa)
ENCh = unidade litoestratigráfica denominada Formação Cachoerinha
 e = índice de vazios natural
 e_0 = índice de vazios inicial
 e_f = índice de vazios final
 e_{inund} = índice de vazios da amostra inundada, ensaio de adensamento
 F = parâmetro para estimativa da σ_{50} em função do pH
FHWA = Federal Highway Administratio
 G_s = peso específico relativo dos grãos
 H = altura da coluna de água no interior do tensiômetro (cm)
 H_2O = água
 H_{solo} = espessura da camada (mm)
 h = altura de água inicial no ensaio de infiltração (cm)
 h_0 = altura inicial do corpo de prova, ensaio de RCS (mm)
 I = coeficiente de forma
 i = coeficiente adimensional do ensaio de infiltração (3 a 5)
IFB=Instituto Federal de Brasília
IFMT=Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso
INMET = Instituto Nacional de Meteorologia
IP = índice de plasticidade
KCl = cloreto de potássio
 k = coeficiente de permeabilidade (m/s)
 L = leitura no vacuômetro do tensiômetro (cmHg)
LL= limite de liquidez
LP = limite de plasticidade
MAPA = Ministério da Agricultura e Pecuária
MCT = Miniatura Compactada Tropical
 N_d = número de voltas da ferramenta de mistura durante o processo de perfuração em um minuto (n° voltas/ min)
 N_{DPL} = valor da resistência a cada 10 cm de sondagem tipo DPL
 N_{SPT} = valor da resistência dos 30 cm finais a cada metro de sondagem tipo SPT
 $N_{\text{SPT}'}$ = valor de N obtido por correlação com o valor de N_{DPL}

N_u = número de voltas da ferramenta de mistura durante o processo de retirada em um minuto (nº voltas/ min)

P = carga dos estágios da prova de carga (kN)

PC = potencial de colapso

PC_E11 = prova de carga executada com carregamento rápido na estaca DMM nº. 11

PC_E13 = prova de carga executada com carregamento rápido na estaca DMM nº. 13

PCP = prova de carga em placa

PCPL = prova de carga em placa com carregamento lento

PCPR = prova de carga em placa com carregamento rápido

PCZ = ponto de carga zero

Pedg = pedregulho

Prof. = profundidade

pH = potencial hidrogeniônico

QC/QA = *Quality Control / Quality Assurance*

R = carga de ruptura (kN)

r = metade da dimensão do lado da cava quadrada do ensaio de infiltração (cm)

RCS = ensaio de resistência à compressão simples não confinado

RQD = *Rock Quality Designation* ou Designação Qualitativa da Rocha

SD = sem defloculante

SGF = *Swedish Geotechnical Society*

SiO₂ = sílica

SPT = *Standard Penetration Test*

S_r = grau de saturação (%)

S_{r0} = grau de saturação inicial (%)

S_{rf} = grau de saturação final (%)

T = índice de qualidade (rotação/m)

t = tempo de cura (dias)

UFMT = Universidade Federal de Mato Grosso

UnB = universidade de Brasília

V_d = velocidade de perfuração da ferramenta de mistura no solo (m/min)

V_{Max (0%)} = volume máximo lido na proveta para solo puro, com 0% de adição - Norma 414 (DNIT, 2019) (ml)

V_{Max teor} = volume máximo lido na proveta para cada teor de cimento - Norma 414 (DNIT, 2019) (ml)

V_u = velocidade de retirada da ferramenta de mistura no solo (m/min)

W_c = massa de cimento seco adicionado em 1m^3 de solo (ton/ m^3)

w = umidade gravitacional (%)

w_0 = teor de umidade inicial (%)

w_f = teor de umidade final (%)

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é predominante recoberto por latossolos e grande parte destes solos possui aptidão agrícola (Embrapa, 2020). O Estado de Mato Grosso, o qual destaca-se atualmente como o principal Estado produtor de grãos do País. Segundo a CONAB (2023a) a safra 2022/2023, está estimada em 311 milhões de toneladas, o que significa um crescimento médio de 14,5% em relação à safra anterior. Deste total o Estado de Mato Grosso é responsável por 28% da produção de grãos, seguido do Estado do Paraná com 14% (CONAB, 2023a).

Entretanto, a produção de grãos carece de locais de armazenagem, principalmente tratando-se de armazenamento em propriedades rurais, situação esta em que o produtor não tem a opção de comercializar a safra em um tempo oportuno e agregar valor. . Tal fato tem estimulado os agricultores a investir em armazéns graneleiros. A oferta de armazenamento não acompanha o crescimento da produção. A capacidade de armazenamento está em 188 milhões de toneladas e desse total 15,1% estão armazenados nas fazendas (CONAB, 2023b). A armazenagem não cresce na mesma proporção da produção, portanto, atualmente há carência de armazenagem de 40%, ou seja, 123 milhões de toneladas de grãos. Como consequência os sistemas de armazenagem precisam atender esta demanda de forma eficaz, técnica e economicamente (Lopes Neto *et al.*, 2014).

Nesse contexto, as técnicas de melhoramento e as fundações executadas com solo local adicionado de aglomerante podem ser empregadas de diferentes formas e em diferentes tipos de solo. Essas alternativas possibilitam reduzir o impacto ao meio ambiente.

No Brasil, técnicas como estacas de areia, brita, aterros compactados, *jet grouting*, estacas de solo-cimento compactado ou de solo-cimento plástico são utilizadas, como alternativas de melhoramento ou como fundação de diversos tipos de obra. Entretanto, predomina os sistemas tradicionais de concreto ou argamassa executada no local, pré-fabricadas de concreto ou metálicas. Ressalta-se que a norma brasileira de projeto e execução de fundações NBR 6122 (ABNT, 2022a) não contempla melhoramento de solo, informando que podem ser utilizadas com adaptações fundamentadas nos tipos normatizados.

Todavia, em outros países as técnicas de melhoramento de solo são amplamente utilizadas e pesquisadas. Japão, Suécia, Bélgica, Portugal e Estados Unidos têm executado a partir da década de 1970 várias obras utilizando o método DMM (*Deep Mixing Method* - Método Mistura Profunda), o qual foi introduzido no Brasil somente no início dos anos 2000. Essas

obras, inclusive a executada no Brasil e nos países citados, estão assentes em sua grande maioria sobre uma camada de argila mole geralmente saturada ou em solos orgânicos.

Esta pesquisa além da contribuição científica, satisfaz a Portaria Nº 1.122, de 19 de março de 2020, a qual define as prioridades, no âmbito do Ministério da Ciência, Tecnologia, Inovações e Comunicações (MCTIC), no que se refere a projetos de pesquisa, de desenvolvimento de tecnologias e inovações, para o período 2020 a 2023. A pesquisa contempla a área de tecnologias de produção nos setores: indústria, agronegócio e infraestrutura, contribuindo para o aumento da competitividade e produtividade nos setores voltados diretamente à produção de riquezas para o País.

1.1 MOTIVAÇÃO

A crescente necessidade da construção de novos silos graneleiros (forma mais comum para armazenar grãos) e as patologias existentes nas atuais obras de armazenagem, no que tange a base dessas estruturas, impulsionaram o desenvolvimento desta pesquisa.

A alta frequência com que patologias em obras de armazenagem acontecem e na sua maioria resultantes de problemas nas fundações, são relatadas por (Conciani, 2016; Santiago, 2021; Santiago e Rebolledo, 2022). Essas patologias estão atreladas há vários fatores, alguns desses descritos a seguir:

- a. As características próprias dos solos lateríticos, abundantes no Mato Grosso e geotecnicamente pouco pesquisadas;
- b. As longas distâncias entre as propriedades rurais e as cidades, dificulta o fornecimento de material como o concreto usinado. Não obstante, o acesso de perfuratrizes ou bate-estacas pode ser restrito pelas condições das vias ou pelas estruturas das pequenas pontes nas estradas vicinais;
- c. A condição de carregamento e descarregamento de forma rápida e variável, regido pela oscilação do volume e condições mercadológicas entre período de safra e entre safra, ao longo da vida útil da obra de silo, o qual é a forma mais comum para armazenar grãos; e
- d. As características distintas do mesmo solo quando analisado nas duas estações: inverno seco e verão chuvoso com aproximadamente 2.000 mm/ano.

As soluções de fundações adotadas precisam atender às solicitações, garantindo o desempenho e a segurança da obra. Se houver danos, estes poderão ser reparados e as fundações reforçadas ou substituídas. Entretanto, necessitam de uma análise e intervenção mais complexa e o custo poderá ser elevado. Ademais, existe ainda o montante de perda da safra por falta de local adequado para armazenar (Souza Filho, 2018).

Além da carência de armazenagem, o Estado de MT está expandindo sua malha rodoviária e ferroviária (SINFRA, 2021). Consequentemente, necessita de fundações que atendam técnica, ambiental e economicamente essas importantes obras.

No decorrer do desenvolvimento da pesquisa, observou-se que pouco se sabe sobre a aplicação do método DMM em solos lateríticos não saturados. O método desenvolvido, continua sendo pesquisado e aplicado em solos moles ou orgânicos. Tais solos apresentam características muito diferentes das encontradas na área de estudo dessa pesquisa, assim como em grande parte do Brasil e de outros países de clima tropical.

Diante desse contexto, verificou-se a possibilidade de empregar o método DMM como fundação em solos lateríticos. Não obstante, a pesquisa, a qual inicialmente direcionou-se para fundações de silos, verificou que o método se adapta para outras aplicações tais como: armazéns industriais, fundação de pavimento, ferrovias, portos, aterros sanitários e outros.

1.2 HIPÓTESES

- a. A estaca de solo-cimento executada no método DMM como elemento estrutural de fundação suporta esforços de compressão aplicados diretamente sobre ela;
- b. A rigidez do solo de fundação entre as estacas aumenta, promovendo uma melhor distribuição dos esforços; e
- c. A homogeneização da mistura de solo e cimento requer um fator água/cimento de no mínimo 1(um).

1.3 OBJETIVO GERAL

Avaliar o método mistura profunda – DMM aplicado na execução de estacas em solo laterítico não saturado. Tais estacas, constituídas de solo local, laterítico e cimento, pretendem garantir um comportamento satisfatório de resistência e deformação.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Definir a dosagem da mistura em laboratório e o processo de homogeneização da mistura com o solo laterítico em campo;
2. Analisar a capacidade de carga e o recalque da estaca, executada no método DMM; e
3. Verificar a rigidez do solo antes e depois da execução das estacas DMM com auxílio do DPL (*Dynamic Probing Light*).

Realizou-se a pesquisa por intermédio de uma parceria entre instituições e empresas que participaram técnica e economicamente dos trabalhos, sendo: UnB – Universidade de Brasília, UFMT – Universidade Federal de Mato Grosso, IFMT – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso, IFB – Instituto Federal de Brasília, Barbosa e Dalla Rosa Fundações e NAZA Cereais.

1.5 ESTRUTURA DA TESE

Esta tese está subdividida em sete capítulos. Os assuntos estão distribuídos da seguinte maneira:

No Capítulo 1, apresenta-se a INTRODUÇÃO, com uma visão geral da pesquisa quanto à implantação do método DMM (*Deep Mixing Method* ou Método Mistura Profunda) em solos lateríticos, os objetivos, as hipóteses e a motivação da escolha do tema.

No Capítulo 2, trata-se da REVISÃO BIBLIOGRÁFICA referente ao comportamento e classificação dos solos lateríticos e das fundações mais alusivas à proposta da tese. Descreve-se o método DMM, os países com o método consolidado, os processos empregados na execução e os métodos de dosagem e de verificação da qualidade da mistura.

No Capítulo 3, encontram-se os MATERIAIS E MÉTODOS com que a pesquisa foi desenvolvida. Desde a descrição da área de estudo, pluviometria e a caracterização do solo por ensaios laboratoriais e de campo, inclusive com prova de carga executada de forma rápida e lenta com e sem inundação. Caracteriza-se como foi definida a dosagem da mistura. Relata-se também o processo executivo de implantação das estacas na área de estudo e das verificações de resistência mecânica e de comportamento do solo e das estacas, após a implantação. Descreve-se a exumação das estacas, a verificação da resistência à compressão simples e as provas de carga.

No Capítulo 4, intitulado de RESULTADOS E ANÁLISES, avalia-se inicialmente os resultados dos ensaios envolvendo somente o solo local, sejam eles obtidos em laboratório ou em campo. Resume-se todas as características obtidas no perfil de solo até a profundidade de 9 m. Além do solo, apresenta-se os resultados de dosagem da mistura por outros métodos além do utilizado na execução das estacas e os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples dos corpos de prova moldados em laboratório e em campo durante a execução das 14 estacas. Explora-se os resultados obtidos nas investigações após a execução seja de controle das estacas ou do solo.

Prestes a findar, apresentam-se as CONCLUSÕES DA PESQUISA e as SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS. Finaliza-se a tese com as REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS LATERÍTICOS

Os solos lateríticos são resultantes de processo pedogenético correspondente a perfis de solos bem drenados e desenvolvidos no ambiente de climas tropicais úmidos (Conciani *et al.*, 2015). Os autores também relatam que nesses solos normalmente a caulinita é o principal argilomineral, adicionada de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, com macroestrutura e microestrutura porosas.

Nogami e Vilibor (1995) propuseram uma classificação para solos tropicais dividindo-os em lateríticos e não lateríticos, ou seja, saprolíticos. A classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical) considera o comportamento geotécnico. Os autores definem solos lateríticos como uma variedade de solo superficial, bem drenado, típico das regiões tropicais úmidas. Enquanto os solos saprolíticos são resultantes da decomposição ou desagregação que mantém as características da rocha de origem. Esses dois grupos constituem os solos tropicais, os quais a mecânica dos solos não saturados tenta compreendê-los. Os autores também descrevem a grande ocorrência destes solos na faixa entre as linhas imaginárias dos Trópicos de Capricórnio e de Câncer. No entanto, o que caracteriza esses solos são o comportamento mecânico e as propriedades físico-químicas, típicos de regiões tropicais úmidas.

Os fatores típicos de clima tropical favorecem o intemperismo, principalmente, por hidrólise e hidratação (Conciani *et al.*, 2015). Dentre tais fatores, destacam-se o alto índice de precipitação anual das chuvas, entre 1500 e 2000 mm/ano, as altas temperaturas, ultrapassando os 30°C e com amplitude térmica diária de mais de 10°C, segundo os dados históricos anuais (INMET, 2020).

Para Fookes (1997), os solos tropicais se diferenciam basicamente por dois fatores: a profundidade da camada intemperizada que pode ultrapassar dezenas de metros e a não padronização da disposição destas camadas. O autor também relata que os solos tropicais profundamente intemperizados, caso dos solos lateríticos, apresentam na sua composição óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio, sendo que tais elementos conferem ao solo a cor avermelhada. As cores amarelas e mosqueadas também são encontradas. Estes elementos além das cores promovem a cimentação entre os grãos.

A cimentação em conjunto com a sucção, garante uma rigidez e resistência, sendo que estas podem ser reduzidas com o aumento do teor de umidade. Essa cimentação pode se tornar muito forte e, assim, tem-se as concreções lateríticas (Conciani *et al.*, 2015).

Como consequência do processo de formação, os solos lateríticos apresentam os primeiros metros lixiviados, ou seja, são porosos, com índice de vazio superior a 0,8 e permeabilidade variando entre 10^{-3} e 10^{-6} m/s, conforme citado por Conciani et al. (2015).

Nogami e Vilibor (1995) indicam que os solos lateríticos apresentam com grande frequência linha de seixos, normalmente no limite inferior da camada superficial. Na maioria dos casos, o solo sobrejacente a essa linha de seixos possui origem diferente, podendo ser um saprólito ou solo transportado.

Tokunaga et al. (2005) analisaram amostras de solos arenosos quanto à permeabilidade variando a quantidade de aglutinante (cimento), o período de cura, a pressão de confinamento e a variação da fração fina. Apesar de serem solos diferentes, os solos lateríticos se comportam em termos de permeabilidade como areias. Os autores indicam que a permeabilidade do solo tratado com cimento diminui com o aumento da quantidade de cimento misturado. Os autores trataram uma areia, denominada Areia de Chiba, com quatro dosagens de cimento: 100, 150, 200 e 250 kg/m³. Na Figura 2.1 modificada de Tokunaga et al. (2005) retrata-se o efeito do aumento da quantidade de cimento no envolvimento dos grãos de areia com cura de 28 dias.

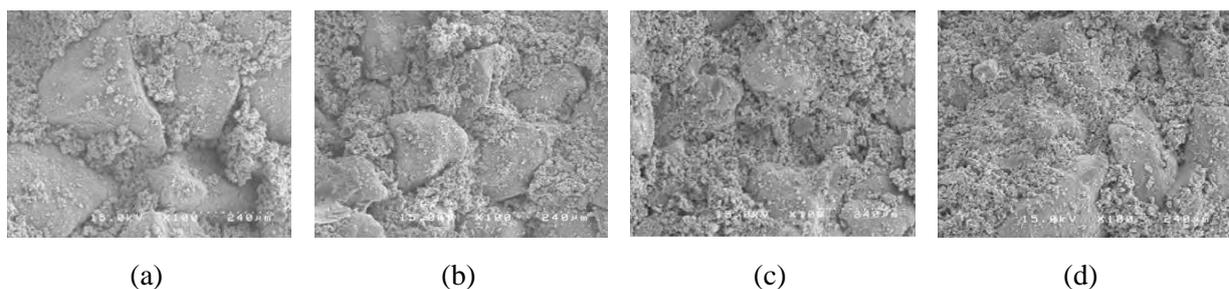


Figura 2.1: Imagens microscópicas da areia de Chiba com diferentes teores de cimentos e com cura de 28 dias: (a) 100 kg/m³ de cimento; (b) 150 kg/m³ de cimento; (c) 200 kg/m³ de cimento e (d) 250 kg/m³ de cimento (Modificada de Tokunaga et al. (2005)).

2.2 COMPORTAMENTO DOS SOLOS TROPICAIS

Os solos tropicais apresentam alta porosidade. Os poros são classificados em: micro, meso e macro. Camapum de Carvalho et al. (2015) ressaltam que a macroestrutura interagregado

controla o fluxo hidráulico e o fenômeno de colapsibilidade. No entanto, os autores relatam a importância dos micros e mesoporos no comportamento mecânico do solo, onde esses poros não se modificam diante das tensões comumente aplicadas em solo.

A curva de retenção de água no solo colabora no entendimento do comportamento do solo. Gitirana Junior et al. (2015) indicam que a curva de retenção de água no solo é uma das propriedades mais importantes do solo não saturado, a qual consiste na relação da quantidade de água presente no material poroso e a energia necessária para remover esta água.

Nos solos tropicais a curva assume a forma bimodal. Tem-se duas pressões de entrada de ar, uma correspondente aos microporos (interior dos agregados) e outra aos macroporos (entre agregados) (Campos *et al.*, 2008).

A curva de retenção de água no solo pode ser obtida em laboratório e em campo. Pode ser obtida pelo processo de secagem do solo ou por molhamento. As curvas pelos dois processos são diferentes. O fato acontece devido à histerese. Segundo Conciani (1997), a histerese é devida ao efeito de ângulo de contato da água com as partículas sólidas, a desuniformidade geométrica dos poros e a diferença de condutividade hidráulica em meios saturados ou não saturados.

Gitirana Junior et al. (2015) indicam que ao assumir o solo como uma estrutura simples, como as areias, possibilita-se a constatação de que a granulometria do material determina a distribuição do tamanho dos poros e por conseguinte, da curva de retenção de água no solo.

Os pesquisadores Albuquerque et al. (2022) propuseram um método para estimativa da curva de retenção de água no solo empregando inteligência artificial com base nos parâmetros do solo da caracterização física: porosidade (η), índice de plasticidade (IP) e as quantidades de areia, argila, silte e pedregulho. Os resultados podem ser obtidos com as opções de três modelos: van Genuchten (1980), Cavalcante e Zornberg (2017) e Costa e Cavalcante (2021) com modelo bimodal. A proposta está sendo aprimorada e está disponível gratuitamente em forma de aplicativo no site do grupo de pesquisa Geofluxo (Grupo de Pesquisa Inovações e Tecnologias Aplicadas em Geotecnia Ambiental) – UnB no endereço eletrônico: <https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/>

A proposta de Arya e Paris (1981) estima a curva de retenção de água no solo de forma empírica, relacionando-as com a curva granulométrica do solo. O modelo estima os valores

do teor de umidade volumétrica e a sucção solo a partir dos valores de diâmetro e de concentração das partículas do solo obtidos na análise granulométrica, considerando o raio representativo dos poros em função do raio das partículas do solo.

Em campo a sucção do solo pode ser medida com o uso de tensiômetros, aparelho desenvolvido por Gardner (1922) *apud* Azevedo e Silva (1999). O tensiômetro consiste em um tubo com uma cápsula porosa, geralmente de cerâmica ou porcelana, acoplada na extremidade inferior. Na extremidade superior há um medidor de vácuo (que pode ser um vacuômetro metálico ou um manômetro de mercúrio). A cápsula porosa é apenas permeável à água e aos solutos na solução do solo até determinado nível de tensão. Azevedo et al. (1983) e Conciani (1997) recomendam utilizar o tensiômetro para tensões de até 100 kPa. Marouelli (2008) recomenda utilizar o tensiômetro para leitura de tensão até 80 kPa. Todos os autores, mesmo divergindo do limite máximo, esclarecem que para tensões acima destes limites, a água, sob vácuo, entra em processo de cavitação.

O tensiômetro de mercúrio atualmente é utilizado apenas em pesquisas científicas. Esse equipamento utiliza mercúrio metálico e apresenta riscos à saúde do operador e ao meio ambiente.

Uma forma simples de verificar se o solo apresenta comportamento laterítico dá-se por meio do ensaio de granulometria por sedimentação com e sem o uso de defloculante. Conciani e Nunes (2016), Campos et al. (2008), citam que o uso do defloculante desfaz as cimentações que unem as concreções (agregações), normalmente formadas por argilominerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos de ferro e alumínio.

A caracterização mineralógica colabora na compreensão do comportamento do solo laterítico (Cardoso, 2002). Soares (2016) analisou o solo de um terreno localizado nas coordenadas 15°34'52.6"S e 54°20'00.0"W no município de Primavera do Leste, MT. O autor utilizou o difratômetro de raios X com lâmina orientada pela técnica do esfregaço, com amostra de solo na condição normal, glicolada e aquecida a 500°C. Tais ensaios confirmam o predomínio da caulinita e a presença de gibsita e goethita, confirmando, assim ser um solo laterítico.

2.3 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A caracterização e classificação geotécnica tradicional dos solos está condicionada a análise granulométrica e aos limites Atterberg ou de consistência (limites de liquidez e de plasticidade). O comportamento diferenciado dos solos lateríticos em relação aos demais

conduziu Nogami e Vilibor (1995) a proporem uma classificação específica para este grupo de solos normatizada (DNIT, 1994a, 1994b, 1996a). A metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical) diferencia os solos de comportamento laterítico (L) e não laterítico (N).

Fortes et al. (2002) detalham e relatam o método das pastilhas para identificação expedita do grupo MCT proposto por Nogami e Vilibor (1995). O método consiste em uma forma mais simplificada de avaliar o comportamento do solo, por meio da medição da contração e da penetração de pastilhas moldadas em anéis metálicos ou de PVC.

2.4 SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos tropicais podem apresentar características de colapsibilidade, expansividade ou ambos em um mesmo perfil (Camapum de Carvalho, 2007). Além disso, o autor também descreve que ambas as características ocorrem tanto em solos naturais, quanto em solos compactados. Ademais, cita que se faz necessário observar as variações climáticas como temperatura, umidade, pluviometria e, inclusive, a posição do sol em relação à obra.

Para Ribeiro Jr. e Futai (2010), o solo colapsível, obrigatoriamente apresenta uma estrutura metaestável, ou seja, uma estrutura porosa, caracterizada por um elevado índice de vazios e a condição não saturada. Para os autores, são necessárias duas condições para estes solos apresentarem o colapso: a redução da sucção, induzida pelo aumento de teor de umidade, e a atuação de um estado de tensão crítico.

Os autores Barden et al. (1973) indicaram que para haver o colapso seria necessário atender algumas condições: a estrutura do solo deve estar parcialmente saturada, com alto índice de vazios, deve-se aplicar uma tensão que provoque a instabilidade e deve existir uma forte ligação entre os grãos, a qual será reduzida com o aumento do teor de umidade. Como resultado do colapso, haverá uma reorganização dos grãos e uma redução brusca de volume.

Entretanto, esta pesquisa adota a definição da (ABNT, 2022b), a qual define solo colapsível como:

*“solo não saturado, com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos.
NOTA O solo colapsível apresenta uma compressão considerável e rápida quando submetido a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que esteja submetido.”*

Tal definição também é adotada por autores ao longo do tempo como por Conciani & Soares, (1995), Futai (2000), Dalla Rosa Barbosa (2002), Hanna e Soliman (2017), Romão e Souza (2017) e Lemos et al. (2021).

Dalla Rosa Barbosa (2002) e Soares (2016) caracterizaram o solo na região de Primavera do Leste-MT como colapsível. Conciani (1997) também identificou solos colapsíveis no Mato Grosso, em Rondonópolis e em Campo Novo do Parecis. Soares (2016) e Conciani (1997) identificaram na composição mineralógica dos solos estudados a presença de caulinita e gibsitita. Conciani (1997) também encontrou quartzo em suas amostras.

Uma das formas mais empregada para identificação dos solos colapsíveis é por meio dos ensaios edométricos, simples ou duplos. A metodologia do ensaio duplo, proposto por Jennings e Knight (1957) e Reginatto e Ferrero (1973), consiste em submeter duas amostras indeformadas obtidas em um mesmo bloco de amostra ao ensaio de adensamento. Um ensaio é feito com o solo em seu estado natural de umidade. O outro, com o solo previamente inundado.

Na impossibilidade financeira ou temporal para tais ensaios, assim como pela dificuldade de obter amostras idênticas para realização do ensaio edométrico duplo, Futai (2000) propôs uma solução empírica. Trata de um parâmetro denominado de deformação de colapso máxima ($\Delta\varepsilon_{cmax}$), conforme

$$\Delta\varepsilon_{cmax} = 4,2 \left(\frac{e\sqrt{S_r}}{A_{areia}(1 + IP)} \right)^{0,6} \quad (2.1)$$

onde:

$\Delta\varepsilon_{cmax}$ = deformação de colapso máxima (%)

e = índice de vazios natural

A_{areia} = teor de areia em valor absoluto

S_r = grau de saturação (%)

IP = índice de plasticidade (%)

Na proposta de Futai (2000), a deformação de colapso máxima ($\Delta\varepsilon_{cmax}$) é inversamente proporcional ao colapso máximo. Dessa forma, o seu aumento representa uma redução do colapso máximo.

Conciani e Soares (1995) propuseram uma metodologia simples de ensaio de campo para verificar a possibilidade do solo ser colapsível. A metodologia de forma resumida consiste em extrair uma amostra indeformada num anel metálico. Submeter a um carregamento e efetuar as medições utilizando relógio comparador. Após estabilizar as leituras, inundar a amostra a partir da base inferior do anel e observar se há variação de volume. Caso haja variação de volume após a inundação, outros ensaios mais criteriosos podem ser realizados para confirmar ou não o potencial de colapso do solo.

Rubright e Bandimere (2004) citam os solos colapsíveis como solo sendo tipicamente sensíveis a água (oriunda de chuvas ou de defeito de instalações), os quais com a saturação aumentada colapsam a microestrutura e enfraquecem as ligações intergranulares. Os autores sugerem trabalhar com estes solos compactando-os. No entanto, a compactação não atende a todas as solicitações das obras. Os autores sugerem que executar os elementos profundos com a utilização de água ou por via seca pode ser uma alternativa, estando atento à redução temporária de resistência que pode ocorrer pelo encharcamento com água do processo executivo.

2.5 FUNDAÇÕES PROFUNDAS ENVOLVENDO SOLO LOCAL ADICIONADO DE CIMENTO

Existem vários sistemas e tipos de fundações. A escolha permeia a disponibilidade de equipamento, o tipo de solo, as características da obra e o planejamento financeiro. Aborda-se neste subcapítulo as estacas de solo-cimento compactadas, como uma alternativa técnica viável executada na região. As estacas de solo-cimento plásticas estudadas em décadas anteriores, pouco utilizadas no mercado de fundações atual, mas com dados importantes sobre a confecção da mistura solo-cimento. E por fim, o sistema proposto de mistura de solo-cimento em profundidade, DMM, objeto dessa pesquisa.

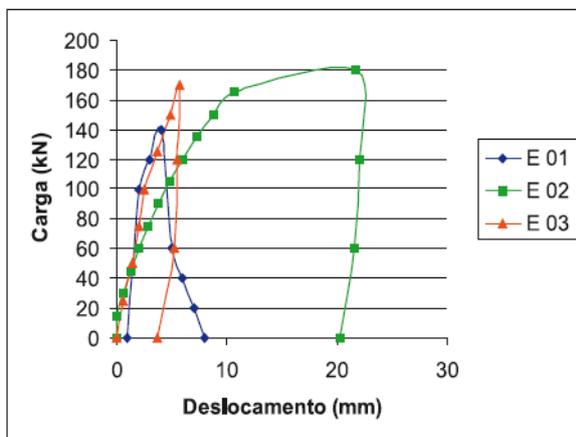
2.5.1 ESTACAS DE SOLO-CIMENTO COMPACTADAS

Silva (1994) relata que o uso de cimento misturado ao solo é uma técnica muito antiga, sendo os primeiros trabalhos realizados na execução de estradas. A autora definiu solo-cimento compactado como a mistura de solo com cimento suficiente para estabilizá-la, preparada com adequada quantidade de água para promover a compactação da mistura e hidratação do cimento.

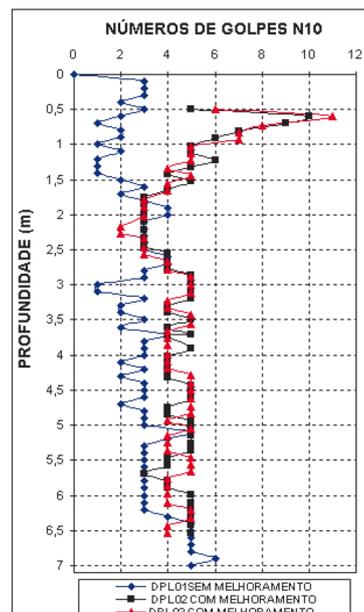
O equipamento normalmente utilizado é o da estaca Strauss. O solo precisa ser estocado com umidade controlada e verificada constantemente para obter a umidade ideal de compactação da mistura solo-cimento. A confecção da mistura utiliza betoneira estacionária. A abertura do furo é feita por repetidos golpes do pilão ou piteira. O material solo-cimento é lançado no interior do furo e o pilão compacta a mistura em camadas. Faz-se necessário definir a altura das camadas de solo-cimento e o número de golpes para cada camada. O controle é manual. Somado a isso, há grande dificuldade para armar o fuste da estaca, as barras de aço podem ser posicionadas, uma a uma, sem estribos. A armadura, quando necessária, é apenas de arranque, sem função estrutural. Neste tipo de fundação, o elemento estrutural restringe-se aos esforços à compressão.

Rondon et al. (2007) relatam a utilização da técnica como fundação de uma base de um silo graneleiro no município de Primavera do Leste-MT. Estacas com diâmetro de 400 mm e profundidade entre 4,5 e 6 m, espaçadas 1 m entre eixos. Os resultados dos ensaios de prova de carga, executadas no período de chuvas, estão apresentados na Figura 2.2. (a). As estacas E01 e E03 têm 6 m e a E02 4,5 m de profundidade. Gomes Pinto e Conciani (2007) constataram nesta mesma obra um incremento de resistência do solo entre as estacas por meio do DPL (*Dynamic Probing Light*).

Observa-se na Figura 2.2(b) que a maior diferença está no primeiro metro. Os autores atrelam o fato ao alargamento da cabeça das estacas, a qual ocorre em função do processo executivo. Entre a profundidade de 1,5 e 3 m os resultados antes e depois do melhoramento são semelhantes. Os autores não indicaram um motivo. Foi observado que no intervalo entre 1 e 3 m o solo apresentou os maiores valores de N_{SPT} , chegando a 8 golpes na profundidade de 3m. No restante do perfil o N_{SPT} é igual ou inferior a 3. Essa maior resistência do solo pode ter sido um dos motivos dos valores do N_{DPL} apresentarem um ganho significativo entre 0,5 e 1,5 m em relação às profundidades maiores. Outro fator que deve ter contribuído para o pico de resistência medido pelo DPL após solo melhorado é a imposição do modelo construtivo. A cabeça da estaca fica mais larga que o fuste, considerando que o pilão cerra várias vezes as laterais no início do furo. Importante relatar que os ensaios de DPL também foram realizados no período de chuvas, tanto do ensaio em terreno natural como entre as estacas, no terreno melhorado.



(a)



(b)

Figura 2.2: Resultado das análises das provas de carga e dos ensaios em Primavera do Leste (MT): (a) Resultado das provas de carga, Rondon et al. (2007); (b) resultado dos ensaios de DPL antes e depois do melhoramento, Gomes Pinto e Conciani (2007).

As desvantagens dessa metodologia consistem no processo executivo e na baixa produtividade.

2.5.2 ESTACAS DE SOLO-CIMENTO PLÁSTICO

Este processo de fundação consiste em perfurar a estaca com a utilização de trado espiral ou pilão do equipamento da estaca Strauss e preencher o fuste com material confeccionado da mistura de solo-cimento plástico. Esta mistura é produzida com uma quantidade de água suficiente, que permita a aplicação com consistência semelhante à da argamassa tradicional, (Segantini, 2000; Silva, 1994).

Camapum de Carvalho et al. (1990) estudaram o comportamento do solo-cimento plástico de três solos tipicamente encontrados em Brasília, DF. Foram analisados: uma argila amarela; um solo arenoso; e um solo laterítico com concreções. Os autores testaram quatro teores de cimento: 8, 10, 12 e 14%. Os corpos de provas permaneceram em câmara úmida por 7, 14, 28 e 56 dias. Apenas foram inseridos na água quatro horas antes do ensaio de resistência à compressão simples. Os autores moldaram os corpos-de-prova misturando inicialmente as frações sólidas e posteriormente a água até atingir o limite de liquidez (LL) da mistura pelo método do cone, promovendo uma melhor trabalhabilidade e facilitando o lançamento.

Os autores verificaram que a resistência e o módulo de deformação aumentaram com o acréscimo do teor de cimento e com o tempo de cura, exceto para o solo laterítico. Para o solo laterítico quando o teor de cimento passou de 12 para 14%, diminuiu a resistência e o módulo de deformação. Assim como também reduziu essas propriedades a partir dos 14 dias de cura para os teores de cimento acima de 8%. Os autores promoveram a substituição da fração retida na peneira 4,76 mm (nº. 4) por igual quantidade deste material quebrado. Com este procedimento eles consideraram que o comportamento do solo laterítico pode ser atribuído a uma queda de resistência das concreções com o tempo de umidificação.

A solução em solo-cimento plástico pode reduzir de forma significativa o custo das fundações (Segantini, 2000). Tal como as estacas de solo-cimento compactadas, o processo executivo é demorado e o controle de qualidade da confecção da mistura e o processo de execução requerem atenção especial por ser conduzido manualmente.

2.5.3 MÉTODO MISTURA PROFUNDA-DMM

A terminologia DMM (Método Mistura Profunda ou *Deep Mixing Method*) pode envolver vários sistemas de misturas. Estes sistemas recebem nomes diferentes dependendo de como são executados ou onde são executados como por exemplo: DSM (*Deep Soil Mixing*), CSM (*Cutter Soil Mixing*), CDSM (*Cement Deep Soil Mixing*), CDM (*Cement Deep Mixing*). Desta forma, o termo adotado nesta pesquisa é DMM, assim como assumido por Kitazume e Terashi (2013) e pela Federal Highway Administration (Bruce *et al.*, 2013).

Na norma *Report 4:95E* (SGF, 1997), trata-se o elemento executado no método DMM como coluna. Todavia, no Brasil o termo coluna é utilizado para pilar circular e na execução de *jet grout*. Assumiu-se no desenvolvimento dessa tese o termo estaca DMM.

O sistema de estabilização do solo com material cimentício em profundidade, conhecido atualmente como DMM, foi desenvolvido para as argilas moles e solos orgânicos. O intuito deste método consiste em: melhorar a estabilidade, reduzir os recalques e controlar infiltração, conforme relatam Kitazume e Terashi (2013). Esse sistema apresenta uma excelente relação custo-benefício, tal característica torna o método bastante promissor, (Larsson, 2005).

Segundo (Miller, 2019), essa metodologia foi executada pela primeira vez nos Estados Unidos em 1954. No Japão, a pesquisa e desenvolvimento do método foi iniciada pelo *Port and Harbour Research Institute* (PHRI), vinculado ao Ministério dos Transportes do país nos anos

1970 (Kitazume e Terashi, 2013). Esses autores informam que a técnica foi originariamente desenvolvida no Japão e nos países nórdicos. Machado (2016) também relata que o desenvolvimento da técnica começou em 1967 na Suécia, adicionando cal viva ao solo. Os autores Bruce et al. (2013) da FHWA - Federal Highway Administration, relatam que apesar dos Estados Unidos utilizarem primeiramente a técnica, os métodos atuais refletem principalmente os parâmetros desenvolvidos no Japão e nos países nórdicos nos últimos 40 anos, visto que somente em 1996 foi realizado um evento no idioma inglês com exposição dos trabalhos americanos. Sanches (2012) salienta que a técnica é bem aceita mundialmente e aplicada a diversos tipos de solos, dentre eles com grandes quantidades de matéria orgânica, saturados ou moles.

O método DMM no Brasil foi utilizado apenas no início dos anos 2000 com a obra de ampliação do aeroporto Salgado Filho, em Porto Alegre – RS (Ortigão et al., 2015; Machado, 2016). Machado (2016) também relata a obra do corredor expresso de ônibus – BRT no Rio de Janeiro, parcialmente executado neste método. Em ambas as obras havia uma camada de argila mole no solo de fundação.

Gusmão Brindeiro et al. (2018) relatam o uso da técnica de *Deep Soil Mixing* como solução mista de fundação para as bases de aerogeradores no Parque Eólico em Casanova no Estado da Bahia. O solo foi caracterizado como silte arenoso muito compacto com presença de cascalho de quartzo com N_{SPT} na maioria das sondagens acima de 30 golpes assente em uma camada de solo alterado de xisto a partir de 4,5 m. O solo apresenta características colapsíveis. As estacas foram projetadas com 600 mm de diâmetro e profundidade variável. A mistura das estacas foi definida inicialmente com 354 kg/m^3 e fator água/cimento de 0,65 e alterada para 453 kg/m^3 de cimento e 0,60 o fator água/cimento. Os valores de resistência à compressão simples das misturas propostas são apresentados na Figura 2.3, onde é possível observar um grande incremento de resistência com a adição de 99 kg/m^3 de cimento. A resistência variou de 3 para 12 MPa aos 28 dias. Também é notável atentar que a dosagem inicial de 354 kg/m^3 é alta. Tal quantidade de cimento é normalmente utilizada em concretos com resistência exigida aos 28 dias de 35 MPa. Segundo os autores o cimento também tem função de enchimento, reduzindo os vazios do solo. A adição de cimento, reagindo com a água presente no solo, tem como efeito o preenchimento dos espaços vazios existentes entre as partículas (Sanches, 2012).

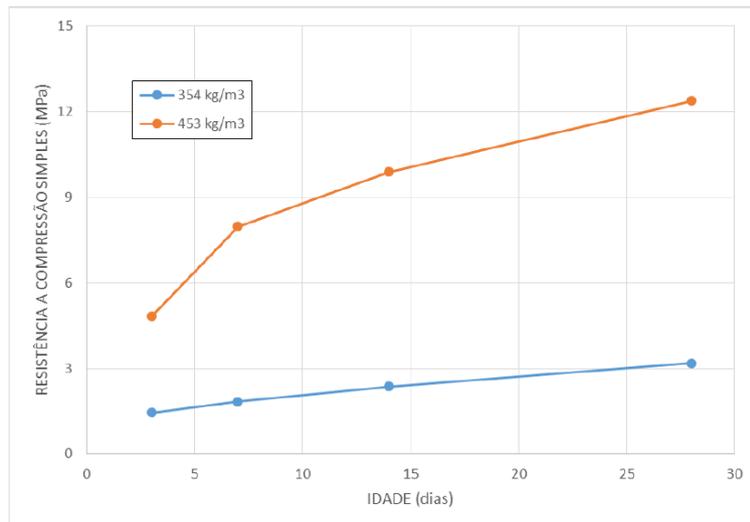


Figura 2.3: Evolução da resistência à compressão simples da mistura.

Legenda: azul - 354 kg/m³ e alaranjada - 453 kg/m³. Fonte: Gusmão Brindeiro et al. (2018)

Gusmão Brindeiro et al. (2018) confirmaram com a realização de provas de carga em placa assentada no elemento estrutural e no solo de contorno que a rigidez é superior ao solo natural.

2.5.3.1 FATORES QUE INTERFEREM NAS CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS DMM

Na norma *Report 4:95E* (SGF, 1997) disponibilizada para esta pesquisa de forma gratuita pela *Swedish Geotechnical Society* e recomendada por Forsberg et al. (2011), na norma inglesa EN 14679 (BS, 2005), assim como, Kitazume e Terashi (2013) relata-se vários fatores que podem interferir nas características das estacas executadas no método DMM e conseqüentemente no resultado, os principais fatores são:

- a. Características do solo: granulometria, limites de consistência, resistência não drenada limita a 150 kPa segundo a norma *Report 4:95E* (SGF, 1997) mineralogia, quantidade de material orgânico, pH, do teor de umidade do perfil, nível do lençol freático;
- b. Características do aglomerante: tipo, disponibilidade, capacidade de misturar ao solo; quantidade adequada; evolução da resistência à compressão simples em função do tempo; e
- c. Condições da mistura: segundo Larsson (2005) a geometria da ferramenta (trado) é o principal fator, assim como o número de lâmina (pás), capacidade de avanço do equipamento, velocidade de avanço (descida e subida do trado), tempo de homogeneização, tipo de injeção (calda ou pó);

- d. Processo de cura: tempo de cura, temperatura, exposição da cabeça das estacas, execução ou não de camada de aterro sobre as estacas.

A qualidade do método DMM é comumente verificada pelo critério QC/QA do termo em inglês: *Quality Control / Quality Assurance*, em português Controle de Qualidade / Garantia da Qualidade.

Segundo Kitazume e Terashi (2013) e Grisolia et al. (2013), QC/QA compreende um conjunto de informações laboratoriais, de execução em campo e de monitoramento após a execução. Grisolia et al. (2013) salientam a importância da boa prática dos ensaios evitando definições errôneas em projeto e durante a execução, garantindo com eficiência o desempenho da superestrutura.

2.5.3.2 PROCESSO DE EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Para executar as estacas no método DMM necessita-se acoplar na perfuratriz uma ferramenta, um trado específico. Trata-se de um trado de eixo vertical com pás instaladas e orifícios na pá inferior para injetar o material aglutinador. Existem inúmeros modelos de trados. As ferramentas são adaptadas conforme as condições do solo e da perfuratriz.

As pás executam movimento de rotação horizontal e desagregam as partículas constituintes do solo. Os orifícios na pá inferior têm por objetivo introduzir o aglutinante.

Os aglutinantes podem ser: cimento, cal, escória, bentonita, gesso, cinzas volantes e outros, usados de forma individual ou combinados. Esses ligantes podem ser misturados a seco, pó (*dry*) ou por via úmida (*by wet*).

Os equipamentos possuem configurações diferentes, dentro dessas observa-se: capacidade de torque, diâmetro e geometria do trado, profundidade máxima perfurada, capacidade de produção/dia, capacidade da bomba de injeção, sistema de armazenamento do aglomerante e o sistema de misturadores.

A execução consiste em perfurar o terreno e concomitantemente injetar o aglutinante ou perfurar o terreno e injetar o aglutinante a partir da ponta inferior da estaca e proceder a retirada (subida) do trado. Este processo de perfuração (descida) e retirada (subida) do trado pode ser executado várias vezes, o que gera “n” número de ciclos, sendo cada descida e subida entendido como um ciclo.

As estacas podem ser arranjadas de diferentes formas, conforme a necessidade do projeto. Na norma Report 4:95E (SGF, 1997) cita-se quatro configurações geométricas para as colunas, subdivide-a em: individuais (*single*), em linha (*slabs*), rede ou grelha (*grids*) e bloco (*block*), conforme Figura 2.4. Também é possível utilizar um conjunto de trados simultâneos, Miller (2019), neste caso a forma geométrica é tratada como painel ou parede.

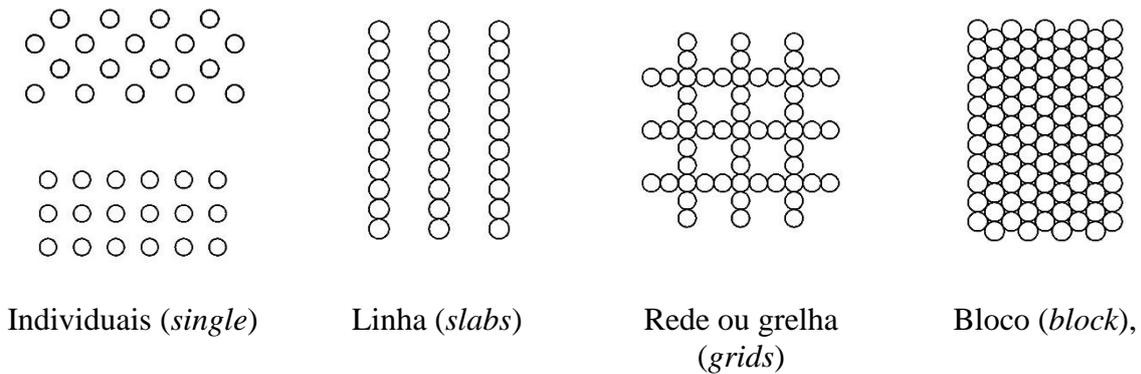


Figura 2.4: Configurações geométricas da disposição das estacas. Fonte: adaptada Report 4:95E (SGF, 1997).

Han (2015) indica que as colunas (estacas) simples ou individuais são utilizadas quando a relação de substituição é inferior a 50%, conforme a Eq. (2.2):

$$a_s = \frac{A_c}{A_e} \quad (2.2)$$

onde:

a_s = relação de substituição (adimensional)

A_c = área transversal da coluna (estaca) (m²)

A_e = área do entorno da estaca (m²)

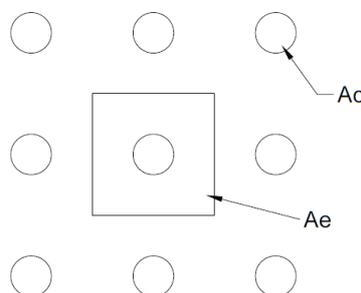


Figura 2.5: Indicação da área transversal (A_c) e do entorno da estaca (A_e).

2.5.3.3 DOSAGEM DA MISTURA NO MÉTODO DMM

A escolha do agente estabilizador e a definição da quantidade a ser empregada requer um estudo laboratorial preliminar de dosagem, antes da aplicação em obra, para avaliar previamente o comportamento da mistura solo-ligante. Se faz necessário também conhecer a disponibilidade de material a ser utilizado como ligante e sua proximidade com a obra. Sanches (2012) salienta que não apenas as características técnicas que definem a escolha do ligante, mas a disponibilidade econômica e temporal para a execução da obra, assim como os impactos ambientais.

A dosagem da mistura é de suma importância. O DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) possui normas e recomendações para mistura de solo-cimento para uso em pavimentos, dentre elas: (DNIT, 1994c, 1994d, 1994e, 1994f, 1996b). A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) normatiza a dosagem considerando a mistura compactada (ABCP, 2004).

Todavia, a mistura para ser utilizada no método DMM quando empregado em via úmida necessita ser dosada tanto a quantidade de ligante, quanto a de água, para que se promova um material com características de resistência, com capacidade de homogeneizar a mistura e que preferencialmente o consumo de cimento seja inferior a quantidade utilizada no concreto convencional. Esse material, por sua vez, é diferente do solo-cimento utilizado em pavimentação ou na fabricação de tijolos de solo-cimento, em que as camadas ou elementos são compactados ou adensados. A mistura do método DMM possui consistência semelhante à argamassa. A calda é adicionada e misturada ao solo dentro do perfil natural do terreno, sem ou com pouca remoção do solo, Figura 2.6.



Figura 2.6: Processo da mistura da calda de cimento no solo na execução da estaca DMM.

A resistência à compressão simples do material é o parâmetro preponderante utilizado como referência para definição da mistura, *Report 4:95E* (SGF, 1997); (Kitazume e Terashi, 2013).

Casanova et al. (1992) propuseram um procedimento para dosagem de solo-cimento. Trata da dosagem físico-química. A padronização pelo DNIT ocorreu em 2019 e foi publicada após a implantação das estacas na área de estudo (DNIT, 2019). O método inicialmente proposto por Casanova (1992), não teve o intuito único de pavimentação. Trata-se de verificar o ponto máximo de variação volumétrica correspondente ao mínimo teor de cimento requerido para satisfazer o equilíbrio físico-químico do solo por meio da interação do cimento com as partículas argilosas. Esta interação com colóides negativamente carregados juntamente com a hidratação do cimento produz mudanças físico-químicas rápidas no sistema, gerando variações volumétricas substanciais quando a mistura é suspensa em água.

Casanova (1992) não descarta o método mecânico, mas indica que este método proporciona resultados satisfatórios de forma rápida e indica a viabilidade de um solo poder ou não ser estabilizado com cimento, o que é a grande diferenciação do método. O autor aponta algumas considerações, as quais são pertinentes a esse trabalho:

- a) A quantidade de água na mistura deve ser tanto maior quanto maior for a quantidade de aditivo do cimento;
- b) O início da pega da mistura se torna mais rápida quanto maior for a quantidade de argila; todavia, a progressão do endurecimento da mistura após a pega é mais lenta, quanto maior for a quantidade de argila;

- c) Se os componentes SiO₂ (sílica) e Al₂O₃ (óxido de alumínio) presentes nos solos lateríticos não ultrapassarem 5% em relação a caulinita, a hidrólise do cimento é suficiente para fixar a sílica;
- d) Quanto maior for o teor de gipsita, maior será a variação volumétrica da mistura de solo-cimento durante o período de suspensão do ensaio;
- e) Quanto mais tempo e mais energicamente se revolve a suspensão de solo-cimento, maior será a formação da etringita primária (responsável pela pega e endurecimento do cimento), principalmente em solos que contenham expressiva quantidade de micronódulos caulínicos e gibsíticos cimentados por compostos de ferro; e
- f) A matéria orgânica altera de forma deletéria todo o processo, mesmo em pequenas quantidades.

O método de dosagem proposto por Casanova (1992) indica uma quantidade mínima de cimento necessária para satisfazer físico-quimicamente as características mineralógicas do solo e possivelmente atingir 2,1 MPa de resistência à compressão simples, critério este imposto na época da publicação.

Os parâmetros iniciais para execução das estacas DMM são obtidos em laboratório. Todavia, as condições de controle de laboratório são distintas das encontradas em campo. Essas diferenças devem ser consideradas e analisadas.

A eficiência do método definido para dosagem depende das propriedades do solo, das características da ferramenta de mistura, do tipo de ligante e das condições de homogeneização, ou seja, da quantidade de ciclos de mistura, velocidade, e tempo de mistura (Forsberg *et al.*, 2011; Kitazume e Terashi, 2013).

2.5.3.4 QUALIDADE DA MISTURA E DO PROCESSO EXECUTIVO

Os autores Kitazume e Terashi (2013) relatam que o Japão adota um índice denominado de T. O índice T avalia a qualidade da homogeneização da mistura, medido em número de voltas do trado por metro executado (nv/m). O cálculo do índice considera o número de lâminas que compõe o trado, a quantidade de voltas para perfuração 1 m de solo e a velocidade de perfuração, dado por:

$$T = \sum M \left(\frac{N_d}{V_d} + \frac{N_u}{V_u} \right) \quad (2.3)$$

onde:

T= índice de qualidade (rotação/m)

ΣM = número total de lâminas (corte e mistura);

N_d = número de voltas da ferramenta de mistura durante o processo de perfuração em um minuto (n° voltas/ min);

V_d = velocidade de perfuração da ferramenta de mistura no solo (m/min);

N_u = número de voltas da ferramenta de mistura durante o processo de retirada em um minuto (n° voltas/ min);

V_u = velocidade de retirada da ferramenta de mistura no solo (m/min).

O índice também pode ser expresso considerando o número total voltas que o trado executa durante a retirada (subida) do trado no trecho de 1 m, neste caso conforme a seguir:

$$T = \sum M \left(\frac{N_u}{V_u} \right) \quad (2.4)$$

Segundo Kitazume e Terashi (2013), T deve ser igual ou superior a 270 nv/m e deve ser determinado para cada máquina de mistura e condições específicas do solo. Forsberg et al., 2011 citam que este número pode chegar a 500 nv/m ou mais em condições mais difíceis.

Larsson (2005) e Kitazume e Terashi (2013) relatam uma série de técnicas de verificação da qualidade para execução do método DMM. No entanto os autores indicam que o teste de compressão não confinada em um núcleo perfurado é admitido como a melhor técnica. Tal procedimento se assemelha à execução de sondagem rotativa. A qualidade é medida tal qual os critérios da sondagem rotativa, ou seja, por meio do índice de recuperação RQD (*Rock Quality Designation* ou Designação Qualitativa da Rocha). No Japão o valor mínimo exigido é de 90%, (Kitazume e Terashi, 2013).

