Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"

unesp

Engenharia Civil e Ambiental

LUIS PEDRO ROJAS HERRERA

PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS MEGA EM SOLO NÃO SATURADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO

Bauru
2025

LUÍS PEDRO ROJAS HERRERA

PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS MEGA EM SOLO NÃO SATURADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO

Dissertação apresentada como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho". Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti.

Bauru
2025

H565p

Herrera, Luis Pedro Rojas
Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Mega em Solo Não Saturado por meio de Ensaios de Campo / Luis Pedro Rojas Herrera. -- Bauru, 2025
155 p. : il., tabs.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Bauru
Orientador: Heraldo Luiz Giacheti

1. Solos Não Saturados. 2. Estacas Mega. 3. Ensaios de Campo. 4. DPL. 5. Prova de Carga. I. Título.

Sistema de geração automática de fichas catalográficas da Unesp. Dados fornecidos pelo autor(a).

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Câmpus de Bauru

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE LUÍS PEDRO ROJAS HERRERA, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 24 dias do mês de abril do ano de 2025, às 14h, no(a) Via sistemas de videoconferência e outras ferramentas para comunicação a distância, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de LUÍS PEDRO ROJAS HERRERA, intitulada **PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS MEGA EM SOLO NÃO SATURADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Universidade Estadual Paulista (UNESP) - Faculdade de Engenharia, Câmpus de Bauru , Profª Drª CRISTINA DE HOLLANDA CAVALCANTI TSUHA (Participação Virtual) do(a) Departamento de Geotecnia / Universidade de São Paulo/São Carlos, Prof. Dr. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE (Participação Virtual) do(a) Departamento de Geotecnia e Transportes / Universidade de Campinas. Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: Aprovado . Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
Campus de Bauru

PROPOSTA DE ALTERAÇÃO DO TÍTULO

A COMISSÃO EXAMINADORA PROPÕE A ALTERAÇÃO DO TÍTULO DO TRABALHO DO ALUNO: **LUÍS PEDRO ROJAS HERRERA** DE: **"PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ~~DE REAÇÃO~~ EM SOLO NÃO SATURADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO"**

PARA:

PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS MEGA EM SOLO NÃO SATURADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO

Bauru, 05 de setembro de 2024.

Prof. Dr.< HERALDO LUIZ GIACHETI >
Orientador

FEB FACULDADE DE ENGENHARIA BAURU

Ao meu pai, Marcelo Alessandro, e
meu tata, Luis Alberto,
saudades eternas.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por iluminar meu caminho nessa etapa e por toda a força nos momentos difíceis. Gratidão eterna à memória de meu pai, Marcelo Alessandro, e meus avôs, Luis Alberto e Pedro, que não estão mais entre nós mas suas presenças são sentidas em todos os momentos da minha vida, sempre me guiando nessa caminhada.

A minha família, em especial minha mãe, Monica Paula, e minhas avós, Eliana del Carmen e Maria Cecília, que sempre me apoiaram em todos os momentos e contribuíram para minha formação. Agradeço o apoio e amizade incondicional de meu irmão, Gabriel Eduardo, em todos os momentos deste trabalho, inclusive estando presente e apoiando na realização das campanhas de prova de carga. A Alana, meu amor, que sempre esteve ao meu lado, me motivou e apoiou em todas as etapas do trabalho.

Ao Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti, orientador e com quem tive o prazer de trabalhar desde a graduação e durante todo o mestrado. Obrigado pela amizade desenvolvida ao longo dos anos, por todo o apoio durante a pesquisa, pela orientação, conhecimento, paciência, pelas risadas compartilhadas durante o dia a dia e especialmente por todo carinho nos momentos difíceis, que o senhor sempre esteve ao meu lado.

Aos professores que se tornaram grandes amigos ao longo deste trabalho, em especial Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues, Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira e Prof. Dr. Breno Padovezi Rocha, obrigado por todo o apoio e sugestões ao longo desses anos. Também aos Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque e Profª. Drª. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha, pelas contribuições ao trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da Unesp de Bauru, Gustavo Pinheiro e Sérgio Gimenez Junior, por todo o auxílio, ensinamentos, apoio e amizade, especialmente durante a realização dos ensaios de campo. Também aos técnicos do Laboratório de Estruturas, Israel Pereira dos Santos e Tiago Duarte, pelo apoio sempre que necessário.

Agradeço ao apoio dos amigos da graduação, Gabriel Bozza, Gustavo Bianconi, Lucas Guarnieri Barbosa, Rafael Cusmano e Victor Castro, por todo o apoio e carinho nessa jornada. Aos amigos de infância, Enzo Sverzut, Thales Sverzut, Gustavo Merlin, Eduardo Bombonatti, Vitor Luiz e Pedro Luiz, que sempre motivaram ao longo dos anos.

Aos amigos Alfredo Lopes Saab e Henrique Svizzero Boni, sem os quais seria impossível a realização deste trabalho. Também a Murilo Camargo, Isabela Silveira, Caio

Buranello, Ana Paula Nascimento, Waldir Julca, Johana Wilches, Higor Biondo e Jhaber Yacoub pelos momentos de descontração e apoio nas “salinhas da pós”.

Deixo meu agradecimento a Unesp, em especial à Faculdade de Engenharia de Bauru, onde tive o privilégio de estudar desde a graduação, e pude desenvolver este trabalho, com todo o apoio sempre que necessário. Agradeço também a FUNDEP Engenharia, pelo apoio nas campanhas de prova de carga e ensaios de campo realizados, em especial os técnicos Renan, Ronaldo e José.

Por fim, agradeço a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP pela bolsa de mestrado concedida (Processo 2023/01882-9) e pelo apoio financeiro durante este trabalho, que foram fundamentais para o desenvolvimento da pesquisa e para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

RESUMO

PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS MEGA EM SOLO NÃO SATURADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO

O fenômeno do colapso em solos tropicais é conhecido no meio científico e na aplicação em problemas práticos de geotecnia, no entanto nem sempre são empregadas técnicas de investigação e abordagens de interpretação adequadas em projetos de obras geotécnicas e de fundações que o considerem. É comum, por isso, a ocorrência de recalques de fundações, e sua recuperação utiliza as estacas Mega. Entretanto, devido a escassez de resultados de provas de carga nessas estacas, esse tipo de solução geralmente é realizado com base na experiencia de operadores e técnicos, muitas vezes sem projeto e uma abordagem racional. Este trabalho procurou contribuir com o avanço no conhecimento do comportamento de estacas Mega instaladas em solo colapsível, por meio de provas de carga rápidas em estacas de dimensões reduzidas, a fim de otimizar a realização desses ensaios. Empregou-se resultados de ensaios de campo, em especial o CPT e o DPL, para a previsão da capacidade de carga desses elementos, e avaliou-se a aplicabilidade de métodos semiempíricos nessa previsão. Os ensaios foram realizados em diferentes condições de umidade, a fim de avaliar a influência da sazonalidade e da condição não saturada do solo nos resultados das provas de carga. As previsões estiveram de acordo com os resultados das provas de carga, ainda mais quando considerada a condição não saturada e sua influência nos resultados de ensaios de campo e provas de carga. Além disso, resultados provas de carga previamente realizadas foram reinterpretados, como forma de avaliar a aplicabilidade desses métodos na previsão da capacidade de carga desse tipo de estaca instaladas em perfil de solo colapsível com grande variabilidade. Para isso foram realizadas campanhas de ensaios de campo a fim de compreender melhor a variabilidade espacial do solo nesse local baseado em resultados de ensaios de campo e provas de carga e como considerá-la nas etapas de projeto. Destaca-se também o emprego do DPL para investigação de um perfil de solo tropical não saturado, especialmente quando associado a interpretação racional.

Palavras-chave: Solos Não Saturados; Estacas Mega; Ensaios de Campo; DPL; Prova de Carga; Variabilidade.

ABSTRACT

PREDICTING THE LOAD BEARING CAPACITY OF MEGA PILES IN UNSATURATED SOIL USING IN SITU TESTS

The collapse phenomenon in tropical soils is well known in the scientific community and in practical geotechnical problems, but investigation techniques and interpretation approach that consider it are not always used in geotechnical and foundation projects. This is why it is common for foundations to settle, and Mega piles are commonly used to recover them. However, due to the lack of load test results on these piles, this solution is usually carried out based on the experience of operators and technicians, often without a project or a rational approach. This study sought to advance the knowledge about the behavior of Mega piles installed in collapsible soil, by carrying out rapid load tests on piles with reduced dimensions, optimizing the performance of these tests. The results of in situ tests, in particular CPT and DPL, were used to predict the load bearing capacity of these elements, and the applicability of semi-empirical methods to this prediction was evaluated. The tests were carried out in different soil water content conditions to assess the influence of seasonality and the unsaturated condition of the soil on the load test results. The predictions were consistent with the results of the load tests, even more so when considering the unsaturated condition and its influence on the results of in situ tests and load tests. In addition, previously carried out load test results were reinterpreted in order to assess the applicability of these methods in predicting the load bearing capacity of this type of pile installed in a collapsible soil profile with high variability. In situ tests were carried out in order to better understand the spatial variability of the soil in this location, based on the results of in situ tests and load tests, and how to consider it in the design stages. The use of DPL to investigate an unsaturated tropical soil profile is also noteworthy, especially when associated with rational interpretation.