Kitazume e Terashi (2013) relatam outra técnica, a *wet grab sample*, para coletar a mistura "fresca" por meio de haste acoplada na ponta do trado, moldar os CP e armazenar até o teste de resistência à compressão simples não confinado (RCS). Estes autores alertam para a possibilidade de coletar a calda de cimento sem estar misturada ao solo.

Todas as propostas construtivas possuem benefícios e características que por vezes não satisfazem a expectativa. Nesse aspecto, (Han, 2015) relata as vantagens e as desvantagens do método DMM, o qual ele designa de apenas DM (*deep mixing method*), sendo atribuído como vantagens:

- Aplicável à maioria dos tipos de solo, entretanto, o autor condiciona o solo apresentar pH superior a 5 dentre outras características; tal fato deve ser verificado, alguns solos podem apresentar pH inferior a 5.
- Pode ser executado em grandes profundidades, o autor cita até 30 m em solo e até 70 m em alto mar;
- Instalação relativamente rápida;
- Baixo nível de ruído e vibração;
- Formação de contenção para retenção de solo e água com eficácia rápida, conforme processo de execução; e
- Menor perturbação no terreno, especialmente para o método seco. No entanto o autor recomenda que o método seja executado apenas em solos com mais de 200% de teor de umidade. Se o solo apresentar do teor de umidade inferior a 60% o método úmido torna-se obrigatório segundo Han (2015).

Válido acrescentar como vantagem do método o não fornecimento de concreto usinado, material obrigatório no caso da execução de estacas tipo hélice contínua, por exemplo. Além disso, a redução significativa de agregados (areia e brita), assim como, a diminuição significativa da quantidade de cimento implica, conseqüentemente, na geração de ganho ambiental.

Como todo procedimento executivo, o método apresenta vantagens e desvantagens. Han (2015) cita como desvantagens do método DMM:

- Custo de mobilização do conjunto de equipamentos pode ser maior, considerando que além da perfuratriz são necessários depósito de: cimento ou cal, água e o misturador: equipamento para realizar a mistura do aglomerante e da água, antes de ser injetado no solo. No entanto, apesar da mobilização apresentar um custo maior. Faz-se necessário avaliar o custo final da obra. Comumente, tende a ser minorado visto a redução de materiais;
- Sendo o solo um material heterogêneo, há possibilidade de haver variabilidade da qualidade da mistura nas estacas. Tal condição pode ser minimizada com a amostragem de material das estacas e avaliação da resistência à compressão; e
- Ausência de uma metodologia padronizada para controle do método. Como trata de um método que envolve o solo local, sugere-se o dimensionamento e a definição da dosagem, ou seja o traço da mistura para cada projeto especificamente.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está localizada no município de Primavera do Leste- MT, distante 240 km de Cuiabá, Figura 3.1, na junção das bacias hidrográficas Paraguai e Tocantins-Araguaia (IBGE e ANA, 2021). Localizada conforme coordenadas 15°30'54,85''S e 54°17'36,80''W. Destaca-se que esta é uma região predominante agrícola e antropizada.

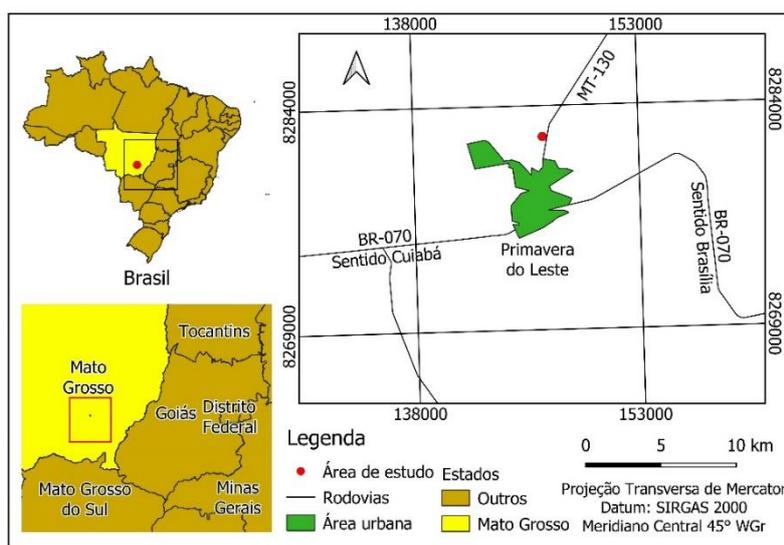


Figura 3.1: Localização área de estudo. Município de Primavera do Leste- MT.

Os solos encontrados apresentam características de solos alóctones, ou seja gerados a partir de sedimentos transportados. Conforme Lacerda Filho et al. (2004), a área de estudo está compreendida na unidade litoestratigráfica denominada Formação Cachoerinha (ENch), onde ocorrem arenitos amarelados, médio a grossos, argilosos e níveis de conglomerados, além de argilito cinza-esverdeado com grãos de areia esparsos e estratificação incipiente. Os autores também citam que sua gênese estaria relacionada a processos gravitacionais, como fluxo de massa, retrabalhando antigos depósitos aluviais.

Segundo Weska (2006), a Formação Cachoerinha possui embasamento constituído pela Formação Cambambe. Os tipos litológicos desta formação são: conglomerados, arenitos e argilas conglomeráticas, brechas intraformacionais, silcretos e arenitos.

Segundo Nápolis (2010), a Bacia Hidrográfica do Rio das Mortes, onde está inserida a área de estudo desta pesquisa, possui 48,23% da área recoberta por latossolos. A autora classifica pedologicamente estes solos como não hidromórficos. São solos ácidos e distróficos. Além

disso, são profundos ou muito profundos, bem drenados, com textura argilosa, muito argilosa ou média, com cores normalmente vermelha, vermelha-amarelada.

A área de estudo pertence à NAZA Cereais, empresa de armazenamento e transporte de milho, a qual cedeu espaço e infraestrutura para realização da pesquisa. Os ensaios e as estacas foram implantados próximas do silo graneleiro existente, o qual armazena milho desde 2017.

3.1.1 PLUVIOMETRIA

O Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) instalou uma Estação Meteorológica de Observação de Superfície Automática (A923) no município de Primavera do Leste em 26/10/2017, localizada conforme coordenadas 15°34'46.240''S e 54°22'49.842''W, com altitude de 680 metros.

A precipitação acumulada mensal durante o período compreendido entre outubro de 2017 e dezembro de 2020 pode ser observada na Figura 3.2. A estação parou de enviar os dados ao INMET dia 23/05/2019 e retornou dia 24/11/2019 (INMET, 2020). Adotou-se as precipitações da estação Campo Verde-A912 para o período em que a estação em Primavera do Leste não estava funcionando. Tal estação foi escolhida por apresentar os dados de chuva, altitude mais próxima com a estação de Primavera do Leste e a menor distância entre as estações existentes (aproximadamente 100 km). A precipitação acumulada para os anos de 2018, 2019 e 2020 foram respectivamente: 1.985, 1.422 e 1.325 mm. Os períodos de seca e de chuva são bem definidos, típicos de clima tropical.

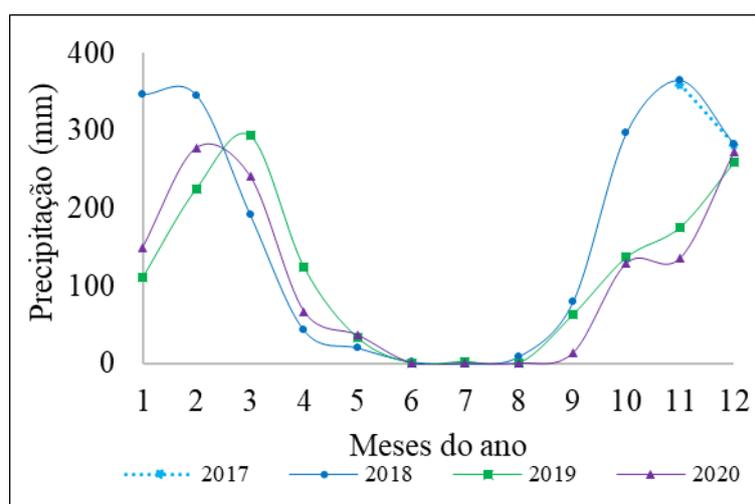


Figura 3.2: Precipitação acumulada mensal. Fonte: Adaptada (INMET, 2020)

3.1.2 CARACTERÍSTICAS DO SILO EXISTENTE NA ÁREA DE ESTUDO

Anterior ao início da pesquisa, na fase de implantação da indústria, haviam sido executadas duas sondagens tipo SPT (*Standard Penetration Test*) em agosto de 2016. O perfil 01 classificou o solo até a profundidade de 1,5 m como areia argilosa ($N_{SPT} < 1$). Entre 1,5 e 14,5 m, argila arenosa ($2 < N_{SPT} < 4$) desta profundidade ao limite da sondagem, 20,0 m, solo foi classificado como silte areno argiloso ($4 < N_{SPT} < 9$). O nível d'água foi identificado a 7,1 m. O perfil 02 teve classificação semelhante, variando a profundidade do silte, o qual foi identificado a partir de 9,0 m e o nível d'água foi encontrado a 7,85 m. O relatório das sondagens está disposto no Anexo I.

Tais sondagens tinham por objetivo apresentar as características do perfil de solo para construção de um silo. Descreve-se as características de carregamento e tensão atuante no silo existente ao lado da área de estudo.

O silo existente na área de estudo é do Modelo SL 14,55, fabricante Comil (2015), diâmetro de 14,55 m e volume de 2.510 m³. As características do produto armazenado nesse silo, milho, foram atribuídas conforme descrito por Cruz et al. (2011) e MAPA (2011) e apresentadas nas Tabela 3.1 e Tabela 3.2.

Tabela 3.1: Características do milho.

Características do Milho	Valores sugeridos (Cruz et al., 2011)	Adotado
Umidade de comercialização (%)	13 < w < 14,5	14*
Umidade de colheita	16 < w < 20	20
Peso específico (kN/m ³)	7,22 (5% de danificado) 6,32 (18% de danificado)	7,22
Peso específico corrigido em função da umidade de colheita e de comercialização (kN/m ³)		7,8

* MAPA (2011)

Tabela 3.2: Características iniciais do projeto.

Dados de projeto	Valores Estimados
Carregamento de milho no silo (kN)	19.578
Área do silo (m ²)	166,27
Tensão atuante no silo (kPa)	120

Conforme projeto apresentado pelo proprietário da empresa NAZA, a fundação do silo foi executada com estacas tipo Strauss, com 30 e 40 cm de diâmetro e profundidade 6,5 m.

3.1.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA ÁREA DE ESTUDO - ENSAIOS LABORATORIAIS

O solo da área de estudo foi caracterizado com a realização dos ensaios de granulometria (peneiramento e sedimentação), limites de consistência, comportamento laterítico fundamentado na metodologia MCT. Preparou-se as amostras conforme a NBR 6457 (ABNT, 2016a). As amostras foram classificadas de acordo com a D 2487-06 (ASTM International, 2006) e pela metodologia MCT, conforme do (DNIT, 1996a). Realizou-se ensaio de pH conforme a metodologia apresentada pela EMBRAPA (Teixeira *et al.*, 2017). Procedeu-se o ensaio de difração de Raio-X com o intuito de saber sobre os argilominerais presentes no solo.

Para execução dos ensaios coletou-se amostras deformadas de solo nas profundidades: 1, 2, 5, 7, 8 e 9 m. Tais profundidades correlacionam-se com a avaliação inicial de forma tátil visual de mudanças de camadas. Executou-se posteriormente as sondagens tipo SPT.

Realizou-se os ensaios de cisalhamento direto e de adensamento a partir da amostra indeformada coletada a 1 m de profundidade. Coletou-se amostras de solos indeformadas em anéis metálicos com o intuito de determinar a massa específica natural do solo. Com esse mesmo objetivo, realizou-se o ensaio de frasco de areia conforme NBR 7185 (ABNT, 2016b) e ensaios de agregado em estado solto conforme a norma DNER-ME 152 (DNIT, 1995).

3.1.3.1 GRANULOMETRIA E MASSA ESPECÍFICA

Ensaio-se as amostras conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016c). No entanto, o ensaio de sedimentação também foi realizado sem o uso da solução de hexametáfosfato e sem dispersão, processo que difere do estabelecido na norma. Esse procedimento permite verificar as diferenças das curvas granulométricas e inferir características do solo como a presença de concreções e comportamento laterítico.

Determinou-se o peso específico dos grãos utilizando equipamento pentapicnômetro (Laboratório Geotecnia -UnB). Foram utilizadas amostras passadas nas peneiras com abertura de 2,0 mm (#10) e 0,42 mm (#40). Os ensaios foram realizados em junho e dezembro de 2018.

A massa específica do solo no campo (ρ_n) é a relação entre a massa total e o seu volume total. Coletou-se com anel amostra indeformada do solo a 1,0 m de profundidade em fevereiro de 2018. Em maio de 2019 realizou-se o ensaio para determinação da massa específica utilizando o frasco de areia, NBR 7185 (ABNT, 2016b), na profundidade de 0,2 m.

Visto a dificuldade financeira para coletar amostras indeformadas em profundidades maiores que 1 m na área de estudo e dada a importância de saber o valor da massa específica do solo no campo ao longo da profundidade, procurou-se uma maneira de estimar tais valores.

Adotou-se o ensaio descrito na norma DNER-ME 152 (DNIT, 1995), a qual trata da determinação da massa unitária de agregado em estado solto. Tal ensaio é normalmente utilizado para caracterizar o fator de empolamento do solo.

Os ensaios foram realizados nas amostras secas com teor de umidade variando entre 1 e 2%. Os resultados da massa seca e solta foram relacionados com os valores da massa específica do solo no campo obtidas por meio do anel indeformado (1 m de profundidade) e do frasco de areia (0,2 m de profundidade).

A partir desses valores foram estimados: o índice de vazios, a porosidade, o grau de saturação ao longo do perfil do solo considerando os teores de umidade obtidos nas sondagens SPT. Para tanto, utilizou-se os dois perfis de teor de umidade obtidos nas sondagens SPT de setembro de 2018 (período de seca) e de janeiro de 2020 (período de chuva).

3.1.3.2 LIMITES DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE

Executaram-se os ensaios para definição dos limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) conforme prescrevem as normas NBR 6459 (ABNT, 2017) e NBR 7180 (ABNT, 2016d), respectivamente.

A execução do ensaio para determinação do limite de liquidez, conforme a norma brasileira ABNT (2017), apresentou dificuldades de execução: grande variabilidade da consistência durante o processo de homogeneização e variação significativa do número de golpes após a adição de gotas de água. Tal fato foi relatado por Nogami & Villibor desde a década de 1980 e descrita recentemente por Villibor e Alves (2019). Esses fatos fundamentaram a necessidade de verificar o LL pelo método do cone de penetração, conforme apresentado por Dalla Rosa Barbosa et al. (2019). O limite de liquidez determinado por este método corresponde ao teor de umidade referente à penetração de 20 mm do cone com ângulo de 30°, com altura de 35 mm e com o tempo de queda de 5 segundos, conforme especificado na BS (1990). Os ensaios foram realizados utilizando o método do cone em amostras preparadas na condição do teor de umidade de campo e com amostras submetidas à secagem prévia.

Na Figura 3.3 retrata-se visualmente a variação da consistência no processo de homogeneização durante o tempo de 15 min.

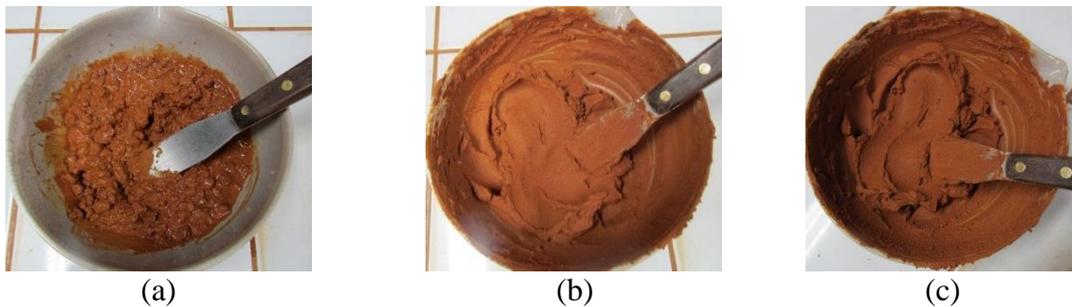


Figura 3.3: Alteração de consistência durante o processo de homogeneização: (a) início da homogeneização; (b) 10 min após iniciar a homogeneização; (c) 15 min após iniciar a homogeneização.

Coelho (2000) *apud* Fernandes (2016) cita ser o método do cone mais vantajoso, considerando que apresenta melhor reprodutibilidade de resultados, menos intervenção do operador e apresenta uma maior sensibilidade principalmente em solos menos plásticos. Outro motivo para adoção da metodologia do cone é a necessidade de definir o LL da mistura de solo adicionada de cimento. O ensaio de LL pelo cone é um ensaio mais rápido de executar. Após a adição do cimento os ensaios devem ser executados em até 30 minutos, conforme recomenda Camapum de Carvalho et al. (1990) e SGF (1997). Nesse tempo não é possível realizar o ensaio pelo método de Casagrande, conforme recomenda a norma brasileira (ABNT, 2017).

A partir da relação do índice de plasticidade (IP) e a porcentagem de argila contida no solo, Skempton (1953) propôs o índice de atividade (Ac), Eq. (3.1)

$$Ac = \frac{IP}{\text{fração de argila}} \quad (3.1)$$

onde:

Ac = índice de atividade da argila

IP = índice de plasticidade

Fração de argila = quantidade de argila existente no solo (%)

Segundo o autor, quando esse índice for menor que 0,75, a argila é inativa; se o índice estiver entre 0,75 e 1,25, a argila é considerada como normal; e quando o índice for maior que 1,25, a argila é ativa.

3.1.3.3 MINIATURA COMPACTADA TROPICAL - MCT

Nogami e Vilibor (1995) propuseram uma classificação denominada MCT (Miniatura Compactada, Tropical) com o objetivo de agrupar os solos tropicais por meio de peculiaridades de comportamento mecânico e hidráulico.

Cozzolino e Nogami (1993) afirmam que principalmente em fundações e no projeto de obras viárias, a identificação e a classificação do substrato poderão ser os dados geotécnicos definitivos na definição do projeto. Executaram-se ensaios de Mini MCV e perda por imersão (PI), nas amostras do perfil de solo, para assim proceder à classificação do solo (DNIT, 1994a, 1994b, 1996a). As amostras também foram submetidas ao ensaio pelo método expedito das pastilhas conforme as orientações de Fortes et al. (2002).

Na metodologia MCT, alguns parâmetros, ou seja, alguns índices são fundamentais. Conforme relatado por Nogami e Vilibor (1995), o coeficiente c' , coeficiente de deformabilidade está relacionado com a granulometria e sendo maior que 1,5 caracteriza argilas e solos argilosos. Adotando-se o critério de Mini-MCV igual a 10, obtêm-se os valores correspondentes aos teores de umidade. Os valores dos teores de umidade podem ser analisados junto às curvas de compactação e comparados com as curvas de saturação. As curvas de compactação são obtidas variando-se o teor de umidade e aplica-se sucessivamente energias crescentes. Obtém-se uma família de curvas de compactação, após o término do ensaio. A partir das curvas de compactação considerando os valores quando aplicados 12 golpes define-se o valor do coeficiente d' . Os valores de d' quando superiores a 20 indicam argilas lateríticas. Caso o d' resulte em valores abaixo de 10 indica solos não lateríticos.

3.1.3.4 ADENSAMENTO

Executaram-se dois ensaios edométricos com amostra indeformada do mesmo bloco coletada na profundidade de 1 m. O primeiro com amostra no teor de umidade de campo e o segundo com inundação prévia durante o período de 70 h. Os estágios de carregamento para os dois ensaios foram idênticos, variando de 5 a 400 kPa.

As curvas obtidas para as duas amostras são diferentes (e vs $\log \sigma$). Ao considerar uma determinada tensão (σ), a diferença entre as duas curvas identifica se o solo pode apresentar colapso.

O coeficiente de colapsibilidade (C) foi definido por Reginatto e Ferrero (1973), conforme Eq. (3.2).

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (3.2)$$

onde:

C = coeficiente de colapsibilidade

σ_{vpn} = tensão de pré-adensamento virtual do solo no teor de umidade de campo;

σ_{vps} = tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado;

σ_{v0} = tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

Trata-se de um critério para determinar a suscetibilidade ao colapso do solo para uma determinada tensão vertical, em que os autores classificam os solos em verdadeiramente colapsíveis ou condicionados ao colapso.

As possibilidades de combinação das tensões retratam algumas condições e classificações:

a) solo verdadeiramente colapsível: $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$. O solo sofre colapso sem carregamento externo;

b) solo condicionalmente colapsível: $\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$. A ocorrência de colapso depende do nível de tensão induzido pelo carregamento externo, segundo as seguintes situações:

- não ocorre colapso com a inundação do solo: $\sigma_{v0} < \sigma_{vps}$, o incremento que o solo suporta sem colapsar é $\sigma_{vps} - \sigma_{v0}$;
- ocorre colapso quando o solo for inundado após carregamento: $\sigma_{vps} < \sigma_{v0} < \sigma_{vpn}$;
- pode ocorrer colapso mesmo sem inundação: $\sigma_{v0} > \sigma_{vpn}$.

c) há a indefinição quanto à ocorrência do colapso: $\sigma_{vps} = \sigma_{vpn}$; e $C = 1$.

A partir da curva de compressão edométrica, para determinados níveis de tensão define-se os parâmetros: coeficiente de compressibilidade (a_v), coeficiente de variação volumétrica (m_v) e o módulo de compressão edométrica (E_{eod}), e a partir dessas informações estima-se o recalque, sendo:

$$\delta = \frac{\Delta\sigma}{E_{eod}} H_{solo} \quad (3.3)$$

onde:

δ = recalque (mm)

$\Delta\sigma$ = intervalo de tensão (kPa)

E_{eod} = módulo de compressão edométrica (kPa)

H_{solo} = espessura da camada de solo (mm)

3.1.3.5 DIFRAÇÃO DE RAIO-X (DRX)

Bellato et al. (2020) mostram a importância das investigações microestruturais em misturas a serem aplicadas no método DMM. Segundo os autores estas investigações contribuem para melhor entendimento da interação entre o solo e o aglutinante.

Previu-se no princípio da pesquisa o quão importante seria a verificação da mineralogia do solo. Realizaram-se em maio de 2019 os ensaios de difração de raio x nas amostras coletadas nas profundidades de 1, 5 e 8 m.

Utilizou-se um difratômetro Bruker D8 Advance equipado com tubo de cobre, fenda Soller e detector linear ultra-rápido LynxEye, operando a 40 kV e 40 mA no laboratório Multiusuário de Técnicas Analíticas da UFMT. Os perfis foram adquiridos entre 5 e 60 graus, com passos de 0,02°, tempo de aquisição por passo de 0,5 segundos. Analisou-se os resultados obtidos por difratometria de raios-X (DRX). A partir do banco de dados Crystallography Open Database (COD), as fases argilominerais majoritárias foram identificadas através dos difratogramas obtidos.

3.1.3.6 POTENCIAL HIDROGENIÔNICO - PH

Realizaram-se as medições do potencial hidrogeniônico (pH) nas amostras do perfil com 1, 2, 5, 7, 8 e 9 m de profundidade. O solo foi dissolvido em água e em KCl (cloreto de potássio), conforme sugerido por (Teixeira *et al.*, 2017) em ambos os casos na proporção de 1:2,5. Pesou-se 10 g de solo seco, no teor de umidade higroscópica, sem peneiramento e adicionou-se 25 ml de água destilada ou 25 ml de solução salina (KCl) em um recipiente de vidro. Agitou-se a amostra por 60 segundos e depois de repousar no mínimo uma hora mediu-se o pH. Antes da medição agitou-se ligeiramente cada amostra com bastão de vidro. Seguiram-se as recomendações de ligar o potenciômetro 30 min antes da verificação do pH com o intuito de estabilizar os componentes eletrônicos, conforme sugere o fabricante do aparelho. Também se aferiu o potenciômetro com soluções padrão de pH 4, 7 e 14.

Camapum de Carvalho et al. (2015) ressaltam a importância da determinação do PCZ (ponto de carga zero), o qual para solos tropicais pode ser definido conforme Keng e Uehara (1974) *apud* Camapum de Carvalho et al. (2015).

$$PCZ = 2pH(kCl) - pH(H_2O) \quad (3.4)$$

onde:

PCZ = valor de pH atribuído como ponto de carga zero

pH (KCl) = valor de pH do solo diluído em cloreto de potássio

pH (H₂O) = valor de pH do solo diluído em água destilada

Conciani et al. (2015) ressaltam que o processo de laterização consiste em atividade pedogenética decorrente do desenvolvimento de pH na faixa aproximada de 4,5 a 7,0, possibilitando a intensa lixiviação das bases e da sílica, somado à conseqüente concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, que desempenham função cimentante.

Camapum de Carvalho et al. (2015) expõem que em solos com predominância de minerais do tipo 2:1, os colóides podem trocar o íon hidrogênio adsorvido à superfície pelos íons potássio, e o pH medido com solo diluído em KCl o será menor do que utilizando água destilada, ou seja, o valor ΔpH será negativo ou nulo.

Nakamura et al. (1980) *apud* Kitazume e Terashi (2013) relacionaram a influência da acidez do solo na resistência à compressão simples. Segundo os autores para o solo em estudo (solo orgânico) quanto menor for o pH menor será a resistência. Os autores propuseram uma relação entre a resistência à compressão simples e o valor de pH em água. Para tanto, adotam o parâmetro F, o qual relaciona a quantidade de cimento seco adicionado por m³ de solo e o pH do solo diluído em água, conforme Eq. (3.5) e (3.6).

$$F = \frac{W_c}{(9 - \text{pH})} \quad (\text{pH} < 8) \quad (3.5)$$
$$F = W_c \quad (\text{pH} > 8)$$

$$\sigma = 32,5 \cdot F - 1,625 \quad (3.6)$$

onde:

F = parâmetro proposto por Nakamura et al. (1980) *apud* Kitazume e Terashi (2013)

W_c = massa de cimento seco adicionado em 1m³ de solo (ton/m³)

pH = valor de pH do solo diluído em água

σ = resistência à compressão simples (MPa)

Esse método foi aplicado aos resultados de pH obtidos no perfil do solo da área de estudo com o intuito de ser uma possível proposta para estimar a quantidade de cimento, na fase inicial do projeto.

Aproximadamente 6 meses após a execução das estacas no método DMM (19/10/19), na área de estudo, coletou-se amostras de solo até a profundidade de 5 m. Utilizou-se trado mecanizado de 30 cm de diâmetro. Optou-se por coletar amostras margeando à estaca e distantes do eixo. Assim coletou-se a 15, 50, 65 e 100 cm de distância em relação ao eixo, conforme Figura 3.6 apresentada no subcapítulo 3.1.4. Retirou-se também algumas amostras no centro da estaca denominada E8, rompendo estruturalmente o elemento. Tal procedimento visou verificar os valores de pH no perfil da estaca e logo abaixo dela, assim como a possível migração de cimento utilizado na confecção da mistura para as regiões circunvizinhas.

3.1.4 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA ÁREA DE ESTUDO - ENSAIOS DE CAMPO

Realizaram-se ensaios geotécnicos na área de estudo em épocas diferentes, ou seja, em períodos de chuva e de seca. Destacam-se ensaios de sondagens tipo SPT, permeabilidade, colapsibilidade, provas de carga em placa e DPL (*Dynamic Probing Light*). O local fica ao lado de um silo existente. Ensaios de SPT, permeabilidade e provas de carga rápidas em placas foram executadas inicialmente a 30 m do local de implantação das estacas, conforme indicado na Figura 3.4.



Figura 3.4: Espacialização dos locais dos ensaios iniciais e implantação das estacas DMM, experimentais. Fonte Google Earth, acesso em 16 de janeiro de 2023. Data imagem: 23/02/22.

A Figura 3.5 indica a distribuição dos locais da realização dos ensaios de prova de carga em placa e a localização da implantação das estacas DMM.

3.1.4.1 SPT - STANDARD PENETRATION TEST

No desenvolvimento da pesquisa executou-se três sondagens tipo SPT. A primeira entre os dias 29 e 31 de janeiro de 2018 (período de chuvas) e a segunda entre os dias 11 e 13 de setembro de 2018 (período de seca) e a terceira em 24 de janeiro de 2020. Todas as sondagens atenderam a NBR 6484 (ABNT, 2001), inclusive o critério de executar a sondagem com auxílio de trado, sem bombeamento de água até o nível d'água. Mediu-se o teor de umidade do perfil nas duas últimas sondagens realizadas.

3.1.4.2 DPL - DYNAMIC PROBING LIGHT

O DPL (*Dynamic Probing Light*) é um ensaio utilizado de forma preferencial em solos de baixa resistência, bem drenados e com baixa densidade (Figueiredo, 2016). Segundo Ávila & Conciani (2005), o ensaio tem reconhecimento em vários países. No entanto, no Brasil é pouco difundido, onde a preferência é pelo SPT, apesar de ser um ensaio mais simples de executar e de transportar o equipamento. Diferenciam-se quanto à energia de cravação e à coleta de amostras, em que o DPL não permite extração de amostras.

As pesquisas no Brasil com o uso de DPL (*Dynamic Probing Light*) iniciaram no início dos anos 2000 conforme relata (Figueiredo, 2016). O DPL denominado DPL-CEFET, cedido pelo IFMT e utilizado nessa pesquisa é descrito por (Ávila & Conciani, 2005, 2006). Este penetrômetro foi desenvolvido com base no penetrômetro padronizado pela (ISSMFE, 1989). Estes equipamentos apresentam diferenças geométricas, principalmente pela limitação de profundidade do ensaio. A norma (ASTM International, 2009) indica que o DPL (denominado na norma como DCP) é destinado para avaliar as propriedades de materiais do solo de até 1 m de profundidade, a partir da superfície, mais comumente utilizado em rodovias. O DPL-CEFET não possui limitação de profundidade, por apresentar a possibilidade de utilizar várias hastes de forma rosqueada (Figueiredo, 2016).

O ensaio de DPL, consiste na cravação dinâmica de um cone (diâmetro de 3,7 cm e comprimento de 10 cm) acoplado em haste metálica. As hastes são rosqueáveis e possuem dimensões de 1 m de comprimento e 2,2 cm de diâmetro.

A resistência do solo é obtida pela queda livre de um martelo de aço com massa de 10 kg, a uma altura definida de 50 cm, que ao cair em queda livre toca em uma peça denominada cabeça de bater e assim, por percussão, crava-se o cone no solo. A frequência da cravação é realizada de forma contínua, de 10 a 15 golpes por minuto. A cada intervalo de 10 cm obtém-se o número de golpes necessários para cravar, denominado nessa pesquisa de N_{DPL} ou

também conhecido como N_{10} . Esses intervalos são marcados nas hastes com auxílio de giz, de modo a não comprometer o ensaio.

Após o início do ensaio a composição permanece até que esteja terminado o ensaio. Na Figura 3.7 retrata-se parcialmente o processo do ensaio. Dependendo do tipo de solo, clima e profundidade ensaiada, existe uma maior ou menor dificuldade de retirar a composição ao término do ensaio.

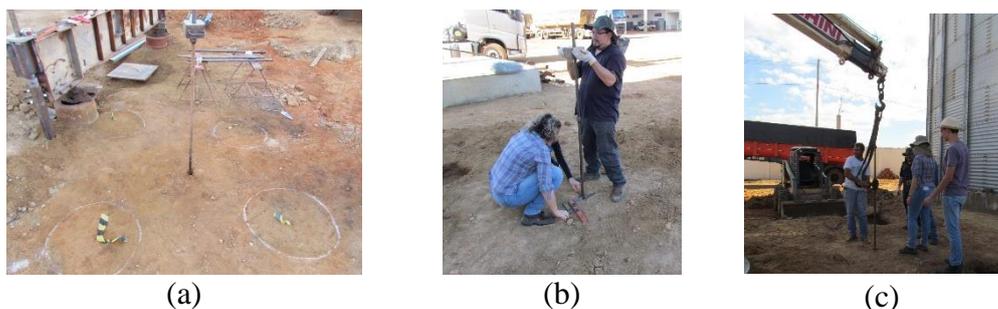


Figura 3.7: (a) Equipamento DPL posicionado para ensaio entre estacas; (b) Execução do ensaio; (c) Retirada do equipamento de DPL com auxílio de guindaste.

Executaram-se seis ensaios de DPL. O primeiro fora da área de interferência das estacas. Os demais entre as estacas, objetivando verificar variações na resistência do solo, fruto da implantação delas. As principais características de cada ensaio estão descritas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Características do local e período do ano dos ensaios de DPL.

Identificação	Profundidade ensaiada (m)	Data	Observações
DPL1	9,0	03/05/2019	Terreno próximo do local da execução das estacas, período de seca
DPL2	5,1	05/05/2019	No centro, entre três estacas antes da exumação (E1 E2 E3) - 3 dias após execução - 0,7 m eixo das estacas, período de seca
DPL3	9,2	31/05/2019	No centro, entre três estacas (E11 E12 E13) -28 dias após execução - 2,0 m eixo das estacas, período de seca
DPL4	9,3	02/06/2019	No centro, entre quatro estacas (E7, E8, E9, E10) - 30 dias após execução - 1,5 m eixo das estacas, período de seca
DPL5	5,0	16/07/2019	Entre duas estacas (E7, E8) - 1,5 m eixo das estacas - 75 dias após execução, período de seca
DPL6	7,0	18/10/2019	No centro, entre três estacas (E9, E10 e E11) - 2,3 m eixo das estacas - 180 dias após execução, início das chuvas

3.1.4.3 PERMEABILIDADE - INFILTRAÇÃO

O ensaio de rebaixamento em poço acima do nível d'água, também conhecido como ensaio de infiltração em cava, infere o valor da permeabilidade (k) por meio da proposta de Rodio, S.A. (1960) *apud* ABGE (2015) expressa na Eq. (3.7).

$$k = \frac{\Delta h}{\Delta t} \left(\frac{1}{i \cdot \left(\frac{2h}{r} + 1 \right)} \right) \quad (3.7)$$

onde:

k = coeficiente de permeabilidade (cm/s)

Δh = diferença da altura de água (cm)

Δt = tempo necessário ao rebaixamento de Δh do nível de água do furo (s)

h = altura de água inicial (cm)

r = metade da dimensão do lado da cava quadrada (cm)

i = coeficiente adimensional (3 a 5)

Executou-se a cava do ensaio com dimensões de 30 x 30 x 30 cm, conforme Figura 3.8. Realizou-se o ensaio na profundidade de 1 m no dia 01 de fevereiro de 2018, período de chuvas e não foi repetido no período da seca. O ensaio consumiu aproximadamente 300 l de água e durou cerca de 2h. Necessitou-se de 21 ciclos de 5 min para obter valores estabilizados conforme preconiza o ensaio.



Figura 3.8: Ensaio de infiltração em cava na profundidade de 1 m.

O método *in situ* para determinação do coeficiente de permeabilidade proporciona resultados dentro de condições mais fidedignas de campo, visto estar inserido no local. Todavia, a medida é realizada considerando a variação vertical. Apesar de ser o sentido preferencial, a água também infiltra pela lateral da cava.

Esta pesquisa não objetiva avaliar o coeficiente de permeabilidade do material da estaca. Contudo, na área de estudo implantou-se três estacas justapostas com a proposta futura de avaliar tais elementos quanto a estabilidade e estanqueidade. Tais elementos poderão ser objeto de estudo como barreiras ambientais de: aterros sanitários, depósitos de agrotóxicos, tanques de produtos contaminantes, reservatório de óleo e outros.

3.1.4.4 COLAPSIBILIDADE EM CAMPO

Na área de estudo realizou-se o mini ensaio de colapso em campo, proposto por Conciani e Soares (1995), com o intuito de verificar inicialmente a condição de colapso. As fases de forma simplificadas estão expostas na Figura 3.9.

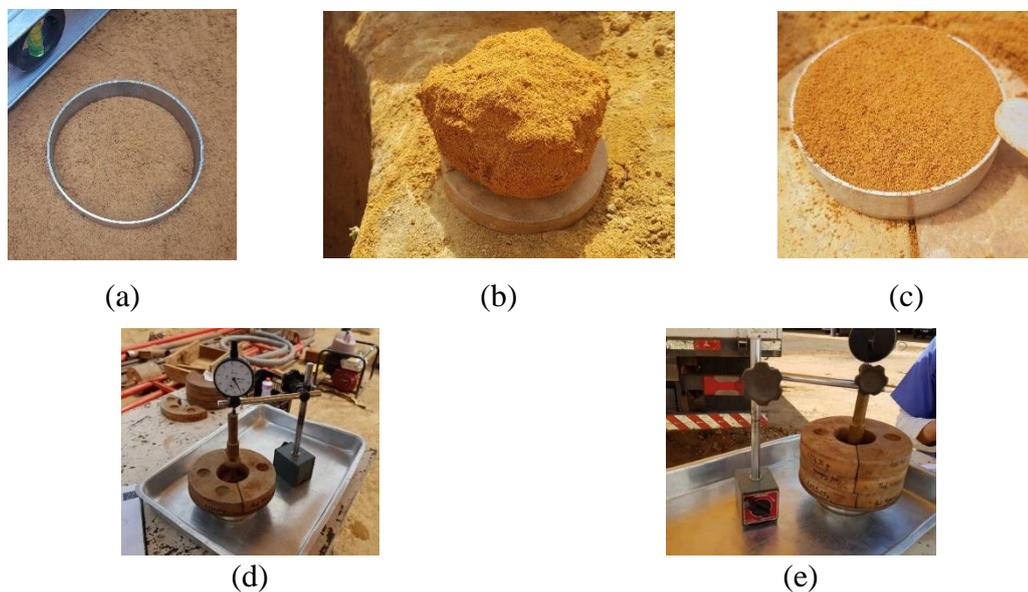


Figura 3.9: Mini ensaio de colapsibilidade, proposto por (Conciani e Soares, 1995): (a) Cravação do anel no solo; (b) Retirada do anel; (c) Modelagem do solo no anel; (d) Início do carregamento, medida de deformação; (e) Fim do carregamento, colocação da água na bandeja.

O ensaio consiste em coletar uma amostra indeformada em um anel metálico (anel do ensaio de adensamento), carregar a amostra (prato perfurado e disco anelar do ensaio de CBR) e, monitorar os deslocamentos com auxílio de um relógio comparador instalado na haste do prato perfurado. Quando as deformações estabilizam, inunda-se a amostra pela base. Verifica-se a ocorrência de deformações adicionais, colapso, em função do aumento do teor de umidade. Trata-se de um ensaio simples, mas que proporciona com clareza a característica de colapsibilidade. Posterior ao resultado desse ensaio de campo, coletou-se amostra indeformada para realização dos ensaios de adensamento, descrito anteriormente no subcapítulo 3.1.3.4.

3.1.4.5 PROVA DE CARGA EM PLACA

O ensaio de prova de carga em placa tem por objetivo obter parâmetros do comportamento do solo, mediante carga em função do deslocamento medido. Normalmente, esboça-se graficamente esses parâmetros. Aplicam-se esforços estáticos crescentes e registram-se os deslocamentos da placa rígida. Após atingir a ruptura ou a carga máxima prevista, procede-se o descarregamento, em estágios sucessivos.

Na área de estudo realizou-se sete provas de carga em placa (PCP), conforme caracterizadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Características das provas e carga em placa.

Identificação	Tipo da prova de carga	Data	Estação do ano	Teor de umidade no momento da instalação da placa (%)	Observações
PCPR1	Estática rápida	02/02/2018	Chuva	14,4	
PCPR2	Estática rápida	09/02/2018	Chuva	Não determinado	<ul style="list-style-type: none">• 130 mm de chuva: entre 2 e 8/02/2018
PCPR3	Estática rápida	23/08/2018	Seca	10,6	<ul style="list-style-type: none">• Execução comprometida
PCPR4	Estática rápida	24/08/2018	Seca	11,6	
PCPR5	Estática rápida	25/01/2020	Chuva	17,5	
PCPL6	Estática lenta	30 e 31/08/2020	Seca	13,5	<ul style="list-style-type: none">• Medidas de sucção
PCPL7	Estática lenta	01 a 03/09/2020	Seca	12,4	<ul style="list-style-type: none">• Inundada• Medidas de sucção

Escavou-se a camada de aterro de espessura variável entre 10 e 50 cm, até chegar no terreno natural. Seguiram-se as orientações das normas NBR 6489 (ABNT, 1984, 2019). Executou-se as cinco primeiras provas de cargas de forma rápida (PCPR) no espaço denominado de Ensaio iniciais, conforme apresentado anteriormente na Figura 3.4. Adotou-se o processo com carregamento rápido, condicionado ao tempo de disponibilidade do equipamento (macaco, bomba, viga de reação) e dos caminhões utilizados como reação. Realizou-se as provas de carga 6 e 7 com carregamento lento (PCPL). Aplicou-se a sequência de

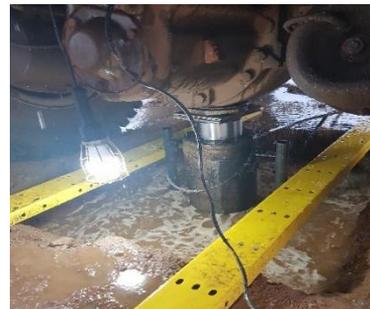
carregamentos: 27, 41, 54, 68, 81, 95 e 109 kN e estágios de descarregamento de: 95, 54, 27 e 0 kN.

Para realização dos ensaios de prova de carga em placa utilizaram-se:

- a) Placa quadra de 0,70 m de lado, com área de 0,49 m² (4.900 cm²);
- b) Macaco com capacidade de 1000 kN e a bomba hidráulica com manômetro instalado no sistema de alimentação do macaco hidráulico, ambos do fabricante Pontemac, aferidos em 2017 e em 2019, conforme relatórios inseridos no Anexo II;
- c) Relógios comparadores com precisão de 0,01 mm e curso de 27 ou 50 mm. Utilizou-se relógios analógicos e digitais. Tal opção ocorreu em função da disponibilidade dos equipamentos no laboratório de Mecânica dos Solos da FAET-UFMT (Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologia, Universidade Federal de Mato Grosso). Em todas as provas de carga pelo menos dois dos relógios utilizados eram analógicos, considerando a dificuldade de calibrar os relógios digitais e assim proporcionar a comparação de resultados;
- d) Nas provas de cargas de 1 a 5 utilizou-se caminhão como sistema de reação conforme Figura 3.10 (a) e (b). Nas provas de cargas 6 e 7 empregou-se helicoides com 3,7 m, acrescentados de prolonga com 3 m de comprimento; e
- e) Tensiômetros com vacuômetro de caixa externa de aço inoxidável e dupla escala (0 a 760mm Hg e a 0 a 1000 mbar) com profundidades de: 30 cm (T1), 45 cm (T2), 60 cm (T3) e 90 cm (T4). Todos fabricados pela empresa Solotest (SOLOTEST, 2019).



(a)



(b)

Figura 3.10: Execução de provas de carga em placa: (a) Prova de carga em placa, reação com caminhão. (b) Prova de carga em placa inundada pela chuva em fevereiro de 2018.

A norma NBR 6489 (ABNT, 2019) não estabelece critérios para definição da carga ou tensão de ruptura. Adotou-se para esta análise três valores para estimativa do módulo de deformação:

o primeiro o valor, a tensão tangente do trecho linear da curva tensão-recalque, o segundo, a tensão secante no ponto de maior inflexão da curva, no trecho plástico e o terceiro, o maior valor de tensão ou seja, do início do processo de descarregamento de cada prova de carga.

Quanto a estimativa do módulo de deformação, utilizou-se o modelo simplificado, conforme:

$$E = \frac{\sigma BI}{\delta} (1 - \nu^2) \quad (3.8)$$

onde:

E = módulo de deformação

δ = recalque – trecho elástico (mm)

σ = tensão aplicada (kPa)

B = largura (ou diâmetro) da área carregada (0,7 m)

ν = coeficiente de Poisson (adotado 0,2)

I = coeficiente de forma (adotado 0,84)

Com o propósito de comparar os resultados, estimou-se o valor do módulo de deformação (E) conforme a proposta de (Decourt, 1992), sendo:

$$E = 3N + 2,7 \quad (3.9)$$

onde:

E = módulo de deformação (MPa)

N = valor do N_{SPT}

Monitorou-se a sucção por meio de tensiômetros durante a realização das provas de carga PCPL6 e PCPL7. Empregaram-se tensiômetros com diâmetro interno de 12,5 mm. Realizou-se uma inspeção visual, observando as conexões entre a cápsula, o vacuômetro e a tampa com tubo, para que não fosse possível a entrada de ar (Marouelli, 2008). Na preparação dos tensiômetros, utilizou-se água fervida e resfriada até a temperatura ambiente para preenchimento, conforme recomendam Azevedo e Silva (1999) e Marouelli (2008), quando não é possível utilizar água destilada.

Quando cheio, verificou-se a por meio do tubo de acrílico a presença de bolhas. Quando apresentava bolhas, parte ou toda a água era substituída. Verificada a ausência de bolhas, os tensiômetros foram fechados. Colocou-se os tensiômetros na posição vertical dentro de um recipiente com água fervida. As pedras porosas permaneceram mergulhadas por no mínimo 24 horas. Após esse período os tensiômetros foram completados com água e efetuou-se o

fechamento. Deixou-se os tensiômetros ao ar livre e com auxílio de um ventilador o processo de evaporação foi acelerado e os vacuômetros indicaram aumento da tensão. Seguidamente submergiu-se os tensiômetros na água e os vacuômetros zeraram rapidamente, em menos de 1 min. Tal procedimento indica que não estava havendo entrada de ar (Marouelli, 2008). Após esse processo completaram-se os tensiômetros com água fervida e na temperatura ambiente. Fechou-se de forma definitiva até o momento da instalação na área de estudo.

As pedras porosas dos tensiômetros foram envoltas com mais de 5 voltas de filme plástico e lacrado junto ao tubo com fita adesiva evitando a perda de água da parte interna com o exterior durante o transporte. Monitorou-se o procedimento observando possíveis variações nos vacuômetros.

Calculou-se o valor da sucção a partir das leituras dos tensiômetros, a qual depende da profundidade de instalação da cápsula porosa no solo e da altura da coluna de água no interior do tensiômetro (Azevedo e Silva, 1999). A tensão de sucção pode ser estimada segundo proposta adaptada Azevedo e Silva (1999):

$$\psi = L - 0,736h \quad (3.10)$$

onde:

ψ = sucção (kPa)

L = leitura no vacuômetro do tensiômetro (cmHg)

H = altura da coluna de água no interior do tensiômetro (cm)

Concluída a PCPL7, prova de carga inundada previamente, deixaram-se os três tensiômetros (T1=30, T2=45 e T4=90 cm) instalados em campo. Todos os dias leram-se os tensiômetros no início da manhã, às 7 h e no fim da tarde, às 17 h, com a ajuda do gerente da indústria, o qual além da leitura enviava as imagens dos vacuômetros para a autora da pesquisa.

Monitoraram-se os tensiômetros durante 47 dias a contar do início do processo de saturação. As leituras cessaram quando ocorreu a primeira chuva, no dia 18/11/2020 com 17,5 mm de precipitação. Considerando a distância da área de estudo e a pandemia provocada pelo COVID19 (Corona Virus Disease, ano 2019), não foi possível deslocar-se novamente até a área de estudo e realizar a manutenção do selamento dos tensiômetros. Motivo pelo qual consideraram-se as leituras somente até a data dessa chuva.

3.2 DOSAGEM DA MISTURA DMM – SOLO LATERÍTICO E CIMENTO

Para confecção das misturas seguiu-se a recomendação da norma *Report 4:95 E* (SGF, 1997). Empregou-se cimento produzido pela (Votorantim Cimentos, 2020) em Nobres-MT. O produto é comercialmente vendido como Cimento Estrutural, e classificado como CP II F 40. A ficha de informações de segurança de produtos químicos, divulgada pela indústria produtora do cimento está disponível no Anexo III. Suas principais características estão descritas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Principais características do cimento. Adaptado de Votorantim Cimentos (2020)

Característica	Valores
Clínquer + Gesso	75-89% (em massa)
Material Carbonático	11-25% (em massa)
Escória de alto forno	0
Pozolana	0
pH solução aquosa	12-14
Massa específica aparente	0,9-1,2 g/cm ³ (20° C)
Massa específica absoluta	2,8-3,2 g/cm ³ (20° C)

3.2.1 LIMITE DE LIQUIDEZ

Segundo Grim (1962) *apud* (Wilson, 2007), a plasticidade é definida como a propriedade de um material que permite que seja deformado sob tensão sem ruptura. De acordo com Segantini (2000), os limites de consistência são as variáveis que melhor expressam as condições de trabalhabilidade da mistura.

Durante a preparação para execução dos ensaios de limite de liquidez observou-se uma mudança significativa na consistência da amostra com o passar do tempo durante a homogeneização, Figura 3.11, fato também observado durante os ensaios de LL com as amostras de solo.



(a)



(b)



(c)



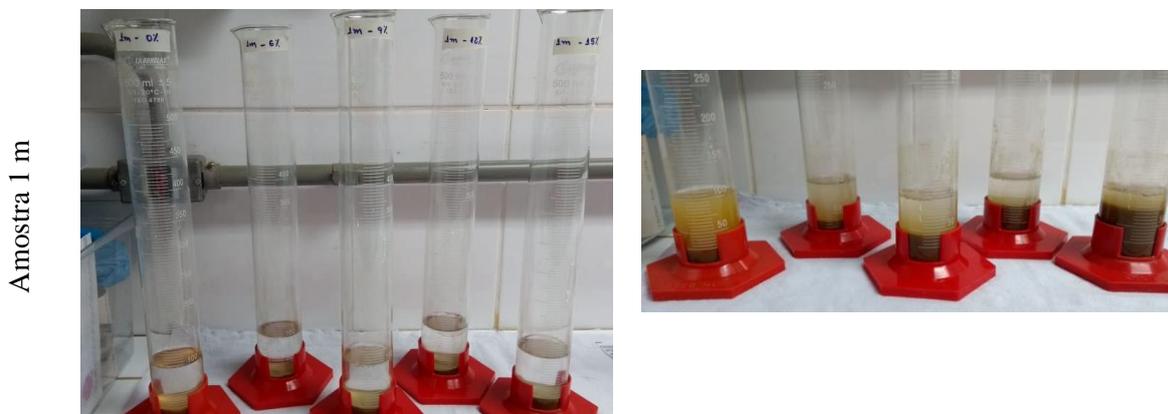
Figura 3.11: Fases da preparação da amostra de solo-cimento, ensaio de limite de liquidez pelo método do cone: (a) Solo (1, 2 e 3 m), cimento e água; (b) Momento inicial da mistura; (c) Após 2 min. de homogeneização; (d) Após 5 min. de homogeneização; (e) Após 10 min. de homogeneização; (f) Após 15 min. de homogeneização.

Em todos os ensaios homogeneizou-se a mistura por 15 min, sendo finalizado o ensaio dentro do prazo máximo de 30 min. Tal atitude visou evitar a interferência do processo de pega do cimento.

3.2.2 ESTIMATIVA QUANTIDADE DE CIMENTO: METODOLOGIA CASANOVA

A norma com o método para definir a dosagem de cimento das estacas segundo DNIT (2019) foi publicada depois das estacas estarem executadas na área de estudo dessa pesquisa, motivo pelo qual não foi utilizado inicialmente. Contudo, posteriormente realizou-se o ensaio com o intuito de verificar por esse método a quantidade mínima de cimento necessária para satisfazer físico-quimicamente as características mineralógicas do solo e comparar com os valores empregados na pesquisa.

Realizaram-se ensaios com amostras de solo coletadas nas profundidades de 1 e 3 m. Adicionou-se quatro teores de cimento: 0, 6, 9, 12 e 15%, conforme Figura 3.12.



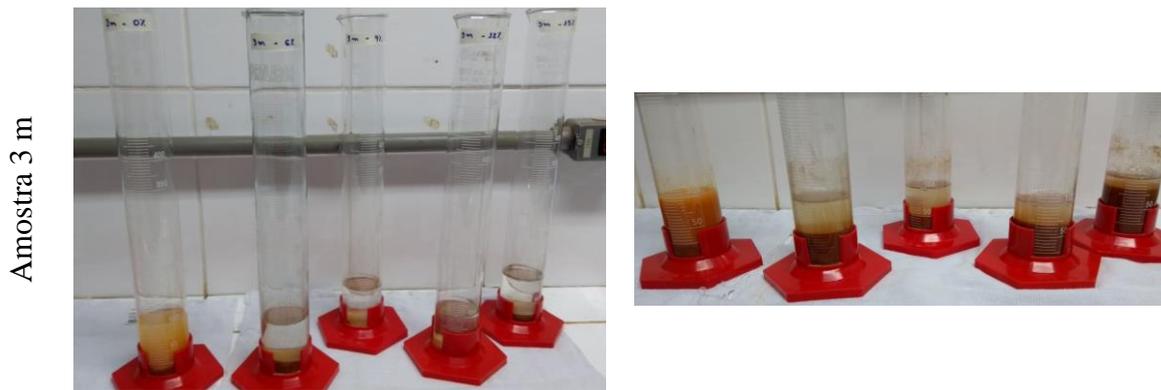


Figura 3.12: Ensaio proposto por Casanova et al. (1992) e regulamentado pela norma 414 (DNIT, 2019) para estimativa da quantidade de cimento a ser adicionado ao solo.