Keywords: Unsaturated Soils; Mega Piles; In Situ Tests; DPL; Pile Load Test; Variability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 – Distribuição da pressão na água em um perfil de solo (adaptado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993). 6
Figura 2-2 – Resultados típicos da variabilidade de umidade, sucção resistência de ponta e atrito lateral entre período úmido e período seco (adaptado de ROCHA, 2018). 7
Figura 2-3 – Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (adaptado de FERREIRA et al., 1989). 8
Figura 2-4 – Problema ocasionado por colapso do solo nas regiões de Bauru (a) e Ribeirão Preto (b) (Autor). 8
Figura 2-5 – Cravação de estacas Mega: de concreto (a) e metálicas (b) (adaptado de MEGA REFORÇA, 2023)..... 9
Figura 2-6 – Processo de cravação de estacas Mega (adaptado de SITTA, 2008) 10
Figura 2-7 –Critério para interpretação da prova de carga (adaptado de ABNT NBR 6122/2022). 13
Figura 2-8 – Método de Terzaghi (1943) para interpretação da prova de carga. 14
Figura 2-9 –Método de Davisson (1972) para interpretação da prova de carga. 14
Figura 2-10 – Ajuste linear pelo: Método de Van der Veen (a); Método de Van der Veen modificado por Aoki (b) (adaptado de CARVALHO e ALBUQUERQUE, 2023). 16
Figura 2-11 – Método da Rigidez de Décourt (adaptado de: DÉCOURT, 1986 (a); e FELLENIUS, 2006 (b)) 17
Figura 2-12 – Análise das diversas correlações para representar a carga última pelo método da Rigidez (DÉCOURT, 2008). 18
Figura 2-13 – Esquemas representativos dos ensaios SPT (a), CPT (b), DMT (c) e DPL (d). 19
Figura 2-14 – Número de golpes do SPT (BONI, 2018). 20
Figura 2-15 – Ponteira do cone elétrico: foto e representação esquemática (adaptado de GIACHETI, PEIXOTO e MONDELLI, 2004). 21
Figura 2-16 – Fator de áreas desiguais. (adaptado de QUARESMA et al., 1996). 21
Figura 2-17 – Carta de classificação proposta por: (a) Robertson (2010) e (b) Robertson (2012). 22
Figura 2-18 – Representação esquemática do ensaio DMT (adaptado de MARCHETTI, 1980) 24
Figura 2-19 – Esquema do ensaio DPL e seus equipamentos descritos anteriormente. 26
Figura 2-20 – Peças que compões a ponteira sísmica do DPL (adaptado de ALMEIDA, 2023). 30
Figura 2-21 – Ábaco de Eslami e Fellenius (adaptado de ESLAMI e FELLENIUS, 1997). 37
Figura 2-22 – Cálculo de q_{ca} proposto pelo método (adaptado de BUSTAMANTE e GIANESELLI, 1982). 37
Figura 2-23 – Variação espacial das propriedades do solo de Bangkok (adaptado de NGUYEN et al., 2023). 41
Figura 2-24 – Efeito da Sazonalidade na previsão de capacidade de carga de estacas (adaptado de SILVEIRA et al., 2024). 43
Figura 3-1 – Localização dos ensaios na Unesp de Bauru. 45
Figura 3-2 – Resultados de ensaios no Campo Experimental – IPMet: (a) SPT (GIACHETI et al., 2004); (b) CPT (GIACHETI et al., 2004); e (c) DMT (adaptado de GIACHETI et al., 2006). 47
Figura 3-3 – Resultados de ensaios no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia: (a) SPT (adaptado de BONI, 2018); (b-c) CPT (adaptado de GIACHETI et al., 2019); (d-f) DMT (adaptado de ROCHA, 2018); e (g) DPL (adaptado de ALMEIDA, 2023). 48
Figura 3-4 – Precipitação mensal acumulada, média e valores para os anos de 2016 a 2020 (SAAB, 2022). 49
Figura 3-5 – Resultados dos SPT realizados (a) no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru (adaptado de BONI, 2018); e (b) no Campo Experimental – IPMet (adaptado de HERRERA et al., 2024b). 50
Figura 3-6 – Resultados de CPTu realizados por Braus (2024) no Campo Experimental – IPMet (adaptado de BRAUS, 2024). 50
Figura 3-7 – Resultados de CPTu realizados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (adaptado de BONI, 2018). 51
Figura 3-8 – Distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios e limite de liquidez obtidos em laboratório para o Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (adaptado de GIACHETI et al., 2019). 52
Figura 3-9 – Curva de retenção de água no solo a 1,0 m, 3,0 m e 5,0 m de profundidade para o Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (SAAB, 2016). 52
Figura 3-10 – Curva “carga x recalque” para as estacas estudadas (adaptado de BONI et al., 2006). 53
Figura 3-11 – Curva “carga x recalque” para as estacas estudadas (adaptado de SITTA, 2008). 54
Figura 3-12 – Curva “carga x recalque” para as estacas estudadas (adaptado de DONADON, 2009). 54
Figura 3-13 – Correlação entre SPT médio e a profundidade para Bauru/SP (adaptado de STURARO et al., 2012)..... 56
Figura 3-14 – Resultados médios de SPT (a) e CPT mecânico (b) realizados nas Áreas A e B do Campo Experimental – IPMet (adaptado de FERREIRA et al., 1996 e GIACHETI, 2001). 58
Figura 3-15 – Sistema de cravação Pagani (a); e hastes helicoidais para ancoragem (b). 59