Preparou-se cada uma das provetas com 20 g de solo seco passado na peneira nº. 10 ou 2 mm. Adicionou-se a quantidade de cimento em massa conforme definido. Adicionou-se aproximadamente 50 ml de água destilada e procedeu-se a agitação até a homogeneização do material. Completou-se a proveta até atingir o volume de 100 ml. Manteve-se as provetas em repouso absoluto por 24h. No dia seguinte agitou-se a mistura com auxílio de um bastão, em movimentos circulares. Após 2h do processo de agitação, procedeu-se as leituras de volume de cada proveta.

Realizou-se os ensaios pelo período de 120 h o que equivale a 5 dias, período em que as leituras estabilizaram ou reduziram, conforme orienta a norma. Ao término realizou-se também a medida do pH das amostras.

A variação volumétrica percentual, $\Delta V_{\text{teor}} (\%)$ é expressa:

$$\Delta V_{\text{teor}} = \frac{V_{\text{Máx.teor}} - V_{\text{Máx.(0\%)}}}{V_{\text{Máx.(0\%)}}} \quad (3.11)$$

onde:

ΔV_{teor} = variação volumétrica para cada teor de cimento (%)

$V_{\text{Máx teor}}$ = volume máximo lido na proveta para cada teor de cimento (ml)

$V_{\text{Máx (0\%)}}$ = volume máximo lido na proveta para solo puro, com 0% de adição (ml)

A partir dos valores de $\Delta V_{\text{teor}} (\%)$ e as porcentagens de cimentos adicionadas, traça-se um gráfico. O ponto máximo da variação volumétrica corresponde ao teor mínimo de cimento requerido para estabilização físico-química completa do solo com o tipo de cimento usado na avaliação, (Casanova et al., 1992; DNIT, 2019). Nota-se que o método quando desenvolvido

por Casanova (1992) considerava o mínimo de cimento como a quantidade ideal para atingir 2,1 MPa de resistência à compressão simples.

3.2.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADA

O ensaio de resistência à compressão simples não confinada (RCS) de corpos de prova cilíndricos, objetiva a determinação da resistência à compressão simples não confinada (σ), a verificação da deformação axial e , por conseguinte estima o módulo de deformação do material, nesta pesquisa, o material foi composto por solo laterítico, cimento e água.

Para confecção das misturas seguiu-se a recomendação da norma *Report 4:95 E* (SGF, 1997), a qual sugere uma dosagem entre 80-110 kg/m³ de cal ou cimento. Contudo, ao considerar o processo executivo das estacas na área de estudo, a quantidade de cimento precisou ser ajustada em virtude de:

- a) a perfuratriz ser adaptada para pesquisa de forma simplificada se comparada com os equipamentos e ferramentas disponíveis no mercado nacional e internacional;
- b) utilização de cimento embalado comercialmente em sacos de 50 kg.

Ajustou-se então o traço para 80 e 120 kg/m³ em massa, fato que facilitou o controle na execução. Essas quantidades de cimento equivalem a 6 e 9% em massa, respectivamente.

Realizaram-se os ensaios de RCS em dois períodos da pesquisa: o primeiro em 2019 e o segundo em 2020. Na primeira etapa, em 2019, a mistura foi feita com duas quantidades de cimento: 80 e 120 kg/m³. Objetivou-se com esses ensaios definir a mistura e o processo executivo de implantação das estacas na área de estudo. Na etapa de 2020 empregou-se apenas a dosagem de 120 kg/m³ de cimento.

Nos ensaios iniciais, etapa de 2019, os tempos de cura foram de 3, 7 e 28 dias. Empregou-se uma prensa de CBR (*California Bearing Ratio*) equipada com anel dinamométrico com capacidade de 50 kN. Aplicou-se o carregamento com velocidade de 1mm/min, conforme sugere o item 5.2.2 da NBR 12025 (ABNT, 2012). O sistema da prensa de CBR é robusto para os níveis de força máxima aplicada de aproximadamente 1 kN. Dessa forma, houve uma grande dificuldade de mobilizar a deformação do anel. Tal dificuldade fez com que os valores de deformação desses ensaios fossem muito pequenos e assim desprezados. Considerou-se apenas os valores de tensão, não sendo possível estabelecer o módulo de deformação do material nessa primeira etapa.

Em 2020 repetiu-se os ensaios com dosagem de 120 kg/m³, pois essa quantidade de cimento, mostrou-se ser a mais adequada segundo os resultados da etapa realizada em 2019. Moldaram-se um número maior de corpos de provas e os tempos de cura foram de 3, 7, 14, 28 e 56 dias. Para esses corpos de prova utilizou-se a prensa do equipamento triaxial com anel dinamométrico com capacidade de 2 kN, na mesma velocidade de aplicação da carga, ou seja, 1 mm/min.

Independente do período em que se realizou os ensaios, a preparação dos corpos de prova seguiu o mesmo procedimento, o qual relata-se a seguir.

Confeccionou-se os corpos de prova em moldes de 5 cm de diâmetro de 10 cm de altura atendendo a premissa da altura ser duas vezes o diâmetro do corpo de prova (ABNT, 2016e; Kitazume e Terashi, 2013). Utilizou-se moldes de PVC rígido, fechados com tampão de vedação (CAP) base reta, ou metálicos com base rosqueável. Em ambos os casos, aplicou-se vaselina em pasta (sólida) para facilitar a desmoldagem.

Preparou-se a mistura ora com o uso de argamassadeira, ora batedeira doméstica planetária, Figura 3.13. A homogeneização foi realizada por 10 min. A cada 2 min, interrompeu-se o processo para limpeza do batedor com auxílio de espátula, promovendo uma melhor homogeneização da mistura. Preparou-se cada mistura de forma suficiente para moldar três corpos de prova. Todo o processo limitava-se a 30 min., conforme orientação de Camapum de Carvalho et al. (1990) e SGF (1997).

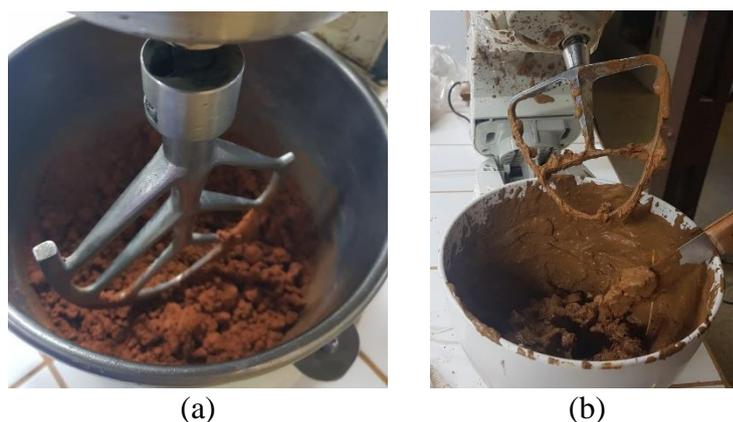


Figura 3.13: Preparação da mistura de solo laterítico e cimento: (a) argamassadeira; (b) batedeira doméstica planetária.

Quanto ao processo de moldagem, Åhnberg e Andersson (2015), relatam três maneiras, sendo:

- a) Compactação estática (*Static compaction*): aplicar pressão estática de 100 kPa por 5 segundos em camadas de 30 mm de espessura.
- b) Batida (*Tapping*): bater o molde sobre uma superfície 30 vezes para cada camada de solo-cimento. Preenchimento do molde deve ser dividido em três camadas iguais (aproximadamente 33 mm cada).
- c) Haste (*Rodding*): Uma haste é introduzida manualmente para uniformizar as camadas de 30 mm de espessura da mistura solo-cimento, semelhante aos movimentos do teste de *slump* de concreto.

A moldagem foi testada pelos métodos da batida e o da haste. A moldagem com haste deixou bolhas de ar e nítidas imperfeições no corpo de prova, Figura 3.14. Os corpos de provas moldados batendo o molde sobre a bancada recoberta com borracha de neoprene ou uma toalha de tecido dobrada várias vezes, resultaram em um aspecto mais homogêneo. Adotou-se confeccionar os corpos de prova com batida (*tapping*).

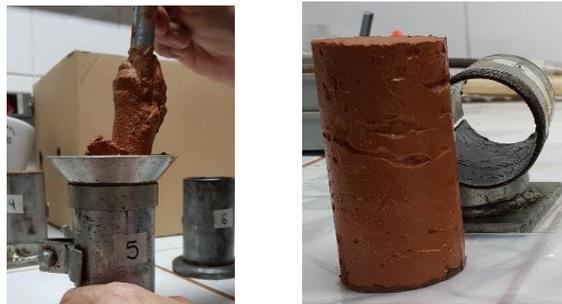


Figura 3.14: Dificuldade e não adequação do processo de moldagem dos corpos de prova com uso da haste.

O processo de cura ocorreu em duas fases: a primeira com teor de umidade controlada de 75% e temperatura variando entre 26 e 28°C, com duração de 24h; a segunda, após as 24h iniciais, em que os corpos de prova foram desmoldados e imersos na água. Acompanhou-se os valores da massa específica dos corpos de prova como forma de observar variações de massa ou volume em função do processo de cura. Os corpos de provas permaneceram imersos em água até a data planejada para o ensaio de compressão: 3, 7 e 28 dias (etapa 2019), e 3, 7, 14, 28 e 56 dias (etapa 2020). Para cada tempo de cura, no mínimo, utilizou-se quatro corpos de provas escolhidos de forma aleatória do total de corpos de prova confeccionado, Figura 3.15.



Figura 3.15: Segunda fase do processo de cura: corpos de prova imersos na água.

Retiraram-se os corpos de prova da água. Com auxílio de um tecido de algodão seco e limpo de forma suave procedeu-se a secagem. Mediu-se a altura, o diâmetro e a massa dos corpos de prova. Após esse procedimento, colocaram-se as amostras no dispositivo de carregamento de forma centrada. Zerou-se os dispositivos de deslocamento e de carregamento. Aplicou-se carga contínua e sem choque. Utilizou-se os corpos de prova sem capeamento ou qualquer outro tipo de proteção.

Calcularam-se as deformações conforme:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (3.12)$$

onde:

ε = deformação axial específica

Δh = decréscimo de altura do corpo de prova (mm)

h_0 = altura inicial do corpo de prova (mm)

Corrigiu-se a área do corpo de prova de acordo com:

$$A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \quad (3.13)$$

onde:

A = área corrigida (cm²)

A_0 = área inicial do corpo de prova (cm²)

ε = deformação axial específica

Adotou-se o módulo E_{50} conforme definido por Kitazume e Terashi (2013), sendo o módulo secante na curva tensão-deformação em relação a 50% da tensão de ruptura (σ_{50}) não confinada, conforme segue:

$$E_{50} = \frac{\sigma_{50}}{\varepsilon} \quad (3.14)$$

onde:

E_{50} = módulo secante de deformação em relação a 50% da tensão de ruptura não confinada, σ_{50} (MPa)

σ_{50} = 50% da tensão de ruptura à compressão simples não confinada (kPa)

ε = deformação axial específica

Também foram executados ensaios de RCS para determinação de σ em corpos de provas moldados durante o processo executivo das estacas. Esse procedimento de moldagem está descrito no subcapítulo 3.4.1. Os corpos de prova em campo também foram confeccionados por meio da batida (*tapping*). Entretanto, a confecção da mistura e a coleta do material em campos estão sujeitas a condições diferentes do processo laboratorial.

3.3 PROCESSO EXECUTIVO DE IMPLANTAÇÃO DAS ESTACAS DMM EM SOLO LATERÍTICO

Iniciou-se o processo de implantação das estacas DMM com a fabricação do trado e adaptações junto à perfuratriz. Após um teste inicial da ferramenta, mobilizou-se o conjunto de equipamentos para a área de estudo.

3.3.1 CARACTERÍSTICAS DOS EQUIPAMENTOS

Confeccionou-se o trado, ferramenta de perfuração, para a pesquisa com o auxílio do Eng. Jorge Antonio Barbosa com as características descritas. O trado pode ser visto na Figura 3.16 acoplado a perfuratriz, sendo:

- ✓ Diâmetro do trado: 60 cm;
- ✓ 02 pares de pás fixas ao eixo;
- ✓ 01 par de pá com giro livre instalado em mancal fixo ao eixo;
- ✓ 01 par de pá fixa ao eixo para cortar o solo na parte inferior do trado, adicionado de dentes (*bits*) de tungstênio e orifícios em cada pá para introduzir a calda do aglomerante.



Figura 3.16: Trado confeccionado para execução de estacas DMM.

Na Figura 3.17 apresenta-se a perfuratriz hidráulica modelo MC150, com potência de 75 HP e torque máximo de 950 kg.m, com o trado acoplado para execução das estacas DMM. Suas características podem ser conferidas no catálogo da fabricante (CZM Foundation Equipment, 2019).

Empregou-se bomba de pistão, conforme descrita no catálogo da fabricante (GEOMAC, 2011), misturador de argamassa, caixas para armazenar água e minicarregadeira para retirada de solo e limpeza do espaço, Figura 3.17.



(a)



(b)

Figura 3.17: Perfuratriz adaptada e equipamentos para execução das estacas DMM: (a) Perfuratriz equipada com trado DMM; (b) Misturador, bomba de injeção, reservatório de água e plataforma com cimento.

Também se fez necessário, mas não menos importante, ferramentas manuais como: nível, cronômetro, trena, giz, espátulas, tubo de PVC, enxada e pá.

Esta perfuratriz não utiliza nenhum tipo de monitoramento computacional, o processo foi executado de forma manual e experimental. Controlou-se a velocidade de rotação e a velocidade de perfuração e de retirada dos eixos de mistura. Este controle foi executado marcando-se com giz a haste de perfuração a cada 50 cm (linhas brancas na haste conforme Figura 3.17). Com auxílio de cronômetro, monitorou-se o tempo para cravamento e por conseguinte a velocidade de perfuração e de retirada do trado. As rotações foram controladas pelo operador, no ajuste dos comandos hidráulicos da perfuratriz. Executou-se perfurações testes sem calda para orientação e treinamento do operador da perfuratriz.

3.3.2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS DMM EXECUTADAS

Executaram-se 14 (quatorze) estacas DMM na área de estudo, com diâmetro de 60 cm e profundidade limitada em 3,5 m pelo sistema cabeçote/torre da perfuratriz utilizada. Na Figura 3.18, indica-se a posição das estacas executadas com o perímetro demarcado com cal. As estacas foram executadas entre os dias 02 e 03 de maio de 2019. A Tabela 3.6 descreve algumas características das estacas DMM.

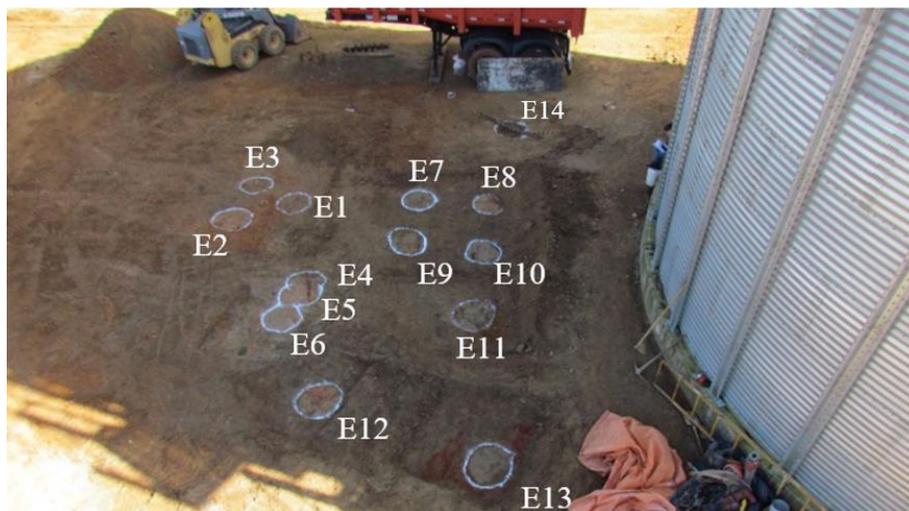


Figura 3.18: Localização das estacas DMM executadas na área de estudo.

Tabela 3.6: Características das estacas DMM executadas na área de estudo.

Estaca	Cimento (kg/m ³)	Nº. Ciclos	Características
E1	80	1	Propósito de exumação após 3 dias da execução.
E2	120	1	
E3	120	2	
E4	120	1	Conjunto estacas justapostas. Estaca E5 executada 24 h depois da E4 e E6. Pesquisas futura.
E5	120	1	
E6	120	1	
E7	120	1	Geometria quadrangular (1,5 m entre eixos ou 2,5 x o diâmetro). Verificar a resistência do solo no centro das estacas.
E8	120	2	
E9	120	2	
E10	120	1	
E11	120	2	Execução de provas de carga. Mesmas características das E1, E2 e E3 exumadas.
E12	80	1	
E13	120	1	
E14	120	2	Armada com perfil metálico I (4") com 3 m de profundidade. Pesquisas futuras.

Iniciou-se o processo de execução coletando amostras do solo nas profundidades de 0,5 e 1 m para conferir a umidade de campo com o perfil de umidade do ensaio de SPT. Aferiu-se o teor de umidade, e com o fator água/cimento (a/c) pré-definido em laboratório, calculou-se a quantidade de água necessária para promover a mistura de forma adequada e garantir a hidratação do cimento.

Conforme descrito anteriormente, ajustou-se o traço para 80 e 120 kg/m³ em massa. Além desses valores estimou-se um consumo adicional de 20%. O sobre consumo englobou o desperdício ocorrido principalmente na finalização do processo e o aumento de diâmetro provocado pela pressão de injeção. Estabeleceu-se tal valor adicional a partir de uma estaca teste, executada anteriormente. Nesse teste injetou-se 460 l de calda. Após a execução, coletou-se 5 baldes (100 l) de mistura da calda com solo na parte superficial, o que equivaleu a 21,7% do volume inicialmente inserido ao solo. Esse valor também é condizente com a

experiência de execução de estacas raiz e hélice contínua da empresa de fundações parceira na pesquisa.

Desta maneira, utilizou-se dois traços. Traço com 3 sacos de cimento, conferindo 120 kg/m^3 e o traço com 2 sacos de cimento, sendo 80 kg/m^3 .

A execução das estacas consistiu em perfurar o solo com o trado girando e injetando calda de cimento e água. A norma *Report 4:95 E* (SGF, 1997), recomenda que o avanço da estaca seja de 15 mm por volta e a velocidade de rotação de 80 a 120 voltas por minuto. Em campo, executou-se as estacas com velocidade de rotação de 60 voltas por minuto e com avanço médio de 9,5 mm por volta. Dessa forma, houve um avanço executivo de 57 cm por minuto.

Tal condição diferenciou-se da recomendação da norma pela dificuldade de controle. O controle disponível foi simplificado e manual. Marcou-se a haste da perfuratriz com giz a cada 50 cm. Utilizou-se cronômetro para controlar o tempo. A injeção cessou ao chegar na profundidade determinada para a estaca. No processo de retirada do trado não houve injeção de calda, no entanto o trado subiu girando e promovendo a mistura.

Executou-se as estacas com dois ciclos de mistura. Esse processo compreende a perfuração e retirada da ferramenta (trado) até a superfície e inserir e retirar novamente girando sem injeção de calda ou qualquer outro material até a profundidade inicialmente definida, com velocidade também controlada.

Este critério visa uniformizar as propriedades do material ao longo de todo o comprimento da estaca DMM. Considerando-se os dois ciclos, o processo atinge ao final o tempo de execução de cada estaca de aproximadamente 15 min.

Ao introduzir um volume de calda no solo, um volume de mistura extravasa na superfície, conforme Figura 3.19. Procedeu-se a remoção do volume excedente para cima da própria estaca com auxílio de enxada e pá, impedindo que a cabeça da estaca ficasse exposta às intempéries, principalmente exposição solar, evitando a retração e o surgimento de trincas. Após o término das estacas não foi realizado o arrasamento da cabeça das estacas.



Figura 3.19: Volume excedente da mistura após execução.

3.4 INVESTIGAÇÕES DE CAMPO DURANTE E APÓS EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Ao término de cada estaca, coletou-se amostras para moldagem dos corpos de prova e posterior verificação da resistência à compressão simples. Após três dias da execução das estacas E1, E2 e E3 ocorreu o processo de exumação. Realizaram-se provas de cargas nas estacas E11 e E13. Também foram executados vários ensaio de DPL a fim de observar mudanças de resistência no solo próximo das estacas.

3.4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES – AMOSTRAS DE CAMPO

Para confecção dos corpos de prova, coletou-se amostras de três formas:

- a. Haste da perfuratriz: coletado com auxílio de colher de pedreiro e espátula, diretamente na haste da perfuração durante a última subida;
- b. Trado: retirado do material aderido no trado após execução; e
- c. Tubo de PVC: concluída a estaca, inserido no centro da estaca um tubo de PVC lubrificado com vaselina em seu interior. Fechou-se a parte superior do tubo e puxava-se para fora. A amostra permanecia em seu interior.

Confeccionou-se os corpos de prova (CP) de forma batida (*Tapping*). Após a moldagem os CP foram colocados dentro de uma caixa térmica com areia e água para serem transportados até o laboratório da UFMT em Cuiabá. Os processos de coleta, confecção e armazenamento podem ser visualizados na Figura 3.20.

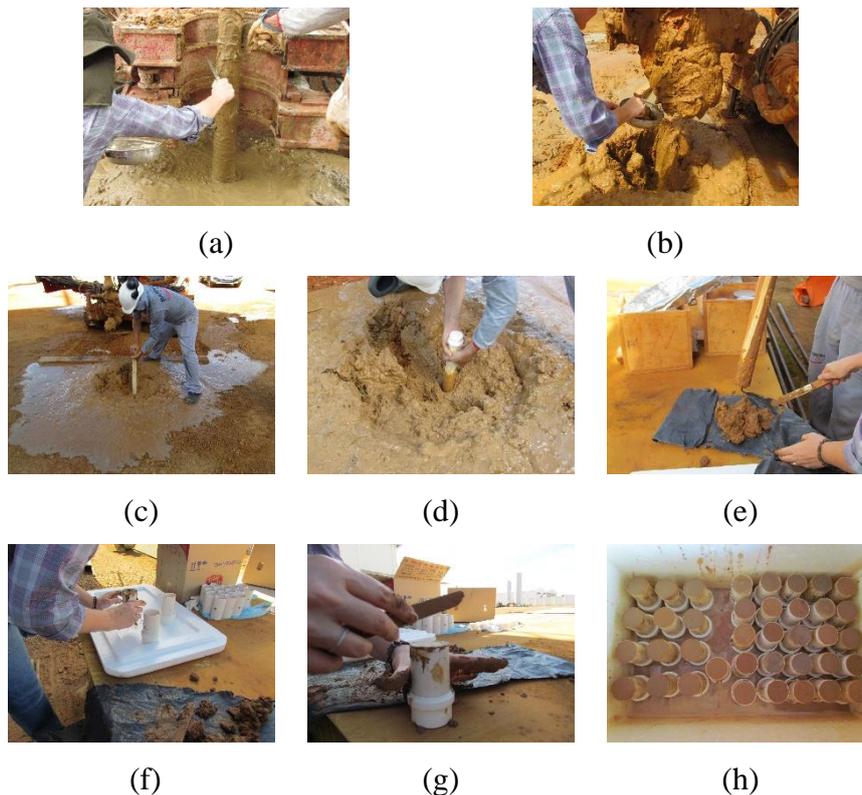


Figura 3.20: Processo de coleta de amostra: (a) na haste da perfuratriz; (b) no trado; (c) com tudo de PVC no centro da estaca; (d) fechamento do tubo de PVC e retirada; (e) amostra retirada pelo tubo de PVC. Processo de moldagem e armazenamento: (f) confecção do CP; (g) arrasamento do material do CP; (h) armazenamento em caixa térmica com areia e água para transportar até o laboratório.

Para cada estaca moldou-se três CP. Os CP permaneceram em cura úmida por 4 dias (tempo necessário para o deslocamento da área de estudo até o laboratório) e mais 24 dias em cura submersa até serem submetidos ao ensaio de RCS, aos 28 dias.

As condições de moldagem com material confeccionado em campo, assim como os confeccionados a partir dos blocos indeformados do material das estacas, são processos diferentes ao utilizado em laboratório. No laboratório as condições são mais controladas do que em campo, fato que deve ser considerado na comparação dos resultados.

3.4.2 EXUMAÇÃO DAS ESTACAS

Executou-se uma cava central, de 1,0 m de diâmetro, aberta no centro das estacas E1, E2 e E3 com auxílio da perfuratriz equipada com trado, para averiguação tátil visual e coleta de pequenas amostras deformadas, com o intuito de traçar o perfil do teor de umidade. Observou-se as estacas até a profundidade de pouco mais de 2 m, avaliando-se visualmente a homogeneidade do material, a integridade da estaca, a manutenção de prumo, a constância de diâmetro e a rugosidade do contato entre o perímetro da estaca e o solo. O temor de

desprendimento de solo e o calor excedente motivaram a paralisação da exumação nessa profundidade.

Após essas análises retirou-se blocos indeformados dessas estacas para moldar corpos de prova em laboratório e realizar ensaio de RCS após quatro dias da execução. Lapidou-se os CP buscando atender as dimensões pré-estabelecidas de 5x10 cm. A partir da amostra indeformada da E3 foi realizado o ensaio de cisalhamento direto.

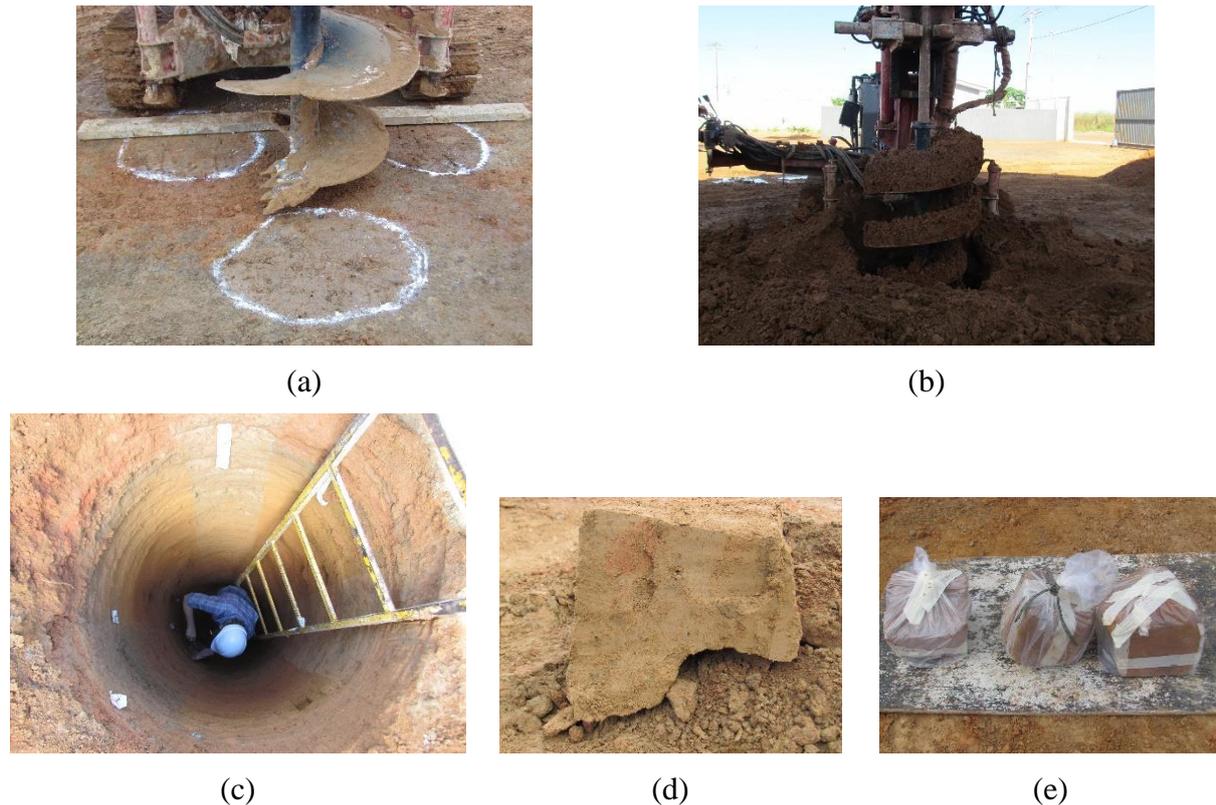


Figura 3.21: Processo de exumação das estacas E1, E2 e E3: (a) Trado posicionado no centro das três estacas a serem exumadas; (b) Processo de abertura da cava central com 1 m de diâmetro; (c) Descida na cava para observação e coleta de amostras; (d) bloco indeformado coletado do material da estaca DMM; (e) blocos embalados para transporte até o laboratório.

Manteve-se os blocos de material coletado das estacas submersos na água. A decisão de manter a amostra do material da estaca submersa em água deu-se em virtude dos ensaios realizados em laboratório de resistência à compressão simples, nos quais também adotou-se manter os corpos de prova submergidos após 24h de cura úmida.

Com o intuito de realizar o teste de compressão no núcleo proposto por Kitazume e Terashi (2013), utilizou-se um equipamento de perfuração de concreto para coleta de amostra. O amostrador deste equipamento não é bipartido. Utilizou-se vaselina em pasta para lubrificar a

parte interna. No entanto, não foi possível retirar a amostra de seu interior de forma intacta. O procedimento frustrado pode ser visto na Figura 3.22.

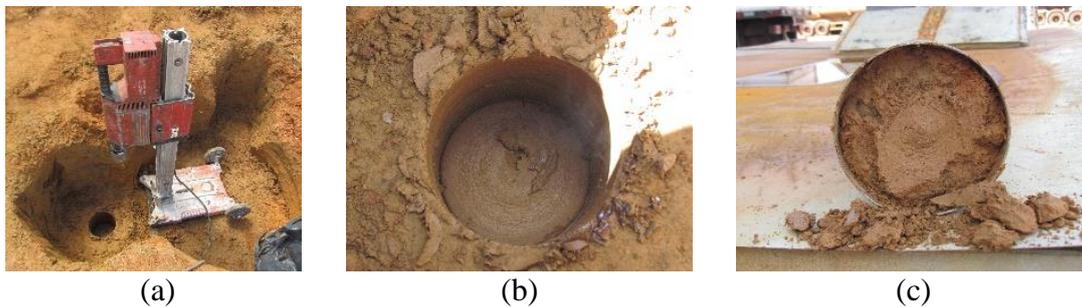


Figura 3.22: Tentativa de extração de amostra no núcleo da estaca: (a) Equipamento de perfuração; (b) Perfuração na estaca; (c) Amostrador após coleta.

3.4.3 CISALHAMENTO DIRETO: SOLO E MATERIAL DA ESTACA

Executou-se dois ensaios de cisalhamento direto. Um com amostra indeformada coletada a 1 m de profundidade do solo e outro com o material coletado da estaca identificada como E3, executada com 120 kg/m³ de cimento e 2 ciclos de mistura, na profundidade de 85 cm em relação ao topo da estaca. Realizou-se os ensaios com material da estaca quando o material da estaca completou 28 dias após execução, com as tensões normais de: 60, 120 e 240 kPa e com velocidade de 0,3 mm/min.

3.4.4 PROVA DE CARGA NAS ESTACAS DMM

Planejou-se inicialmente três provas de carga estáticas (E11, E12 e E13) com carregamento estático rápido conforme NBR 12131 (ABNT, 2006), a serem realizadas 28 dias após a execução. Essas estacas apresentam características semelhantes às estacas E1, E2 e E3, as quais foram exumadas. Todavia, o processo precisou ser adaptado em função da disponibilidade de equipamento e de pessoal para realização dos ensaios. Por consequência, realizou-se provas de carga nas estacas E11 e E13, ambas executadas com 120 kg/m³ de cimento, sendo a E11 com 2 ciclos de mistura e a E13 apenas um ciclo.

Utilizou-se o sistema reação composto por estacas helicoidais metálicas, sendo uma estaca em cada extremidade da viga. Cada estaca helicoidal com 3 m de comprimento e helicoides de 0,3 m de diâmetro, conforme Figura 3.23 (a). Falconi (2019) relata que o uso deste sistema de reação reduz o prazo de execução e possibilita a execução em qualquer estaca da obra.

Executou-se a primeira prova de carga na estaca E11 no dia 01/06/2019. A reação não suportou e a prova de carga precisou ser interrompida antes de atingir a carga de ruptura. Após 45 dias, no dia 15/07/2019, com a aquisição de mais estacas helicoidais, o sistema de

reação foi feito com 6 m de profundidade. No mesmo período, também se executou a prova de carga na estaca E13. Não se executou a prova de carga na E12 prevista inicialmente por questão de disponibilidade de equipamento e de recursos financeiros.

O tensiômetro de mercúrio apesar dos riscos à saúde do operador e ao meio ambiente, apresenta excelente precisão. Próximo à estaca instalou-se tensiômetros de vacuômetro e de mercúrio, Figura 3.23 (b), com profundidades variando de 25 a 90 cm.



Figura 3.23: Prova de Carga das estacas DMM: (a) processo de cravação da estaca helicoidal de reação com auxílio de caminhão *munck*; (b) montagem da prova de carga com tensiômetros instalados.

Segundo Azevedo et al. (1983) o funcionamento do tensiômetro é simples e expressa a energia necessária para a água ser liberada das superfícies das partículas do solo. Os autores recomendam a utilização do tensiômetro de vacuômetro, todavia alertam que a precisão do tensiômetro de mercúrio é maior. Observou-se este fato em campo. Quanto a simplicidade dos tensiômetros de vacuômetros, esta ocorre em relação às leituras. No entanto, encontrou-se uma série de dificuldades para instalá-los, tanto os de vacuômetros, quanto os de mercúrio.

O fato de ter realizado a prova de carga na mesma estaca 45 dias depois, gerou dúvidas sobre os resultados obtidos na estaca E11. Conforme relatam Décourt et al. (2019), considerando uma estaca sem capacidade de resistência de ponta, a deformação necessária para mobilizar o atrito lateral seria da ordem de grandeza da deformação elástica. Esses autores explanam que quando uma segunda prova de carga é executada sobre uma estaca previamente carregada, ocorre a mobilização do atrito lateral puro. Os autores não indicam o tempo ideal entre os carregamentos.

Contudo, depois de 13 meses da última prova de carga, ou seja, em agosto de 2020 realizou-se novamente a prova de carga na estaca E11. A Tabela 3.7 resume as informações desde a data de execução das estacas até a última prova de carga executada.

Tabela 3.7: Características das estacas submetidas às provas de carga

Estacas/ Características	Kg cim/m ³	Quantidade de ciclos	Data Execução	Data 1ª PC	Data 2ª PC	Data 3ª PC
E11	120	2	02/05/2019	01/06/2019	15/07/2019	29/08/2020
E13	120	1	02/05/2019	15/07/2019	-	-

Todas as provas de carga nas estacas foram executadas conforme estabelece a norma NBR 12131 (ABNT, 2006). Em setembro de 2020 essa norma foi substituída pela NBR 16903 (ABNT, 2020). No entanto, a publicação dessa última ocorreu após a execução dos ensaios.

Para realização dos ensaios de prova de carga nas estacas empregou-se:

- a) Placa rígida quadra de 0,70 m de lado, com área de 0,49 m² (4.900 cm²), apoiada unicamente sobre a estaca, não havendo contato com o solo de entorno, Figura 3.24.



Figura 3.24: Nivelamento da estaca e retirada do solo de entorno nos primeiros 5 cm da estaca, permitindo a placa ser assente somente sobre a estaca DMM.

- b) Macaco, com capacidade de 1000 kN e a bomba hidráulicos com manômetro instalado no sistema de alimentação do macaco hidráulico, ambos da fabricante Pontemac, aferidos em 2017 e em 2019, conforme relatórios inseridos no Anexo II.
- c) Relógios comparadores, com precisão de 0,01 mm e curso de 27 ou 50 mm. Utilizou-se relógios analógicos e digitais. Tal opção ocorreu em função da disponibilidade dos equipamentos no laboratório de Mecânica dos Solos da FAET-UFMT (Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologia, Universidade Federal de Mato Grosso). Em

todas as provas de carga pelo menos dois dos relógios utilizados eram analógicos, considerando a dificuldade de calibrar os relógios digitais e assim proporcionar a comparação de resultados;

- d) Os deflectômetros (relógios comparadores) ficaram fixados em vigas de referência apoiadas em ambas as extremidades atendendo a distância mínima de 1,5 do eixo da estaca;
- e) O sistema de reação foi composto por helicoides com 3,7 m, acrescentados de prolonga com 3,0 m de comprimento;
- f) Tensiômetros com vacuômetro de caixa externa de aço inoxidável e dupla escala (0 a 760mm Hg e a 0 a 1000 mbar) instalados nas profundidades de: 30, 45, 60 e 90 cm. Todos fabricados pela empresa Solotest (SOLOTEST, 2019) e emprestados pelo IFB; e
- g) Tensiômetros de mercúrio instalados nas profundidades de 90 cm.

Para a realização da prova de carga, preparou-se o topo da estaca retirando o solo de contorno e nivelando a cabeça da estaca. Nivelou-se e a placa foi assentada.

Adotou-se o para todos os ensaios de prova de carga nas estacas o carregamento estático e rápido, executados em estágios definidos conforme a Tabela 3.8. Nem todas as provas de carga atingiram os 17 estágios. Realizou-se o descarregamento em quatro estágios. Vale apontar que o primeiro estágio de 27,2 kN era o mínimo medido pelo sistema de bomba hidráulica disponível para os ensaios.

No mínimo, a carga em cada estágio a carga foi mantida durante 10 min, independentemente da estabilização dos deslocamentos. Executou-se os ensaios até atingir a ruptura geotécnica. Dessa forma, não houve a manutenção da carga máxima do ensaio por 120 min conforme recomenda a NBR 12131 (ABNT, 2006). O fato de atingir a ruptura geotécnica, dificulta realizar o descarregamento em estágios semelhantes ao do carregamento, ou pelo menos em cinco estágios. Existe a dificuldade em medir os deslocamentos principalmente dos primeiros estágios de descarregamento.

Tabela 3.8: Estágios de carregamento das provas de carga nas estacas.

Estágios	Força (kN)	Tensão (kPa)
1	27,2	96,05
2	40,7	144,07
3	54,3	192,09
4	67,9	240,12
5	81,5	288,14
6	95,0	336,17
7	108,6	384,19
8	122,2	432,21
9	135,8	480,24
10	149,4	528,26
11	162,9	576,28
12	176,5	624,31
13	190,1	672,33
14	203,7	720,36
15	217,2	768,38
16	230,8	816,40
17	244,4	864,43

Analisou-se a carga de ruptura considerando o valor de 5 mm de deslocamento como limite para inferir a carga de ruptura de cada prova de carga. Este parâmetro é adotado por Décourt et al. (2019). Ademais, conforme será apresentado nos resultados o critério de 5 mm indica a limite entre o trecho elástico e plástico.

Também procedeu-se a verificação da carga de ruptura pelo método de Van Der Veen (1953). Tal método de extrapolação, representa a curva carga vs recalque dado por:

$$P = R(1 - e^{-a\rho}) \quad (3.15)$$

onde:

P = carga dos estágios da prova de carga (kN)

R = carga de ruptura (kN)

a = coeficiente que define a forma da curva, método de Van Der Veen (1953)

ρ = recalque de cada estágio da prova de carga, método de Van Der Veen (1953), (mm)

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Almeja-se com esse conjunto de resultados, contribuir com a possibilidade de viabilizar o método DMM em solos tropicais, não saturados e lateríticos.

Menciona-se a frase do Décourt (2008) descrevendo sobre as diferenças de prova de carga convencional e instrumentada, mas que pode ser aplicado a qualquer parâmetro geotécnico:

“Todos devem ser considerados como não mais que estimativas de grandezas, que, na realidade, jamais serão efetivamente conhecidas.”

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Apresentam-se os resultados dos ensaios realizados em campo e laboratoriais, assim como os parâmetros estimados a partir desses dados.

4.1.1 GRANULOMETRIA

As análises granulométricas com e sem defloculante apresentaram valores bem distintos quanto a quantidade de argila, silte e areia fina. Os valores estão descritos na Tabela 4.1 e as curvas granulométricas estão apresentadas na Figura 4.1.

Tabela 4.1: Análise granulométrica das amostras de solo com e sem uso de defloculante.

Prof. (m)	Granulometria com defloculante (%)						Granulometria sem defloculante (%)					
	Arg	Silte	A. fina	A. méd	A. gros	Pedg	Arg	Silte	A. Fina	A. Méd	A. Gros	Pedg
1	43,6	9,2	25,0	20,8	1,1	0,3	0,0	15,7	49,8	32,4	1,9	0,3
2	44,7	10,5	19,7	23,1	1,9	0,0	1,3	10,5	53,7	32,2	2,3	0,0
5	48,6	10,5	23,1	16,5	1,2	0,0	2,0	17,6	51,4	26,5	2,5	0,0
7	53,4	14,7	20,8	10,1	1,0	0,0	0,0	29,4	52,1	16,9	1,6	0,0
8	49,7	15,7	23,6	10,1	0,9	0,0	1,3	27,4	52,5	16,9	1,8	0,0
9	45,9	15,3	13,3	21,3	4,1	0,1	1,0	14,7	47,7	30,3	6,2	0,1

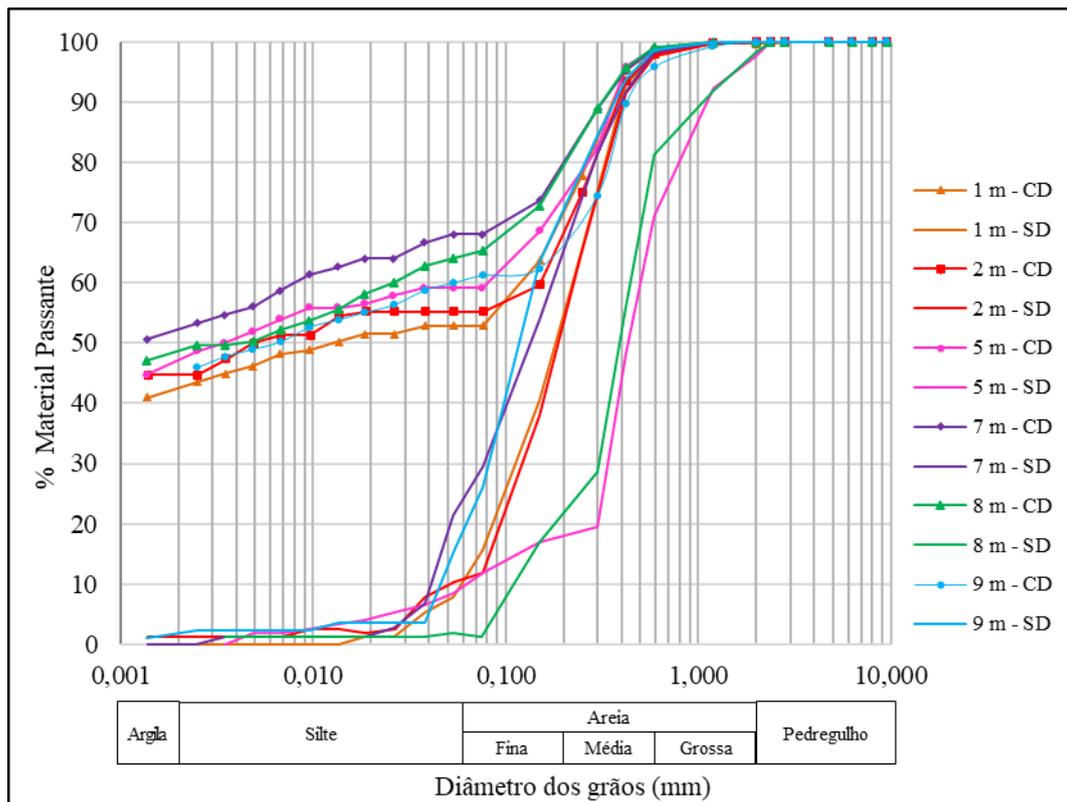


Figura 4.1: Curvas granulométricas com uso de defloculante (CD) e sem uso de defloculante (SD), conforme classificação da NBR 6502 (ABNT, 2022b).

Essa variação na curva granulométrica pode ser considerada como primeiro indício do processo de laterização do solo. Comprovou-se tal característica nos resultados dos ensaios de MCT, os quais estão descritos no subcapítulo 4.1.5.

4.1.2 LIMITES DE CONSISTÊNCIA

No intuito de facilitar o entendimento dos resultados dos limites de consistência, optou-se em apresentar os resultados do solo e da mistura do solo com cimento nesse subcapítulo.

Determinou-se o limite de liquidez pela metodologia de Casagrande e pelo cone. Os valores pelo método do cone são maiores, conforme a Figura 4.2. Conforme relatado no subcapítulo 3.1.3.2, optou-se em realizar o LL do solo e da mistura de solo cimento pelo método do cone.

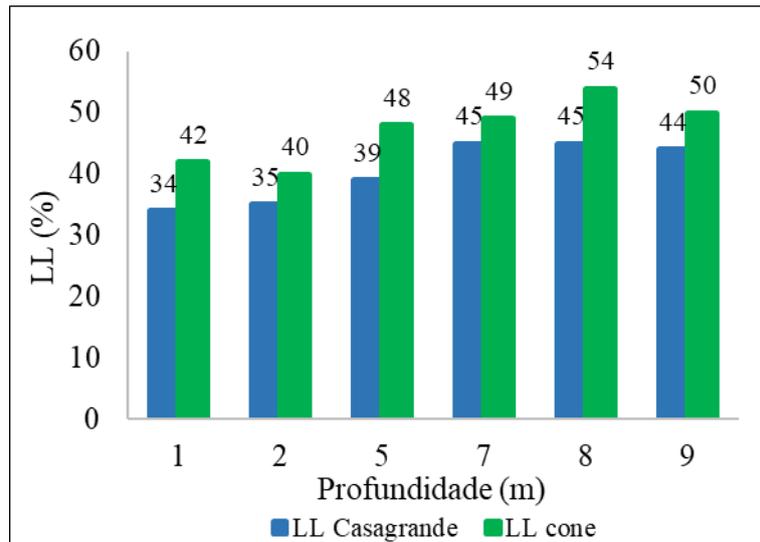


Figura 4.2: Limite de liquidez do solo pelos métodos de Casagrande e do cone.

Na Figura 4.3 observa-se os valores do limite de liquidez do solo das amostras preparadas misturando-se material das profundidades de 1, 2 e 3 m na mesma proporção medida em massa. Realizou-se os ensaios com amostra na condição do teor de umidade de campo e com secagem prévia.

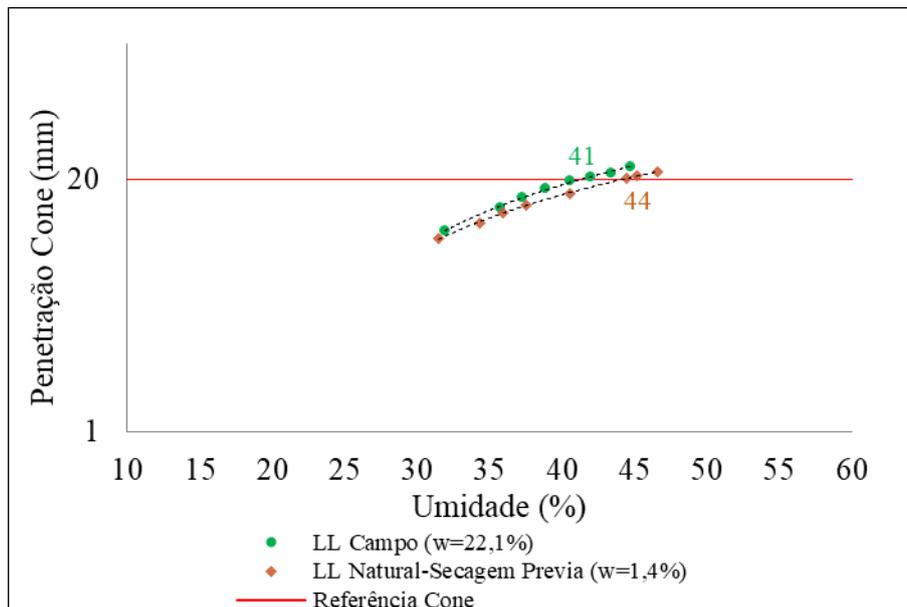


Figura 4.3: Resultado dos ensaios do LL do solo no teor de umidade de campo e com secagem prévia da amostra.

Grisolia et al. (2013) relatam a importância da trabalhabilidade da mistura, a qual implica no resultado esperado. Sendo a diferença observada de 3% no valor do LL e visando atender a melhor condição representativa do campo, adotou-se realizar todos os ensaios de limite de liquidez, inclusive da mistura com solo cimento no teor de umidade de campo da amostra, sem secagem prévia.

Realizou-se o LL das misturas de solo-cimento na proporção de 80 e 120 kg/m³ de cimento. Apesar da variação entre 80 e 120 kg/m³ ser de 50%, o valor do LL das misturas resultou em 39% para 80 kg/m³ e de 38% quando adicionado 120 kg/m³ de cimento, conforme Figura 4.4.

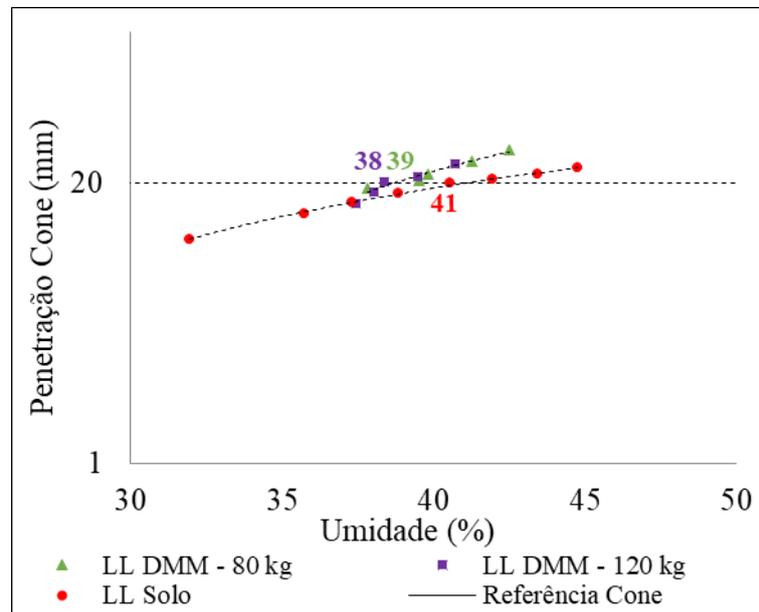


Figura 4.4: Resultado dos ensaios do LL do solo no teor de umidade de campo e das misturas com 80 e 120 kg/m³ de cimento Portland.

A partir da análise destes resultados, assumiu-se que a quantidade de água necessária para promover a mistura de forma adequada, independe da quantidade de cimento a ser adicionada.

Adotou-se que a quantidade de água necessária para promover a mistura de forma adequada deve ser a diferença entre o teor de umidade natural do terreno e o teor de umidade obtido no ensaio do LL do solo.

Estimou-se a umidade de campo por meio da média aritmética simples dos teores de umidade do solo entre as camadas de 0,2 e 3 metros de profundidade, a partir dos dados da sondagem SPT2, resultando em 20%. Isso significou utilizar um fator água cimento (a/c) de 2,5. Esse valor é cinco vezes superior ao usualmente utilizado na confecção de concreto de 0,5.

O ensaio do LL, além de fornecer a umidade adequada para ocorrer a homogeneização do solo laterítico com o cimento, indicou o tempo necessário de homogeneização da calda ao solo em campo. Por esse motivo, executou-se estacas DMM com dois ciclos de mistura. O processo atinge ao final o tempo de aproximadamente 15 min, semelhante ao tempo de homogeneização do ensaio do limite de liquidez.

Machado (2016) relata que quando o perfil apresenta camadas heterogêneas, estratificadas com camadas de solos compressíveis e resistentes intercalados, a repetição, ou seja o número de ciclos, pode ser até três.

4.1.3 MASSA ESPECÍFICA SOLO

Os valores da massa específica do solo natural constam na Tabela 4.2. No dimensionamento da mistura utilizou-se o valor de 1,43 g/cm³ obtido na profundidade de 1 m. Adotou-se esse valor considerando que os valores superficiais são menores em função da matéria orgânica e alta porosidade e que essa camada normalmente é removida. Além disso, conseguiu-se os valores da massa específica natural na superfície (0,2 m) apenas no período da execução das estacas.

Tabela 4.2: Valores da massa específica natural do solo.

Profundidade (m)	Massa específica solo campo - ρ_n (g/cm ³)
0,2 m (anel)	1,34
0,2 m (frasco)	1,39
1,0 m (anel)	1,43

Com propósito de estimar a massa específica natural no perfil do solo, procederam-se os ensaios conforme método para determinação da massa unitária de agregado em estado solto DNER_ME 152 (DNIT, 1995). Os resultados dessas análises estão descritos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Estimativa da massa específica natural em função da massa unitária do solo solto.

Profundidade (m)	Massa específica do solo solto (ρ_{solto}) (g/cm ³)	Massa específica solo no campo (ρ_n) (g/cm ³)	Relação natural/solto (ρ_n/ρ_{solto})	Peso específico solo estimado (γ_n) (kN/m ³)
0,2	0,95	1,34	1,412	13,4
1	0,80	1,43	1,780	14,3
2	0,84		1,780	15,0
3	0,78		1,780	13,9
5	0,80		1,780	14,2
7	0,80		1,780	14,2
8	0,82		1,780	14,7
9	0,96		1,780	17,0

Apesar dessa relação não ser comumente utilizada, os valores encontrados apresentaram coerência. Na Tabela 4.4 apresenta-se os resultados a partir do perfil do teor de umidade da sondagem SPT executado no período de seca. Descreve-se os resultados dos parâmetros γ_d , S_r ,

η e θ , estimados a partir da correlação com o ensaio da massa unitária de agregado em estado solto.

Tabela 4.4: Parâmetros estimados no perfil de do teor de umidade da sondagem SPT (seca).

Profundidade (m)	Teor de umidade (SPT _{seca}) (w) (%)	Peso Específico Seco (γ_d) (kN/m ³)	Índice de Vazios (e)	Grau de Saturação (S_r) (%)	Porosidade (η)	Teor de umidade volumétrica (θ) (%)
0,2	10,4	12,1	1,2	21	0,54	12
1	17,9	12,1	1,2	38	0,54	21
2	24,7	12,0	1,2	52	0,55	29
3	26,0	11,0	1,4	47	0,59	28
5	29,3	11,0	1,4	55	0,59	33
7	24,5	11,4	1,3	49	0,57	28
8	24,0	11,8	1,3	51	0,56	29
9	33,8	12,7	1,1	83	0,53	44

Na Tabela 4.5 apresenta-se os resultados dos mesmos parâmetros, a partir do perfil do teor de umidade da sondagem de SPT executado no período de chuva.

Tabela 4.5: Parâmetros estimados no perfil de umidade da sondagem SPT (chuva).

Profundidade (m)	Teor de umidade (SPT _{chuva}) (w) (%)	Peso Específico Seco (γ_d) (kN/m ³)	Índice de Vazios (e)	Grau de Saturação (S_r) (%)	Porosidade (η)	Teor de umidade volumétrica (θ) (%)
0,2	17,6	11,4	1,4	33	0,57	19
1	23,6	11,6	1,3	47	0,57	26
2	26,9	11,8	1,3	55	0,56	31
3	27,4	12,5	1,1	63	0,53	33
5	28,7	11,9	1,3	62	0,56	34
7	29,5	11,0	1,4	55	0,59	33
8	35,2	10,9	1,5	65	0,60	39
9	36,5	12,5	1,1	86	0,54	46

Os índices geotécnicos estimados a partir dos resultados da massa específica natural em relação ao solo solto, apresentam valores condizentes com o esperado no perfil. O índice de vazios oscila para maior entre 7 e 8 m, região onde oscila o nível do lençol freático. A partir de 9 m, onde o lençol freático está estabelecido o índice de vazios reduz para 1,1. Tal comportamento é percebido nos demais índices como grau de saturação, porosidade e umidade volumétrica.

O perfil de umidade apresenta maior variação nas camadas superficiais o que resulta em valores semelhantes quando analisados os perfis de umidade de seca e de chuva a partir do quinto metro.

A estimativa da massa específica natural no perfil do solo conforme método para determinação da massa unitária de agregado em estado solto DNIT (1995) deve ser melhor investigada e analisada. No entanto, os parâmetros estimados para o solo em estudo, apresentaram coerência com a classificação e com a variação de profundidade

4.1.4 CLASSIFICAÇÃO GRANULOMÉTRICA DO SOLO

Verificou-se o peso específico dos grãos de solo pelo Pentapicnômetro (Laboratório UnB). Os valores são condizentes com os principais minerais encontrados, variando de 26,6 a 27 kN/m³.

Os resultados dos limites de consistência (LL, LP), a classificação granulométrica e os valores do peso específico relativo dos grãos (G_s) do solo conforme o perfil estão descritos na Tabela 4.6.

Trata-se de um solo com características argilosas, conforme demonstram os ensaios com o uso de defloculante. A presença da argila deve ser considerada principalmente no processo de perfuração e da homogeneização da mistura. Todavia, os resultados sem defloculante retratam o comportamento arenoso desse perfil de solo.

Tabela 4.6: Limites de consistência, classificação das amostras e massa específica dos grãos.

Profund. (m)	Limites de Consistência (%)						Classificação ASTM				G_s	
	LL cone			LL Casagrande			LL cone		LL Casagrande			
	LL	LP	IP	LL	LP	IP	CD	SD	CD	SD	#10	#40
1	42	24	18	34	24	10	CL	SM	CL	SM	2,66	2,66
2	40	23	17	35	23	12	CL	SM	CL	SM	2,66	2,66
5	48	28	20	39	28	11	CL	SM	CL	SM	2,69	2,68
7	49	31	18	45	31	14	CL	SM	CL	SM	2,69	2,70
8	54	34	20	45	34	11	MH	SM	CL	SM	2,69	2,70
9	50	31	19	44	31	13	MH	SM	CL	SM	2,70	2,70

CL - Argila arenosa; MH - Silte arenoso; SM- Areia siltosa.

Essa variação é típica dos solos lateríticos. Normalmente, são solos argilosos com concreções. Ao realizar o ensaio sem o defloculante químico e sem dispersão as concreções apresentam o comportamento arenoso, fato que torna o solo permeável. O comportamento arenoso é confirmado com o valor da permeabilidade do solo de 10^{-3} cm/s ou 10^{-5} m/s, aferida pelo

ensaio de rebaixamento em poço acima do nível d'água. Segundo (ABGE, 2015) esse valor caracteriza o solo como: areia; areias finas siltosas e argilosas; siltes argilosos.

Jacinto et al. (2006) destacam que algumas características físicas do solo advêm da estrutura laterítica. Segundo esses autores, o elevado índice de vazios e a presença de macro porosidade, favorecem os altos valores de permeabilidade.

Os grumos dos solos lateríticos se comportam como areia. Os ensaios de sedimentação com e sem defloculante demonstraram esse comportamento. As medidas de sucção, descritas no subcapítulo 4.1.12 indicam uma rápida variação dos valores da sucção, principalmente no processo de saturação para execução da prova de carga inundada. A estrutura desses solos permite que a água se desloque no interior do maciço em uma velocidade maior, contribuindo com a rápida variação de sucção no processo de saturação. Dessa forma, o valor da permeabilidade de 10^{-5} m/s confirma esse comportamento.

Kitazume e Terashi (2013), relatam que as argilas japonesas apresentam permeabilidade na ordem de 10^{-9} a 10^{-6} cm/s. Estes valores são bem inferiores aos solos lateríticos, os quais apresentam permeabilidade semelhante às areias.

Na Figura 4.5 expressa-se a variação do LL (cone), do LP, do teor de umidade de campo nos períodos de seca e de chuva e a classificação do solo do decorrer do perfil.

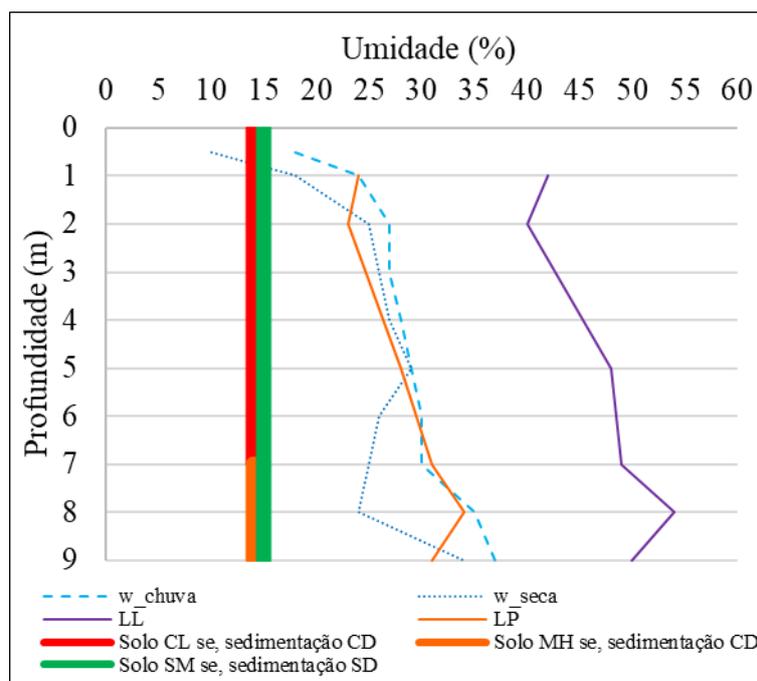


Figura 4.5: Classificação do solo, teor de umidade do solo e limites de consistência no perfil do solo até os 9 m de profundidade.

Observa-se que o teor de umidade de campo é mais próximo do teor de umidade do LP. Segundo Pacheco (2020) tal proximidade pode ser indício de solo com comportamento colapsível ou expansivo, dependendo da mineralogia. Conciani (1997) também observou que o solo de Campo Novo do Parecis - MT, onde realizou parte da pesquisa, possui o teor de umidade sempre abaixo do limite de liquidez e próximo do valor do limite de plasticidade.

4.1.5 MINIATURA COMPACTADA TROPICAL - MCT

Os resultados dos ensaios da classificação MCT e do método das pastilhas estão apresentados na Tabela 4.7. As amostras ensaiadas dentro da metodologia MCT apresentam classificação como material argiloso de comportamento laterítico (LG'). Pelo método das pastilhas a classificação diferiu. As amostras coletadas a 1, 2 e 5m foram classificadas como solo arenoso e solo argiloso de comportamento laterítico (LA' - LG'). Enquanto as amostras obtidas na profundidade de 7, 8 e 9 m a classificação alterou para não laterítico (NA).

Os valores encontrados de d_s são superiores a 20 em todas as amostras avaliadas. Tais valores indicam tratar de um solo classificado como argila de comportamento laterítico. Nota-se que as primeiras camadas apresentaram os maiores valores, sendo tal fato justificado pelo processo de intemperização ser mais intenso nas camadas iniciais.

Tabela 4.7: Resultado dos ensaios da classificação MCT.

Profundidade das amostras (m)	1	2	5	7	8	9
Coeficiente - c'	2,91	3,32	1,95	4,06	2,87	2,83
Perda por imersão - P_i	59%	20%	46%	120%	30%	38%
Coeficiente - d'	97,3	92,2	23,0	34,0	27,0	22,5
Coeficiente - e'	0,6	0,6	1,0	0,8	0,9	1,0
Classificação do solo:	LG'	LG'	LG'	LG'	LG'	LG'
Método das Pastilhas	LA' - LG'	LA' - LG'	LA' - LG'	NA	NA	NA

O método das pastilhas resultou em solo não laterítico nas camadas onde há oscilação do nível d'água do lençol freático, conforme descrito adiante no subcapítulo 4.1.10. Fortes et al. (2002) observaram que há discrepâncias de classificação entre o método MCT e o método das pastilhas, principalmente para os solos arenosos. As diferenças foram nas camadas em que a classificação tátil visual das amostras das sondagens indica a mudança de classificação, passando para areia siltosa. Apesar das classificações de laboratório e de campo apresentarem diferenças, em campo foi possível observar a mudança das características do solo. Tais

diferenças podem ocorrer em função de serem metodologias diferentes e por pequenas variações do solo entre o ponto de coleta das amostras e da execução da sondagem SPT.

O ensaio de sedimentação com e sem dispersão e de defloculante resultam em valores bem distintos quando executados em solos lateríticos. Tal proposta pode ser utilizada para contribuir na classificação do solo atrelada ao método das pastilhas relatado por Fortes et al. (2002), o qual é simples de ser realizado e de baixo custo como avaliação inicial ou na impossibilidade de realizar os ensaios da metodologia MCT.

Na Figura 4.6, observam-se as curvas de Mini-MCV em variadas profundidades. Destacou-se o agrupamento de curvas das profundidades de 1 e 2 m e das curvas de 7, 8 e 9 m.

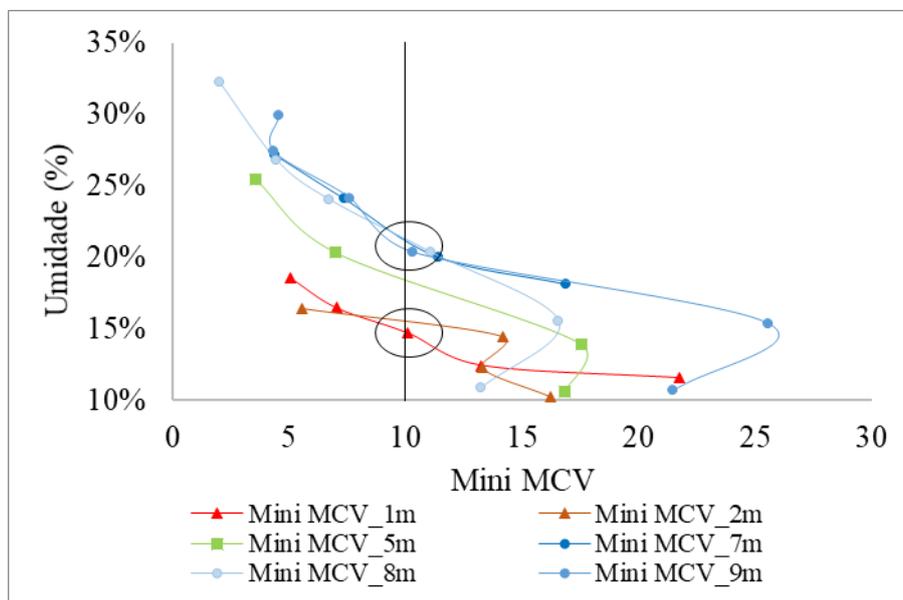


Figura 4.6: Curvas de MiniMCV para várias profundidades do perfil.

Nas camadas superficiais, o teor de umidade para Mini-MCV 10 é de aproximadamente 15%, enquanto nas camadas mais profundas esse valor é de aproximadamente 20%. Na Figura 4.7 apresenta-se as curvas do solo a 1 m de profundidade. O teor de umidade do Mini-MCV 10 de 15 % está no ramo seco tendendo ao teor de umidade ótima.

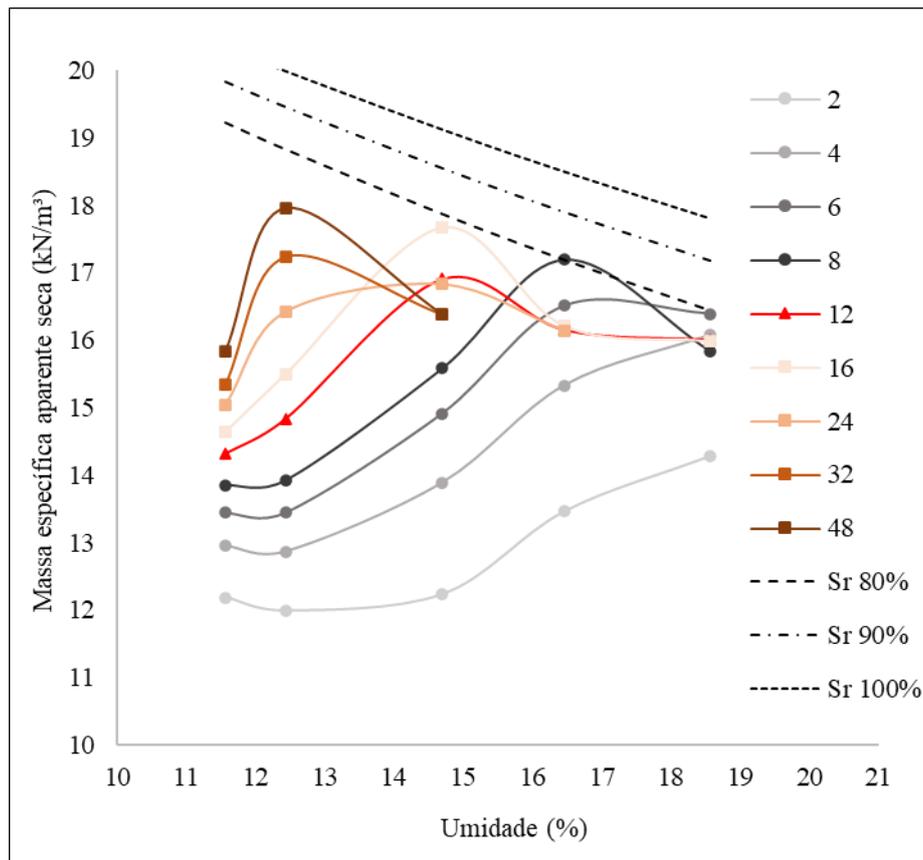


Figura 4.7: Curvas de compactação da camada de 1 m. ($2 < n < 48$).

Na Figura 4.8 observa-se as curvas do solo a 8 m de profundidade. O teor de umidade do Mini-MCV 10 de 20 % também está no ramo seco tendendo ao teor de umidade ótima.

Nota-se que as curvas de saturação para camada de 8 m tocam várias curvas de compactação. O teor de umidade ótima das curvas com mais energia corresponde às curvas de saturação com 80 e 90%. Diferentemente das curvas da amostra na profundidade de 1 m, em que as curvas de compactação estão abaixo da curva de saturação de 80%. Tal fato, pode estar atrelado à maior intemperização do solo.

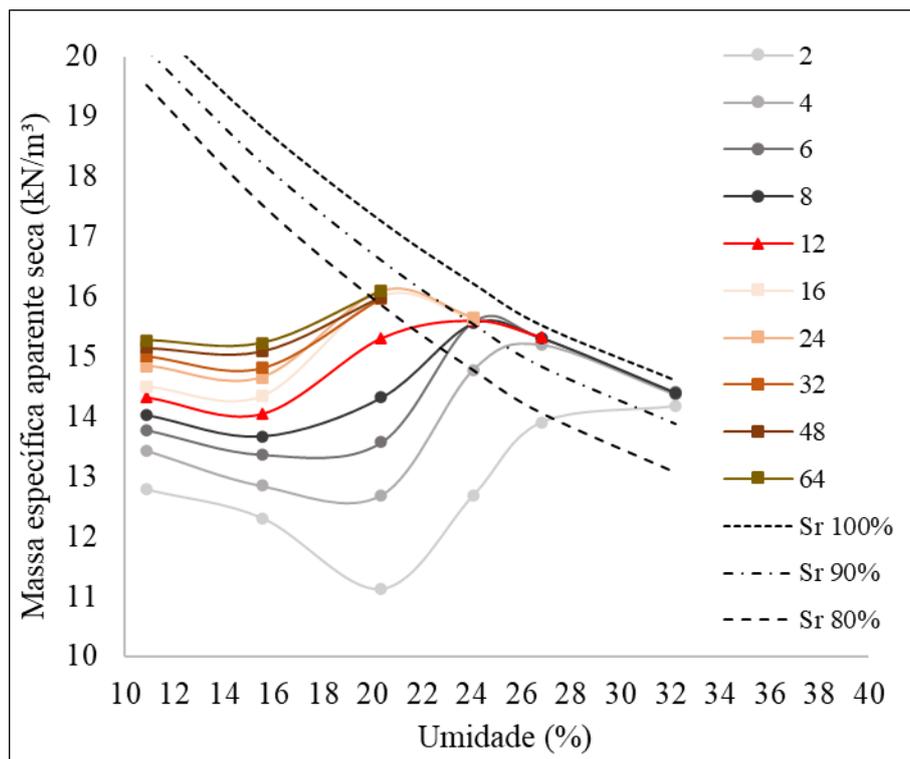


Figura 4.8: Curvas de compactação da camada de 8 m. ($2 < n < 64$).

Os valores do peso específico seco (γ_d) obtidos estão um pouco superiores nas primeiras camadas. Estes valores são referentes a $n = 12$ golpes (Tabela 4.8).

Tabela 4.8: Valores de γ_d e w em função da profundidade para $n=12$ golpes.

Profundidade camada (m)	γ_d (kN/m ³)	w (%)
1	16,9	14,7
2	17,0	14,4
5	16,1	20,3
7	15,8	24,1
8	15,6	24,0
9	16,2	24,1

Camapum de Carvalho et al. (2015) relatam que devido ao fato dos solos lateríticos possuírem no interior dos grãos vazios não conectados com o exterior, o valor do peso específico pode ser reduzido. Entretanto ao compactar esses solos, aumenta-se de forma significativa o peso específico seco (γ_d). Esse processo pode justificar o aumento de γ_d nos ensaios de MCT se comparados com aos estimados pela massa unitária de agregado em estado solto.

A maior parte das amostras resultou na perda de massa por imersão menor que 100, exceto a amostra de 7 m que apresentou perda por imersão de 120%. Tal critério teve a função de verificar a classificação do solo pela metodologia MCT, na determinação do índice e' . O

coeficiente e' apresentou valores menor ou igual a 1 para todas as amostras, indicando que todas as amostras apresentam características lateríticas, conforme pode ser observado na Figura 4.9.

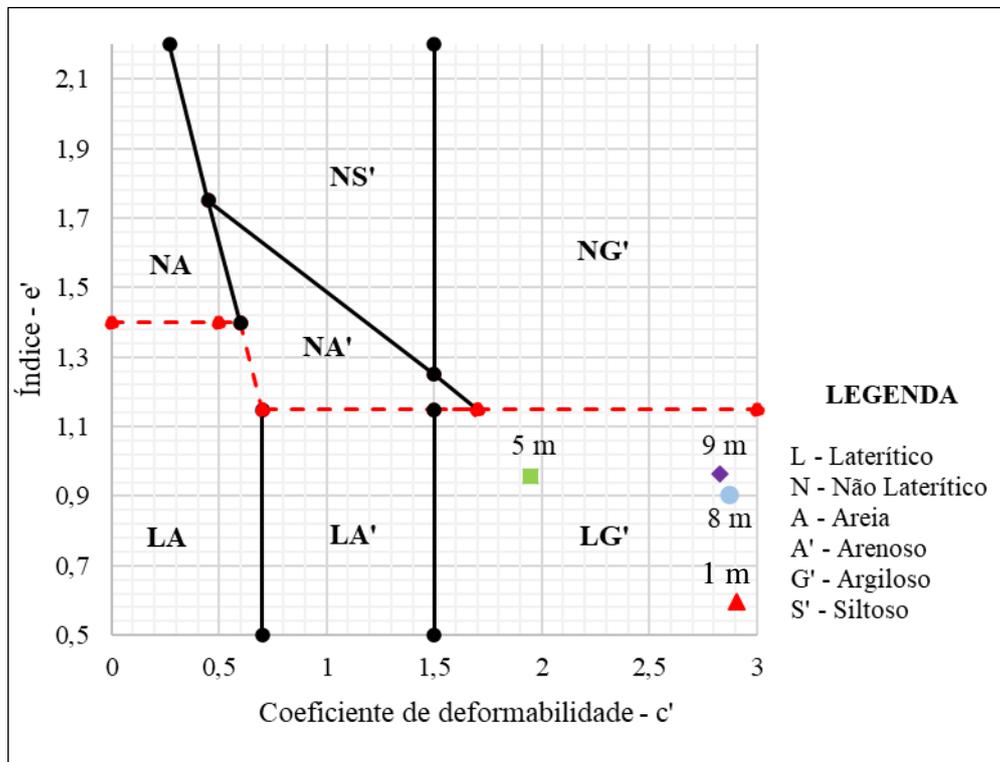


Figura 4.9: Classificação MCT das amostras do perfil.

Todas as amostras resultaram em classificação LG' , ou seja, solo argiloso laterítico. No gráfico da Figura 4.9 não consta o resultado das amostras de 2 e 7 m de profundidade, pois ambas apresentaram o resultado do coeficiente c' superior a 3, limite do ábaco.

4.1.6 CISALHAMENTO DIRETO

Apresenta-se neste item o resultado do ensaio de cisalhamento direto da amostra do solo na condição de campo e antecipa-se o resultado do ensaio com o material da estaca a fim de facilitar a comparação e a compreensão.

Realizou-se o ensaio da amostra de solo com as tensões normais de: 55, 120 e 240 kPa, com velocidade de 0,3 mm/min. Na Figura 4.10, representa-se a envoltória de ruptura do solo, coletado na profundidade de 1 m. O ângulo de atrito do solo neste plano de ruptura é de $31,5^\circ$, típico de solos arenosos. A amostra apresentou coesão de 22 kPa. Este valor pode estar associado ao valor de sucção do solo.

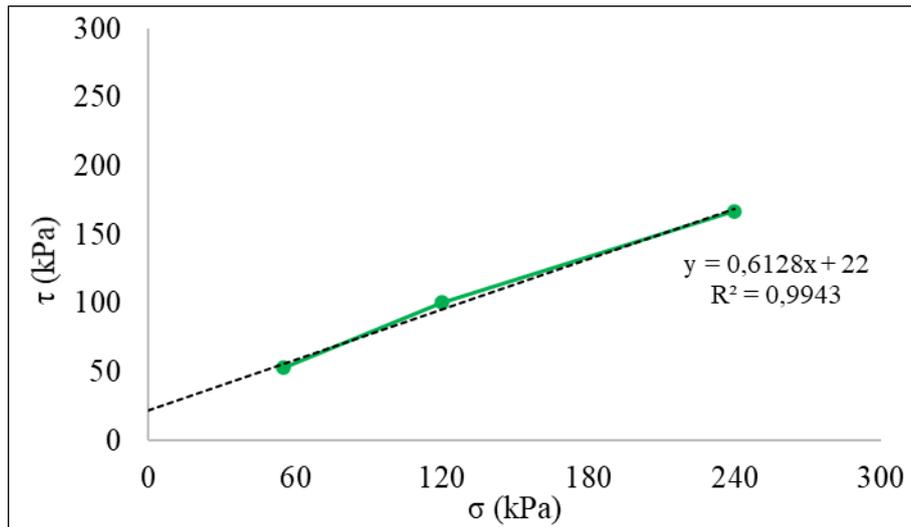


Figura 4.10: Envoltória de ruptura solo na profundidade de 1 m.

Nos ensaios com o material da estaca, estimou-se o peso específico dos grãos considerando a proporção composta de 92% de solo e 8% de cimento. Adotou-se o peso específico dos sólidos do cimento 32 kN/m³ (Votorantim Cimentos, 2020) e o do solo como 26,6 kN/m³. Adotou-se o valor de 27 kN/m³ como peso específico dos grãos da mistura de solo com cimento. Realizou-se o ensaio da amostra do material da estaca com as tensões normais de: 60, 120 e 240 kPa, com velocidade de 0,3 mm/min. O resultado pode ser observado na Figura 4.11.

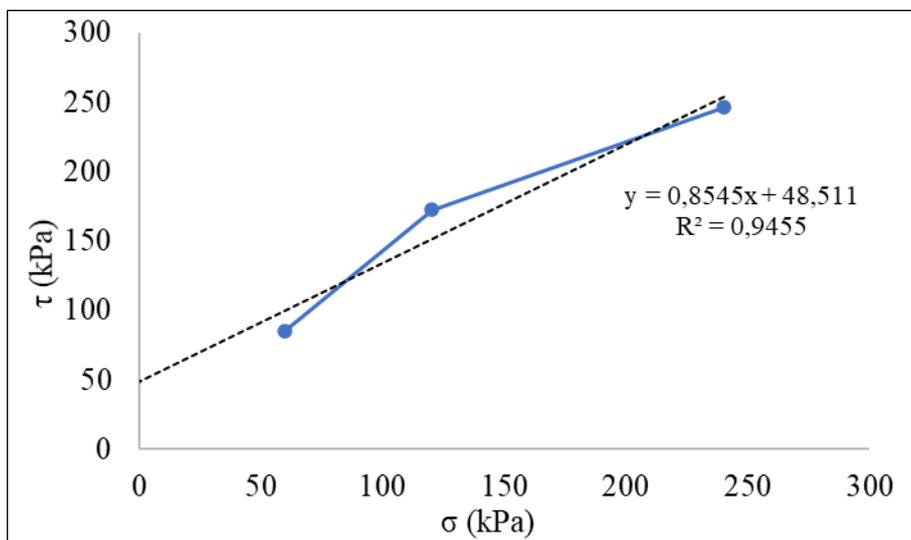


Figura 4.11: Envoltória de ruptura amostra material da estaca E3 com 120 kg/m³ de cimento e 2 ciclos de mistura.

Houve um incremento das características que regem a resistência ao cisalhamento. Comparativamente os valores do intercepto de coesão e ângulo de atrito do solo e do material coletado da estaca E3 estão dispostos na Tabela 4.9.

Tabela 4.9: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Material	Ângulo de atrito - ϕ (graus)	Coesão - c (kPa)
Solo	31,5	22,0
Material estaca E3	40,5	48,5

Estes valores são compatíveis com os apresentados por Das e Sobhan (2017), conforme Tabela 4.10, em que o solo na profundidade de 1 m se assemelha a areia com compactidade fofa a média e o material da estaca apresenta ângulo de atrito semelhante ao da areia compacta.

Tabela 4.10: Valores típicos de ângulo de atrito para areias e siltes.
Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2017)

Tipo de solo		Ângulo de atrito - ϕ (graus)
Areia: grãos arredondados	Fofa	27-30
	Média	30-35
	Compacta	35-38
Areia: grãos angulares	Fofa	30-35
	Média	35-40
	Compacta	40-45

As amostras ensaiadas apresentaram as características iniciais descritas na Tabela 4.11. O índice de vazios de ambos os materiais foi de aproximadamente 1,4. Esse valor é compatível com o índice de vazios de 1,3 estimado a partir do perfil de teor de umidade dos dados da sondagem SPT e de 1,5 calculado nos ensaios de adensamento.

Tabela 4.11: Características das amostras de solo e do material da estaca DMM submetidas aos ensaios de cisalhamento direto.

Características das amostras	55 kPa	60 kPa	120 kPa		240 kPa	
	Solo (1 m)	Material Estaca	Solo (1 m)	Material Estaca	Solo (1 m)	Material Estaca
Teor de umidade - w (%)	23,2	46,0	22,7	46,2	23,3	46,4
Peso específico - γ (kN/m ³)	13,7	16,7	13,8	16,5	13,8	17,2
Peso específico seco - γ_d (kN/m ³)	11,1	11,4	11,2	11,3	11,2	11,7
Peso específico saturado - γ_{sat} (kN/m ³)	16,9	17,2	17,0	17,1	17,0	17,4
Índice de vazios - e	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,3
Grau de saturação - (S_r) (%)	45	91	44	90	45	96
Porosidade - η (%)	58	58	58	58	58	57
Teor de umidade volumétrica - θ (%)	26	53	25	52	26	54

4.1.7 ADENSAMENTO E COLAPSIBILIDADE

Executaram-se dois ensaios edométricos com amostra de solo coletada a 1 m de profundidade. Na Tabela 4.12, informam-se as características dos ensaios realizados com amostras no teor de umidade de campo e inundada pelo período de 70 horas.

Tabela 4.12: Características das amostras dos ensaios edométricos. Amostra no teor de umidade de campo e inundada.

Características	Amostra teor de umidade de campo	Amostra inundada
Teor de umidade inicial - w_0 - (%)	21,3	20,4
Teor de umidade final - w_f - (%)	19,3	30,3
Grau de saturação inicial - S_{r0} - (%)	39	38
Grau de saturação final - S_{rf} - (%)	55	96
Índice de vazios inicial - e_0	1,48	1,45
Índice de vazios final - e_f	0,94	0,85
Tensão de pré-adensamento - σ_{vp} - (kPa)	150	38

Ressalta-se que este solo apresenta um valor de índice de vazios inicial de 1,48. O índice de vazios do solo no estado de umidade de campo com valor maior do que 0,8, indica característica estrutural de solo poroso. Observa-se que, realmente, a porosidade do solo ultrapassa 55 % em todo o perfil. Com as tensões utilizadas no ensaio de adensamento, na condição de teor de umidade de campo, o índice de vazios reduziu e atingiu o valor de 0,94. Este resultado ainda representa um solo poroso, o que indica uma forte ligação entre as partículas.

No ensaio inundado, verifica-se que a redução de índice de vazios é maior. Variou de 1,45 para 0,85, indicando que a presença de água rompe com as ligações estruturais. O teor de umidade final da amostra inundada atinge 30,3%. O teor de umidade variou 10%. No entanto, o grau de saturação atingiu 96%, demonstrando ser muito maior que o grau de saturação estimado no teor de umidade de campo para o período de seca, de 40% e do período das chuvas de 48%.

Os resultados das curvas de compressibilidade estão apresentados nas Figura 4.12 e Figura 4.13. Utilizou-se a proposta de Pacheco e Silva conforme descrita por Souza Pinto (2006) para determinação da tensão de pré-adensamento de ambas as amostras.

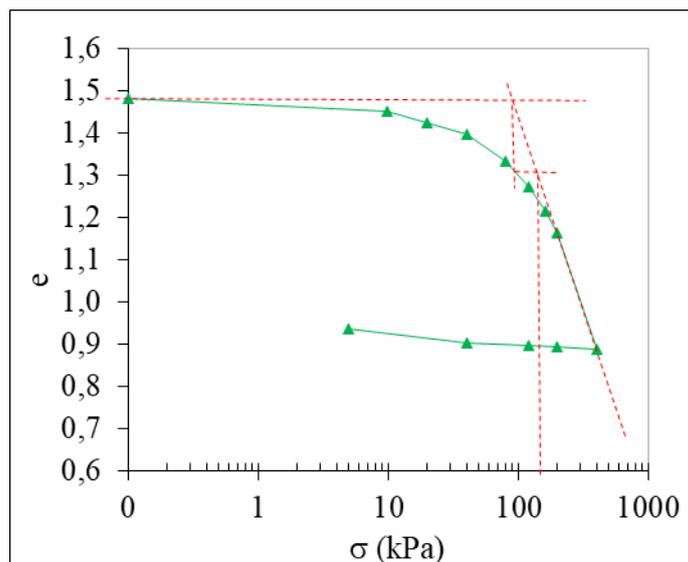


Figura 4.12: Curva de compressibilidade da amostra com teor de umidade de campo.

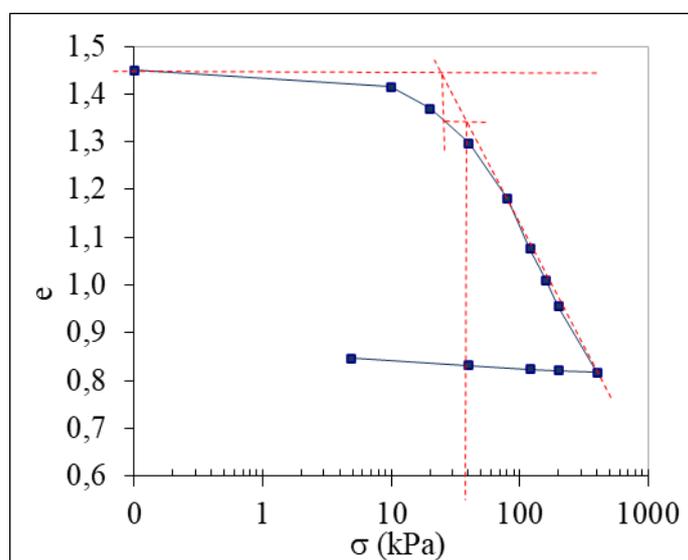


Figura 4.13: Curva de compressibilidade da amostra após 70 horas na condição inundada.

Observa-se uma redução do valor da tensão de pré-adensamento (σ_{vm}) quando a amostra de solo foi inundada. Na condição de umidade de campo a σ_{vm} atingiu 150 kPa, enquanto na condição inundada foi de apenas 40 kPa. Tais resultados indicam o aumento da compressibilidade, o que comprova a possibilidade de maior deformação na condição inundada.

Conforme a proposta metodológica de Reginatto e Ferrero (1973), o coeficiente de colapsibilidade é de $C = 0,17$. Considerou-se que a tensão vertical atuante é de 14,3 kPa (1 m de profundidade). Conforme critérios da proposta trata-se de um solo condicionado ao colapso em função da tensão aplicada, mas os autores indicam que quando $\sigma_{v0} < \sigma_{vps}$, o colapso não ocorre com a inundação do solo.

Ao comparar-se as curvas dos ensaios e normalizando os valores do índice de vazios, o gráfico então representado pela tensão e a deformação volumétrica específica, demonstra diferença entre as curvas, indicando o colapso para valores de tensão acima de 10 kPa, apresentado na Figura 4.14.

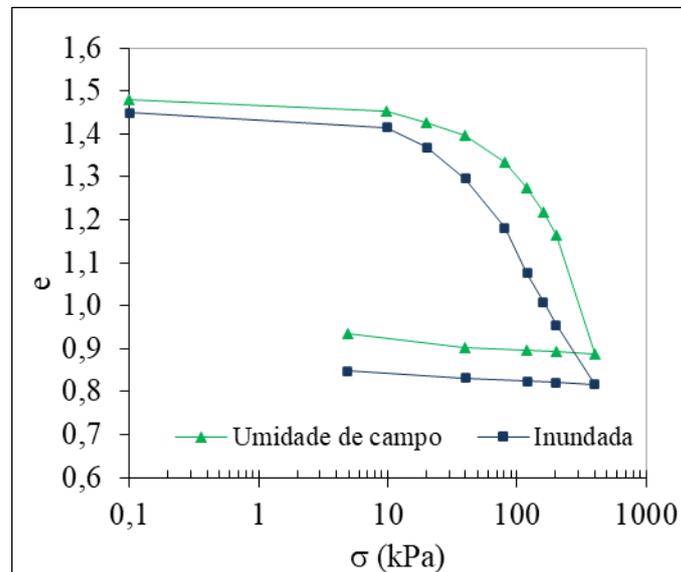


Figura 4.14: Curva de compressão edométrica dos ensaios no teor de umidade de campo e inundada em função da deformação volumétrica específica.

Estimou-se o potencial de colapso (PC) conforme proposta de Jennings e Knight (1957) e modificada por Vargas (1978) *apud* Cintra e Aoki (2009), em que atribui-se a e_0 o valor do índice de vazios da amostra na condição de campo e à e_{inund} o valor do índice de vazios da amostra inundada, ambos para uma mesma tensão. Os valores do potencial de colapso (PC) estão descritos na Tabela 4.13.

Tabela 4.13: Estimativa do potencial de colapso (PC).

σ (kPa)	e_0	e_{inund}	PC (%)
0	1,48	1,45	1,2
10	1,45	1,41	1,5
20	1,43	1,37	2,5
40	1,40	1,30	4,3
80	1,33	1,18	6,4
120	1,27	1,08	8,6
160	1,22	1,01	9,5
201	1,17	0,96	9,9
401	0,89	0,82	3,9

Apenas no estágio inicial, ou seja, sem carregamento e para o estágio de 10 kPa, o potencial de colapso resultou em valor inferior a 2%, o que indicaria um solo não colapsível. O maior PC ocorre em 200 kPa, próximo de 10%. É válido destacar, que os PCs referem-se a um grau de saturação inicial de aproximadamente 38%. Se houver alteração do teor de umidade inicial, consequentemente o PC sofrerá alteração para mais ou para menos.

O processo de inundação da amostra resulta na variação do índice de vazios e consequentemente um recalque adicional. O solo na profundidade de 1 m apresentou um alto índice de vazios, próximo de 1,5.

Ao simularmos de forma simplificada a tensão adicional de um silo graneliro semelhante ao que existe na área de estudos, verifica-se que:

- a) a tensão geostática do solo é de 14 kPa;
- b) a tensão imposta pelo silo é de 120 kPa;
- c) tensão atuante = $14 + 120 = 134$ kPa

Com esses parâmetros estimou-se o recalque e módulo de deformação odométrico (E_{cod}) considerando os resultados dos dois ensaios edométricos (Tabela 4.14).

Tabela 4.14: Estimativa de recalque pelo ensaio de compressão edométrica.

Características	Amostra teor de umidade de campo	Amostra Inundada
E_{cod} (MPa)	1,30	0,82
Índice de vazios (14 kPa)	1,45	1,40
Índice de vazios (134 kPa)	1,23	1,05
Recalque - δ - (mm)	89	145

Para ambas as situações o recalque estimado é alto, aproximadamente de 9 e 14 cm. Estes valores são comparados com os valores obtidos nas provas de carga em placa e discutidos no subcapítulo 4.1.11.

Verificou-se a colapsibilidade pelo ensaio de campo proposto por Conciani e Soares (1995). Os resultados estão apresentados na Figura 4.15.

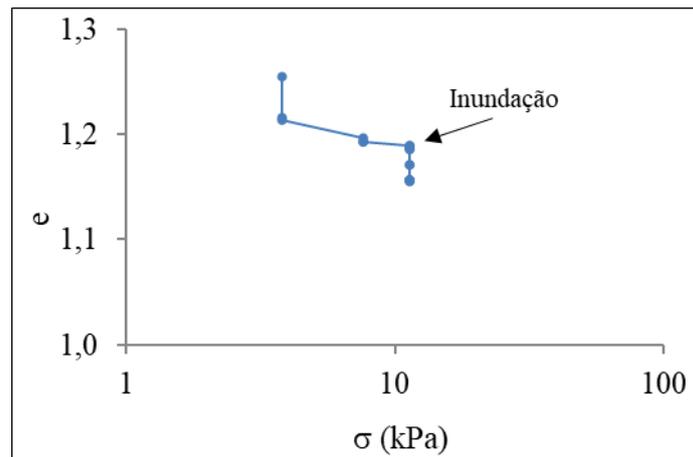


Figura 4.15: Tensão vs índice de vazios durante o ensaio de colapso.

Observa-se a variação da deformação e do índice de vazios logo após a inundação mantendo-se o carregamento constante. Tais resultados indicam que o solo é colapsível na profundidade de 0,5 m, profundidade onde retirou-se amostra para execução do ensaio. Consta-se que para um pequeno valor de tensão de aproximadamente 12 kPa, o colapso por inundação apresenta-se de forma nítida.

Os resultados pela proposta de Futai (2000), corroboram com a classificação do solo como colapsível. Futai (2000) propôs um índice que chamou de deformação de colapso máxima ($\Delta\varepsilon_{cmax}$). Analisou-se a colapsibilidade do solo na profundidade de 1 m. Admitiu-se os parâmetros obtidos nos ensaios de: granulometria por sedimentação com e sem o uso de defloculante, ensaios de adensamento e sondagens tipo SPT. Os dados estão descritos na Tabela 4.15.

Recorda-se que este índice proposto por Futai (2000) é inversamente proporcional ao potencial de colapso. Sendo assim, os menores valores de $\Delta\varepsilon_{cmax}$, indicam maiores colapso. Os menores valores foram verificados nas amostras analisadas sem o uso de defloculante, as quais apresentam características de solo arenoso.

Tabela 4.15: Estimativa da deformação de colapso máxima ($\Delta\varepsilon_{\text{cmax}}$), (Futai, 2000).

Origem dos parâmetros		IP (%)	A _{areia}	e	S _r (%)	$\Delta\varepsilon_{\text{cmax}}$ (%)
Com uso defloculante	Sondagem SPT (seca)	18	0,5	1,2	40	3,8
	Sondagem SPT (chuva)	18	0,5	1,3	48	4,3
	Adensamento (amostra teor de umidade de campo)	18	0,5	1,5	39	4,3
	Adensamento (amostra inundada)	18	0,5	1,5	38	4,2
Sem uso defloculante	Sondagem SPT (seca)	18	0,8	1,2	40	2,7
	Sondagem SPT (chuva)	18	0,8	1,3	48	3,0
	Adensamento (amostra teor de umidade de campo)	18	0,8	1,5	39	3,0
	Adensamento (amostra inundada)	18	0,8	1,5	38	3,0

O próprio autor da proposta relata, que os colapsos máximos em areias são maiores do que nas argilas com o mesmo índice de vazios. Ao comparar os valores de deformação máxima do colapso ($\Delta\varepsilon_{\text{cmax}}$) com o potencial de colapso (PC), os valores encontrados em qualquer metodologia indicam que o solo a 1 m de profundidade é colapsável.

4.1.8 MINERALOGIA - DIFRAÇÃO DE RAIO-X (DRX)

Os ensaios de Raio-X realizados nas amostras coletadas a 1, 5 e 8 m de profundidade do mesmo perfil apresentam minerais semelhantes, contudo, conforme o perfil aprofunda, há um acréscimo dos tipos de minerais.

Na Figura 4.16, apresenta-se o difratograma obtido para a amostra coletada a 1 m de profundidade. Observa-se a presença de gipsita, quartzo, goetita, clorita e caulinita.

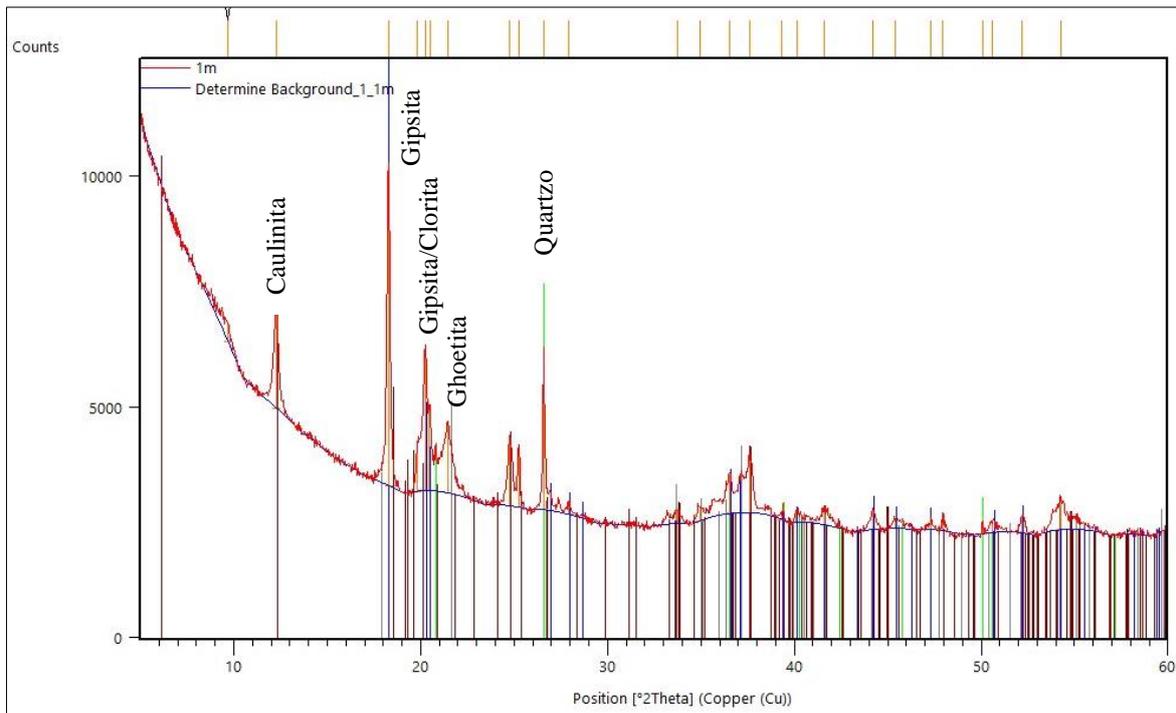


Figura 4.16: Análise do ensaio de difração de Raio-x em amostra coletada a 1 m de profundidade.

Na amostra referente a profundidade de 5 m, Figura 4.17, constatou-se a presença predominante de gipsita, clorita, goethita, caulinita e quartzo.

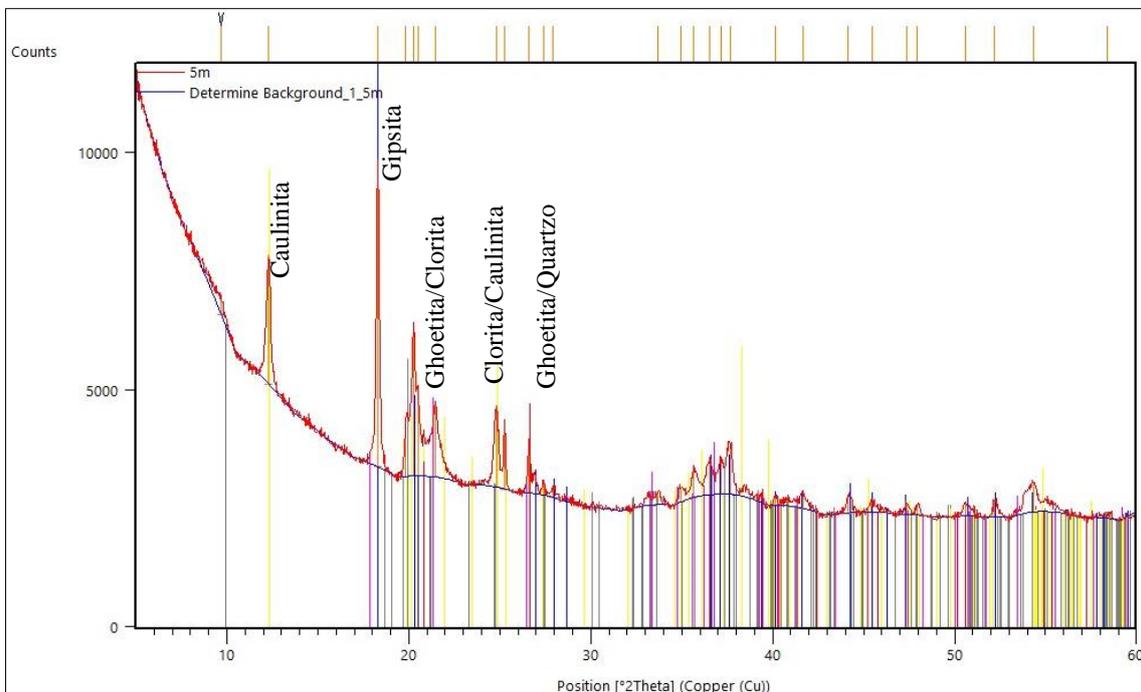


Figura 4.17: Análise do ensaio de difração de Raio-x em amostra coletada a 5 m de profundidade.

Na Figura 4.18, apresenta-se o resultado contendo os principais minerais identificados na amostra de 8 m de profundidade. Essa profundidade está na zona de variação do nível freático

(de 7 a 9 m). Percebe-se a presença preponderante dos minerais: caulinita, goethita, gipsita, clorita, hematita e brucita.

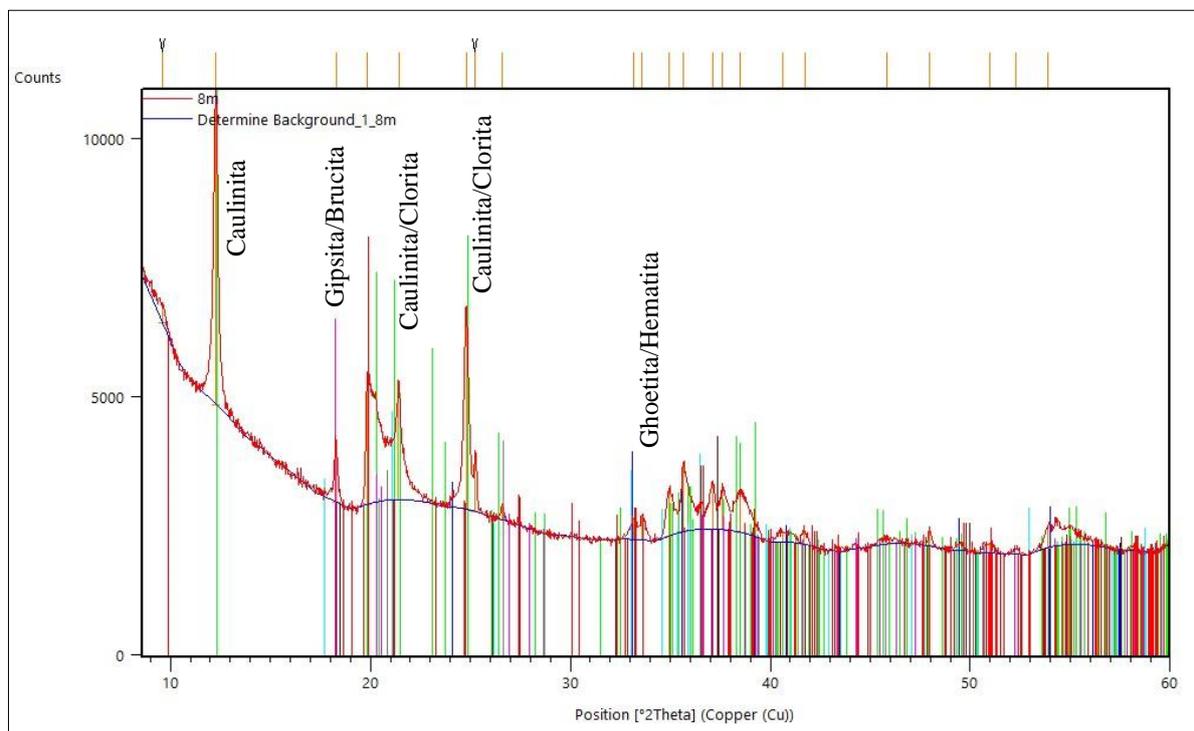


Figura 4.18: Análise do ensaio de difração de Raio-x em amostra coletada a 8 m de profundidade.

De forma sintetizada os principais minerais identificados são característicos de um perfil muito intemperizado e lixiviado e estão descritos a seguir:

1 m: gipsita, quartzo, goethita, clorita e caulinita;

5 m: gipsita, clorita, goethita, caulinita e quartzo;

8 m: caulinita, goethita, gipsita, clorita, hematita e brucita.

Observa-se que nas três amostras analisadas os minerais presentes, principalmente a caulinita, são tipicamente encontrados em solos intemperizados. As cloritas, também identificadas não possuem características expansíveis, o que contribui para a identificação do solo laterítico.

Kiehl (1980) *apud* Jacintho et al. (2006) descreve que os argilominerais gipsita e caulinita, possuem densidade variando entre 23 a 24 e de 26 a 26,8 kN/m³ respectivamente. Os valores são coerentes com os valores determinados para peso específico dos grãos do solo, sendo G_s de 2,66.

Segundo Jacintho et al. (2006) a presença de gipsita conduz a redução da densidade dos grãos, assim como a presença de poros no interior do agregado. No entanto a presença de goethita e

hematita contribuíram para aumento do peso específico dos grãos. A presença da brucita aos 8 m também indica a redução do processo de laterização, o magnésio da camada de brucita ainda não foi parcialmente substituído por íons férricos ou alumínio (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Cardoso (2002), relata a importância da mineralogia em relação ao colapso em solos tropicais. O autor, relaciona a colapsividade como consequência do arranjo estrutural dos solos, que, por sua vez é resultado direto de sua química e mineralogia, originada basicamente durante a evolução intempérica. A agregação das partículas de solo e a consequente geração de grandes vazios estão associados aos contatos estruturais realizados pelas pontes de argila, com dificuldade de cimentação devido ao pH ácido e consequente dissolução e precipitação dos oxi-hidróxidos de ferro, fatores que contribuem para elevados potenciais de colapso.

Soares (2016) analisou um perfil de solo no município de Primavera do Leste- MT. O local está distante aproximadamente 8 km da área de estudo, dentro da zona urbana da cidade, conforme as coordenadas 15°34'52.6"S e 54°20'00.0"W. O autor utilizou difratômetro de raios x com lâmina orientada pela técnica do esfregaço, com amostra de solo na condição normal, glicolada e aquecida a 500° C. Tais ensaios confirmam o predomínio da caulinita, presença de gipsita e goethita, confirmando ser um solo laterítico.

Na Figura 4.19 indica-se os minerais encontrados por Soares (2016). A soma dos minerais caulinita e gipsita (K+G) totalizando quase 100% dos minerais também é um indicativo da formação de solos tropicais muito intemperizados.

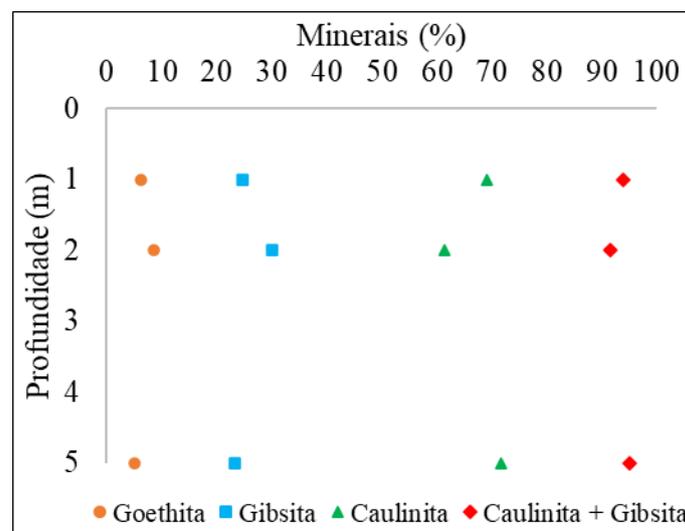


Figura 4.19: Análise mineralógica, adaptado de Soares (2016)

A maior presença de gipsita concentra-se na profundidade de 2 m e indica a forte intemperização sofrida até esta cota. Nos ensaios com amostra de 1 e 5 m este mineral também obteve destaque nas análises de Soares (2016).

Quanto à atividade das argilas, segundo o critério de Skempton (1953), os valores encontrados para análise da granulometria com defloculante variaram de 0,34 a 0,41, nas profundidades de 1, 2, 5, 7, 8 e 9 m. Tais valores indicam pouca atividade da argila. Skempton (1953) cita que a caulinita possui atividade variando de 0,33 a 0,46, portanto os índices são condizentes com os minerais encontrados. Soares (2016) analisando solo da região e seguindo a proposta de Skempton (1953) encontrou valores de 0,49, 0,46 e 0,75 para as profundidades de 1, 2 e 5 m respectivamente, o que também indicam pouca atividade.

4.1.9 POTENCIAL HIDROGENIÔNICO – pH

Realizaram-se medições do potencial hidrogeniônico (pH) por meio de eletrodo combinado imerso em suspensão solo:água e solo:KCl, conforme sugerido pela Teixeira et al. (2017). A proporção de solo para a solução foi de 1:2,5. Os ensaios foram realizados nas amostras coletadas nas profundidades de 1, 2, 5, 7, 8 e 9 m.

No caso das argilas 1:1 e dos óxidos e hidróxidos, os prótons adsorvidos serão liberados com maior dificuldade no ensaio com solução salina, podendo resultar em valores positivos para ΔpH ($\text{pH KCl} - \text{pH H}_2\text{O}$). Enquanto para minerais do tipo 2:1, conforme descrito por Camapum de Carvalho et al. (2015) o valor de ΔpH pode ser nulo ou negativo.

Observa-se que na profundidade de 1 m, o valor de ΔpH foi zero. Nas camadas de 8 e 9 m, o valor é negativo, conforme descrito na Tabela 4.16. Os resultados das camadas 8 e 9 provavelmente são em função da presença da clorita e da brucita, argilominerais do tipo 2:1 identificadas no ensaio de Raio-X. Na Tabela 4.16, também estão indicados os valores do ponto de carga zero (PCZ).

Segundo Rezende (2003), os solos tropicais com pH inferior ao correspondente ao PCZ tendem a se desagregar quando o pH se eleva passando pelo correspondente ponto de carga zero, sendo essa característica relevante, quando se efetua a estabilização química do solo. Todavia, durante o processo de exumação das estacas, descritos no subcapítulo 4.3.1, não foi possível observar a desagregação do material. Cada solo, possui quantidades diferentes de óxidos de ferro e de alumínio, e de matéria orgânica, não inferindo um mesmo padrão para todos os solos tropicais.

Tabela 4.16: Resultados dos ensaios de pH em solução de H₂O e KCl.

Prof. (m)	H ₂ O	KCl	Δ pH	PCZ
1	5,7	5,7	0	5,7
2	5,5	6,2	0,7	6,9
5	5,5	6,6	1,1	7,7
7	5,7	6,1	0,4	6,5
8	6,8	5,7	-1,1	4,6
9	6,8	5,6	-1,2	4,4

Os valores de pH variaram entre 5,5 e 6,8 quando diluído em água, indicando solo ácido e com valores que correspondem a faixa entre 4,5 e 7,0 relatada por Conciani et al. (2015), a qual segundo os autores durante a atividade pedogenética de laterização, a concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio desempenham função cimentante. O que condiz também com os argilominerais encontrados nas amostras analisadas pelo Raio-X.

4.1.10 SONDAGEM SPT E DPL SOLO

Apresentam-se os resultados das três sondagens SPT realizadas durante a pesquisa, os respectivos níveis de água e as imagens das amostras das camadas de solo, coletadas durante a realização dos ensaios. Tais informações constam na Figura 4.20, a qual apresenta baixos valores de N_{SPT} até o limite sondado, 20 m, o que indica um solo profundamente intemperizado.

Classificou-se de forma tátil-visual o solo entre 1 e 4 m como areia argilosa avermelhada. De 5 a 8 m o solo foi classificado como argila arenosa vermelha e dos 9 aos 20 m como areia siltosa variegada. Os resultados entre as três sondagens são semelhantes. Até a profundidade de 14 m o valor do N_{SPT} não ultrapassou 5 golpes. O valor máximo do N_{SPT} foi 9, na profundidade de 20 m.

Observou-se que há variação do nível d'água nas três sondagens. A primeira executada no período de chuvas em 2018, o nível d'água medido estava em 9 m. No período da seca, SPT 2, nível d'água estava na profundidade de 8,5 m. No entanto na sondagem SPT 3 realizada também no período de chuvas do ano de 2020, o nível d'água foi de 7,3 m. Esta última sondagem possui nível d'água próximo ao encontrado na sondagem executada em 2016, executada pela empresa proprietária da área, na qual o nível d'água estava em 7,1 m. Em todas as sondagens realizadas durante a pesquisa mediu-se o nível d'água após 24h do término da sondagem.

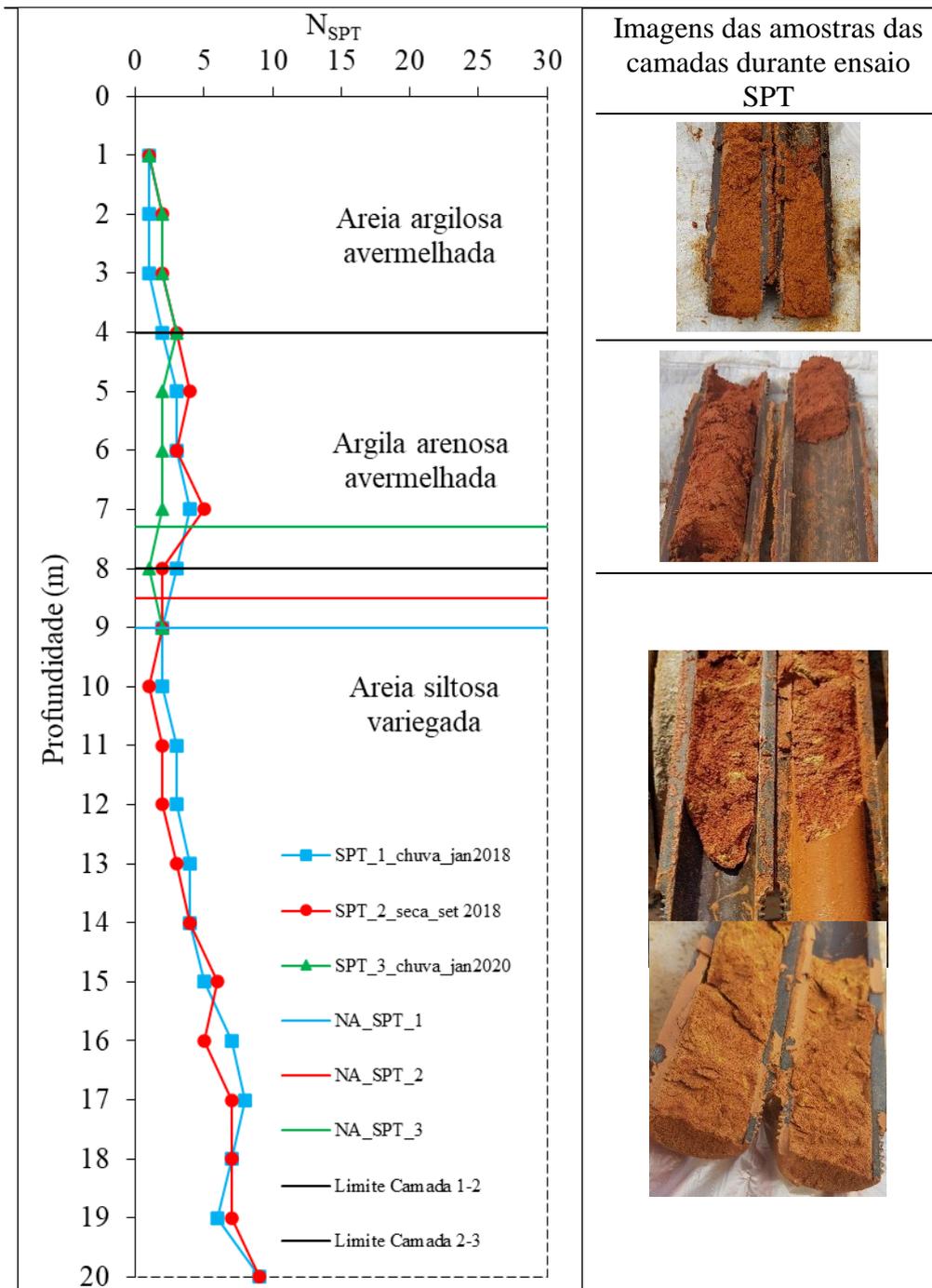


Figura 4.20: Valores de N_{SPT} três sondagens, nível d'água das sondagens e imagens das amostras coletadas.

A variação do nível d'água provavelmente está atrelado ao ciclo hídrico anual. Apesar de bem estabelecido em dois períodos distintos, apresenta variações no volume precipitado total acumulado durante os anos monitorados. Nota-se também que a variação na profundidade no nível d'água ocorre na faixa de transição das camadas 2 e 3. A classificação tátil visual indica a segunda camada como argila arenosa e a terceira camada como areia siltosa. Ao comparar a classificação dessas camadas com a classificação laboratorial com uso de defloculante, a camada dois confere a mesma classificação da sondagem SPT, ou seja, argila arenosa. No

entanto, a camada 3 nas profundidades de 8 e 9 metros em laboratório foi classificada como silte arenoso e na classificação tátil visual como areia siltosa. Portanto, a variação do nível d'água pode estar associado a quantidade de chuvas e a velocidade de percolação.

Conforme Conciani et al. (2015), os solos lateríticos costumam apresentar N_{SPT} baixo nos primeiros metros em função da porosidade. No entanto, esses autores indicam que após os horizontes concrecionados os valores de N_{SPT} podem aumentar e inclusive atingir o impenetrável ao equipamento de sondagem. Essa situação não foi observada até o limite sondado de 20 m. Todo o perfil sondado apresenta valores baixos de N_{SPT} .

Na Tabela 4.17, apresentam-se os valores de N_{SPT} das sondagens 2 e 3, respectivamente executadas no período de seca e de chuva. Traz-se também a informação do perfil de teor de umidade. Observa-se que o teor de umidade do perfil nos dois períodos apresenta-se com valores semelhantes. A maior disparidade do teor de umidade ocorre no primeiro metro. Na seca 18%, enquanto, na chuva 24%. Entre as profundidades de 6 e 9 m as diferenças também se acentuam, região onde está ocorrendo variação do nível d'água.

Tabela 4.17: Valores de N_{SPT} , teor de umidade do perfil e a classificação tátil visual do solo.

Prof. (m)	SPT 02 (Seca)		SPT 03 (Chuva)		Classificação tátil visual
	N_{SPT}	w (%)	N_{SPT}	w (%)	
0,20	-	10,4	-	17,6	Areia argilosa avermelhada
1	1	17,9	1	23,6	
2	2	24,7	2	26,9	
3	2	26,0	2	27,4	
4	3	26,8	3	28,0	
5	4	29,3	2	28,7	Argila arenosa vermelha
6	3	25,7	2	30,1	
7	5	24,5	2	29,5	
8	2	24,0	1	35,2	
9	2	33,8	2	36,5	Areia siltosa variegada... até o limite sondado de 20 m.

Ademais, verificou-se a resistência do solo pelo ensaio de DPL. Na Figura 4.21, compara-se os resultados dos ensaios de SPT com o DPL1, executado no período de seca, até a profundidade de 9 m.

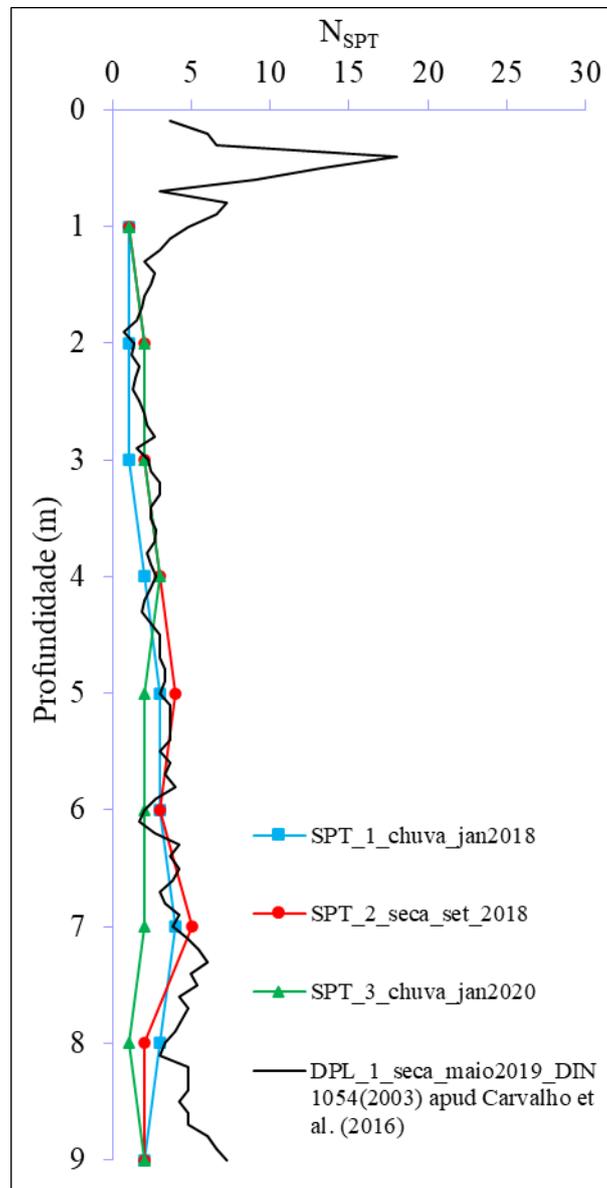


Figura 4.21: Comparação dos resultados de SPT com o DPL.

Utilizou-se a correlação proposta pela norma DIN 1054 (2003) apud (Carvalho *et al.*, 2016), para solos finos de baixa e média plasticidade acima do nível, sendo $2 \leq N_{DPL} \leq 30$, conforme a seguir:

$$N_{SPT'} = 0,6N_{DPL} \quad (4.1)$$

onde:

$N_{SPT'}$ = valor de N obtido por correlação com o valor de N_{DPL}

N_{DPL} = valor de N obtido na sondagem tipo DPL

Os valores do N_{DPL} convertido em N_{SPT} são muito semelhantes. O pico do N_{DPL} na profundidade de 50 cm provém de uma camada de aterro existente no local. No restante do perfil os valores são baixos e a maioria inferior a 5. A partir dos 8 m, observa-se que o DPL apresenta resistência crescente. Essa é a região onde ocorre a transição de argila arenosa para areia siltosa ou silte arenoso, conforme classificação laboratorial. Também são as profundidades onde ocorre a variação no nível d'água.

Sendo o DPL um ensaio com medidas de resistência a cada 10 cm, tal condição favorece observar com maior clareza essas alterações no perfil. Entretanto, o DPL é um ensaio que não permite a coleta de amostras do solo.

4.1.11 PROVA DE CARGA EM PLACA

Realizaram-se as provas de carga com carregamentos rápido e lento. Todas as provas de cargas atingiram a ruptura conforme recomenda Décourt (2008).

Retrata-se inicialmente os resultados das provas de carga com carregamento rápido realizadas no período chuvoso, Figura 4.22. As provas de carga denominadas de PCPR1 e PCPR5 têm resultados semelhantes. Isso aconteceu apesar da distância temporal de dois anos entre elas.

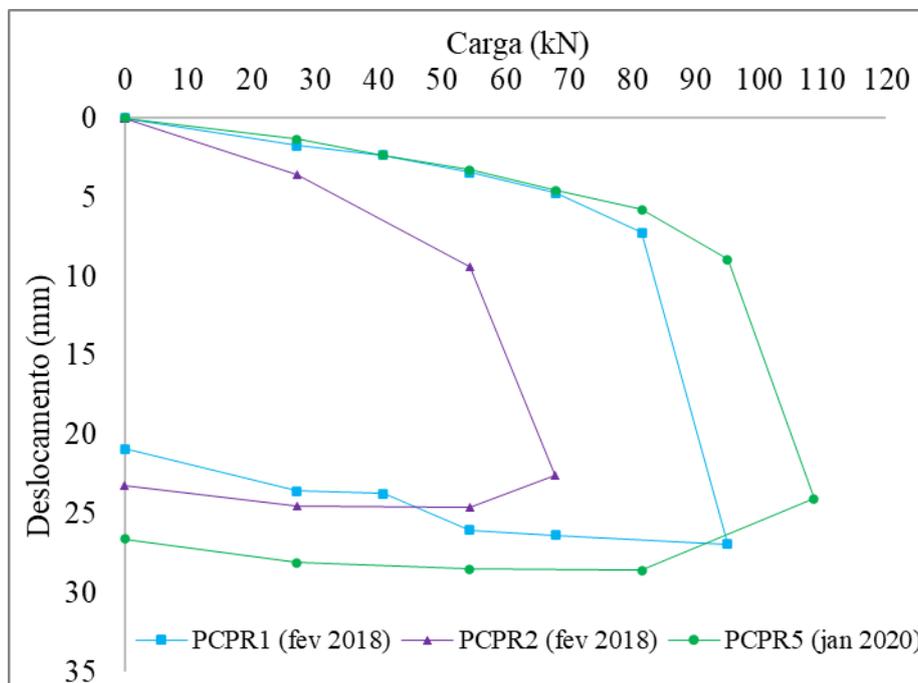


Figura 4.22: Resultado das provas de cargas executadas no período das chuvas com carregamento rápido.

A PCPR2 foi realizada 7 dias após a primeira prova de carga. Entre as duas houve um volume de chuva superior a 130 mm. Esse volume foi distribuído de modo quase uniforme nos 7 dias

que separam os dois ensaios. O efeito de tais chuvas podem ser observado no resultado das provas de carga, quando comparados na Figura 4.22. A redução da tensão de ruptura e o aumento dos deslocamentos ficou evidente, atribuído à variação do teor de umidade.

A diferença de comportamento decorre da diferença no estado de sucção do solo. Os resultados das provas de carga do período das chuvas estão de acordo com a literatura e com a avaliação prévia de colapsibilidade, apresentada no subcapítulo 4.1.7.

Ao compararmos os resultados das provas de carga em placa do período chuvoso com a prova de carga executada na seca, PCPR4, observa-se que a prova de carga executada na seca apresentou tensão de ruptura inferior às executadas no período de chuva. Apesar de parecer estranho, a análise dos deslocamentos indica diferença, Figura 4.23. Na época da seca, o deslocamento máximo foi de 19 mm, enquanto no período chuvoso atingiu 29 mm.

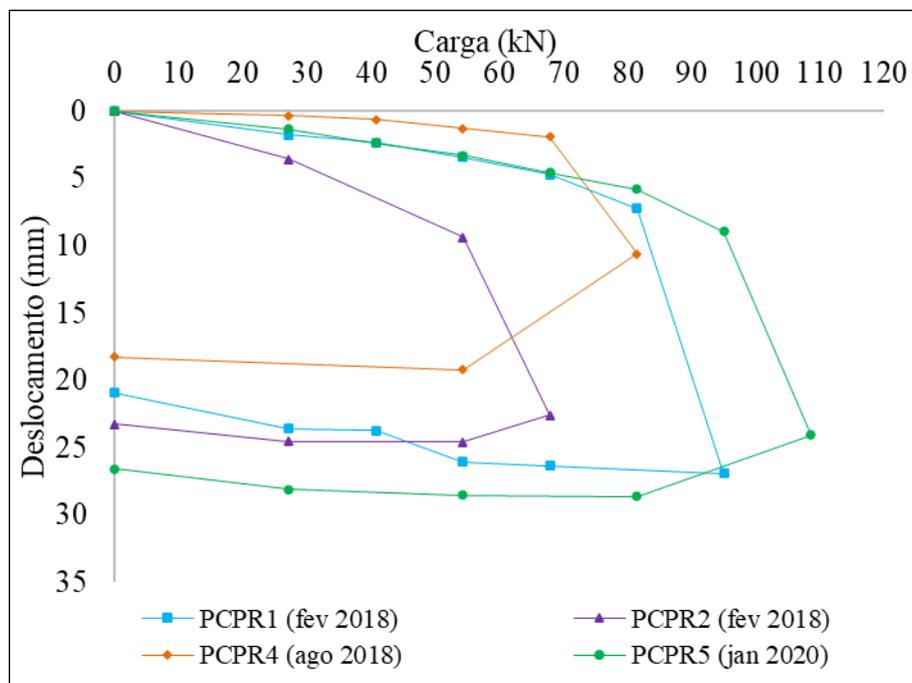


Figura 4.23: Resultado das provas de cargas com carregamento rápido, executadas no período das chuvas e de seca.

Ademais, ao considerarmos os valores de deslocamento até atingir a carga de 65 kN, a PCPR4 executada no período de seca, apresenta deslocamento menor que 2 mm. Nesse mesmo carregamento, as provas de carga executadas no período chuvoso, PCPR1 e PCPR5 atingiram 5 mm de deslocamento. A PCPR2, executada depois de uma sequência de chuvas provocou deslocamento da ordem de 22 mm para o mesmo carregamento de 65 kN.

Décourt (2008) versou sobre a diferença das provas de carga rápida e lenta. O autor indica que os recalques medidos em prova de carga rápida são inferiores e portanto contrários a segurança da obra. Durante sua apresentação no Seminário, disse:

“Aparentemente, até mesmo com respaldo da Norma, existe a opção de se utilizar carregamentos lentos e/ou rápidos. E ainda, a de se misturar as duas condições em um mesmo ensaio. Não obstante constituir-se em prática, hoje em dia bastante comum, trata-se de procedimento condenável. De fato, como na maioria dos casos não se chegará nem nas proximidades da ruptura, todo e qualquer raciocínio que vier a ser feito, o será em função das relações carga (tensão) recalque. Um carregamento rápido irá indicar recalques menores do que os correspondentes a um carregamento lento e portanto, a uma avaliação contra a segurança da carga de ruptura convencional.”

Entende-se tal importância, contudo existem limitações em uma pesquisa experimental: recursos financeiros, disponibilidade de equipamento, de equipe e o tempo. Apesar das circunstâncias citadas e adicionadas das impelidas pela pandemia do COVID19, realizaram-se 2 provas de cargas lenta, uma no teor de umidade de campo do solo de 13,5 % e outra inundada, no fim do mês de agosto de 2020, início de setembro, auge do período de seca. Os resultados dessas provas de carga, do tipo lenta, são tratados a seguir e comparados com as provas de carga tipo rápida. Na Figura 4.24, apresentam-se todos os resultados gráficos das provas de carga em placa. Observa-se uma discrepância da PCPL7 com as demais. Nessa prova de carga executou-se o processo de inundação prévia.

A curva de recalque é dependente da velocidade de carregamento. Quando a carga é aplicada gera um recalque imediato. Contudo, a manutenção da carga permite a dissipação gradual de pressões e um recalque progressivo, interferindo inclusive no processo de adensamento. O aumento de carga de forma lenta afeta a transferência de tensões no solo ao redor da estaca. Quando o solo está submetido a aumentos de carga de forma rápida pode resultar em um aumento significativo da pressão intersticial e da resistência ao cisalhamento, levando a um comportamento mais rígido. Porém, o recalque se diferencia do que seria observado com a sequência de cargas aplicadas de forma gradual. Os resultados das provas de cargas do tipo estática e lenta proporcionam uma estimativa mais precisa do comportamento da estaca em condições reais, levando em conta a influência do tempo na resposta do solo.

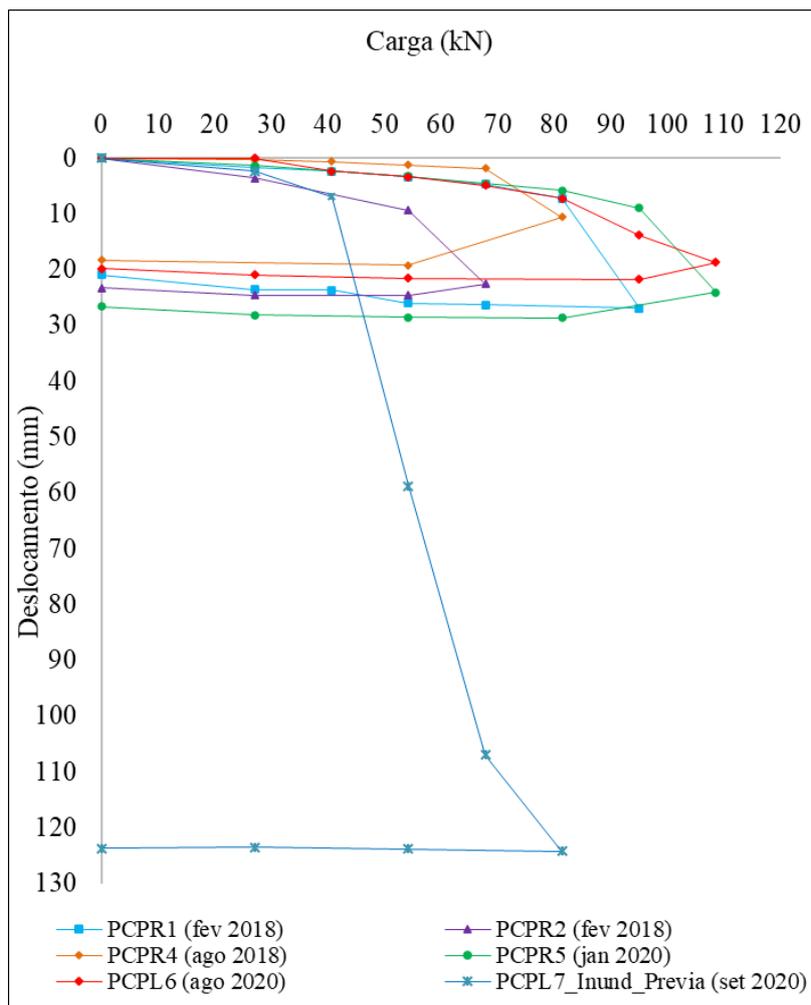


Figura 4.24: Resultados das provas de carga em placa com carregamento rápido e lento.

Ao analisarmos os valores de deslocamento das provas de carga correspondente a 65 kN, ou seja, 134 kPa, observa-se que os valores das provas de cargas, independentes de serem executadas no período de seca ou de chuvas e independente do tipo de carregamento, são menores que 5 mm. Considerando-se os resultados do ensaio de adensamento, a previsão foi de 89 mm. Tal comparação apresenta situações muito distintas, como o confinamento da amostra durante o ensaio de adensamento. Desta forma, o recalque edométrico não deve ser considerado como parâmetro de dimensionamento.

A situação repete-se ao compararmos os resultados da PCPR2, realizada após intensas chuvas e a PCPL7. Têm-se 22 e 106 mm respectivamente de deslocamento. O recalque previsto pelo ensaio de adensamento com inundação prévia foi de 145 mm. Este valor também   superior ao medido na prova de carga na condi o mais crítica, ou seja, inundada.

Com o intuito de facilitar a visualiza o, limitou o eixo das ordenadas em 35 mm, conforme apresentado na Figura 4.25.

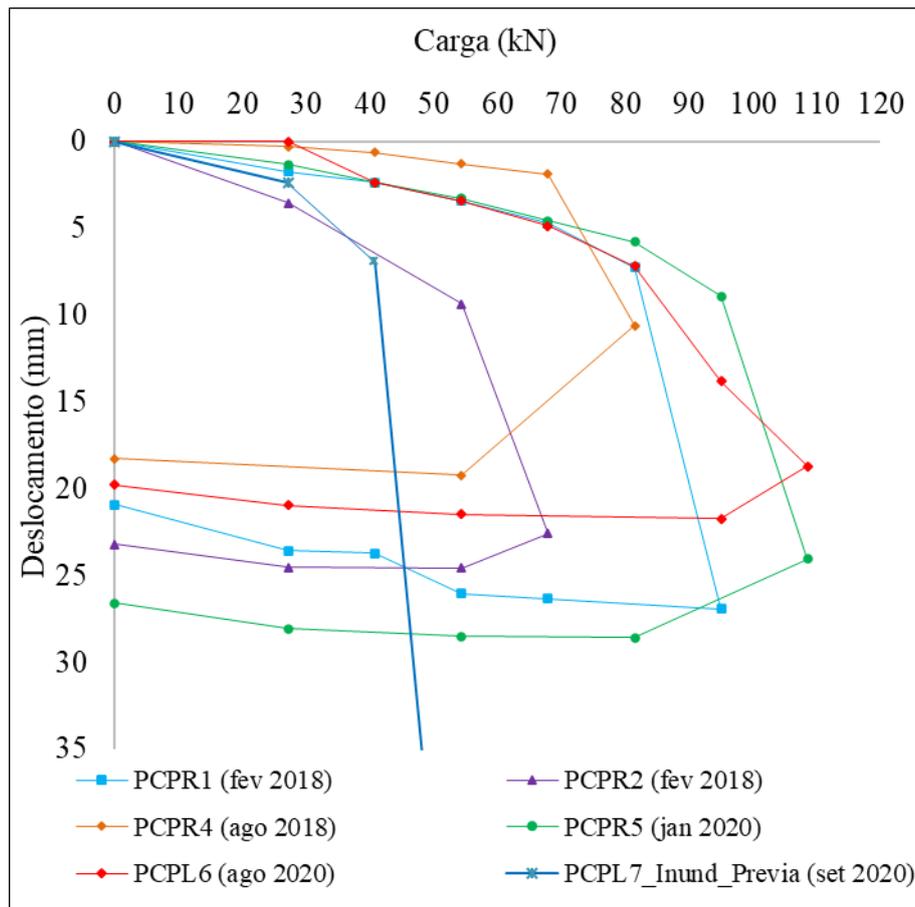


Figura 4.25: Resultados das provas de carga em placa com carregamento rápido e lento com eixo de deslocamento limitado a 35 mm.

Nota-se que a PCPL7 e a PCPR2 possuem comportamento semelhante até próximo o valor de tensão de 80 kPa (\cong 40 kN). Apesar da condição de inundação ser tida como pouco provável sua ocorrência nos casos reais de obras, as chuvas ocorridas no período que antecedeu a segunda prova de carga provocaram deslocamentos semelhantes à prova de carga inundada para tensão de até 80 kPa.

Outra situação constatada, trata dos resultados das duas provas de carga do período da seca: PCPR4 e PCPL6. Os resultados estão plotados na Figura 4.26.

Verifica-se que até a tensão de 55 kPa (\cong 27 kN), o deslocamento é praticamente zero. No entanto, há uma discrepância entre os resultados das duas provas de carga quando avaliado a tensão de ruptura, seja ela considerada na fase linear, no ponto de inflexão ou como tensão máxima. Tais diferenças provavelmente ocorrem em função do tipo de carregamento aplicado: rápido ou lento. O tempo proposto nas provas de carga rápida não conseguem romper com as ligações entre as partículas, induzindo a um módulo de valor maior se comparado com a prova de carga lenta, a qual é mais condizente com a realidade das obras.

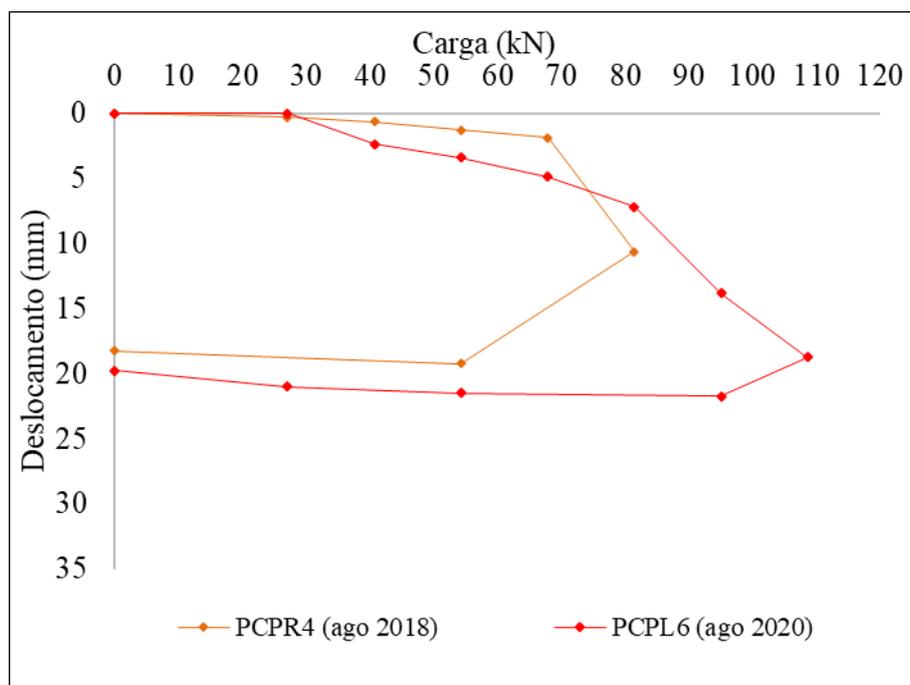


Figura 4.26: Provas de carga em placa executadas no período de seca (agosto de 2018 e de 2020)

Quando analisado o valor do módulo de deformação conforme descrito na Tabela 4.18, a prova de carga PCPR4 atingiu os maiores valores em relação a todas as provas de carga executadas. Tal resultado, provavelmente está atrelado ao fato de que a prova de carga executada de forma rápida não conseguiu mobilizar todo o recalque.

Tabela 4.18: Estimativa da tensão de ruptura e do módulo de deformação nos ensaios de prova de carga.

Provas de Carga	Período climático do ano / condição	σ_{rup} (kPa)			δ (mm)			E (MPa)		
		Tangente trecho linear	Ponto inflexão	Tensão máxima	Tangente trecho linear	Ponto inflexão	Tensão máxima	Tangente trecho linear	Ponto inflexão	Tensão máxima
PCPR1	Chuva	110,84	166,26	193,97	3,42	7,24	26,92	18	13	4
PCPR2	Chuva	55,42	110,84	138,55	3,31	11,00	22,57	9	6	3
PCPR4	Seca	83,13	138,55	166,26	0,64	1,88	10,62	74	42	9
PCPR5	Chuva	110,84	193,97	108,62	3,29	8,93	24,03	19	12	3
PCPL6	Seca	110,84	166,26	221,68	3,42	7,19	18,72	18	13	7
PCPL7	Inundada	55,42	83,13	166,26	2,39	6,88	124,16	13	7	1

Observou-se uma relação de valores ao comparar as provas de carga PCPR1 e PCPR5, ambas no período de chuvas. Assim como é possível verificar relação de valores entre as provas de

carga PCPR2 e PCPL7, executadas em condições diferentes, no entanto, é válido lembrar que a PCPR2 foi executada após chuvas torrenciais conforme descrito anteriormente.

Os valores observados, indicam a possibilidade de ruptura após ocorrer chuvas intensas num curto período. Inclusive o valor do módulo de deformação no trecho linear da curva, é menor da prova de carga executada após as intensas chuvas do que o da prova de carga inundada.

Quanto a variação de resultados entre as provas de carga executadas no período de seca deveu-se provavelmente ao fato da PCPR4 ser do tipo rápida e a PCPL6 do tipo lenta, consoante com que foi descrito anteriormente.

Conciani (1997) estimou o módulo de deformação nos ensaios de prova de carga em Rondonópolis – MT variando entre 3,5 e 18,7 MPa na condição do teor de umidade de campo e de 0,3 a 0,6 MPa na condição inundada. Nos ensaios que o autor realizou em Campo Novo do Parecis-MT os valores variaram de 9,1 a 11,2 MPa na condição de teor de umidade de campo e de 0,3 a 1,7 MPa na condição inundada.

Compararam-se os resultados do E calculados pela tangente do trecho linear das provas de carga executadas de forma lenta e os valores estimados por Decourt (1992). Na Tabela 4.19, apresentam-se os resultados. Para a profundidade de 0,2 m de solo natural, adotaram-se os resultados obtidos a 0,7 m das sondagens DPL, desconsiderando assim a camada de aterro de 50 cm.

Tabela 4.19: Comparação dos resultados do E (MPa) a partir das provas de carga lentas e a proposta de Decourt (1992).

Profundidade (m)	Prova de carga lenta		Decourt (1992) - N _{SPT}	
	Seca	Inundada	Seca	Chuva
0,2	18	13	24	12
1	-	-	6	6
2	-	-	9	9
3	-	-	9	9
4	-	-	12	12
5	-	-	15	9
6	-	-	12	9
7	-	-	18	9
8	-	-	9	6
9	-	-	9	9

Apesar da proposta empírica de Decourt (1992) ser simplificada, os valores do módulo de deformação estimados possuem valores na mesma ordem de grandeza dos calculados a partir das provas de carga.

4.1.12 MEDIDAS DE SUCCÃO COM USO DE TENSÍOMETROS

Preferiu-se apresentar nesse subcapítulo os resultados das medidas de sucção das provas de carga em placa e das estacas, para assim melhor analisar os resultados.

A execução das duas provas cargas PCPL6 e PCPL7 foram acompanhadas de medidas de sucção por meio de tensiômetros, sendo instalados nas profundidades de 30 cm – T1, 45 cm – T2, 60 cm – T3 e 90 cm – T4. Conforme esperado, os valores de sucção decrescem com a profundidade, ou seja, com o aumento do teor de umidade. Durante o processo de carregamento da prova de carga houve um aumento dos valores de sucção. Enquanto, no processo de descarregamento os valores tenderam a permanecer constantes.

Na Tabela 4.20, apresenta-se as leituras obtidas nos tensiômetros. Os dados durante toda a prova de carga PCPL6, executada no solo no teor de umidade de campo, estão representados na Figura 4.27.

Tabela 4.20: Valores dos teores de umidade de campo e da sucção inicial e máxima medida na prova de carga PCPL6.

Posição	Abaixo da placa	T1 (30 cm)	T2 (45 cm)	T3 (60 cm)	T4 (90 cm)
Teor de umidade (%)	13,5	16,6	18,0	18,5	19,2
Sucção inicial (kPa)	-	-23,1	-23,1	-21,9	-9,7
Sucção máxima (kPa)	-	-32,1	-31,1	-28,9	-13,7

Observa-se que os valores de sucção medidos durante o período de descarregamento da prova de carga permanecem estáveis. Como a prova de carga chegou à ruptura, há dificuldade operacional em manter os estágios de descarregamento, os tensiômetros de vacuômetro não conseguem apontar as variações de sucção.

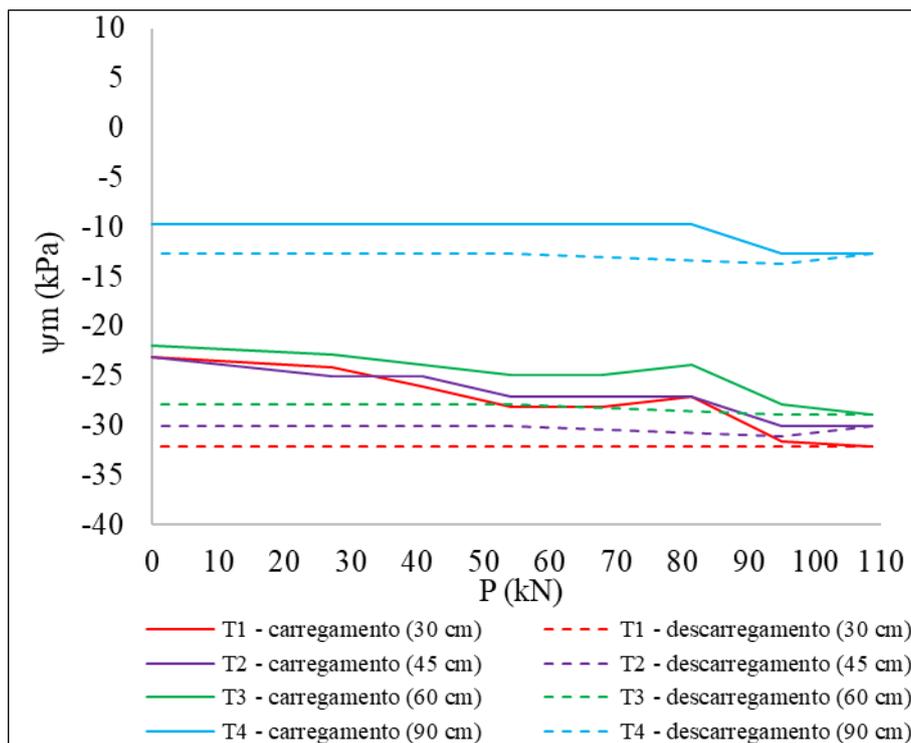


Figura 4.27: Medidas de sucção com o uso de tensiômetros de vacuômetro, considerando o processo de carregamento e descarregamento durante a realização da PCPL6.

A PCPL7 executada após a inundação do solo, apresentou valores de sucção inferiores ao da PCPL6. Os valores máximos atingidos foram de aproximadamente -4 e -7 kPa. O tensiômetro T4 instalado na profundidade de 90 cm não marcou variação de sucção durante a execução da prova de carga. Provavelmente, a constância de valor ocorre pela maior dificuldade de variar o teor de umidade nessa profundidade durante o tempo da prova de carga.

Os valores dos teores de umidade na instalação da placa da prova de carga e dos tensiômetros antes do processo de inundação podem ser observados na Tabela 4.21, assim como a variação dos valores de sucção.

Tabela 4.21: Valores dos teores de umidade de campo e da sucção inicial e máxima medida na prova de carga PCPL7.

Posição	Abaixo da placa	T1 (30 cm)	T2 (45 cm)	T4 (90 cm)
Teor de umidade, antes da inundação (%)	12,4	16,3	19,0	19,6
Sucção inicial (kPa)	-	+3,9	-2,1	+8,3
Sucção máxima (kPa)	-	-3,6	-6,6	+8,3

Na Figura 4.28, apresenta-se os resultados dos valores de sucção inicial, durante o processo de saturação e da execução da prova de carga. Os valores decrescem na medida que teor de umidade aumenta. Presume-se que os valores positivos sejam em virtude a entrada de ar nos tensiômetros.

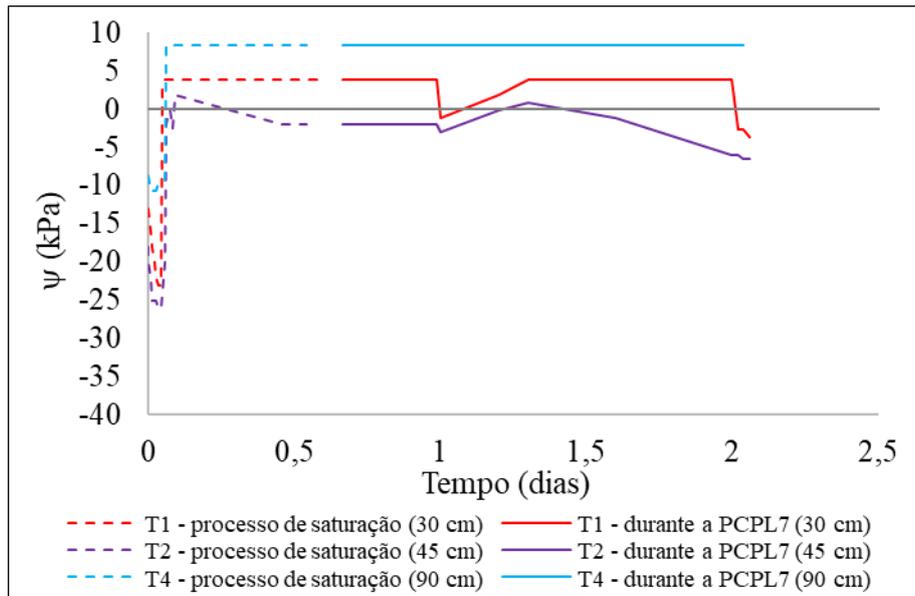


Figura 4.28: Monitoramento da sucção durante o processo de inundação prévia do solo e da prova de carga PCPL7.

Ao analisarmos os dados da variação de sucção somente o tempo de saturação, Figura 4.29, observa-se que entre 70 e 80 minutos de saturação o tensiômetro instalado a 30 cm de profundidade teve brusca redução de sucção. Assim como, os tensiômetros instalados nas profundidades de 45 e 90 cm, apresentaram o mesmo comportamento entre 100 e 110 minutos de saturação. Ou seja, com menos de 2h de iniciado o processo de saturação a sucção zerou. O resultado da permeabilidade de 10^{-5} m/s indicou o comportamento arenoso, típico dos solos lateríticos e por conseguinte a alta velocidade de percolação da água no solo.

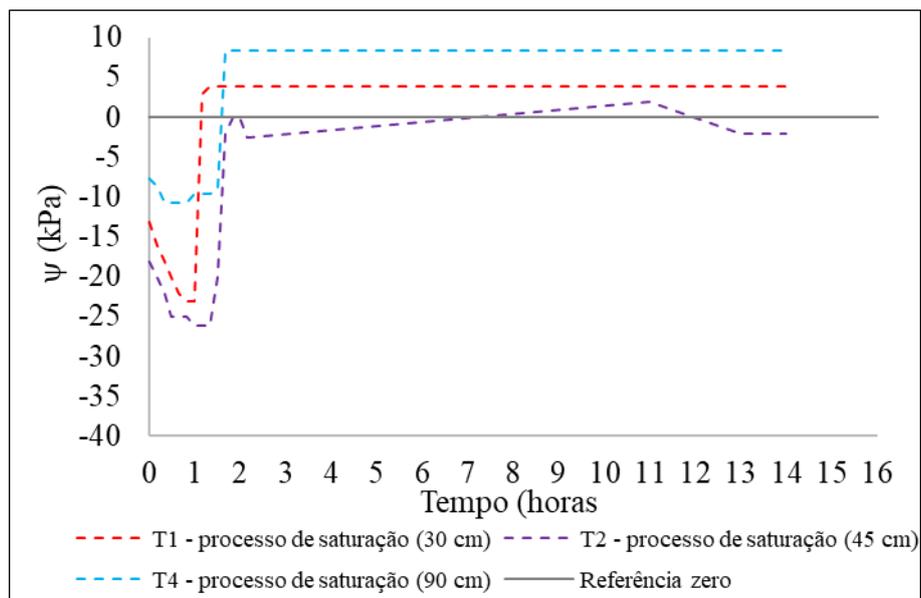


Figura 4.29: Monitoramento da sucção pelos tensiômetros durante o processo de saturação, antes da execução da PCPL7.

Na Figura 4.30, apresenta-se os resultados dos valores de sucção durante o processo de carregamento e descarregamento da prova de carga PCPL7. Assim como ocorreu na PCPL6, os tensiômetros de vacuômetros não conseguiram exibir mudanças nos valores de sucção durante o descarregamento visto que a prova de carga também atingiu à ruptura.

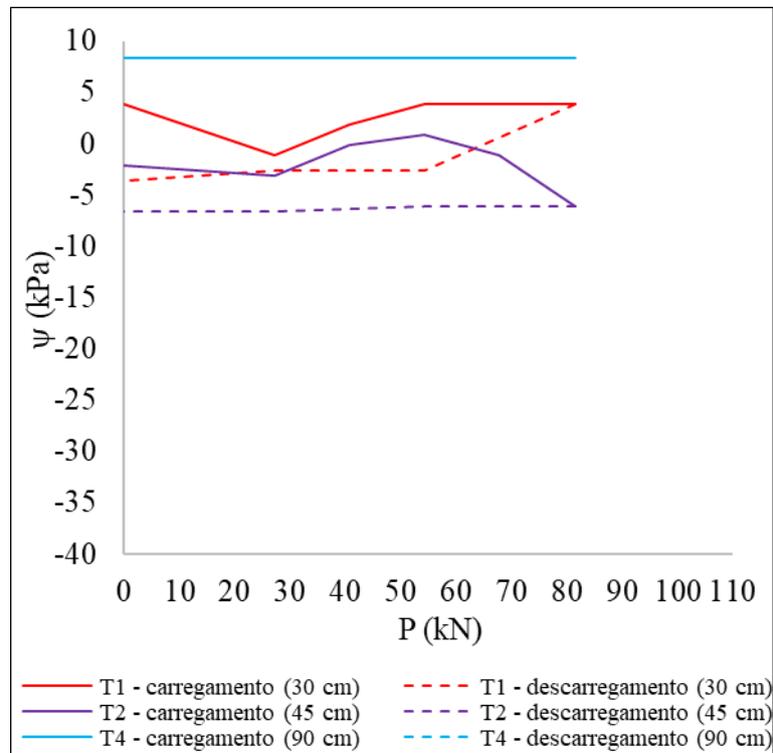


Figura 4.30: Medidas de sucção com o uso de tensiômetros de vacuômetro, durante o processo de carregamento e descarregamento na realização da PCPL7.

Conforme descrito anteriormente, após a execução da PCPL7 os tensiômetros foram mantidos instalados por mais 45 dias. Na Figura 4.31 observam-se os valores medidos nos tensiômetros instalados nas profundidades de 30, 45 e 90 cm, após a conclusão da PCPL7. O tensiômetro T4 apresentou valores diferente de zero depois de 9 dias que a prova de carga findou.

Durante esse período houve duas chuvas: a primeira de 5 mm no vigésimo segundo dia e a segunda no último dia de leitura, a qual não foi possível verificar a quantidade, mas uma chuva muito mais intensa que a primeira.

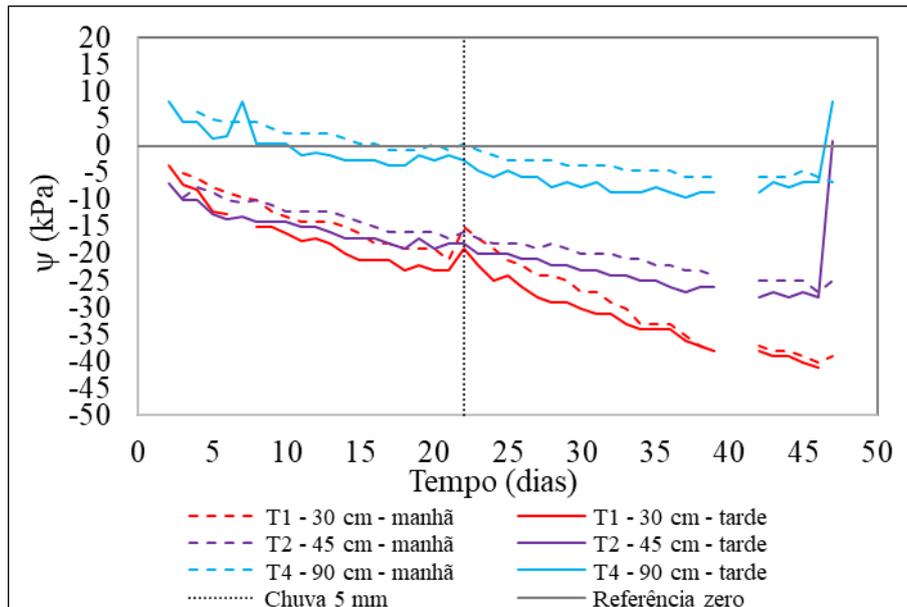


Figura 4.31: Monitoramento durante 45 dias da sucção por meio dos tensiômetros de vacuômetro após a execução da prova de carga inundada PCPL7.

Os valores da sucção aumentam, valores lidos em módulo, pois trata de um processo de secagem. A chuva ocorrida no vigésimo segundo dia não interferiu na sucção medida na profundidade de 90 cm, visto ter sido de apenas 5 mm. Diferentemente das profundidades mais superficiais, em que os tensiômetros registraram a variação de sucção.

As provas de carga executadas na E13 em 2019 e na E11 em 2020 foram executadas com o monitoramento de sucção com auxílio de tensiômetros. Em 2019 os tensiômetros eram de mercúrio e os resultados estão apresentados na Figura 4.32.

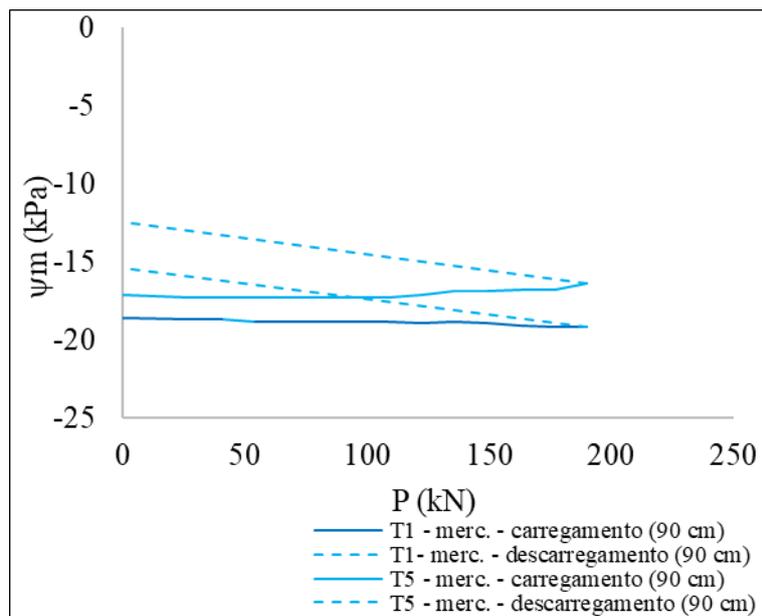


Figura 4.32: Medidas de sucção por meio de tensiômetros de mercúrio durante a realização da PC_E13 (2019)

Na estaca E13, utilizou-se dois tensiômetros de mercúrio instalados na profundidade de 90 cm. Diferente da prova de carga placa os valores da sucção diminuíram nos estágios de descarregamento, mesmo que atingida a ruptura. A última leitura, foi efetuada depois de 12 h de encerrada a prova de carga. Em função da maior precisão do tensiômetro de mercúrio, há possibilidade de medir a variação da sucção no processo de descarregamento da prova de carga, a qual reduziu em 4 kPa. Os valores de sucção durante o carregamento da prova de carga variaram entre 16 e 19 kPa.

Em 2020, na estaca E11, utilizou-se os tensiômetros de vacuômetros, os quais realizaram as medidas de variação de sucção durante a prova de carga. Os resultados estão expostos na Figura 4.33.

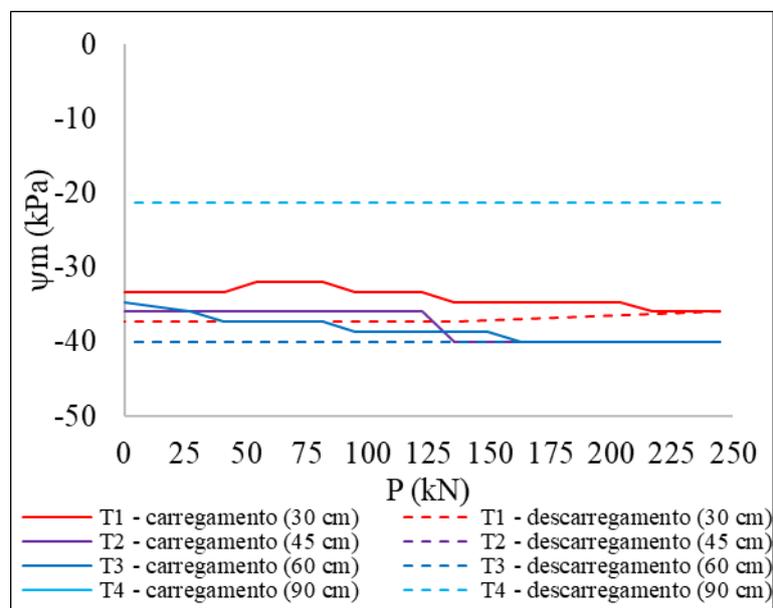


Figura 4.33: Medidas de sucção por meio de tensiômetros de vacuômetro durante a realização da PC_E11 (2020)

Os valores medidos são da ordem 35 kPa em 2020. Em 2019 mediu-se sucção próxima de 20 kPa. Recorda-se que ambas as provas de carga nas estacas foram realizadas no período de seca. A divergência dos valores, podem ser oriundos do sistema de medição ou pela diferença de intervalo de tempo entre as provas de carga.

Recortou-se parte da Tabela 4.18, a qual trouxe a estimativa da tensão de ruptura e do módulo de deformação nos ensaios de prova de carga. Limitou-se a analisar os resultados das tensões de ruptura no trecho linear da curva carga-recalque. Os valores estão descritos na Tabela 4.22.

Tabela 4.22: Valores estimados da tensão de ruptura nas provas de carga no trecho linear da curva carga-recalque.

Provas de Carga	Período climático do ano / condição	σ_{rup} (kPa)	δ (mm)
PCPR1	Chuva	110,84	3,42
PCPR2	Chuva	55,42	3,31
PCPR4	Seca	83,13	0,64
PCPR5	Chuva	110,84	3,29
PCPL6	Seca	110,84	3,42
PCPL7	Inundada	55,42	2,39

Conforme descrito anteriormente, no período de uma semana entre a PCPR1 e PCPR2, houve chuvas torrenciais e a diferença de tensão de ruptura foi de 55 kPa. Assim como a diferença entre a PCPL6 e a PCPL7, também foi de 55kPa. Entre a PCPR2 (chuva) e a PCPR4 (seca) também houve uma diferença de 28 kPa no valor da tensão de ruptura.

Essas diferenças provavelmente estão atreladas aos valores de sucção medidos, os quais em média variam entre -20 a -35 kPa na profundidade de 30 cm. Esta situação também é constatada quando os tensiômetros permanecem instalados após a realização da PCPL7. O tensiômetro instalado na profundidade de 30 cm inicia a medida de sucção em -5 kPa e depois de 45 dias de seca a medida estava em -45 kPa. Esses valores de sucção refletem diretamente às diferenças das provas de carga do solo.

As medidas de sucção são importantes na interpretação das provas de carga. A sucção do solo afeta diretamente a resistência, a deformação e o comportamento global da estrutura. A sucção é a pressão negativa na água retida no solo, e pode ser um fator determinante na capacidade de carga e no desempenho de estruturas geotécnicas, como estacas, cortinas de contenção e taludes.

Os resultados das provas de carga das estacas indicam que o solo do terreno circundante das estacas rompe antes da mobilização da resistência de ponta. Tal situação, inferiu um comportamento de estacas flutuantes, conforme será descrito no subcapítulo 4.3.5. Dessa forma os valores de sucção medidos nos tensiômetros durante a execução das provas de cargas das estacas, as quais foram realizadas no período de seca, contribuíram na resistência lateral da estaca DMM.

Ao considerar as medidas de sucção na interpretação das provas de carga, é possível avaliar o efeito da sucção na resistência do solo e identificar possíveis variações no comportamento da estrutura em relação a diferentes condições de umidade do solo. Isso permite uma compreensão mais precisa do desempenho real da estrutura em campo.

Além disso, as medidas de sucção oferecem possibilidades de simulações valiosas por meio de modelos numéricos e físicos. Os modelos de simulação permitem investigar o efeito da variação da sucção em diferentes etapas de construção e ao longo do tempo, auxiliando na otimização do projeto e no controle de qualidade.

As simulações com medidas de sucção podem ser utilizadas para analisar o comportamento de estruturas geotécnicas sob diferentes condições climáticas, variações sazonais e eventos extremos, proporcionando dados valiosos para a tomada de decisões de projeto e para o dimensionamento adequado das estruturas.

4.1.13 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

O intemperismo influencia as características dos solos tropicais principalmente o comportamento hidromecânico. Segundo Gitirana Junior et al. (2015), o comportamento do solo na condição não saturada exige a compreensão da distribuição, retenção e liberação da água. Sendo a curva de retenção de água no solo, uma das formas de melhor compreender o comportamento. Obteve-se a curva de retenção de água no solo, inicialmente por correlação com a curva granulométrica.

Seguiu-se a proposta de Arya e Paris (1981). Utilizou-se os dados do ensaio de granulometria da amostra a 1 m de profundidade. Avaliou-se o ensaio com o uso de defloculante, os resultados encontram-se na Figura 4.34.

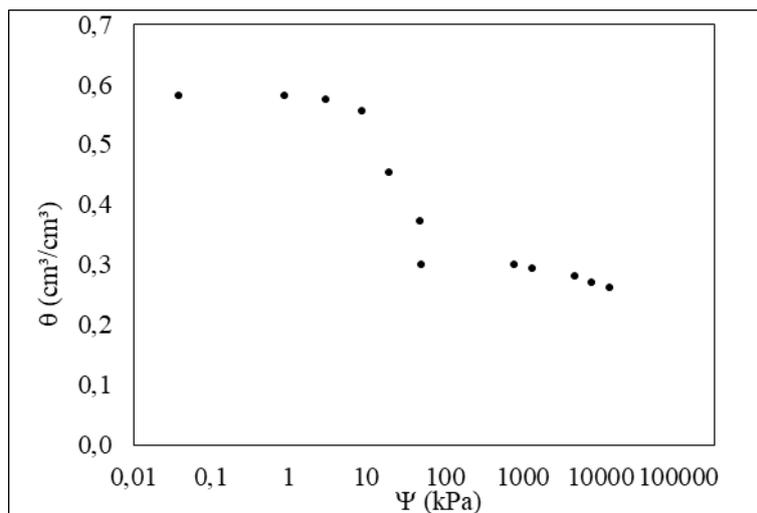


Figura 4.34: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - CD, segundo o modelo Arya e Paris (1981)

Na Figura 4.35, utilizou-se os dados do ensaio de granulometria da amostra a 1 m de profundidade sem o uso de defloculante.

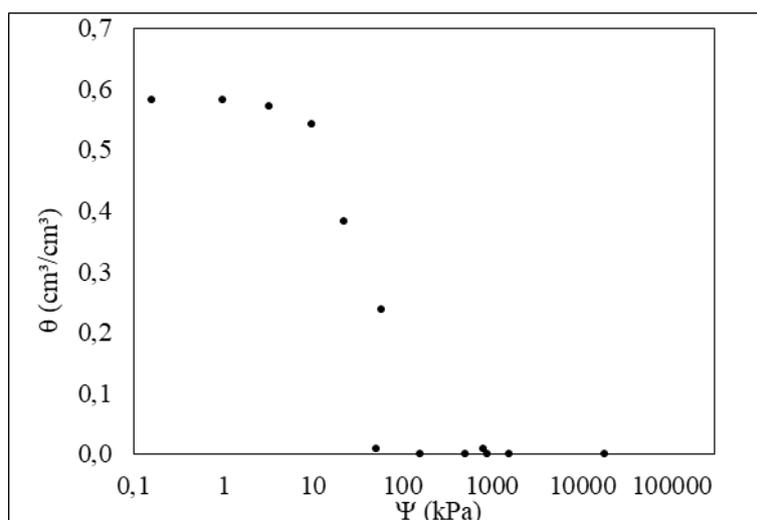


Figura 4.35: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - SD, segundo o modelo Arya e Paris (1981).

A relação entre a curva granulométrica e a de retenção de água no solo é significativa. O modelo de Arya e Paris (1981), proposto para materiais granulares. O modelo pode não se ajustar de forma satisfatória para materiais argilosos, nos quais, a distribuição de tamanho de poros não é facilmente avaliada a partir da granulometria. Em ambas as situações analisadas, CD e SD, a curva de retenção de água no solo resultante é unimodal. Comumente os solos não saturados apresentam uma curva bimodal.

Assim, estimou-se as curvas de retenção de água no solo utilizando a proposta de Albuquerque et al. (2022). Os autores analisam os dados baseado em três modelos: modelo

van Genuchten (1980), modelo Cavalcante e Zornberg (2017) e o modelo Costa e Cavalcante (2021). Nas Figura 4.36, Figura 4.37 e Figura 4.38 apresentam-se os resultados gerados pela proposta a partir dos dados do ensaio de sedimentação com uso de defloculante (CD), com parâmetros descritos na Tabela 4.23, referente a amostra coletada na profundidade de 1 m.

Tabela 4.23: Parâmetros do solo, considerando o ensaio de sedimentação com defloculante (CD).

Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	η (%)	IP (%)
44	9	47	0	57	18

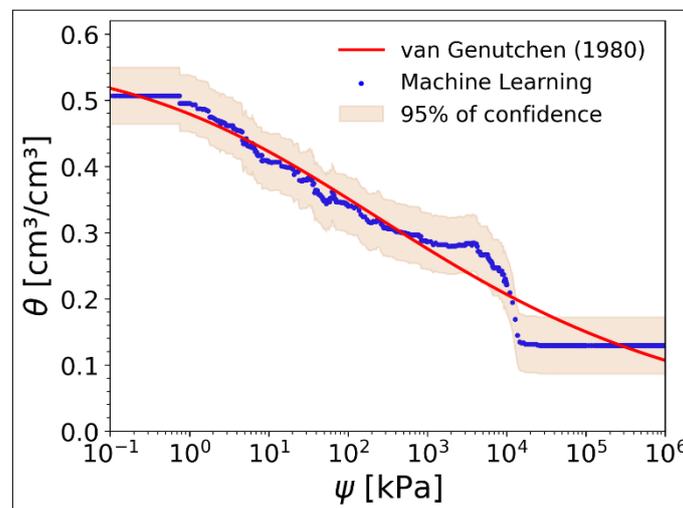


Figura 4.36: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - CD, segundo o modelo van Genuchten (1980) com $R^2=0,972$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site <https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/>

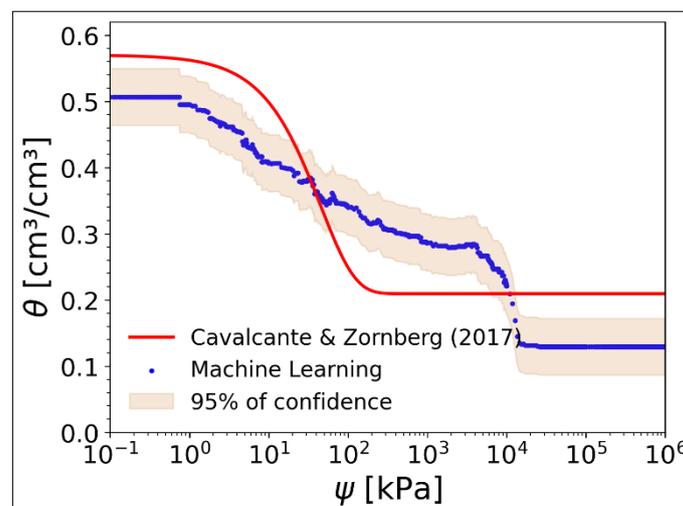


Figura 4.37: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - CD, segundo o modelo Cavalcante e Zornberg (2017) com $R^2=0,687$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site <https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/>

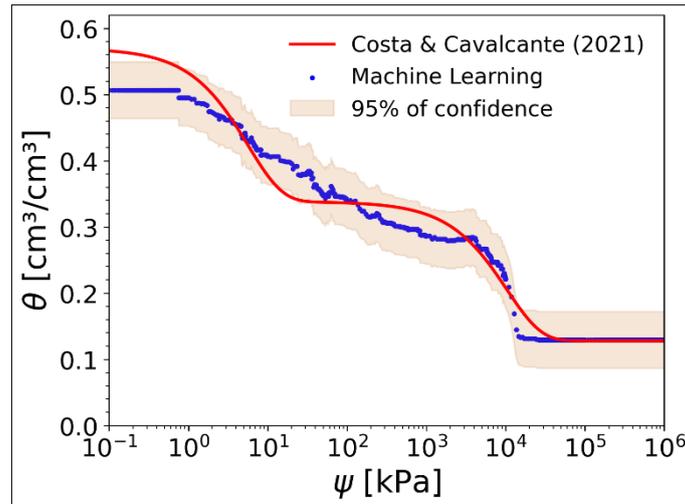


Figura 4.38: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - CD, segundo o modelo Costa e Cavalcante (2021) com $R^2=0,964$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site <https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/>

Observa-se que apesar do coeficiente de determinação dos modelos de van Genuchten (1980) e Costa e Cavalcante (2021) serem próximos de 1, somente o modelo Costa e Cavalcante (2021) foi proposto para uma distribuição de porosidade bimodal, o que poderia ser melhor ajustado para os solos da pesquisa.

Nas Figura 4.39, Figura 4.40 e Figura 4.41 apresentam-se os resultados propostos por Albuquerque et al. (2022) a partir dos dados do ensaio de sedimentação sem o uso de defloculante (SD), com parâmetros descritos na Tabela 4.24 referente também à amostra coletada na profundidade de 1 m.

Tabela 4.24: Parâmetros do solo, considerando o ensaio de sedimentação sem defloculante (SD).

Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	η (%)	IP (%)
0	16	84	0	57	18

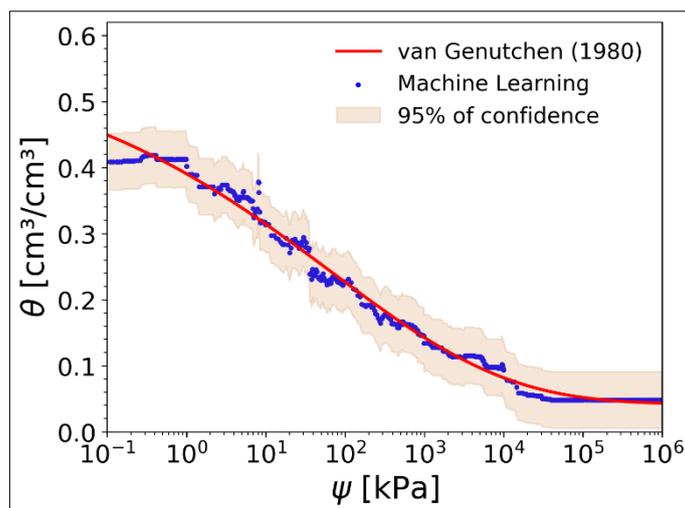


Figura 4.39: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - SD, segundo o modelo van Genuchten (1980) com $R^2=0,988$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site <https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/>

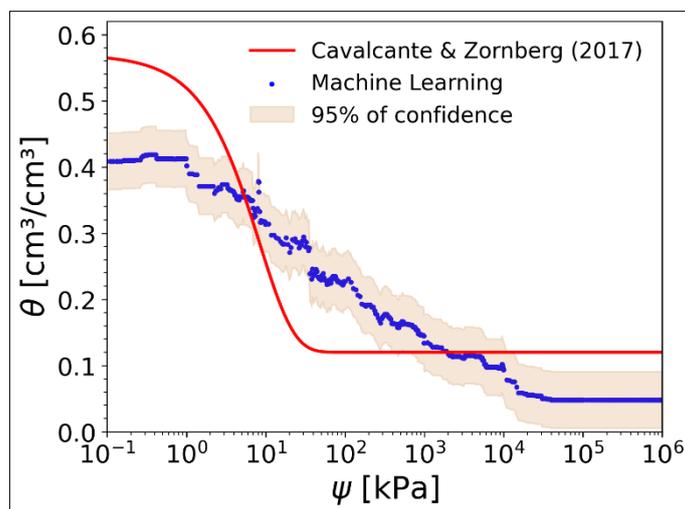


Figura 4.40: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - SD, segundo o modelo Cavalcante e Zornberg (2017) com $R^2=0,627$. Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site <https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/>

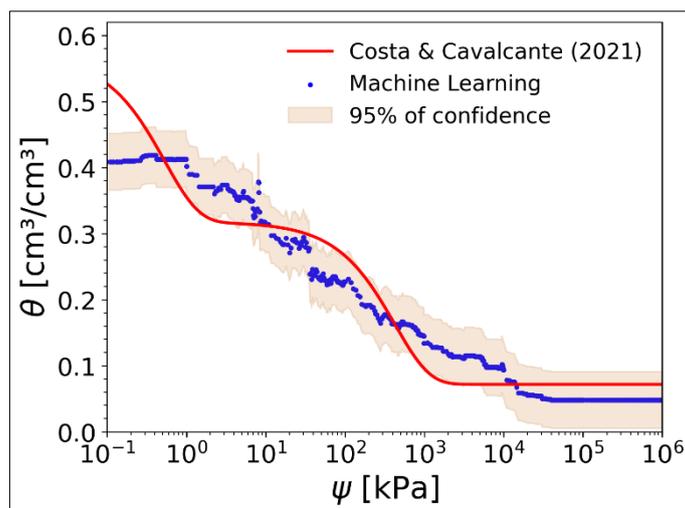


Figura 4.41: Previsão da curva de retenção de água no solo da amostra com 1 m - SD, segundo o modelo Costa e Cavalcante (2021) com $R^2=0,912$. Fonte: Fonte: Albuquerque et al. (2022) por meio do site <https://www.geofluxo.com/geoapps/swrc-ai/>

Quando considerado os dados do ensaio de sedimentação com defloculante (CD), o coeficiente de determinação do modelo de van Genuchten (1980) está próximo de 1. O coeficiente de determinação do modelo de porosidade bimodal reduziu de 0,964 para 0,912. Tal fato pode estar ocorrendo visto que as características do solo passam a se comportarem como um material arenoso, no entanto, os dados de entrada, IP e a porosidade, continuam os mesmos da análise CD.

A qualidade das curvas características está diretamente relacionada à precisão e representatividade dos dados utilizados para sua construção. É essencial obter informações confiáveis e representativas por meio de testes e ensaios adequados, realizados de acordo com normas e padrões reconhecidos. Isso garante que as curvas sejam baseadas em dados confiáveis e que representem fielmente o comportamento do material ou estrutura em questão.

Observou-se que a proposta de Albuquerque et al. (2022) para estimativa da curva de retenção de água no solo requereu informações simples e pode ser ajustada de forma satisfatória. Entretanto, devem ser utilizadas com cautela e não devem ser empregadas sem uma validação adequada.

Além disso, é importante lembrar que as curvas características são baseadas em modelos e pressuposições simplificadas, o que pode resultar em certas limitações e incertezas. Portanto, é fundamental validar as curvas por meio de comparação com dados experimentais reais ou por meio de técnicas de calibração, para garantir sua confiabilidade e precisão.

A validação das curvas características pode ser realizada por meio de testes adicionais em laboratório, comparação com resultados de campo ou por meio de estudos de caso e referências bibliográficas confiáveis. É importante considerar que a validação adequada das curvas é essencial para evitar erros de interpretação e para tomar decisões informadas no projeto, dimensionamento e análise de estruturas.

Em suma, embora as curvas características sejam ferramentas valiosas, é crucial não usá-las sem a devida validação. A qualidade das curvas depende da obtenção de dados confiáveis, da utilização de modelos adequados e da comparação com resultados reais ou validações adicionais. Assim, é possível utilizar as curvas com maior segurança e embasamento técnico.

4.1.14 RESUMO DE TODOS OS PARÂMETROS DO SOLO

Profundidade	Granulometria com defloculante				Granulometria sem defloculante				N _{SPT}		Perfil dos teores de umidade - Campo		Peso Específico Natural (γ_n)		Gs	e					η	S _r	
	Argila	Silte	Areia	Pedregulho	Argila	Silte	Areia	Pedregulho	Período de		w seca	w chuva	Medido (kN/m ³)	Estimado (kN/m ³)		Adensam.		(γ _n) Medido e Estimado	Médio	Seca (%)		Chuva (%)	
									seca	chuva						w campo	Inundada						Seca
(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	seca	chuva	(%)	(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)		w campo	Inundada	Seca	Chuva	Médio	(%)	(%)	(%)
0,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	18	13,4	-	-	-	-	1,2	1,3	1,3	55,6	23,1	35,0
1	43,6	9,2	46,9	0,3	0,0	15,7	84,0	0,3	1	1	18	24	14,3	-	2,66	1,5	1,4	1,2	1,3	1,4	57,4	39,9	48,3
2	44,7	10,5	44,7	0,0	1,3	10,5	88,2	0,0	2	2	25	27	-	15,0	2,66	-	-	1,2	1,3	1,3	55,6	54,3	57,2
3	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	26	27	-	13,9	-	-	-	1,4	1,4	1,4	58,3	49,0	50,6
4	-	-	-	-	-	-	-	-	3	3	27	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	48,6	10,5	40,8	0,0	2,0	17,6	80,4	0,0	4	2	29	29	-	14,2	2,69	-	-	1,4	1,4	1,4	58,3	54,7	54,0
6	-	-	-	-	-	-	-	-	3	2	26	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	53,4	14,7	31,9	0,0	0,0	29,4	70,6	0,0	5	2	25	30	-	14,2	2,69	-	-	1,4	1,4	1,4	58,3	48,8	54,9
8	49,7	15,7	34,6	0,0	1,3	27,4	71,2	0,0	2	1	24	35	-	14,7	2,69	-	-	1,3	1,5	1,4	58,3	50,7	64,0
9	45,9	15,3	38,7	0,1	1,0	14,7	84,2	0,1	2	2	34	37	-	17,0	2,70	-	-	1,1	1,2	1,2	53,5	81,5	84,8

Profundidade	LL-Cone	LP	IP	Classificação				pH			E (MPa)		E (MPa) Tangente ao trecho linear				E (MPa)		Ângulo de atrito ϕ	Coesão c	Mineralogia
				ASTM	ASTM	MCT	Pastilhas	H ₂ O	KCl	Δ pH	Adensamento		Prova de carga rápida		Prova de carga lenta		Decourt (1992) - N _{SPT}				
(m)	(%)	(%)	(%)	CD	SD						^w campo	Inundada	Seca	Chuva	Seca	Inund.	Seca	Chuva	Graus	kPa	DRX
0,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	74	19	18	13	-	-	31,5	22,0	
1	42	24	18	CL	SM	LG'	LA' - LG'	5,7	5,7	0	1,3	0,8	-	-	-	-	6	6			*1
2	40	23	17	CL	SM	LG'	LA' - LG'	5,5	6,2	0,7	-	-	-	-	-	-	9	9			
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9	9			
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12	12			
5	48	28	20	CL	SM	LG'	LA' - LG'	5,5	6,6	1,1	-	-	-	-	-	-	15	9			*5
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12	9			
7	49	31	18	CL	SM	LG'	NA	5,7	6,1	0,4	-	-	-	-	-	-	18	9			
8	54	34	20	MH	SM	LG'	NA	6,8	5,7	-1,1	-	-	-	-	-	-	9	6			*8
9	50	31	19	MH	SM	LG'	NA	6,8	5,6	-1,2	-	-	-	-	-	-	9	9			

CL - Argila arenosa
MH - Silte arenoso
SM - Areia siltosa

*1 - gipsita, caulinita, quartzo e clorita

*5 - caulinita, gipsita, goethita, quartzo e clorita

*8 - caulinita, goethita, hematita, quartzo, gipsita, clorita e brucita

4.2 CARACTERIZAÇÃO DA MISTURA

Neste subcapítulo, apresenta-se os resultados do processo de definição da dosagem utilizada em campo, e compara-se com outras possíveis dosagens. Em seguida, optou-se em inverter a sequência cronológica dos ensaios. Primeiramente, discute-se os resultados obtidos após a implantação das estacas na área experimental, ensaios que ocorreram em 2020. Depois, aborda-se os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples antes da implantação e dos materiais coletados durante a execução das estacas.

Vale relembrar, que a dosagem inicial foi baseada nas sugestões da norma *Report 4:95E* (SGF, 1997). Embora a normatização da proposta de Casanova (1992) estivesse divulgada, a normalização pelo DNIT ocorreu apenas em 2019. Na fase inicial da pesquisa não se vislumbrou a possibilidade de utilizá-la na dosagem do método DMM.

4.2.1 DOSAGEM METODOLOGIA CASANOVA (1992) – DNIT 414/2019

Os resultados da dosagem de cimento considerando a proposta de Casanova (1992) normatizado DNIT (2019), estão plotados na Figura 4.42.

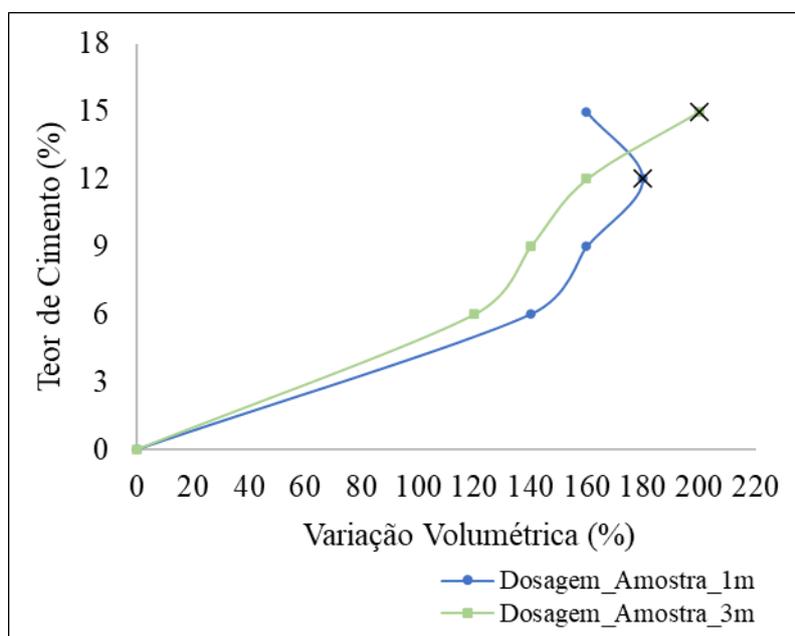


Figura 4.42: Estimativa da quantidade de cimento segundo DNIT (2019) e a proposta de Casanova et al. (1992)

Realizou-se o ensaio para as amostras retiradas a 1 e 3 m de profundidade. Para amostra de 1 m, segundo a metodologia a quantidade ideal de cimento é de 12% e para a amostra de 3 m a quantidade ideal é de 15%.

Tais quantidades são superiores ao percentual utilizado, o qual foi de 8% (120 kg/m³). Se atribuir a dosagem de 12% de cimento, significa para o solo em análise 175 kg/m³ e para 15%, 215 kg/m³. Ambas as dosagens ainda são inferiores ao utilizado num traço de concreto convencional, algo em torno de 350 kg/m³. No entanto, somente pode-se afirmar que tais quantidades são adequadas, após a realização dos ensaios de RCS.

A quantidade de cimento a ser adicionada altera σ e τ . No entanto, a quantidade de água também influencia a resistência do material. A quantidade de água modifica a trabalhabilidade e a homogeneização da mistura.

4.2.2 RESISTÊNCIA OU TENSÃO DE RUPTURA À COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADA (σ) – ENSAIOS 2020

Os resultados da resistência à compressão simples do material utilizado estão estruturados em três etapas: laboratorial (2019), de campo (durante a implantação – 2019) e laboratorial 2020. Inicialmente apresenta-se os resultados da última fase, ensaios realizados em laboratório em 2020. Em seguida compila-se todos os resultados obtidos.

De antemão, aos resultados propriamente dito dos ensaios de RCS, apresenta-se os valores dos pesos específicos dos corpos de prova enquanto mistura fresca e após o tempo de cura. Tais valores serviram como parâmetro para avaliar a qualidade da confecção dos corpos de prova e do processo de cura adotado.

Os valores do peso específico no estado fresco, antes do processo de cura, variaram de 17,57 a 17,75 kN/m³. Após o processo de cura de 17,70 a 17,80 kN/m³, conforme descritos na Tabela 4.25. A variação máxima foi de 1%.

Tabela 4.25: Variação dos valores de peso específico durante o tempo de cura.

Tempo (dias)	3	7	14	28	56
Peso específico mistura fresca (kN/m ³)	17,57	17,65	17,59	17,68	17,75
Peso específico mistura curada (kN/m ³)	17,70	17,80	17,78	17,77	17,72
Relação entre os pesos específicos (curado/fresco) (%)	0,7	0,9	1,0	0,5	-0,1

Na Figura 4.43, apresenta-se os resultados de σ_{50} , os quais situam-se em sua maioria entre 400 e 500 kPa e a deformação axial (ϵ) entre 1,3 e 2,3%. Ao considerarmos os valores de todos os corpos de prova ensaiados, os valores possuem dispersão e o coeficiente de

determinação de $R^2 = 0,79$. No entanto, ao considerar o valor médio dos corpos de prova em cada período de cura, o ajuste aumenta para $R^2 = 0,98$.

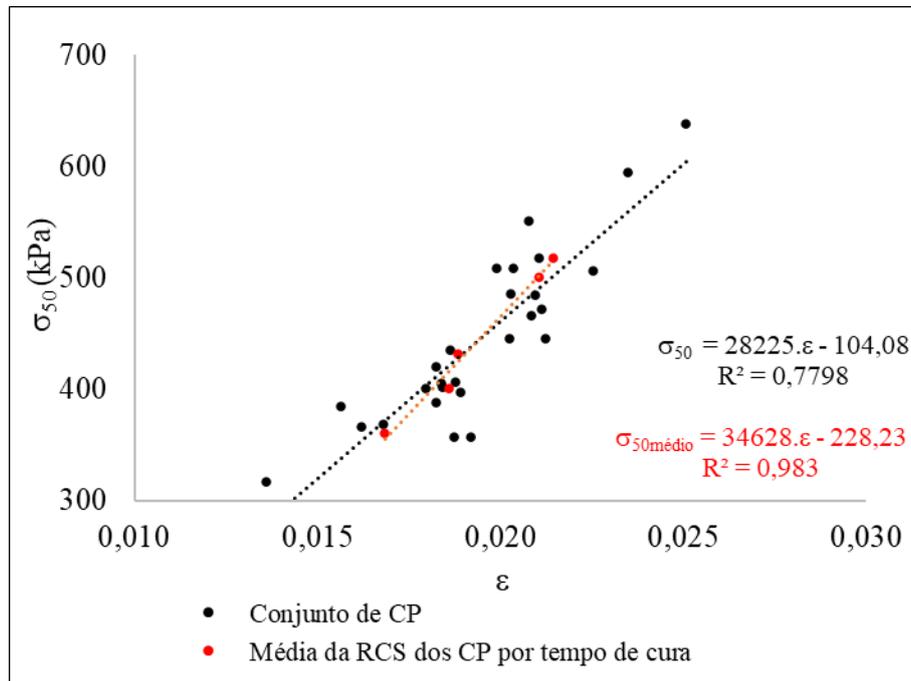


Figura 4.43: Relação entre a σ_{50} e a deformação axial.

A partir dos valores da tensão admissível (σ_{50}) considerou-se os valores mínimos, médios e máximos de cada tempo de cura, ou seja, 3, 7, 14, 18 e 56 dias. Com base nesses valores, propôs-se um ajuste dos valores, apresentado na Figura 4.44.

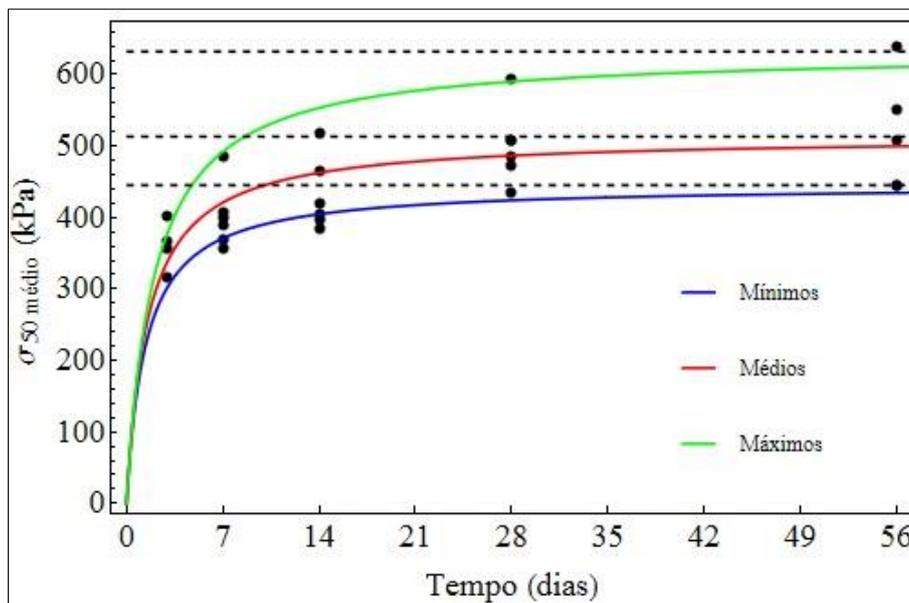


Figura 4.44: Modelo de ajuste proposto aos valores σ_{50} obtidos em diferentes tempos de cura.

Propõe-se a Eq. (4.2) como modelo para obtenção de ajustes dos valores de σ_{50} em função do tempo de cura. Considerou-se no ajuste os valores do parâmetro de ajuste e de σ_{50} conforme descrito na Tabela 4.26.

$$\sigma_{50} = \frac{b \cdot \sigma_{50\text{máximo}} \cdot t}{1 + b \cdot t} \quad (4.2)$$

onde:

σ_{50} = 50% da tensão de ruptura à compressão simples não confinada (kPa)

$\sigma_{50\text{máximo}}$ = valor máximo dos valores de σ_{50} (kPa) em cada tempo (t) de cura, na curva de ajuste

b = parâmetro de ajuste

t = tempo de cura (dias)

Tabela 4.26: Valores atribuídos para as curvas de ajuste da σ_{50} em função do tempo de cura.

Ajuste dos valores	σ_{50} (kPa)	b
Mínimos	445	0,71 / dia
Médios	513	0,65 / dia
Máximos	632	0,50 / dia

Observa-se que a maior parte dos valores de σ_{50} estão contidos entres a curva de valores mínimos e de valores médios, o que indica valores conservadores, isto é, a favor da segurança. Verifica-se também que o ajuste das curvas é consistente com os valores experimentais e tendem a estabilizar à medida que o tempo de cura aumenta.

Observa-se na Figura 4.45 a tendência de crescimento dos valores de resistência com o aumento do tempo de cura. Também se obteve a média dos valores σ_{50} para cada tempo de cura. Vê-se que os valores médios da tensão σ_{50} variou 28% entre 3 e 28 dias de cura, de 360 para 500 kPa. Entre o período de 28 e 56 dias os valores médios aumentaram em 3,5%, sendo de, 500 para 518 kPa. Tais resultados indicam a possibilidade dos valores médios da resistência tenderem a estabilizar a partir dos 28 dias.

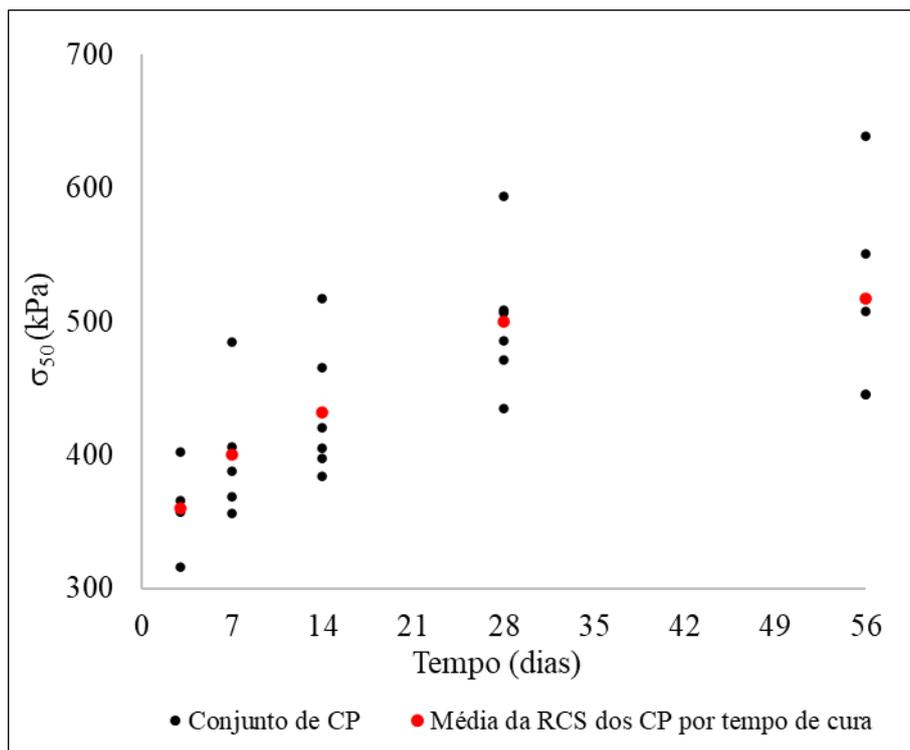


Figura 4.45: Evolução dos valores σ_{50} e os valores médios de σ_{50} , em relação ao tempo de cura.

Este comportamento pode estar associado ao que Correia (2011) evidenciou. O autor verificou a possibilidade de aplicar a técnica DMM em solos próximos de Coimbra - Portugal, depósito aluvionar do Baixo Mondego. O autor destaca a importância dos resultados dos ensaios químicos, mineralógico e de pH do solo em relação as reações com o material aglutinante. Esse autor evidencia que uma elevada presença de óxidos de sílica e de alumínio no solo, contribuem no desenvolvimento de reações pozolânicas secundárias.

Essa característica pode justificar a resistência à compressão simples ser crescente com o passar do tempo; e o fato da estaca apresentar-se íntegra, mesmo depois de sucessivos carregamentos aplicados durante as provas de cargas, conforme será abordado no subcapítulo 4.3.5.

Os valores da deformação axial (ϵ) também aumentaram. Inicialmente aos 3 dias de curas ϵ foi 1,7% e aos 56 dias de 2,1%, sendo estes valores médios.

Em consequência do aumento das deformações os valores de E_{50} apesar de tenderem a crescer com o aumento do tempo de cura não seguem a mesma tendência de σ_{50} . Conforme pode ser visto na Figura 4.46, os valores tendem a estabilizar. A variação entre o período de cura de 3

para 28 dias foi de 21,3 para 23,4 MPa, ou seja, 8,8%. Do período dos 28 para 56 dias, foi de 23,4 para 24,5 MPa, um aumento de 4,5%.

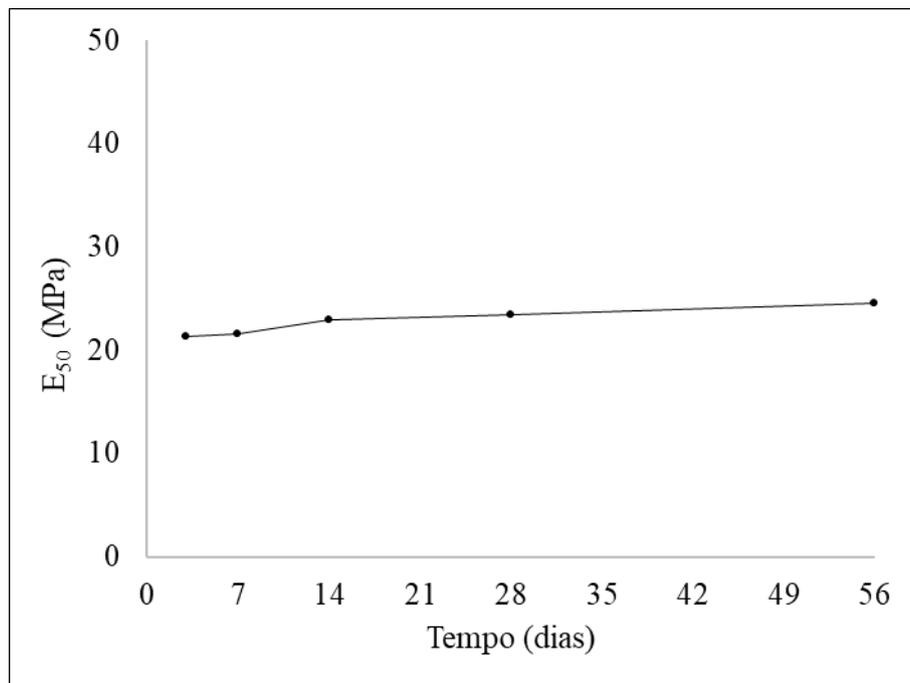


Figura 4.46: Variação do E_{50} em função do tempo de cura.

Camapum de Carvalho et al. (1990) no estudo de solos plásticos, obtiveram valores de módulo próximos a 2 MPa para solo laterítico com dosagem de 10% de cimento e próximo de 4 MPa para solo arenoso na mesma dosagem. Tais valores são bem inferiores comparados com os encontrados nessa pesquisa, ainda que os sistemas de mistura sejam diferentes.

Diferentemente, Gusmão Brindeiro et al. (2018) obtiveram o valor aproximado de 3 MPa de σ aos 28 dias e E de 1.900 MPa (\cong 2 GPa) com 354 kg/m³ e fator água/cimento de 0,65. Os autores também obtiveram 12 MPa de σ para a mistura com 453 kg/m³ de cimento e 0,60 de fator água/cimento.

Observa-se que as dosagens de cimento utilizadas pelos autores, assemelham-se ou superam às dosagens de concreto estrutural com σ esperado aos 28 dias aproximadamente 35 MPa.

Avaliou-se essa relação entre o módulo (E_{50}) e a resistência (σ_{50}) e obteve-se o parâmetro variando de 30 a 70 vezes conforme Figura 4.47.

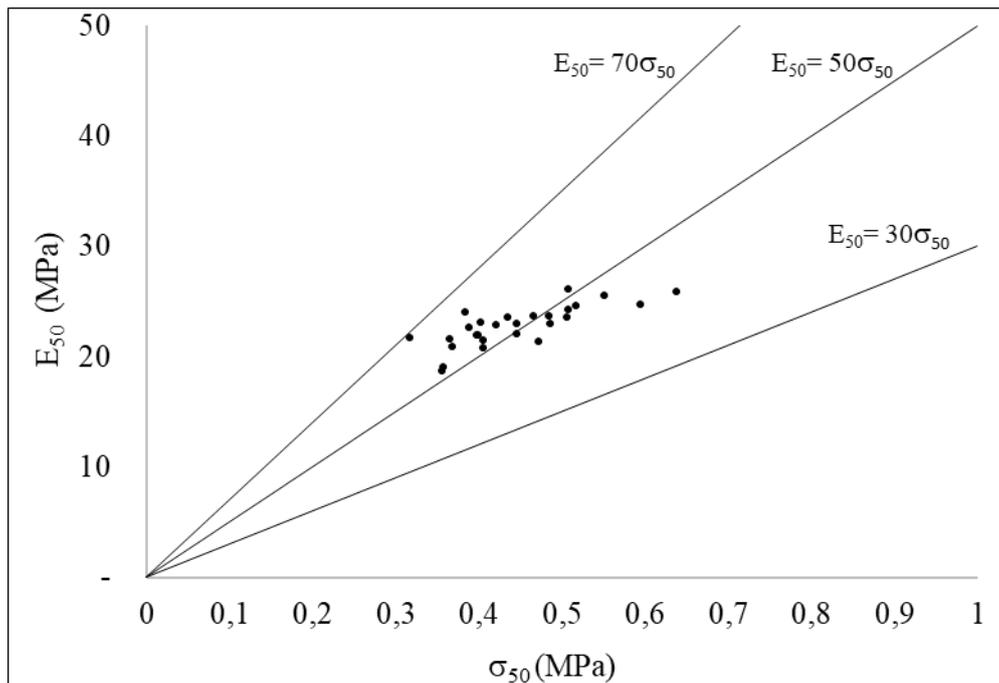


Figura 4.47: Relação entre os valores de σ_{50} e E_{50} .

Gusmão Brindeiro et al. (2018) citam que a relação entre o módulo de deformação e a resistência à compressão simples foi da ordem de 650. Contudo, Terashi et al. (1977) correlacionaram o módulo de deformação com a tensão de ruptura (σ_{rup}) para dois solos. Para argila de Kawasaki o E_{50} variou de 200 a 1000 vezes a tensão de ruptura (σ_{rup}) e para a argila marinha de Honmoku, E_{50} variou de 75 a 200 vezes a tensão de ruptura (σ_{rup}). Os valores encontrados nessa pesquisa são mais compatíveis com esses últimos.

4.2.3 RESISTÊNCIA OU TENSÃO DE RUPTURA À COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADA (σ) – ENSAIOS 2019 e 2020

Os resultados quanto a σ_{50} dos corpos de prova das dosagens de 80 (6%) e 120 (8%) kg/m^3 de cimento moldados em laboratório em 2019 estão apresentados na Tabela 4.27.

Tabela 4.27: Resultados de σ_{50} dos corpos de prova moldados em laboratório na primeira fase durante o período de 2019 e 2020.

Cimento/solo (kg/m^3)	Tempo (dias)	σ_{50} (kPa)
80	3	250,5
80	7	254,5
80	28	270,3
120	3	304,5
120	7	449,2
120	28	471,7

Ao compararmos os valores de σ_{50} desses ensaios com os resultados dos ensaios descritos anteriormente e realizados em 2020, observa-se uma tendência de aumento da resistência com o aumento da quantidade de cimento, conforme Figura 4.48.

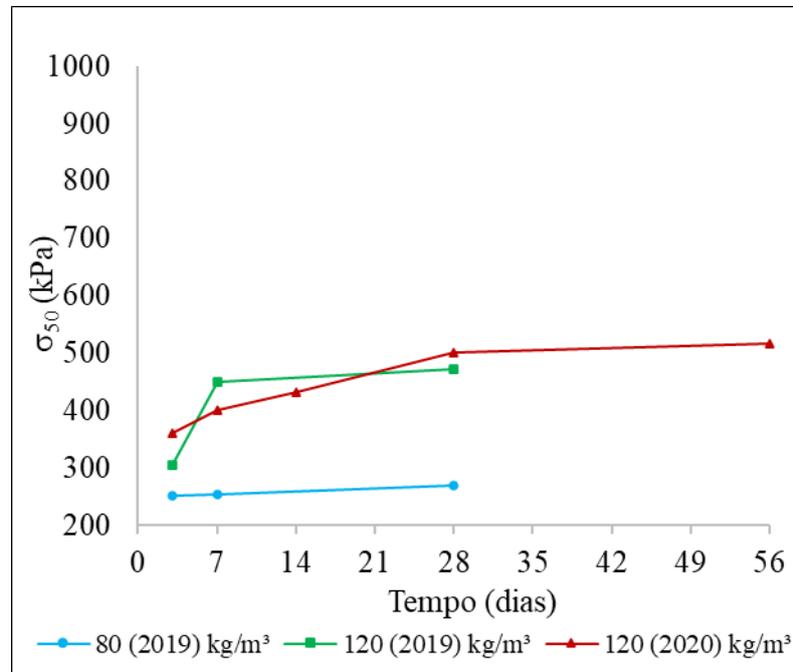


Figura 4.48: Resultado de σ_{50} em relação ao tempo de cura (duas etapas de ensaios laboratoriais-2019 e 2020)

Observa-se que os valores para resistência com a mesma dosagem de cimento (120 kg/m³) para as duas etapas de ensaios realizadas em 2019 e em 2020, possuem a mesma ordem e grandeza e comportamento.

Baker et al. (1997), analisaram as características mecânicas e de permeabilidade de um solo sueco classificado como argila mole adicionado de cal e cimento com ensaios de laboratório e de campo. Os autores observaram que as condições de contorno são diferentes no campo em comparação com os testes laboratoriais e que os valores da tensão e do módulo de deformação laboratoriais são normalmente um pouco menor do que os valores do campo, sem precisar o quanto. Estes autores indicam que o módulo de deformação variava de 45 a 110 MPa com um valor médio de cerca de 70 MPa.

Tais valores possuem ordem de grandeza diferentes ao estudado, pois são solos com características físicas e mineralógicas diferentes e porque essa pesquisa utiliza somente cimento como aglomerante, enquanto Baker et al. (1997) utilizaram cal e cimento.

Quanto aos corpos de prova moldados em campo apresentaram valores inferiores aos moldados em laboratório com variações significativas de resultados. Os fatores elencados como preponderantes para tais interferências, encontram-se descritos a seguir:

- a. Posição, localização do ponto de coleta da amostra: centro da estaca; trado; haste do equipamento.
- b. Profundidade da coleta no centro da estaca;
- c. Instrumento para realização da coleta na parte central da estaca.

Os resultados obtidos em cada corpo de prova moldado durante o período de execução das estacas estão descritos na Tabela 4.28.

Apesar das dificuldades de coleta, armazenagem e transporte dos corpos de prova de campo, os valores obtidos colaboram em vários aspectos. A coleta de material no trado da perfuratriz não foi apropriada visto que no centro dele há propensão do solo inicialmente escavado aderir nas pás e o resultado ser inferior, enquanto, a ponta do trado e a haste de perfuração tendem a fixar a calda de cimento, podendo indicar valores maiores e dessa forma também são locais não recomendados para coletar amostras.

Das maneiras testadas a coleta por meio do tubo central mostrou-se mais satisfatória. Importante observar alguns resultados. As estacas E2 e E3, as quais foram exumadas, quando comparado os resultados de σ_{50} dos corpos de provas moldados a partir da coleta pelo tubo na posição central da estaca, varia de 46 e 70 kPa na estaca E2, executada com um ciclo de mistura e de 210 a 215 kPa na estaca E3, executada com dois ciclos de mistura. A estaca com dois ciclos de mistura alcança valores de 3 a 4,7 vezes maiores se comparado com a estaca de um ciclo de mistura quando ensaiados a 4 dias de cura.

Tabela 4.28: Resultado da σ_{50} dos corpos de prova moldados em campo durante a execução das estacas e a partir dos blocos do material das estacas exumadas.

Quantidade Cimento/m ³ de solo	Tempo Cura (dias)	Estaca	Corpo de prova (local coleta)	σ_{50} (kPa)	
80 kg/m ³	4	E1	CP 01 (tubo)	23,5	
			CP 02 (tubo)	35,4	
			CP 03 (tubo)	34,3	
		E12	CP 24 (tubo)	40,8	
			CP 25 (tubo)	48,9	
			CP 26 (tubo)	59,4	
120 kg/m ³	4	E2	CP5 (tubo)	46,4	
			CP6 (tubo)	70,0	
			Bloco indeformado "a"	30,8	
			Bloco indeformado "b"	31,1	
		E3 (2 ciclos)	CP7 (trado)	66,6	
			CP8 (tubo)	215,4	
			CP9 (tubo)	210,6	
			Bloco indeformado	197,9	
		28	E5 (2 ciclos)	CP36 (tubo)	158,7
				CP37 (tubo)	176,6
	CP38 (tubo)			197,5	
	E6		CP12 (haste)	243,9	
			CP13 (haste)	279,5	
	E7		CP 16 (--)	214,5	
			CP 17 (--)	244,3	
	E8 (2 ciclos)		CP 30 (haste)	280,9	
			CP 31 (tubo)	302,6	
			CP 32 (tubo)	225,1	
	E9 (2 ciclos)		CP 27 (haste)	331,3	
			CP 28 (tubo)	148,2	
			CP 29 (tubo)	146,2	
	E10		CP 15 (haste)	237,8	
	E11 (2 ciclos)	CP 21 (trado)	266,5		
		CP 22 (tubo)	260,0		
E13	CP 18 (haste)	231,1			
	CP 19 (tubo)	158,7			
	CP 20 (tubo)	182,3			
E14 (2 ciclos)	CP 33 (tubo)	247,1			
	CP 34 (tubo)	299,8			
	CP 35 (tubo)	297,5			

Analisou-se os resultados desses corpos de prova com os resultados corpos de prova moldados em laboratório. O resultado dessa análise pode ser observado na Figura 4.49.

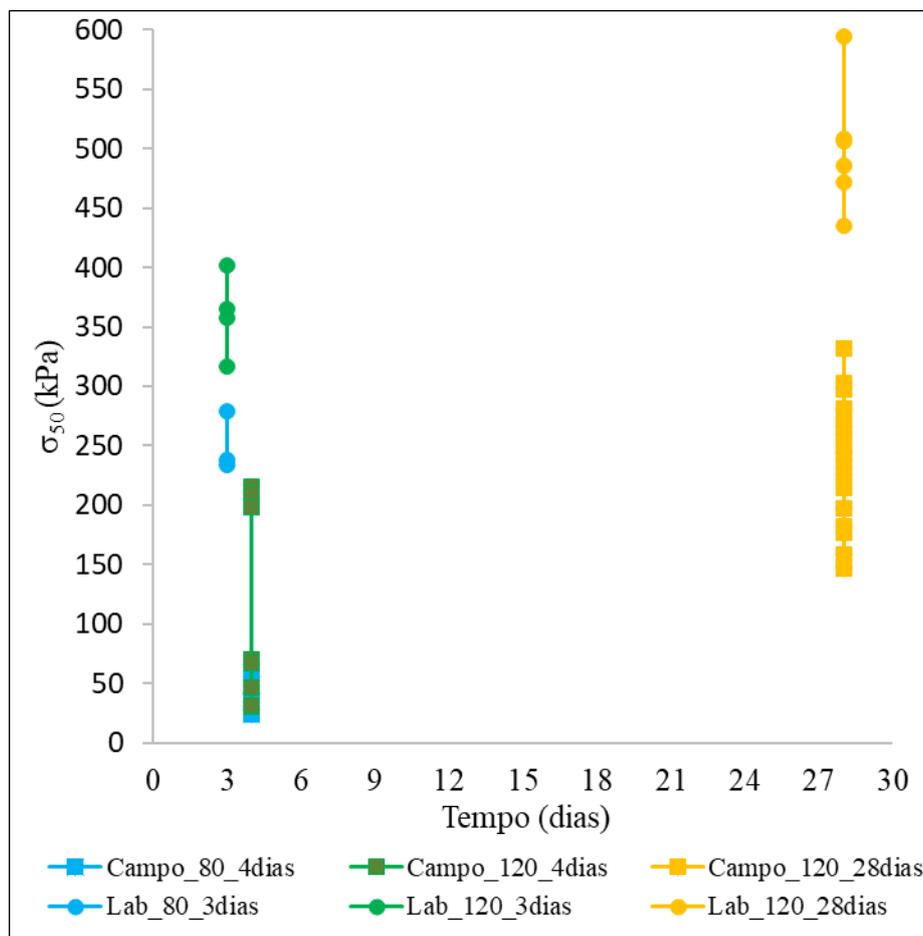


Figura 4.49: Comparação do resultado de σ_{50} . CP moldados em laboratório e em campo.

Observa-se que os valores obtidos em campo de σ_{50} são todos inferiores aos obtidos em laboratório, independente do tempo de cura. Os valores também variam bastante entre os corpos de provas. Ao analisar os dados de σ_{50} dos corpos de prova moldados em campo e executado ensaio aos 28 dias, tem-se valores variando de 146 a 330 kPa, ou seja variação de mais de 100%. Também é possível constatar que a discrepância de valores é ainda maior quando a dosagem envolveu menos cimento (80 kg/m³). Neste caso, os valores em campo foram de 50 kPa e em laboratório 250 kPa para tempo de cura semelhantes.

Estas desigualdades são esperadas. As condições de trabalho dentro do laboratório são mais controladas. Em campo, o número de variáveis são maiores. As dificuldades de retirada de amostras em campo pode ser um dos motivos das variações. Contudo, os resultados seguem a tendência de incremento do valor de resistência com o passar do tempo de cura e com o aumento da dosagem de cimento.

Ademais, no campo o material está confinado, diferente do ensaio de RCS. Apesar dessas diferenças, não houve comprometimento do desempenho das estacas DMM, conforme demonstrou as provas de carga a serem discutidas no subcapítulo 4.3.5, fato que também pode estar atrelado ao processo executivo.

Assumindo-se o valor da tensão média de trabalho (σ_{50}) de 472 kPa (120 kg/m³, 28 dias, etapa 2019) estimou-se os parâmetros iniciais na implantação das estacas experimentais. O trado possuía o diâmetro de 0,6 m, o que resultou em uma área de 0,28 m². Portanto, a carga de trabalho que o material da estaca suportaria era de 132 kN, ou seja a carga de ruptura do material seria de 264 kN, se admitido o coeficiente de segurança de 2.

Analizou-se, posteriormente a proposta de estimar a σ do material considerando o pH do solo conforme proposto por Nakamura et al. (1980) *apud* Kitazume e Terashi (2013). Os parâmetros de tal metodologia estão descritos a seguir:

W_c : 0,12 ton/m³

pH: 5,6 (média dos dois primeiros metros)

F: $0,12/(9-5,6) = 0,0353$

σ : 0,477 MPa = 477 kPa

Este valor equivale ao valor de σ_{50} . Atingiu-se em laboratório um valor médio de σ de 1 MPa aos 28 dias de cura. Contudo, essa proposta poderia ser ajustada como parâmetro inicial na definição da porcentagem de cimento. Inferindo σ igual a 1MPa, a proposta indica a quantia de 270 kg/m³ de cimento, aproximadamente 19% em massa.

Na Tabela 4.29, apresenta-se a dosagem inicial de cimento nas três metodologias: norma *Report 4:95E* (SGF, 1997), norma proposta do DNIT (2019) e a proposta Nakamura et al. (1980) *apud* Kitazume e Terashi (2013).

Tabela 4.29: Dosagem inicial de cimento nas três metodologias.

Metodologias – dosagem inicial	Teor de cimento em massa (%)
<i>Report 4:95E</i> (SGF, 1997)	6 a 8
DNIT (2019)	12 a 15
Nakamura et al. (1980) <i>apud</i> Kitazume e Terashi (2013).	19

Considerando os resultados de σ_{50} obtidos com 8% de cimento, o qual pode ser adotado como 500 kPa, estima-se que utilizando quantidades superiores de cimento esses valores tendam aumentar. Tal fato, precisa ser verificado por meios de ensaios laboratoriais pois não depende exclusivamente da quantidade de cimento.

A introdução de quantias superiores a 8, 10, 12 ou 15% de cimento precisa ser avaliada no contexto econômico, assim como a resposta técnica e ambiental.

4.3 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS E DO SOLO DE ENTORNO

Apresentam-se os resultados obtidos após a implantação das estacas na área de estudo. Inicialmente, procede-se à avaliação qualitativa e geométrica resultante da exumação das estacas. Em seguida, discutem-se os resultados das sondagens de DPL entre as estacas e compara-se com o ensaio realizado no terreno sem interferência das estacas. Por fim, abordam-se os resultados das provas de carga nas estacas.

4.3.1 EXUMAÇÃO

A exumação da estaca, apesar de ser uma avaliação qualitativa, trouxe informações importantes como: garantia de verticalidade, conservação do diâmetro, contato entre o fuste e o solo, e a presença de pequenos grumos no material da estaca executada com um ciclo de mistura. A estaca executada com 2 ciclos apresentou mais uniformidade no material;

A exumação ocorreu de forma centralizada entre as estacas E1, E2 e E3. Não se observou falta de contato entre a estaca e o terreno natural, como mostrado na Figura 4.50.



Figura 4.50: Exumação das estacas E1, E2 e E3.

Observa-se, nas Figura 4.51 e Figura 4.52 a delimitação das estacas DMM e o solo, integrada ao terreno, sem presença de vazios no contato estaca-solo. Na Figura 4.51, na imagem mais aproximada da estaca, observa-se pontos mais avermelhados, trata-se de pequenas amostras de solo que não foram incorporadas à calda de cimento. Lembra-se que a E2 foi executada com apenas 1 ciclo de mistura.

Na estaca E3, executada com 2 ciclos de mistura, estes nichos, “pelotas” de solos não incorporados com a calda de cimento, aparecem apenas no primeiro metro da estaca DMM.

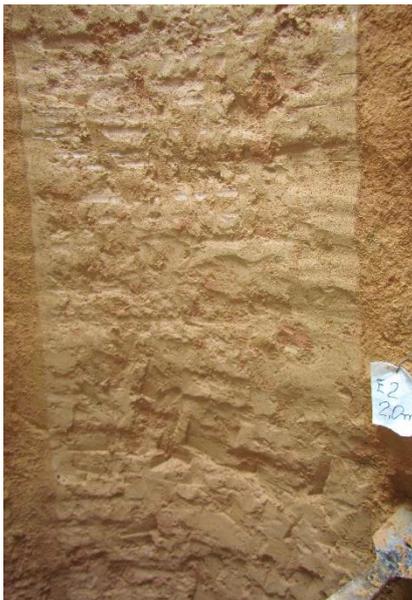


Figura 4.51: Estaca E2, com 2 metros de profundidade.

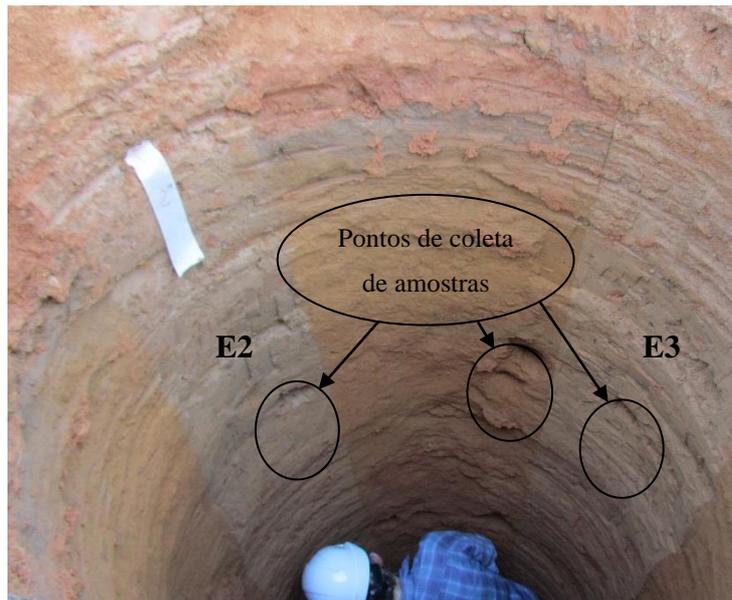


Figura 4.52: Estacas exumadas, permanência do prumo e integração com o terreno

Na Figura 4.53, visualiza-se uma espécie de “grumo líquido”. Este grumo foi encontrado durante a moldagem de um corpo prova cilindro para ensaio de RCS a partir da amostra indeformada retirada do material da estaca E2.



Figura 4.53: “Grumo líquido” no interior do corpo de prova moldado a partir da amostra indeformada do material da E2.

Utilizou-se uma perfuratriz com porte inferior se comparado com os utilizados por exemplo, pela empresa Keller (Forsberg *et al.*, 2011). Conseguiu-se realizar o processo perfuração, injeção e mistura do solo com a calda de cimento, conforme observado nos perfis exumados. Contudo como relata Larsson (2005) a energia aplicada pelo equipamento deve ser suficiente para efetuar corretamente a mistura para o solo não ser apenas remexido.

Traçou-se os perfis de teor de umidade do terreno e das três estacas exumadas. Os resultados estão inseridos na Tabela 4.30.

Tabela 4.30: Perfis dos teores de umidade do solo e das estacas DMM E1, E2 e E3 durante o processo de exumação.

Prof. (m)	Teor de umidade do solo - antes da execução das estacas (%)	Teor de umidade do solo entre as estacas (%)	E1 80 kg/m ³ 1 ciclo (%)	E2 120 kg/m ³ 1 ciclo (%)	E3 120 kg/m ³ 2 ciclos (%)
0,5	10 (0,2 m)	20,9	29,7	35,4	41,0
1	18	21,1	36,2	31,7	46,6
2	25	26,3	45,0	37,4	46,6

Verificou-se que o perfil de umidade é crescente com a profundidade, mas também cresce com a quantia de cimento e o número de ciclos executados. A E3 apresenta os maiores teores de umidade, executada com 120 kg/m³ de cimento e dois ciclos de mistura. Manter um teor de umidade maior garante um melhor processo de hidratação do cimento e consequentemente ganho de resistência.

Os autores Rubright e Bandimere (2004) relatam a preocupação quanto a executar elementos profundos por meio de via úmida, podendo ocorrer o encharcamento e a redução temporária da resistência. O solo em estudo não saturado difere-se dos solos moles, nos quais, tradicionalmente utiliza-se as técnicas de DMM.

Observa-se que o teor de umidade do perfil do solo teve maior alteração somente nas profundidades mais superficiais entre 0,5 e 1,0 m. Esses resultados indicam pouca interferência no perfil do teor de umidade natural de campo. Esse fato indica que o solo tende a manter a resistência por sucção e garante a hidratação do cimento.

4.3.2 QUALIDADE DA MISTURA - ÍNDICE T

Com o intuito de aferir a qualidade da mistura determinou-se o valor do índice T. Este índice depende da quantidade de lâminas, do número de voltas (rotação) e da velocidade de execução. Dessa forma procedeu-se a análise com base nas informações do processo de

implantação das estacas DMM na área de estudo. Considerou-se as características do primeiro e do segundo ciclo, as velocidades de avanço durante o processo de perfuração e de retirada do trado, conforme descrito na Tabela 4.31.

Tabela 4.31: Velocidades mínimas e máxima medidas durante o processo executivo e velocidade média.

Processo Executivo		Velocidade mínima (m/min)	Velocidade máxima (m/min)	Velocidade média (m/min)
1º ciclo	Perfuração com calda	0,50	0,63	0,57
	Retirada sem calda	0,95	1,30	1,13
2º ciclo	Perfuração sem calda	0,75	1,00	0,88
	Retirada sem calda	0,95	1,75	1,35

Na Tabela 4.32 apresenta-se os valores do índice T, calculados para as velocidades mínimas, máximas e médias.

Tabela 4.32: Valores do índice T em função das velocidades mínimas, máxima e média.

Processo Executivo		ΣM	N_d	N_u	T Velocidade mínima- (nv/m)	T Velocidade máxima- (nv/m)	T Velocidade média- (nv/m)
1º ciclo	Perfuração com calda	6	60	60	1099	848	957
	Retirada sem calda	6	60	60	379	277	320
2º ciclo	Perfuração sem calda	6	60	60	859	566	678
	Retirada sem calda	6	60	60	379	206	267

O valor do índice T variou do valor mínimo de 206 nv/m, ocorrido na retira do trado no segundo ciclo com velocidade máxima, para o valor máximo de 1099 nv/m durante a perfuração do primeiro ciclo na velocidade mínima. Verificou-se que para aumentar, ou seja melhorar o menor valor de T obtido, deve-se reduzir a velocidade de retirada do trado.

Se considerada a velocidade média, todo o processo atendeu a recomendação de Kitazume e Terashi (2013), em que T, deve ser igual ou superior a 270 nv/m. Assim como, o processo de perfuração atingiu valores acima de 500 nv/m (Forsberg *et al.*, 2011).

Contudo, todos os valores atendem aos critérios estabelecidos. O índice T, para esta pesquisa em solos lateríticos não conseguiu ressaltar que a estaca executada com dois ciclos pudesse

ser identificada com qualidade superior à de um ciclo. Ao contrário do esperado, os valores foram maiores na estaca de um ciclo.

Os dois ciclos de mistura se justificaram pela melhoria na homogeneidade do material observado durante a exumação e por manter um perfil de umidade maior e mais contínuo.

4.3.3 DPL - APÓS A EXECUÇÃO DAS ESTACAS DMM

Executaram-se seis ensaios de DPL. Analisam-se os resultados das sondagens após implantação das estacas e compara-se com os dados do DPL1. O DPL1 executado no terreno sem interferência das estacas conforme foi descrito no subcapítulo 4.1.10. A Figura 4.54 compara graficamente todos os resultados obtidos nas sondagens de DPL, inclusive com o resultado obtido no período de chuva.

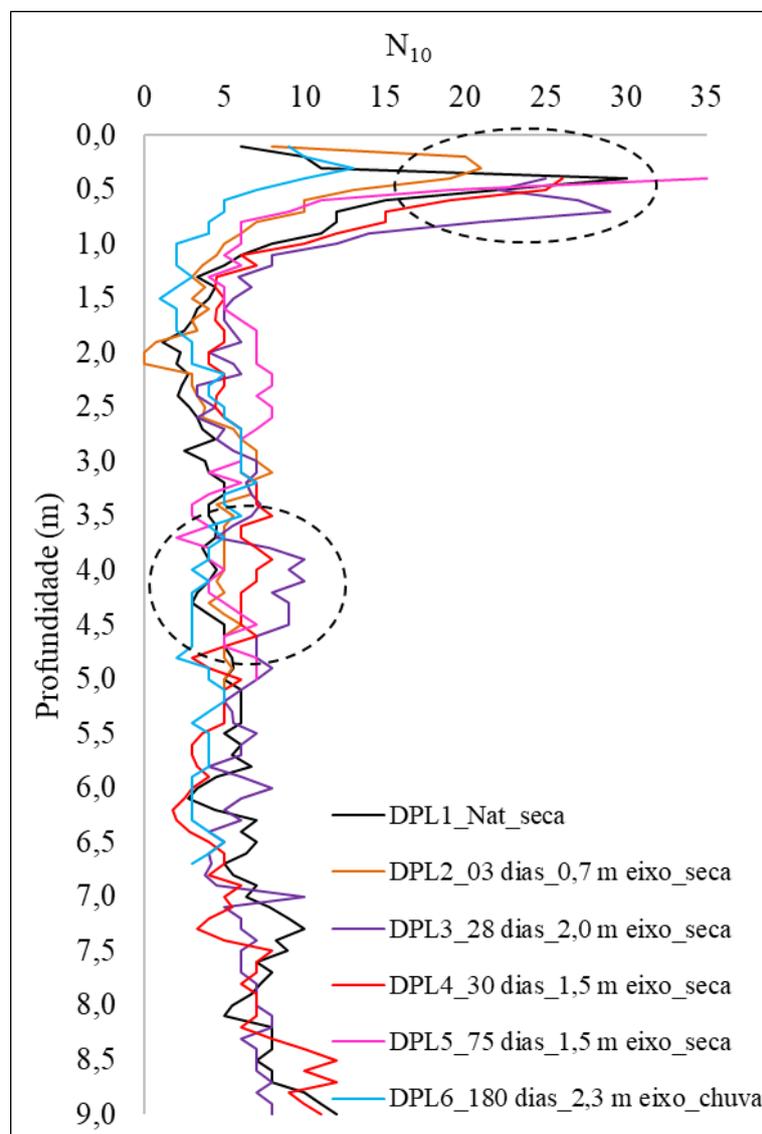


Figura 4.54: Resultados dos ensaios de DPL.

De forma geral os valores são semelhantes em todo o perfil do solo. Os resultados indicam pouca influência na resistência do solo no entorno das estacas DMM. Os valores de N_{DPL} variam de forma geral entre 4 e 8 golpes.

No entanto, em duas profundidades distintas os valores requerem atenção: no pico aos 50 cm de profundidade e logo após a cota final da estaca entre 3,5 e 4,5 m.

O pico aos 50 cm trata de uma camada de aterro existente no terreno. Logo abaixo da cota de assentamento da estaca, entre 3,5 e 4,5 m, surge um incremento do número de golpes dos ensaios DPL. A hipótese mais provável para tal fato deve-se ao processo de execução.

No processo de execução após perfurar até a cota pré-determinada de 3,5 m de profundidade, iniciou-se o processo de subida do trado. No entanto, existiu um tempo de manobra da perfuratriz, o qual é necessário para iniciar o processo de subida. Durante esse tempo a calda remanescente, quando existente, é injetada na ponta da estaca inferindo um volume maior se comparado com o restante do fuste da estaca, podendo formar uma espécie de bulbo na ponta. Para inspecionar a ponta, seria necessário escavar o entorno de uma estaca e exumá-la por inteiro. Este processo, no entanto, não pôde ser realizado durante a pesquisa.

Embora, aparentemente esperava-se esse incremento de resistência aos 3,5 m, ao analisar os valores do DPL6, executado no período de chuva e do DPL3, executado no período de seca, ambos a aproximadamente 2 metros de distância do eixo das estacas DMM, o fato não foi observado. Na Figura 4.55 é possível verificar de forma mais detalhada.

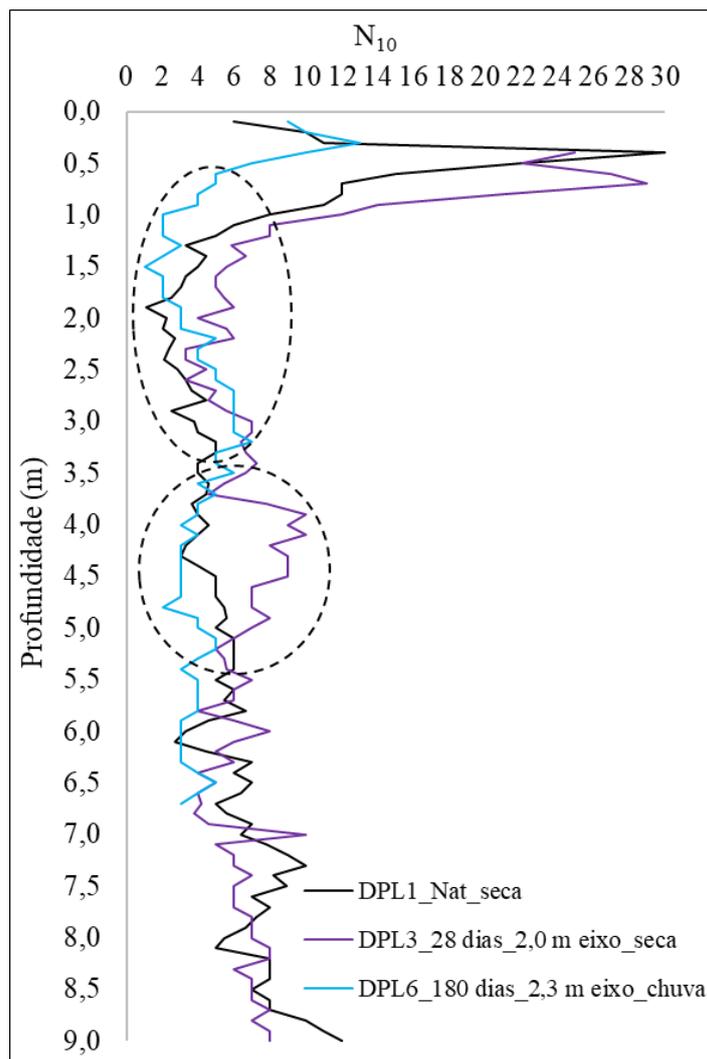


Figura 4.55: Comparação dos resultados do DPL1 (terreno) com o DPL3 (seca) e o DPL6 (chuva).

Pelo contrário, aos 3,5 m os valores são muito próximos ao DPL do solo natural. Não foi possível garantir que o pequeno aumento nos valores de N_{DPL} entre 2 e 3,5 m fosse exclusivamente oriundo da execução das estacas DMM.

Logo abaixo da cota de 3,5 m até os 5 m, observa-se uma diferença significativa de valores entre o DPL executado no período da seca e o DPL executado no período da chuva. Esta variação em torno de $N_{DPL} = 4$, pode estar atribuído a mudança no teor de umidade e consequentemente na sucção do solo.

Os resultados dos ensaios ao longo da profundidade da estaca DMM pode ser consequência da reação química do cimento com o solo de contorno, apesar dos ensaios de pH não indicarem tal variação, como será discutido no subcapítulo 4.3.4. Outra possibilidade pode ocorrer em função do confinamento do material, o qual sofreria um rearranjo, com redução do

índice de vazios. A redução também poderia ser consequência da migração de finos ou por uma espécie de compactação lateral, bem como, as variações no perfil do solo, da sucção ou mesmo no processo executivo podem estar contribuindo nos resultados.

Observou-se tais diferenças nos resultados do DPL em função do fato que o ensaio apresenta medidas a cada 10 cm. As características geométricas e de energia favorecem um resultado mais minucioso, especialmente se comparado com o equipamento de SPT.

4.3.4 POTENCIAL HIDROGENIÔNICO - pH - APÓS EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Investigou-se os valores de pH em alguns pontos próximo às estacas executadas e um ponto no centro da estaca E8. A nomenclatura adotada informa a distância em relação a face externa da estaca. Assim, pH50, significa que o perfil analisado está a 50 cm da face externa da estaca.

Os resultados desses ensaios estão plotados na Figura 4.56. Plota-se de forma paralela o teor de umidade das amostras analisadas nos ensaios de pH. Coletou-se essas amostras no mês de novembro de 2019, seis meses após execução das estacas e durante o período chuvoso.

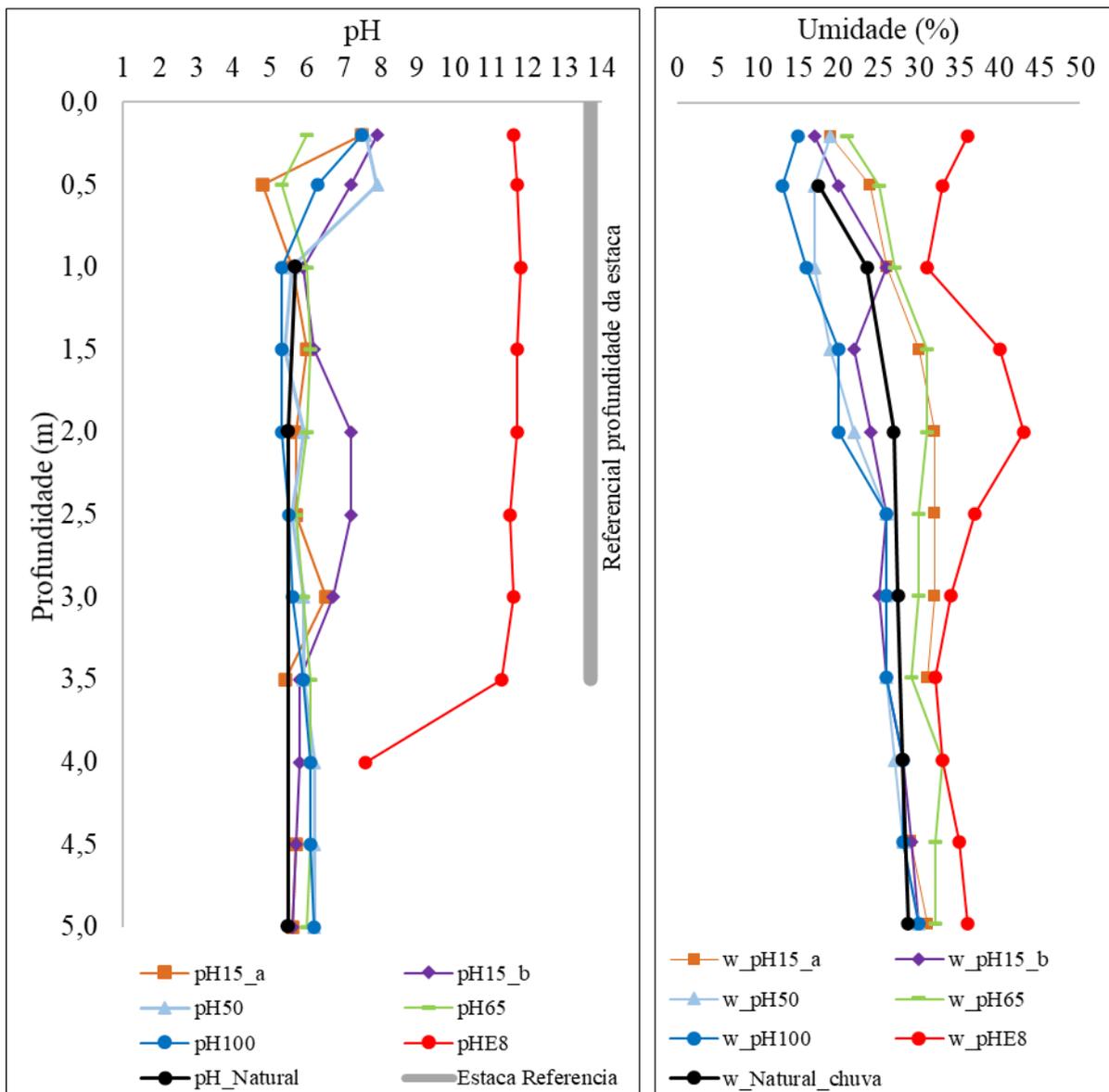


Figura 4.56: Perfil com os resultados dos ensaios de pH e perfil do teor de umidade.

O valor do pH médio do solo medido em 5,6 passou para próximo de 12,0 no centro da estaca E8. Assim como, a profundidade da ponta estaca ficou bem definida em função do decréscimo imediato de pH.

Quanto aos valores de pH na região circundante das estacas, apesar de que não foi verificado incremento de pH é valido ressaltar que o pH influencia a estabilidade química do solo e a taxa de reação entre o cimento e os componentes do solo. Um solo com pH muito ácido ou muito alcalino pode afetar negativamente a resistência e durabilidade da estaca de solo cimento. Portanto, é importante realizar estudos do pH do solo para determinar sua adequação para a construção de estacas de solo com adição de cimento. Isso pode ser feito por meio de análises laboratoriais ou consultando especialistas em engenharia geotécnica, que poderão

avaliar as características do solo e recomendar as medidas apropriadas para obter estacas de solo adicionadas de cimento com desempenho adequado.

Se o solo for laterítico, a relevância do estudo do pH do solo aumenta ainda mais para o dimensionamento de estacas de solo e cimento. Os solos lateríticos são caracterizados por apresentarem altos teores de óxidos de ferro e alumínio, além de uma estrutura granular distintiva. Portanto, a acidez do solo laterítico pode afetar significativamente a reatividade do cimento utilizado nas estacas de solo cimento. O cimento Portland, que é comumente utilizado na produção de estacas de solo cimento, é menos reativo em solos ácidos. Isso pode levar a uma menor resistência à compressão e capacidade de carga da estaca, comprometendo sua estabilidade e desempenho estrutural.

Ao estudar o pH do solo laterítico, é possível avaliar a sua acidez e determinar se medidas corretivas são necessárias. Em alguns casos, pode ser necessário realizar tratamentos químicos no solo para neutralizar a acidez antes da execução das estacas de solo cimento. Esses tratamentos visam melhorar a reatividade do cimento e garantir o desempenho adequado das estacas.

Ao comparar os valores das medias de pH distantes das estacas e do solo sem interferência das estacas, verifica-se que são medidas muito próximas. Todavia, no primeiro meio metro de profundidade houve medidas de pH superiores às medidas no restante do perfil do solo. Esse fato deve-se provavelmente ao depósito de material (solo + calda de cimento) em excesso na cabeça das estacas.

Verificou-se a presença de caulinita nas amostras analisadas pelo DRX e apesar desse mineral apresentar baixa capacidade tampão conforme relatam Camapum de Carvalho et al. (2015) não se observou mudança do pH do solo no entorno das estacas.

Entretanto, essa hipótese não está excluída visto que outros ensaios não realizados nessa pesquisa como: difração de raio x, microscopia eletrônica, dentre outros, poderiam esclarecer melhor se realmente não houve migração de cimento ao solo do entorno da estaca.

Portanto, para solos lateríticos, o estudo do pH do solo é ainda mais relevante, pois permite tomar as medidas necessárias para garantir a eficácia e a durabilidade das estacas de solo cimento. Além do que, o pH pode indicar a presença de matéria orgânica. A presença de matéria orgânica compromete as reações químicas do cimento.

4.3.5 PROVAS DE CARGA NAS ESTACAS

Executaram-se quatro provas de cargas. Apresenta-se os resultados obtidos nas três últimas. Os resultados da primeira prova de carga em função do deslocamento do sistema de reação foram desprezados.

Ressalta-se a integridade do topo das estacas DMM após execução das provas de carga. Na Figura 4.57 (a), observa-se que o elemento de fundação não apresenta fissuras, está íntegro. O deslocamento lateral do solo é visível. Figura 4.57 (b), nota-se que parte do material lateral desprende da estaca, no entanto, não houve fissuras ou comprometimento na parte central.



Figura 4.57: Topo da estaca E11 após execução das provas de carga: (a) topo da estaca após a execução da prova de carga em 2019; (b) topo da estaca após a execução da prova de carga em 2020.

Apresenta-se, inicialmente os resultados das provas de carga segundo o critério de 5 mm de deslocamento para definição da carga de ruptura (P_{rup}). Na Figura 4.58 retrata-se os resultados das duas provas de cargas na estaca E11, executada com 2 ciclos de mistura. Os resultados são semelhantes até o deslocamento de 5 mm. A prova de carga de 2020 apresentou o dobro de deslocamento total em relação a prova de carga de 2019, ou seja, 15,5 mm. Essa situação pode ter ocorrido pelo fato da prova de carga 2019 ter sido realizada após 45 dias da primeira tentativa frustrada pelo sistema de reação.

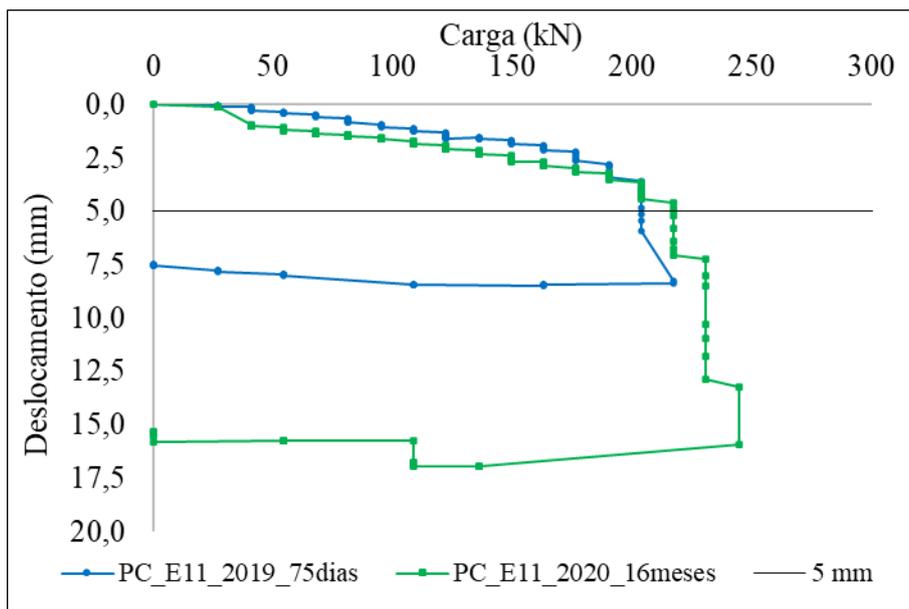


Figura 4.58: Resultado das provas de cargas executadas na E11 em 2019 e 2020.

Considerando a condição de 5 mm de deslocamento a prova de carga de 2019 na estaca E11 atingiu $P_{rup} = 203,7$ kN e a prova de carga em 2020 na mesma estaca $P_{rup} = 217,2$ kN, um incremento de 6%.

Tendo em conta que, o resultado da prova de carga na estaca E11 em 2020 não sofreu interferências das provas de cargas anteriores, compara-se esse resultado com o resultado da prova de carga executada na estaca E13, executada com um ciclo de mistura e mostrado na Figura 4.59. O que diferencia as duas estacas são o número de ciclos executivos e tempo entre a execução e a realização da prova de carga. A estaca E11 com 2 ciclos e com 16 meses de execução; a estaca E13 com um ciclo e 75 dias de execução. Portanto, há um intervalo de aproximadamente 1 ano entre a execução de cada uma delas.

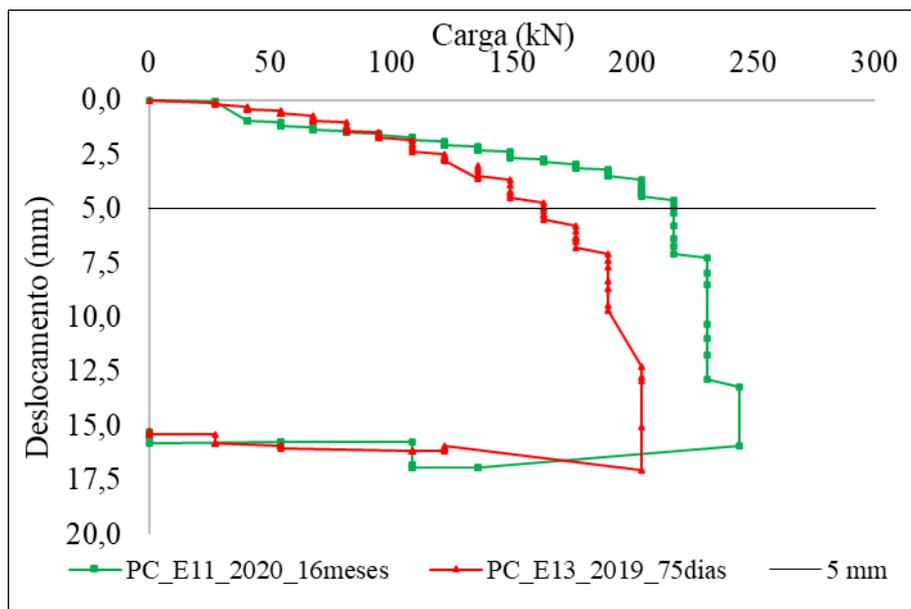


Figura 4.59: Resultado das provas de carga das estacas E11 (2 ciclos-2020) e E13 (1 ciclo-2019).

Constata-se que em termos de deslocamento finais os valores são muito próximos. A estaca E11 com 15,8 mm e a E13 com 15,4 mm. Entretanto, há uma diferença de resistência. Enquanto à estaca E11 suportou a carga de ruptura de 217,2 kN, à estaca E13 resultou em uma carga de 162,9 kN. Analisados sob o parâmetro de 5 mm de deslocamento, a diferença foi de 25%

Se admitido que o incremento de carga observado nas duas provas de carga da estaca E11 com intervalo de 1 ano entre elas, de 6%, foi temporal. Admitindo que esse mesmo incremento possa ser atribuído para a E13, a $P_{rup} = 162,9$ passaria para 172,7 kN após um ano. Se tal condição fosse assumida como verdadeira, ainda assim, o valor de 172,7 kN é 20% inferior ao resultado obtido na estaca E11.

Considerando que a ruptura ocorreu no solo de entorno da estaca DMM, alguns fatores podem ter contribuído para essas diferenças: a variabilidade do solo, heterogeneidades na distribuição de sucção, diferenças nas condições de confinamento lateral e diferenças durante a execução. Esses fatores podem levar a respostas diferentes das estacas durante as provas de carga, resultando em variações na capacidade de carga observada.

A execução do segundo ciclo, melhorou a homogeneização do material, ou seja, a favoreceu a qualidade da mistura final. A calda de cimento incorporou-se melhor no solo e evitou que no corpo da estaca houvesse volumes de solo natural sem misturar-se com a calda de cimento.

Esse fato também pode ter contribuído com o melhor resultado da prova de carga na estaca E11.

A realização e interpretação de outras provas de carga realizadas nas mesmas condições, poderão contribuir para uma avaliação mais precisa e confiável quanto a necessidade ou não da execução das estacas DMM com dois ciclos.

Adicionou-se a linha referente a D/30, conforme estabelece o critério da (ABNT, 2022a). Ao adotar tal critério verifica-se que a constante D/30 é muito superior aos valores de deslocamento encontrado durante as três provas de carga. Dessa forma, o critério da norma brasileira não apresentou resultado satisfatório para essa pesquisa.

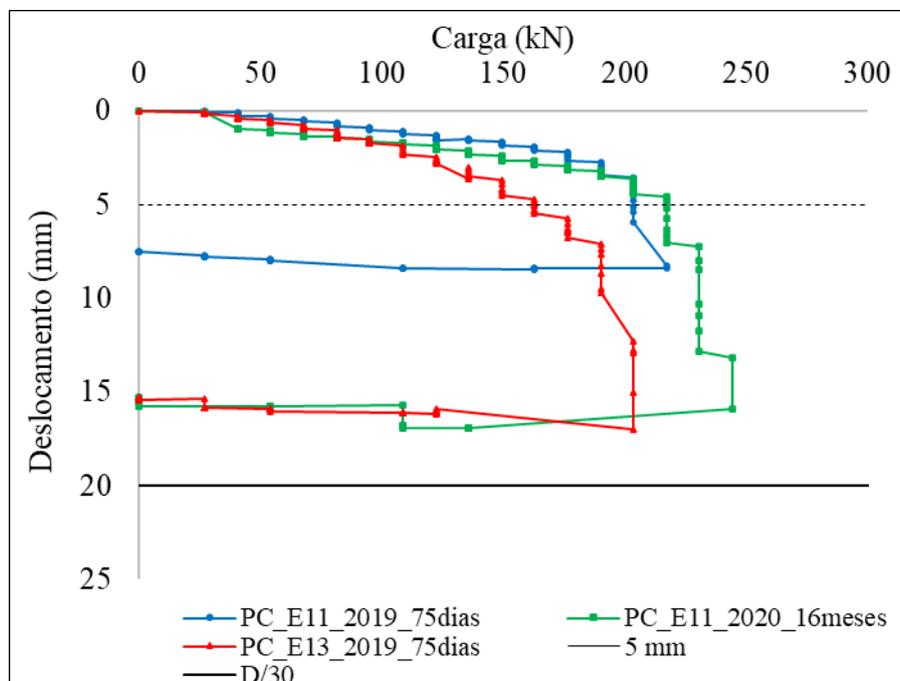


Figura 4.60: Resultado das três provas de cargas executadas nas estacas DMM.

Analisaram-se os resultados segundo o critério de Van Der Veen (1953). Obteve-se a carga de ruptura com melhor ajuste a curva de cada prova de carga. Os resultados das curvas de ajuste podem ser vistos nas Figura 4.61, Figura 4.62, Figura 4.63.

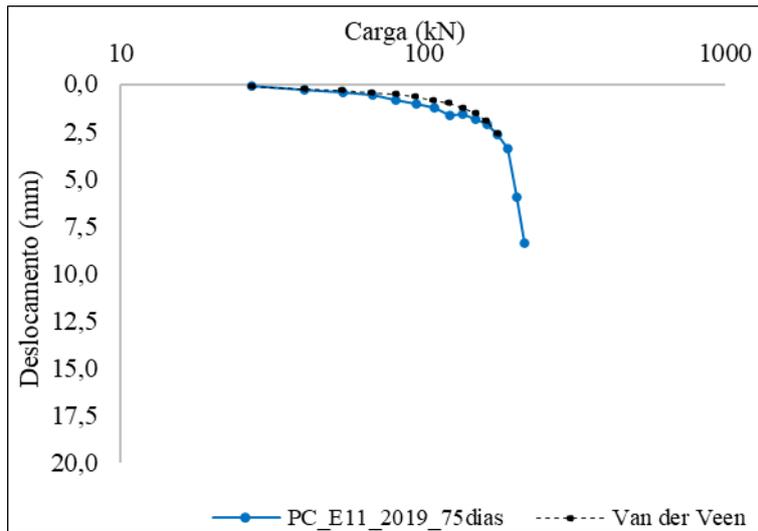


Figura 4.61: Carga de ruptura, da PC_E11_2019, utilizando o critério de Van Der Veen (1953).

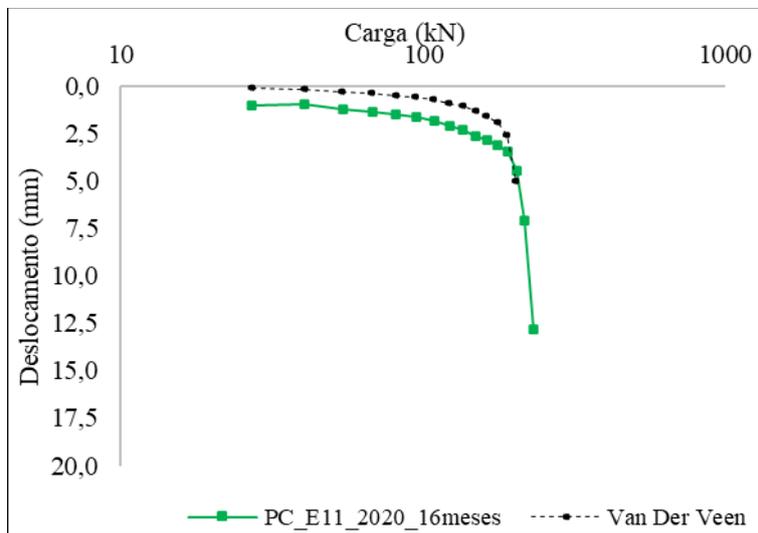


Figura 4.62: Carga de ruptura, da PC_E11_2020, utilizando o critério de Van Der Veen (1953).

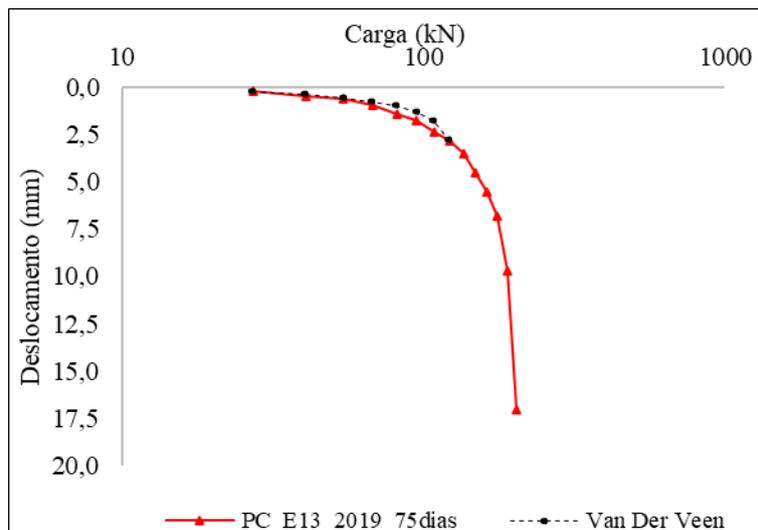


Figura 4.63: Carga de ruptura, da PC_E13_2019, utilizando o critério de Van Der Veen (1953).

Na Tabela 4.33, apresentam-se os valores da P_{rup} e os deslocamentos para o critério de Van Der Veen (1953) e para o critério de 5 mm.

Tabela 4.33: Resultados das cargas de ruptura das três provas de carga nas estacas, pelos critérios de 5 mm de deslocamento e de Van Der Veen (1953).

Critérios	Carga de ruptura (kN)		
	PC_E11_2019	PC_E11_2020	PC_E13_2019
5 mm	203,7	217,2	162,9
Van Der Veen (1953)	207,0	232,0	200,0
Deslocamento Van Der Veen (1953) - (mm)	5,93 a 8,40	> 12,85	9,67 a 17,01

Observa-se que os valores são superiores aos encontrados quando a carga de ruptura é definida ao atingir 5 mm de deslocamento. Contudo, mesmo que o critério de Van Der Veen (1953) estime maiores valores para carga de ruptura, a maior diferença foi de 40 kN. Tal diferença em termos de carga nas estruturas de engenharia pode ser entendida como pequena.

Ao admitir que o material da estaca possui a tensão média de trabalho (σ_{50}) de 500 kPa (120 kg/m³), a carga de trabalho que o material da estaca suportaria é de 140 kN, o que implicaria na carga de ruptura do material de 280 kN, se o coeficiente de segurança for de 2.

Conforme observado nas provas de carga, o solo do entorno da estaca rompe primeiro. As provas de carga atingiram a ruptura com cargas próxima a 200 kN. Tal fato demonstra que o elemento solo rompe antes que o elemento de fundação fosse solicitado como um todo.

Observa-se que a relação entre o deslocamento e o diâmetro da estaca é pequeno. Ao consideramos o critério de 5 mm, o valor corresponde a 0,8 % do diâmetro da estaca. Essa baixa relação infere a condição de que a estaca está sendo resistida pelo atrito lateral, ou seja, a trata de uma estaca classificada como flutuante.

A capacidade de carga por atrito é um fator importante a ser considerado ao dimensionar estacas flutuantes. Essa capacidade é desenvolvida por meio do atrito lateral entre a estaca e o solo ao seu redor. Se o terreno apresentar características favoráveis, como solos coesivos ou arenosos com boa resistência ao cisalhamento, à estaca pode obter uma capacidade de carga significativa apenas pelo atrito.

Sabe-se que em algumas situações, a capacidade de carga por atrito pode ser suficiente para sustentar a estrutura, mesmo que o terreno rompa superficialmente. Isso ocorre quando a estaca é capaz de transferir a carga para camadas mais resistentes ou profundas do solo, mantendo a estabilidade global.

Também é importante considerar que o rompimento superficial do terreno pode afetar a estabilidade e a durabilidade da estaca flutuante a longo prazo. A ocorrência de rompimentos ou instabilidades pode resultar em assentamentos diferenciais ou deformações excessivas, prejudicando a estrutura e sua capacidade de carga ao longo do tempo.

Para garantir uma estaca flutuante confiável, é recomendável avaliar cuidadosamente as características do terreno e a capacidade de carga por atrito esperada. Além disso, considerar a segurança e o desempenho a longo prazo é fundamental.

De forma singular, comparou-se os resultados obtidos com o valor de uma prova de carga em estaca escavada convencional. Comparou-se os resultados apresentados com uma prova de carga relatada por (Ribeiro Júnior & Barbosa e Dalla Rosa, 2013), na cidade de Primavera do Leste, MT, num terreno com solo de características semelhantes ao da área experimental. Trata de uma estaca executada escavada mecanicamente e preenchida com concreto de $f_{ck} = 20$ MPa, com diâmetro de 0,4 m e 7,70 m de profundidade. Conforme os autores, essa estaca resultou na $P_{rup} = 305$ kN e 14 mm de deslocamento. O resultado gráfico do relatório da prova de carga encontra-se no Anexo IV.

As estacas apresentam características físicas e executivas distintas. Entretanto, é possível observar que as estacas executadas por essa pesquisa, no sistema DMM em solos lateríticos, suportam cargas e apresentam deslocamentos compatíveis às fundações tradicionais. Provavelmente, a estaca de concreto também esteja trabalhando como estaca flutuante. O comportamento das estacas dependeu mais das propriedades do solo circundante, do que do material da própria estaca.

Ressalta-se que todos os resultados tratam de estaca isolada. Se adotarmos a proposta de (Han, 2015), o qual indica que a relação de substituição deve ser inferior a 50%. As estacas com diâmetro de 0,6 m, devem estar contidas em uma área de entrono de 0,56 m². Essa área representa um quadrado de 0,75 m de lado, o que implica na distância de 0,75 m entre eixos das estacas, ou seja, 1,25 vezes o diâmetro, conforme Figura 4.64. Tal configuração é inferior a distância mínima comumente utilizada nos projetos de fundações em estacas.

5 CONCLUSÕES DA PESQUISA

A aplicação do método DMM em solos lateríticos é desafiadora, visto que esses solos têm uma composição química com altos teores de ferro e alumínio, alta porosidade e normalmente estão na zona não saturada. Contudo, encerra-se esta etapa da pesquisa, manifestando que, uma vez avaliada as características geotécnicas do solo e realizado um estudo criterioso da dosagem da mistura, é possível obter um material adequado para as estacas construídas em solos lateríticos pelo método DMM e um bom desempenho desse elemento de fundação.

Dessa forma, avaliar o método mistura profunda – DMM aplicado na execução de estacas em solo laterítico não saturado; definir a dosagem da mistura em laboratório e o processo de homogeneização da mistura com o solo laterítico em campo; analisar a capacidade de carga e o recalque da estaca, executada no método DMM; e verificar a rigidez do solo antes e depois da execução das estacas DMM com auxílio do DPL (*Dynamic Probing Light*), são importantes respostas esperadas nessa pesquisa, as quais estão descritas:

1. Para a dosagem da mistura e o processo de homogeneização da mistura, faz-se necessária a classificação geotécnica completa, inclusive com o perfil do teor de umidade. Para tal, pode-se utilizar as amostras coletadas durante o ensaio da sondagem SPT.
2. A junção das sondagens do tipo DPL e SPT configuram uma alternativa satisfatória para uma melhor caracterização do perfil do solo. Soma-se a sensibilidade e a acurácia dos valores da sondagem DPL às amostras e aos valores da sondagem SPT.
3. A dosagem inicial de cimento em solos lateríticos para execução de estacas no método DMM, pode ser assumida a partir da proposta da norma (SGF, 1997), dos métodos de Casanova et al. (1992), do normatizado DNIT (2019) e da proposta de Nakamura et al. (1980) apud Kitazume e Terashi (2013). Qualquer que seja o método adotado para a dosagem inicial, ele deve ser submetido ao ensaio de RCS e à verificada de σ e do E;
4. A quantidade de água a ser adicionada na calda e pode ser calculada pela diferença do teor de umidade do solo em campo e do limite de liquidez do solo. Nesta pesquisa a relação a/c foi de 2,5. Recomenda-se realizar o ensaio de LL pelo método do cone. Demonstrou-se que o método do cone é o mais adequado, principalmente, devido à possibilidade de executar o ensaio em menos de 30 min, evitando a interferência do processo de pega do cimento;
5. Recomenda-se que o processo de perfuração com a injeção da calda e o processo de retirada do trado, seja, no mínimo, o tempo de homogeneização necessário observado durante

a execução do ensaio de limite de liquidez da mistura proposta. Esse tempo deve estar compreendido entre 15 e 30 min.

6. Os valores σ do material encontrados nessa pesquisa são satisfatórios. A média de σ_{50} seguiu uma tendência de crescimento ao longo do tempo, atingindo 500 kPa. Os valores do módulo de deformação (E) também indicaram pouca variação após o período de 28 dias de cura, alcançando 25 MPa com deformação máxima de 2,5%.

7. Constatou-se que a estaca DMM no solo laterítico apresenta capacidade de carga como elemento de fundação isolado. A carga de ruptura média foi 200 kN com deslocamento de 5 mm. A ruptura ocorreu no solo do entorno da estaca. O atrito lateral foi parcialmente solicitado. A estaca DMM apresentou comportamento de estaca flutuante. Recomenda-se realizar os ensaios de prova de carga estática de forma preliminar, conforme orienta a norma NBR 6122 (ABNT, 2022a).

8. O ensaio do DPL mostrou-se mais sensível às variações de resistência, todavia, não houve clareza quanto ao aumento da rigidez no solo entre ou no entorno das estacas DMM pelas medidas do DPL.

6 SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISA

Sendo esse um trabalho inaugural, as sugestões para pesquisas futuras são diversas e não se restringem, nem se esgotam, como disse Ralph Brazelton Peck, *apud* Velloso e Lopes (2010):

“Because nature is infinitely variable, the geological aspects of our profession assure us that there will never be two jobs exactly alike. Hence, we need never fear that our profession will become routine or dull. If it should, we can rest assured that we would not be practicing it properly”

Elenca-se algumas sugestões:

1. Analisar a σ de outras dosagens de cimento Portland, inclusive os resultados obtidos pela metodologia de Casanova et al. (1992) no intuito de atingir 2,1 MPa, critério estabelecido pelo método;
2. Verificar a σ por meio de ensaios RCS, a partir da estimativa de cimento pelo pH do solo, conforme proposta Nakamura et al. (1980) *apud* Kitazume e Terashi (2013);
3. Averiguar os valores da σ da mistura de solo laterítico-cimento, com dosagem e preparação idênticos, variando o processo de cura: úmida e submersa;
4. Utilizar nos ensaios de RCS um número maior de corpos de prova e assim proceder uma análise estatística mais acurada;
5. Analisar as características da mistura com outros tipos de cimento Portland: CP II F 32, CPII Z 32, CP V dentre outros;
6. Caracterizar a mistura para os solos saprolíticos, adicionados de cimento e/ou cal;
7. Elaborar a curva de retenção de água do solo pela técnica do papel filtro ou por outra técnica;
8. Analisar preferencialmente em 3D, o dimensionamento da estaca DMM de forma isolada, em grupo e como volume de solo melhorado;
9. Verificar as possíveis correlações entre os resultados dos ensaios de DPL e SPT para serem aplicadas no dimensionamento das estacas DMM;
10. Estudar economicamente a implantação das estacas DMM e compará-las com as fundações comercialmente divulgadas e utilizadas na mesma situação;
11. Verificar se há alteração de resistência por processo de deterioração da superfície lateral e no interior da estaca, quando está sujeita a diferentes condições de exposição

como: aumento do lençol freático, percolação da água contaminada por agrotóxicos, dentre outros;

12. Analisar em laboratório, em escala reduzida, as alterações (deterioração) ao longo da profundidade da estaca considerando o tempo de execução, sob condições de teor de umidade e temperatura controladas;
13. Verificar o aumento de rigidez do solo em relação ao espaçamento de implantação das estacas: 1,25 – 2,0 – 2,5 – 3,0 e 4,0 vezes o diâmetro da estaca em modelo reduzido no laboratório;
14. Aprofundar a análise dos dados mineralógicos e verificar se há interferência na estrutura do solo e no lençol freático pelos contaminantes advindos dos agrotóxicos;
15. Avaliar a capacidade de carga em estacas DMM instrumentalizadas com o intuito de aferir os esforços absorvidos pelo fuste, atrito lateral e pela resistência de ponta;
16. Analisar o efeito de arrasar os primeiros 0,5 m de estaca e utilizar esse material como camada de aterro compactado sobre as estacas DMM;
17. Verificar a qualidade da estaca DMM por meio de sondagens rotativas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABCP. (2004) *Dosagem das misturas de solo-cimento. Normas de dosagem e métodos de ensaios* (No. ET-35). São Paulo.
- ABGE. (2015) *Ensaio de permeabilidade em solos-Orientações para sua execução no campo*. (J. L. AZEVEDO, A. A. & ALBUQUERQUE FILHO, Ed). ABGE-Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo.
- ABNT. (1984) *NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação*.
- ABNT. (2001) *NBR 6484: Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio*. ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). Obtido de <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=456086>
- ABNT. (2006) *NBR 12131: Estacas — Prova de carga estática — Método de ensaio*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Obtido de <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=2322>
- ABNT. (2012) *NBR 12025: Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT. (2016a) *NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT. (2016b) *NBR 7185: Solo-Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT. (2016c) *NBR 7181: Solo — Análise granulométrica. Versão corrigida 2:2018*. ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). Obtido de <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=398421>
- ABNT. (2016d) *NBR 7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade*. ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). Obtido de <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=353589>
- ABNT. (2016e) *NBR 5738: Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

- ABNT. (2017) *NBR 6459: Solo — Determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT. (2019) *NBR 6489: Solo — Prova de carga estática em fundação direta*.
- ABNT. (2020) *NBR 16903: Solo — Prova de carga estática em fundação profunda*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Obtido de <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=454666>
- ABNT. (2022a) *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). Obtido de <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=426719>
- ABNT. (2022b) *NBR 6502: Solos e rochas — Terminologia*.
- Åhnberg, H., e Andersson, M. (2015) Laboratory testing of stabilised Swedish soils prepared with different moulding techniques. *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing, Deep Foundations Institute, San Francisco, USA*, 603–610. Obtido de <http://swedgeo.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2%3A1360408&dswid=4457>
- Albuquerque, E. A. C., Borges, L. P. D. F., Cavalcante, A. L. B., e Machado, S. L. (2022) Prediction of soil water retention curve based on physical characterization parameters using machine learning., *45*(3), 1–13. doi:10.28927/SR.2022.000222
- Arya, L. M., e Paris, J. F. (1981) A Physicoempirical Model to Predict the Soil Moisture Characteristic from Particle-Size Distribution and Bulk Density Data. *Soil Science Society of America Journal*, 1023–1030.
- ASTM International. (2006) *D2487-06e1: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM International, West Conshohocken, PA. doi:10.1520/D2487-06E01
- ASTM International. (2009) *D6951-03: Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*. doi:10.1520/D6951-03
- Ávila, S. P., e Conciani, W. (2005) Primeiras experiências com cone dinâmico em Mato Grosso. *I Seminário Mato-Grossense de Habitação de Interesse Social*, 639–645.

- Ávila, S. P., e Conciani, W. (2006) Previsão de capacidade de carga de solos através de correlação de dados obtidos com o Cone Dinâmico (DPL). *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*.
- Azevedo, J. A. de, e Silva, E. M. da. (1999) *Tensiômetro: dispositivo prático para controle da irrigação*. Planaltina.
- Azevedo, J. A. de, Silva, E. M. da, Resende, M., e Guerra, A. F. (1983) *Aspectos sobre o manejo da irrigação por aspersão para o cerrado*. Brasília.
- Baker, S., Liedberg, N. S. D., e Salfors, G. (1997) International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)*, 1667–1672. doi:10.1007/978-3-319-73568-9_174
- Barden, L., McGown, A., e Collins, K. (1973) The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, 7(1), 49–60. doi:https://doi.org/10.1016/0013-7952(73)90006-9
- Bellato, D., Marzano, I. P., e Simonini, P. (2020) Microstructural Analyses of a Stabilized Sand by a Deep-Mixing Method., *146(Dmm)*, 1–10. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002254
- Bruce, M. E. C., Berg, R. R., Collin, J. G., Filz, G. M., Terashi, M., e Yang, D. S. (2013) Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation. *Deep mixig of embankment and foundation support*, 228.
- BS. (1990) *1377-7: Methods of test for soils for civil engineering purposes Shear strength tests*. BSI - British Standards Institution. Obtido de <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=199781>
- BS. (2005) *EN 14679: Execution of special geotechnical works - Deep mixing*.
- Camapum de Carvalho, J. (2007) Relato sessão 2: Solos expansivos e colapsíveis. *VI Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados* (p. 641–655). Salvador, BH.
- Camapum de Carvalho, J., Barbosa, M. C., Gondim Mendonça, R. M., Farias, W. M., e Cardoso, F. B. da F. (2015) Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. J. Camapum de Carvalho, G. de F. N. Gitirana Junior, S. L.

- Machado, M. M. dos A. Mascarenha, & F. C. da Silva Filho (Eds), *Solos não saturados no contexto geotécnico* (p. 39–78). ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica), São Paulo.
- Camapum de Carvalho, J., Cortopassi, R. S., e Cortopassi Jr., R. (1990) Análise do comportamento do solo-cimento-plástico para uso em fundações. ABMS-Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Ed), *IX COBRAMSEG* (p. 403–408).
- Campos, I. C. de O., Guimarães, E. M., e Camapum de Carvalho, J. (2008) Busca de entendimento da curva característica de materiais expansivos. *COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica), Búzios - RJ.
- Cardoso, F. B. da F. (2002, fevereiro) Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro (Tese de doutorado). Universidade de Brasília, Brasília - DF.
- Carvalho, L. M. C. de, Monteiro, F. F., Matos, Y. M. P. de, Aguiar, M. F. P. de, e Oliveira, F. H. L. de. (2016) Proposta de Aplicação de Resultados de Sondagens com Martelo Leve (DPL) em Projetos de Fundações para Pequenas Cargas., (October), 7.
- Casanova, F. J., Cerati, J. A. P., e Rodrigues, M. da G. M. (1992) Procedimento para dosagem físico-química do solo-cimento. ABR – Associação Brasileira de Pavimentação (Ed), *26^a. Reunião Anual de Pavimentação* (p. 82–86). ABR – Associação Brasileira de Pavimentação.
- Casanova, J. F. (1992) Fundamentos (Mecanismo) da dosagem físico-química do solo-ciemnto. ABR – Associação Brasileira de Pavimentação (Ed), *26^a. Reunião Anual de Pavimentação* (p. 87–110). ABR – Associação Brasileira de Pavimentação, Aracajú - SE.
- Cavalcante, A. L. B., e Zornberg, J. G. (2017) Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions. *International Journal of Geomechanics*, 17(7). doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000875
- Cintra, J. C. A., e Aoki, N. (2009) *Projeto de fundações em solos colapsíveis*. EESP USP - Projeto Reenge, São Carlos - SP.

Comil, S. e S. L. (2015) *Silos*. Cascavel - PR.

CONAB. (2023a) Acompanhamento da Safra Brasileira-Grãos, 4º Levantamento. *Acompanhamento da safra brasileira de grãos, Safra 2022/23 - Quarto levantamento, 10*, 1–83. Obtido de <https://www.conab.gov.br/info-agro/safras>

CONAB. (2023b) Portal Armazéns do Brasil - CONAB (Companhia Nacional de Abastecimento). Obtido de <https://app.powerbi.com/view?r=eyJrIjoiNDdkNDM4ZjctYzk0OS00NWVjLWFlYjktZWQ4Njg3MDEyMTg0IiwidCI6ImU2ZDkwZGYzLWYxOGItNGJkZC04MDhjLWFlNmQwZjY4YjgwOSJ9>

Conciani Nunes, R. (2016) *Estudo comparativo da mobilidade de contaminantes inorgânicos em solos laterítico e não laterítico* (Tese de doutorado). Universidade de Brasília - UNB, Brasília.

Conciani, W. (1997) *Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Conciani, W. (2016) *Possíveis melhoramentos no projeto e construção de silos* (Tese para candidatura à Classe de titular conforme prescrito na Lei 12772/2012, artigo 14.). Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Brasília.

Conciani, W., Burgos, P. C., e Bezerra, R. L. (2015) Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. J. Camapum de Carvalho, G. de F. N. Gitirana Junior, S. L. Machado, M. M. dos A. Mascarenha, & F. da S. Chagas (Eds), *Solos não saturados no contexto geotécnico* (p. 21–37). ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica), São Paulo.

Conciani, W., e Soares, M. M. (1995) A simple in situ test to measure soil colla. *X PCSMFE-Gualajara, 1*, 90–101.

Correia, A. A. S. (2011) *Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego* (Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia e Fundações). Universidade de Coimbra, Coimbra - Portugal.

- Costa, M. B. A. da, e Cavalcante, A. L. B. (2021) Bimodal Soil–Water Retention Curve and k -Function Model Using Linear Superposition. *International Journal of Geomechanics*, 21(7). doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002083
- Cozzolino, V. M. N., e Nogami, J. S. (1993) Classificação Geotécnica MCT para solos tropicais. *Solos e Rochas*, 16, 77–91.
- Cruz, J. C., Magalhães, P. C., Pereira Filho, I. A., e Moreira, J. A. A. (2011) Milho : o produtor pergunta, a Embrapa responde. *EMBRAPA-EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA* . Embrapa Informação Tecnológica e Embrapa Milho e Sorgo, Brasília- DF.
- CZM Foundation Equipment. (2019) MC150. http://czm.com.br/wp-content/uploads/2019/06/MC150_raiz_catalogo_28.pdf. Contagem, Brasil. Obtido de http://czm.com.br/wp-content/uploads/2019/06/MC150_raiz_catalogo_28.pdf
- Dalla Rosa Barbosa, F. M. (2002) *Monitoramento de recalque de um edifício construído sobre solo colapsível* (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal de Campina Grande - UIFCG, Campina Grande - PB.
- Dalla Rosa Barbosa, F. M., e Conciani, W. (2000) Estudo de caso de um pequeno edifício com fundações em solos colapsíveis. ABEF - Assoc. Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia (Ed), *SEFE IV (IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia)* (p. 202–209). São Paulo.
- Dalla Rosa Barbosa, F. M., Mantovani Pereira, R. E. G. C., Souza, N. M. de, Cavalcante, A. L. B., e Conciani, W. (2019) COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE LIMITE DE LIQUIDEZ EM SOLO LATERÍTICO OBTIDOS PELO MÉTODO DE CASAGRANDE E DO CONE DE PENETRAÇÃO. *Anais do XXXVII Congresso Brasileiro de Ciência do Solo*. Sociedade Brasileira de Ciência do Solo (SBCS), Cuiabá - MT.
- Das, B. M., e Sobhan, K. (2017) *Fundamentos de engenharia geotécnica*. Cengage Learning, São Paulo.
- Decourt, L. (1992) SPT in non classic materials. *US/Brazil Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils* (p. 65–100). Belo Horizonte.

- Décourt, Luciano. (2008) Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. ABEF (Ed), *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - SEFE VIII* (p. 117–131). ABEF/ABMS, São Paulo.
- Décourt, Luciano;, Albieiro, J. H. ;, e Cintra, J. C. A. (2019) Análise de Projeto de Fundações Profundas. F. C. C. N. ; O. C. S. C. A. W. R. ; A. P. J. ; H. W. N. S. Falconi (Ed), *Fundações - Teoria e Prática* (3^a., p. 263–413). Oficina de Textos, São Paulo.
- DNIT. (1994a) *DNER-ME 256. Solos compactados com equipamento miniatura-determinação da perda de massa por imersão*. DNIT-Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT. (1994b) *DNER-ME 258. Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT. (1994c) *DNER-ME 201: Solo-cimento - compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Obtido de https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dner_me_201_94-1.pdf
- DNIT. (1994d) *DNER-ME 202: Solo-cimento - moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Obtido de https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dner_me_202_94-2.pdf
- DNIT. (1994e) *DNER-ME 203: Solo-cimento - determinação da durabilidade através da perda de massa por molhagem e secagem*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Obtido de https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dner_me_203_94-1.pdf
- DNIT. (1994f) *DNER-ME 216: Solo-cimento - determinação da relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Obtido de https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dner_me_216_94-1.pdf

- DNIT. (1995) *DNER-ME 152/95: Agregado em estado solo - determinação da massa unitária*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT. (1996a) *DNER-ME 259. Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT. (1996b) *DNER-ME 274: Solo-cimento - determinação da absorção d'água*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Obtido de DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
- DNIT. (2019) *DNIT 414 - ME: Pavimentação – Solo-Cimento – Dosagem físico-química de solo-cimento – Método de ensaio*. DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- Embrapa. (2020) Mapa de solos do Brasil - Distribuição geográfica dos solos do Brasil, de acordo com Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS, 2006). Obtido de http://geoinfo.cnps.embrapa.br/layers/geonode%3Abrasil_solos_5m_20201104#more
- Falconi, F. (2019) Prova de carga estática em tubulão com utilização de estacas helicoidais metálicas como reação. ABEF; ABMS (Ed), *SEFE 9: 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*. São Paulo.
- Fernandes, M. de M. (2016) *Mecânica do solos: conceitos e princípios fundamentais*. (Oficina de Textos., Vol. 1). São Paulo.
- Figueiredo, L. C. de. (2016) *Medida de energia do DPL com instrumentação dinâmica*. Universidade Federal de Brasília (UnB).
- Fookes, P. C. (1997) *Tropical Residual Soils*. Geological Society Professional Handbooks, London.
- Forsberg, T., Machado, M., e Köhler, T. (2011) Soluções de melhoramento de solos moles com baixo custo para construção de rodovias. *Keller Engenharia Geotécnica Ltda*.
- Fortes, R. M., Merighi, J. V., e Zupplini Neto, A. (2002) Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais rita moura fortes. *2º Congresso Rodoviário Português* (p. 1–10). Lisboa.

- Futai, M. M. (2000) Comportamento Colapsível de Solos Tropicais Brasileiros. *VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto. Portugal.*, 193–203.
- GEOMAC. (2011) BOMBA PARA INJEÇÃO E CALDA DE CIMENTO OU ARGAMASSA GSA-90. *GEOMAC Fabricação de Máquinas*. Obtido de <http://geomac.com.br/bombas.htm>
- Gitirana Junior, G. de F. N., Marinho, F. A. M., e Soto, M. A. A. (2015) A curva de retenção de água de materiais porosos. *Solos não saturados no contexto geotécnico* (p. 205–256). ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica). , São Paulo.
- Gomes Pinto, H., e Conciani, W. (2007) Avaliação do melhoramento de um solo siltoso pelo emprego do Cone Dinâmico Leve – DPL. CEFET-MT & ABMS-NRCO (Eds), *III Seminário Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro Oeste* (p. 218–230). Cuiabá -MT.
- Grisolia, M., Leder, E., e Marzano, I. P. (2013) Standardization of the molding procedures for stabilized soil specimens as used for QC / QA in Deep Mixing application., 2481–2484.
- Gusmão Brindeiro, M. ;, Gusmão, A. D. ;, Brito Maia, G. de;, Souza, R. J. B. de;, e Farias, H. B. de. (2018) Melhoramento de Solo Colapsível com Técnica DSM (Deep Soil Mixing) em um Parque Eólico na Bahia. *XIX COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, III*, 1020–1029.
- Han, J. (2015) *Principles and practice of ground improvement*. (John Wiley & Sons.).
- Hanna, A., e Soliman, S. (2017) Experimental Investigation of Foundation on Collapsible Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(11), 04017085. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001750
- IBGE, e ANA. (2021) Mapa das divisões hidrográficas do Brasil 2021. *IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística & ANA - Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico*. Ministério da Economia - Brasil. Obtido de https://geofp.ibge.gov.br/informacoes_ambientais/estudos_ambientais/bacias_e_divisoes_hidrograficas_do_brasil/2021/Divisao_Hidrografica_Nacional_DHN250/mapas/mapa_das_divisoes_hidrograficas_do_brasil_2021.pdf

- INMET. (2020) -Instituto Nacional de Meteorologia - Estação Meteorológica de Observação de Superfície Automática A923. Obtido de <https://portal.inmet.gov.br/dadoshistoricos>
- ISSMFE, I. S. for S. M. and F. E. (1989) *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference Test Procedures.*
- Jacinto, E. C., Camapum de Carvalho, J., Cardoso, F. B. da F., Santos, R. M. M. dos, Guimarães, R. C., e Lima, M. C. G. (2006) Solos Tropicais e o Processo Erosivo. J. Camapum de Carvalho, M. M. Sales, N. Moreira de Sousa, & M. T. da S. Melo (Eds), *Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro Processos* (p. 93–156). FINATEC, Brasília.
- Jennings, J. E., e Knight, K. (1957) The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting., 316–319. Obtido de <https://www.issmge.org/publications/online-library>
- Kitazume, M., e Terashi, M. (2013) *The Deep Mixing Method.* (CRC Press/Balkema, Ed)*Springer Series in Geomechanics and Geoengineering* (1ª.). London, UK.
- Lacerda Filho, J. V. de, Abreu Filho, W., Valente, C. R., Oliveira, C. C. de, e Albuquerque, M. C. de. (2004) GEOLOGIA E RECURSOS MINERAIS DO ESTADO DE MATO GROSSO. CONVÊNIO CPRM/SICME-MT, Goiania.
- Larsson, S. (2005) State of Practice Report-Execution, monitoring and quality control. *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing—Best Practices and Recent Advances* (Vol. 2, p. 732–786). Obtido de https://www.geo-solutions.com/wp-content/uploads/2017/03/6_Deep_Mixing_Execution_Monitoring_and_Quality_Control.pdf Acesso em 18/11/2019.
- Lemos, M. A. da C., Guimarães, L. M., e Cavalcante, A. L. B. (2021) Experimental evaluation of the classical and alternative consolidation theories in predicting the volumetric change of contaminated and non-contaminated soil. *Soils and Rocks*, 44(4), 1–10. doi:10.28927/SR.2021.073721
- Lopes Neto, J. P., Nascimento, J. W. B. do, e Fank, M. Z. (2014) Forças verticais e de atrito em silos cilíndricos com fundo plano. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, 18(6), 652–657. doi:10.1590/s1415-43662014000600013

- Machado, M. C. de B. (2016) *Tratamento de solos argilosos moles por mistura de cimento em profundidade*. UFRJ/COPPE. Dissertação Mestrado – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil.
- MAPA. (2011) *Instrução Normativa 60/2011*.
- Marouelli, W. A. (2008) *Tensiômetros para o Controle de Irrigação em Hortaliças* (No. CT 57). Brasília.
- Miller, A. D. (2019) 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 9.
- Nápolis, P. M. M. (2010) Políticas públicas na bacia hidrográfica do Rio das Mortes Mato Grosso-Brasil: educação ambiental para vidas. *UFSCar*, 129. doi:10.1590/s0102-33061997000200026
- Nogami, J. S., e Vilibor, D. F. (1995) *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. (Editora Vilibor.). São Paulo.
- Ortigão, A., Falk, E., Felix, M., e Koehler, T. (2015) Deep Soil Mixing Trials At Porto Alegre Airport, Brazil. *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing, Deep Foundations Institute, San Francisco, USA*, 997–1004. Obtido de https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/64844751/2015_Ortigao_et_al_DFI_San_Francisco-with-cover-page-v2.pdf?Expires=1661013710&Signature=CARR0yNoOEooCxD59d-yO~2vSsJMQBgdijmHRbNoNOQ6zMtCInY6R78AqsbNgHqL0fgoM4eQHPbdoDvdb~2C0oH5mwKqpsHOeC4y4uv8icVzbAYW6srqOI8
- Pacheco, M. (2020, outubro 22) Considerações sobre construção em solos expansivos. *Geotecnia Brasil*.
- Reginatto, A. R., e Ferrero, J. C. (1973) Collapse potential of soils and water chemistry. *8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (p. 177–183). Moscow.
- Rezende, L. R. de. (2003) *Estudo de comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis*. UnB - Universidade de Brasília.

- Ribeiro Jr., I., e Futai, M. M. (2010) Estudo de caso de um melhoramento de solos colapsíveis com compactação. ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Ed), *COBRAMSEG 2010: Anais*. Gramado -RS.
- Ribeiro Júnior, I., e Barbosa e Dalla Rosa. (2013) *Análise de prova de carga*. Cuiabá.
- Romão, P. de A., e Souza, N. M. de. (2017) Aspectos geológicos e hidrogeológicos na deflagração e evolução da erosão hídrica em margens de reservatórios. M. M. Sales, J. Camapum de Carvalho, M. M. dos A. Mascarenha, M. Pereira da Luz, N. M. de Souza, & R. R. Angelim (Eds), *Erosão em Borda de Reservatório* (1^a., p. 153–159). Goiânia.
- Rondon, D. N., Dalla Rosa Barbosa, F. M., e Conciani, W. (2007) Uso de estacas de solo-cimento em fundações no chapadão de Mato Grosso. *III Seminário Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro Oeste* (p. 34–44). CEFET-MT; ABMS - NRCO, Cuiabá - MT.
- Rubright, R., e Bandimere, S. (2004) *Compaction grouting - Ground Improvement*. (M. P. Moseley & K. Kirsch, Eds) (2^a., Vol. Chapter 6).
- Sanches, S. I. D. P. (2012) *Reforço de solos moles de fundação de aterro em Deep Soil Mixing- Modelação de caso de estudo* (Dissertação em ambiente empresarial). Universidade do Porto - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto - Portugal. Obtido de <http://www.fe.up.pt>
- Santiago, I. M. (2021, novembro) *Inclusões rígidas para fundações de silos graneleiros* (Dissertação de Mestrado). Universidade de Brasília, Brasília - DF.
- Santiago, I. M., e Rebolledo, J. F. (2022) Reforço de fundações de silos graneleiros com inclusões rígidas. *ANAIS DO XX COBRAMSEG, 2022, Campinas. Anais eletrônicos...* . XX COBRAMSEG, Campinas - SP. Obtido de <<https://proceedings.science/cobramseg-2022/trabalhos/reforco-de-fundacoes-de-silos-graneleiros-com-inclusoes-rigidas?lang=pt-br>>
- Segantini, A. A. D. S. (2000) *Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira-SP* (Tese de doutorado). Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Campinas.

- SGF. (1997) *Report 4:95E - Lime and lime cement columns - Guide for Project Planning, Construction and Inspection*. SGF (Swedish Geotechnical Society). Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
- Silva, M. T. da. (1994) *Interação Solo-Estrutura de Fundação em Estacas de Solo-Cimento e Concreto* (Dissertação de Mestrado). Universidade de Brasília -DF, Brasília -DF.
- SINFRA. (2021) Malha Ferroviária. *Documentos SINFRA (Secretaria de Estado de Infraestrutura e Logística de Mato Grosso)*. Obtido 2 de abril de 2023, de <https://www.sinfra.mt.gov.br/malha-ferroviaria>
- Skempton, A. W. (1953) The colloidal activity of clays. *Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (p. 57–61). Zurich, Switzerland.
- Soares, C. S. M. (2016) *Caracterização de um solo tropical colapsível do centro-oeste a partir de ensaios de campo* (Dissertação de Mestrado). COPEE - UFRJ, Rio de Janeiro.
- SOLOTEST. (2019) Tensiômetro. *SOLOTEST*. Obtido de <https://solotest.com.br/novo/upload/catalogo/A6.PDF>
- Souza Filho, H. L. de. (2018) *Estudo da técnica de sistemas em radier estaqueado para fundações de silos graneleiros do Centro-Oeste* (Dissertação de Mestrado). UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, Brasília.
- Souza Pinto, C. de. (2006) *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. (3º ed). Oficina de Textos, São Paulo - SP.
- Teixeira, P. C., Donagemma, G.K., Fontana, A., e Teixeira, W. G. (2017) *Manual de Métodos de Análise de Solo - EMBRAPA (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária)*. Obtido de <http://www.infoteca.cnptia.embrapa.br/infoteca/handle/doc/1085209>
- Terashi, M., Okumura, T., e Mitsumoto, T. (1977) Fundamental properties of lime-treated soils. *Report of the Port and Harbour Research Institute*, 16(1), 3–28. Obtido de <https://www.pari.go.jp/search-pdf/vol016-no01-01.pdf>
- Tokunaga, S., Miura, H., e Otake, T. (2005) Laboratory tests on effect of cement content on permeability of cement treated soils. *Deep Mixing 05* (p. 397–402). Stockholm, Sweden.

- Van der Veen, C. (1953) The bearing capacity a pile. *ISSMGE-Proceedings of the third international conference on soil mechanics and foundation engineering*, 84–90. Obtido de https://www.issmge.org/uploads/publications/1/42/1953_02_0017.pdf
- van Genuchten, M. T. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898.
- Velloso, D. de A., e Lopes, F. de R. (2010) *Fundações : critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. Oficina de Textos, São Paulo - SP.
- Villibor, D. Fa., e Alves, D. M. L. (2019) *Pavimentação de Baixo Custo para Regiões Tropicais*. (1º ed). Florianópolis. Obtido de <https://ebook.portaldetecnologia.com.br/>
- Votorantim Cimentos. (2020) Ficha de informações de segurança de produtos químicos – FISPQ – Revisão nº00 06/01/2020.
- Weska, R. K. (2006) Uma síntese do cretáceo superior Mato-Grossense. *Geociencias*, 25(1), 71–81.
- Wilson, I. (2007) Applied Clay Mineralogy. Occurrences, processing and application of kaolins, bentonite, palygorskitesepiolite, and common clays. *Clays and Clay Minerals*, 55(6), 644–645. doi:10.1007/BF03406033



Av. Mario A. Silva, n. 264, Ribeirão do Lapa - Curitiba/MT
C.E.P.: 78048-170 Fone: (65) 3621-3237

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM À PERCUSSÃO

Cliente: NAZA TRANSPORTES
Obra: PRIMAVERA
Local: PRIMAVERA DO LESTE / MT

Prefixo da Obra: NE-1265
Início: 30/08/2016
Término: 30/08/2016

Sondagem: **SP-01** Inclinção: VERTICAL

Assentamento	Profundidade (m)	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Profundidade (m)	Descrição do Material	N.º de Golpes para 25 cm de Penetração			Diâmetro dos Colares de Penetração (golpes)				
						1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada	10	20	30	40	
15	15,00				Solo areno argiloso, marrom, fofo e medianamente compacto	1	2	2					
16	16,00					2	2	2					
17	17,00					2	2	3					
18	18,00					2	3	3					
19	19,00					3	3	3					
20	20,00					3	3	4					
21	21,00		20,46			LIMITE DE SONDAAGEM	3	4	5				

MÉTODO DE ENSAIO: NBR-6484

AMOSTRADOR PADRÃO INTERNACIONAL: Di=1 3/8" De=2"
D. Revestimento = 2 1/2"
Peso Martelo = 60kg Altura de Queda = 75cm
Circunferência do 1º metro utilizando TC (trado concha)
Nível de circulação de água = 1,45m

NÍVEL D'ÁGUA

PROFUNDIDADE (m):	7,10
DATA:	31/08/16
COTA:	
COORDENADAS (m)	
N	E
8.282.858,000	790.366,000

FOLHA:	ESCALA:	DIGITADOR:	APROVADO:
2/2	Vertical: 1/100 Horizontal: 5/Escala	João Concelção	Eng.º Frederico Tavares Soares CREAMS 6242 D - RG. 130426796-2
		TÉCNICO: BENEDITO	

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO

Cliente: NAZA TRANSPORTES Prefixo da Obra: **NE-1265**
 Obra: PRIMAVERA Início: 31/08/2016
 Local: PRIMAVERA DO LESTE / MT Término: 31/08/2016

Sondagem: **SP-02** Inclinção: **VERTICAL**

Anelão	Profundidade (m)	Número de golpes (N10)	Profundidade (m)	Profundidade (m)	Descrição do Material	N.º de Golpes para 10 cm de Penetração			Diagrama dos Índices de Penetração (g/10cm)						
						1ª Caneta	2ª Caneta	3ª Caneta	30 cm Inicial / 30 cm Final						
1	0,00		0,00		Areia siltosa, marrom e cinza										
2	1,00		1,45		Areia argilosa, marrom claro, fofa	1	1								
3	2,00				Argila arenosa, marrom, mole à muito mole	25	20								
4	3,00					1	2	2							
5	4,00					1	2	2							
6	5,00					1	1	2							
7	6,00					1	2	2							
8	7,00					1	1	2							
9	8,00		7,85			1	1	1							
10	9,00		9,45			1	1	1							
11	10,00					Siltos arenoso, marrom, fofa	1	1	2						
12	11,00						1	1	1						
13	12,00		12,45		1		1	2							
14	13,00				Siltos argiloso, marrom, mole		1	1	2						
15	14,00						1	2	2						

MÉTODO DE ENSAIO: NBR-6484 AMOSTRADOR PADRÃO INTERNACIONAL: DI=1 3/8" De =2" D. Revestimento = 2 1/2" Peso Martelo = 65kg Altura de Queda = 75cm Escavação do 1º metro utilizando TC (trado concha) Início de circulação de água - 1,45m		NÍVEL D'ÁGUA PROFUNDIDADE (m): 7,85 DATA: 31/08/16 COTA:					
FOLHA: 1/2 ESCALA: Vertical: 1/100 Horizontal: 5/Escala DIGITADOR: João Conceição TÉCNICO: BENEDITO		COORDENADAS (m) <table border="1"> <tr> <th>N</th> <th>E</th> </tr> <tr> <td>8.282.847,000</td> <td>790.339,000</td> </tr> </table> APROVADO: Eng.º Frederico Tavares Soares CREA-MG 6242 D - RG. 130426798-2		N	E	8.282.847,000	790.339,000
N	E						
8.282.847,000	790.339,000						



Av. Mario A. Silva, n. 264, Ribeirão do Lipo - Cuiabá/MT
C.E.P.: 78048-170 Fone: (65) 3621-3197

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM À PERCUSSÃO

Cliente: NAZA TRANSPORTES Prefixo da Obra: **NE-1265**
 Obra: PRIMAVERA Início: 31/08/2016
 Local: PRIMAVERA DO LESTE / MT Término: 31/08/2016

Sondagem: **SP-02** Inclinação: **VERTICAL**

Profundidade (m)	Intervalo (m)	Descrição do Material	N.º de Golpes para 30 cm de Penetração			Diagrama dos Valores de Penetração (g/cm²)			
			1ª Concha	2ª Concha	3ª Concha	30 cm de queda / 30 cm de queda			
15	15,00	Siltite argilosa,	1	2	2				
16	16,00		1	2	2				
17	17,00	Siltite arenosa, marrom, pouco compacta	2	2	2				
18	18,00		3	3	3				
19	19,00		3	3	4				
20	20,00		3	3	4				
21	21,00	LIMITE DE SONDAAGEM	3	4	4				

Observação:
- NA medido com 30min após o término da sondagem.

MÉTODO DE ENSAIO: NBR-6484 AMOSTRADOR PADRÃO INTERNACIONAL: DI=1 3/8" De =2" Ø. Revestimento = 2 1/2" Peso Martelo = 65Kg Altura de Queda = 75cm Exceção do 1º metro utilizando TC (trado concha) Início de circulação de água - 1,45m		NÍVEL D'ÁGUA PROFUNDIDADE (m): 7,83 DATA: 31/08/16 COTA: COORDENADAS (m) N: 8.282.847,000 E: 790.339,000	
FOLHA: 2/2	ESCALA: Vertical: 1/100 Horizontal: 5/Escala	DIGITADOR: João Concelção TÉCNICO: BENEDITO	APROVADO: Eng.º Frederico Tavares Soares CREAMS 8242 D - RG. 130426798-2

ANEXO II



CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO Nº17087362 LCL FL1/2

Empresa Interessada: **BARBOSA E DALLA ROSA LTDA.**
Rua Maurício Jorge Barbosa, 415 Distrito Industrial, Primavera do Leste / MT

Pedido de Calibração: 1049 LCL

Natureza do trabalho: **CALIBRAÇÃO DE CONJUNTO HIDRÁULICO**

Indicações fornecidas pelo interessado sobre o material a ser calibrado.



MANÔMETRO		UNIDADE HIDRÁULICA		CILINDRO HIDRÁULICO	
FABRICANTE	Pontemac	FABRICANTE	Pontemac	FABRICANTE	Pontemac
IDENTIFICAÇÃO	GRRH10010	IDENTIFICAÇÃO	GRRH10010	IDENTIFICAÇÃO	GRRH10010
NÚMERO DE SÉRIE	L12L	NÚMERO DE SÉRIE	L12L	COMPRIMENTO	155 mm
FAIXA NOMINAL	700 kgf/cm ²	FAIXA NOMINAL	700 Bar	FAIXA NOMINAL	93 Ton
VALOR DA MENOR DIVISÃO	10 kgf/cm ²	TIPO	Elétrica	ÁREA	133 cm ²

RESULTADOS ENCONTRADOS

I – PROCEDIMENTO DE CALIBRAÇÃO

Calibração realizada conforme procedimento Lenco PL- 347 Revisão 01

A calibração foi realizada em comparação a uma célula de carga, onde o cilindro hidráulico conectado na Unidade hidráulica, foi colocado na máquina de ensaio, junto com a célula de carga.

Os resultados encontrados foram obtidos através de duas medições realizada no sentido crescente (Carrego) e decrescente (Descarrego), nos pontos pré determinados.

II – CALIBRAÇÃO

Leitura no Indicador Padrão Valor Nominal (Ton)	Leitura do Manômetro Valor Encontrado (kgf/cm ²)			
	Carrego (1)	Descarrego (1)	Carrego (2)	Descarrego (2)
	0,00	0	0	0
10,00	60	60	60	60
20,00	130	135	130	135
30,00	210	215	210	215
40,00	300	310	300	310
50,00	370	380	370	380
60,00	440	450	440	450
70,00	520	525	520	525
80,00	590	590	590	590
90,00	670	675	670	675
93,00	700	700	700	700

Os resultados apresentados no presente documento têm significação restrita e se aplicam somente ao objeto ensaiado ou calibrado. A sua reprodução, só poderá ser feita integralmente, reproduções parciais só poderão ser feitas mediante a prévia autorização do laboratório emissor.

CL-177 Rev.01

LENCO CENTRO DE CONTROLE TECNOLÓGICO LTDA.
Rua Brigadeiro Xavier de Brito, 126 - CEP 02551-000 - São Paulo - SP - Tel. / Fax: (11) 3857-2053
E-mail: lenco@laboratorioslenco.com.br - Site: www.laboratorioslenco.com.br

2



CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO Nº17087362 LCL
FL2/2

Parâmetros	Valores Obtidos	Parâmetros	Valores Obtidos
Repetitividade, %	0,00	Incerteza de Medição, Kg/cm ²	0,50

A incerteza expandida de medição relatada é declarada como a incerteza padrão de medição multiplicada por um fator de abrangência $K=2$, que para uma distribuição normal corresponde a uma probabilidade de abrangência de aproximadamente 95 %. A incerteza padrão da medição foi determinada de acordo com a publicação EA-4/02.

OUTRAS INFORMAÇÕES

- 1- Calibração realizada em temperatura ambiente de $(20 \pm 1,0) ^\circ\text{C}$ e umidade relativa de $(55 \pm 10) \%$
- 2- Ensaio realizado conforme procedimento PL 347 Rev.01
- 3- Padrão Utilizado
Célula de Carga identificação Lenco L-187 Certificado de Calibração RBC/Dinateste DNTT 071c/16 validade 02/2019

Local e Data da Calibração: São Paulo, 04 de Agosto de 2017.
Emissão do Certificado: São Paulo, 04 de Agosto de 2017.



Técnico Luiz Henrique dos Reis
Laboratório de Calibração



Eng. Marco Antonio Martinez - CREA 5060418234
Eng. Responsável pelo Laboratório Lenco

Os resultados apresentados no presente documento têm significação restrita e se aplicam somente ao objeto ensaiado ou calibrado. A sua reprodução, só poderá ser feita integralmente, e reproduções parciais só poderão ser feitas mediante a prévia autorização do laboratório emissor.

LENCO CENTRO DE CONTROLE TECNOLÓGICO LTDA.
Rua Brigadeiro Xavier de Brito, 126 - CEP 02551-000 - São Paulo - SP - Tel. / Fax: (11) 3857-2053
E-mail: lenco@laboratorioslenco.com.br - Site: www.laboratorioslenco.com.br



CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO N°19091275 LCL
Fl.1/2

Empresa Interessada: **BARBOSA E DALLA ROSA LTDA**
Rua Mauricio Jorge Barbosa, 415 – Distrito Industrial – Primavera do Leste/MT

Pedido de Calibração: 1476

Natureza do Trabalho: **CALIBRAÇÃO DE CONJUNTO HIDRÁULICO**

Indicações fornecidas pelo interessado sobre o material a ser calibrado.



MANÔMETRO		UNIDADE HIDRÁULICA		CILINDRO HIDRÁULICO	
FABRICANTE	Wikai	FABRICANTE	Pontemac	FABRICANTE	Pontemac
IDENTIFICAÇÃO	Não Consta	IDENTIFICAÇÃO	GRRH 10010	IDENTIFICAÇÃO	GRRH 10010
NUMERO DE SÉRIE	Não Consta	NUMERO DE SÉRIE	L12L	NUMERO DE SÉRIE	Não Consta
FAIXA NOMINAL	700 kgf/cm ²	FAIXA NOMINAL	700 kgf/cm ²	FAIXA NOMINAL	100 Ton
VALOR DA MENOR DIVISÃO	20 kgf/cm ²	TIPO	Elétrica	ÁREA	133 cm ²

RESULTADOS ENCONTRADOS

I – PROCEDIMENTO DE CALIBRAÇÃO

A calibração foi realizada em comparação a uma célula de carga, onde o cilindro hidráulico conectado na Unidade hidráulica, foi colocado na máquina de ensaio, junto com a célula de carga.

Os resultados encontrados foram obtidos através de duas medições realizada no sentido crescente (Carrego) e decrescente (Descarrego), nos pontos pré determinados.

II – CALIBRAÇÃO

Leitura no Indicador Padrão Valor Nominal (Ton)	Leitura do Manômetro Valor Encontrado (kgf/cm ²)			
	Carrego (1)	Descarrego (1)	Carrego (2)	Descarrego (2)
0,00	0	0	0	0
10,00	80	80	80	80
20,00	120	120	120	120
30,00	220	220	220	220
40,00	300	300	300	300
50,00	380	380	380	380
60,00	460	460	460	460
70,00	520	520	520	520
80,00	600	600	600	600
90,00	680	680	680	680
93,00	700	700	700	700

Os resultados apresentados no presente documento têm significação restrita e se aplicam somente ao objeto ensaiado ou calibrado. A sua reprodução, ou parcial ou integral, sem a devida autorização do laboratório emissor, constitui infração das normas técnicas vigentes.

17-107 Rev. 02

LENCO CENTRO DE CONTROLE TECNOLÓGICO LTDA.
Rua Brigadeiro Xavier de Brito, 126 - CEP 02551-000 - São Paulo - SP - Tel. / Fax: (11) 3857-2053
E-mail: lenco@laboratorioslenco.com.br - Site: www.laboratorioslenco.com.br



CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO N°19091275 LCL
Fl.2/2

Parâmetros	Valores Obtidos	Parâmetros	Valores Obtidos
Repetitividade, %	0,00	Incerteza de Medição, kgf/cm ²	5,00

A incerteza expandida de medição relatada é declarada como a incerteza padrão de medição multiplicada por um fator de abrangência K=2, que para uma distribuição normal corresponde a uma probabilidade de abrangência de aproximadamente 95 %. A incerteza padrão da medição foi determinada de acordo com a publicação EA-402

OUTRAS INFORMAÇÕES

- 1- Calibração realizada em temperatura ambiente de $(20 \pm 1)^\circ\text{C}$ e umidade relativa de $(55 \pm 10)\%$
- 2- Ensaios realizados conforme procedimento PL 347 Rev.01
- 3- Padrão Utilizado
Célula de Carga com indicador de força (200 Ton) identificação Lenco L-187 Certificado de Calibração RBC/ DNTT 032e/19 validade 01/2021.
Termo-Higrômetro Identificação Lenco L -111 certificado de Calibração RBC/CAI.-166981/18 validade 11/2020.

Local e Data da Calibração: São Paulo, 24 de Setembro de 2019.
Emissão do Certificado: São Paulo, 30 de Setembro de 2019.

Eng. Marco Antonio Martinez- CREA – 5060418234
Signatário Autorizado

Os resultados apresentados no presente documento têm significação restrita e se aplicam somente ao objeto ensaiado ou calibrado. A sua reprodução, ou poderá ser feita integralmente, reproduções parciais só poderão ser feita mediante a prévia autorização do laboratório emissor.
CL-347Rev-01

LENCO CENTRO DE CONTROLE TECNOLÓGICO LTDA.
Rua Brigadeiro Xavier de Brito, 126 - CEP 02551-000 - São Paulo - SP - Tel. / Fax: (11) 3857-2053
E-mail: lenco@laboratorioslenco.com.br - Site: www.laboratorioslenco.com.br

ANEXO III



FICHA DE INFORMAÇÕES DE SEGURANÇA DE PRODUTOS QUÍMICOS – FISPQ – Revisão nº00 06/01/2020

PRODUTO: CIMENTO PORTLAND

Pictograma



Frases de perigo

Provoca irritação à pele.
Provoca irritação ocular grave.
Pode provocar reações alérgicas na pele.
Pode provocar irritação das vias respiratórias.

Frases de precaução

Evite inalar as poeiras.
Lave cuidadosamente as mãos e ou locais do corpo que entraram em contato com o cimento, após o manuseio.
Use luvas de proteção/roupa de proteção/proteção ocular/proteção facial.
EM CASO DE CONTATO COM A PELE: lave com água em abundância. Em caso de irritação ou erupção cutânea, consulte um médico. Não possui tratamento específico.
EM CASO DE CONTATO COM OS OLHOS: enxague cuidadosamente com água durante vários minutos. No caso de uso de lentes de contato, remova-as, se for fácil. Continue enxaguando. Caso a irritação ocular persista consulte um médico.

3 – COMPOSIÇÃO E INFORMAÇÕES SOBRE INGREDIENTES

Produto químico preparado CAS 65997-15-1

O cimento Portland é constituído basicamente de clínquer portland finamente moído e gesso. Podem, ainda, ser adicionados outros materiais normalizados dependendo do tipo que se deseja. O cimento Portland pode ter as seguintes composições:

Tipo de produto	Componentes (% em massa)			
	Clínquer + Gesso	Escória de Alto Forno	Pozolana	Material Carbonático
CPI	95 - 100	-	0 - 5	-
CPI S	90 - 94	-	-	6 - 10
CPII E	51 - 94	6 - 34	-	0 - 15
CPII F	75 - 89	-	-	11 - 25
CPII Z	71 - 94	-	6 - 14	0 - 15
CPIII	25 - 65	35 - 75	-	0 - 10
CPIV	45 - 85	-	15 - 50	0 - 10
CPV	90 - 100	-	-	0 - 10
CPP	100	-	-	-

8 – CONTROLE DE EXPOSIÇÃO E PROTEÇÃO INDIVIDUAL

Parâmetros de controle.

Valores limites de exposição 10mg/m³, concentração média de oito horas (ACGIH).

Medidas de controle de engenharia.

Promova ventilação mecânica ou sistema de exaustão direta para o meio exterior. É recomendado disponibilizar chuveiros de emergência e lava olhos na área de trabalho. As medidas de controle e engenharia são mais efetivas na redução da exposição ao produto.

Medidas de proteção pessoal

Proteção respiratória: em condições normais nenhuma proteção respiratória é requerida. Usar proteção respiratória em condições com alta concentração de poeira.

Proteção para os olhos: usar óculos de proteção para prevenir contato com os olhos. Não é recomendado usar lentes de contato ao manusear este produto em condições com alta concentração de poeira.

Proteção para a pele: usar luvas impermeáveis, botas e roupa protetora para evitar contato com a pele.

Perigos térmicos: Não aplicável.

9 – PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS

a) Estado físico:

Sólido, pó cinza.

b) Odor:

Sem cheiro.

c) pH em Solução Aquosa 12 ≤ pH ≤ 14
d) Ponto de Fusão Não aplicável
e) Ponto de Ebulição Não aplicável
f) Ponto de Fulgor (vaso fechado) .. Não aplicável
g) Taxa de Evaporação Não aplicável
h) Inflamabilidade Não aplicável
i) Limite de Explosividade, % vol no ar ... Nenhum
j) Pressão de Vapor (mm Hg) Não aplicável

k) Densidade Relativa do Vapor a 20°C Não aplicável.
l) Massa Específica Aparente 0,9 a 1,2 g/cm³ a 20°C.
Massa Específica Absoluta 2,8 ≤ γ_r ≤ 3,2 g/cm³ a 20°C.
m) Solubilidade em Água até 1,5g/l a 20°C.
n) Coeficiente de Partição Octanol/Água Não aplicável.
o) Temperatura de Autoignição Não aplicável.
p) Temperatura de decomposição Não aplicável.
q) Viscosidade Não aplicável.
r) Velocidade de Evaporação (acetato de butila = 1) Não aplicável.

ANEXO IV



SÍRIUS

SÍRIUS
SOLUÇÕES EM ENGENHARIA

FONE/FAX: (65) 3027 – 4780 / (65) 9937-5227

4. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA

Para a Prova de Carga executada, a ruptura pode ser definida como local ou ao crescimento contínuo do recalque com a carga. Para estes casos é recomendado que a determinação da carga de ruptura seja feita pelo método previsto na ABNT NBR 6122/2010. Para tanto, traça-se uma curva como previsto no Item 2.1 deste relatório, e determina-se a carga de ruptura. Como pode ser visto na Figura 2, a carga de Ruptura é de: $P_{rup} = 305 \text{ kN}$ ou $30,5 \text{ toneladas}$, e o recalque na ruptura igual a 14 mm . Como já visto anteriormente, a avaliação da carga admissível de fundações profundas através de provas de carga é regida pela ABNT NBR 6122, que estabelece: que o fator de segurança contra ruptura deve ser igual a dois. Portanto a carga admissível desta Prova de Carga é de: $P_{adm} = 152,5 \text{ kN}$ ou $15,25 \text{ toneladas}$.

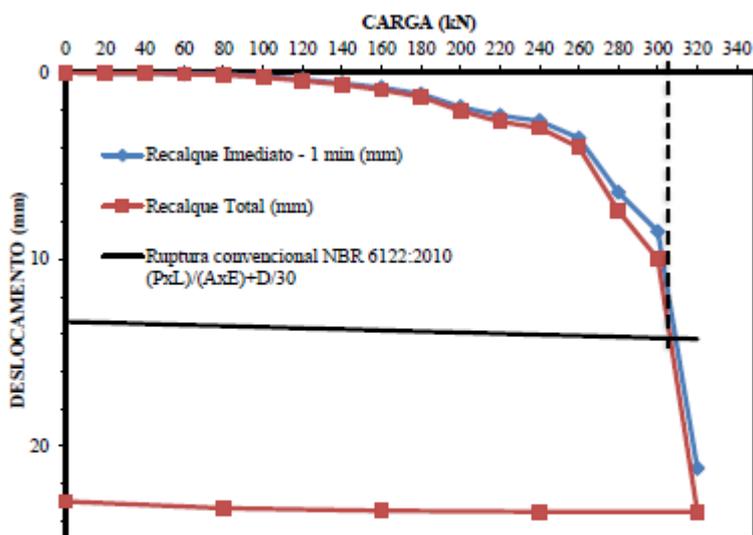


Figura 2 – Determinação da carga de ruptura da prova de carga – Método ABNT NBR 6122/2010.