Figura 3-16 – Ponteira sísmica desenvolvida (adaptado de BRAUS, 2024) 60
Figura 3-17 – Esquema da realização do DMT. 60
Figura 3-18 – Equipamentos DPL utilizados no trabalho: SOLOMAP (a) e SOLOTEST (b). 61
Figura 3-19 – Esquema da realização do SDPL (adaptado de ALMEIDA et al., 2024). 62
Figura 3-20 – Esquema da cava realizada para ensaios de campo em condição inundada. 62
Figura 3-21 – Esquema da locação dos ensaios realizados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru da Unesp de Bauru. 64
Figura 3-22 – Esquema da locação dos ensaios realizados no Campo Experimental – IPMet da Unesp de Bauru. 65
Figura 3-23 – Segmentos de estacas Mega de 10 cm de diâmetro utilizadas nesse estudo. 66
Figura 3-24 – Esquema da realização das provas de carga. 67
Figura 3-25 – Esquema da cava realizada para prova de carga inundada. 68
Figura 4-1 – Ensaios DPL realizados na primeira campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (a), com média e desvio padrão (b), coeficiente de variação (c) e perfil de umidade (d). 72
Figura 4-2 – Ensaios DPL realizados na segunda campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (a), com média e desvio padrão (b), coeficiente de variação (c) e perfil de umidade (d). 73
Figura 4-3 – Ensaio DPL realizado na terceira campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia, em condição inundada (a) e perfil de umidade (b). 74
Figura 4-4 – DPLs realizados na primeira campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru interpretados racionalmente, com média, desvio padrão e coeficiente de variação (a-b); perfis dos CPTu P1 e P2 (c-e); e perfil de umidade (f). 75
Figura 4-5 – Comparação entre os valores de q_c (CPT) e q_p (DPL) (MPa) realizados na primeira campanha (a-c) e diferença relativa (d). 76
Figura 4-6 – DPLs realizados na segunda campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru interpretados racionalmente, com média, desvio padrão e coeficiente de variação (a-b); perfis dos CPTu P3 e P4 (c-e); e perfil de umidade (f). 77
Figura 4-7 – Comparação entre os valores de q_c (CPT) e q_p (DPL) (MPa) realizados na segunda campanha (a) e com diferença relativa (b). 77
Figura 4-8 – DPL realizado em condição inundada no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru interpretado racionalmente (a); perfis dos CPTus P5 e P6 (b-d); e perfil de umidade (e). 78
Figura 4-9 – Comparação entre os valores de q_c (CPT) e q_p (DPL) (MPa) realizados em condição inundada (a) e diferença relativa (b). 78
Figura 4-10 – Atrito lateral (kPa) para o CPT (f_s) e DPL (τ_l). 79
Figura 4-11 – Atrito lateral (kPa) para o CPT (f_s) e DPL (τ_l) considerando o fator de correção de 17,5. 80
Figura 4-12 – Perfis médios para o CPT (f_s) e DPL (τ_l) considerando o fator de correção de 17,5. 80
Figura 4-13 – Perfis médios para o CPT (f_s) e DPL (τ_l) considerando o fator de correção de 17,5 para campanhas em condição úmida (a-b); e campanhas em condição inundada (c-d); e considerando o fator de correção 15,0 para condição inundada (e). 81
Figura 4-14 – Variação nos perfis de N_{10} (a), q_p (b), e umidade (c). 82
Figura 4-15 – Variação nos perfis de q_c (a), e na classificação do solo (b). 82
Figura 4-16 – Valores de V_s (m/s) para os ensaios SDPL e SCPTu (a); e diferença relativa (b). 83
Figura 4-17 – Perfis de umidade de cada campanha. 85
Figura 4-18 – Cargas para cravação: Registros i (a) e ii (b). 86
Figura 4-19 – Curvas “carga x recalque” para 1 m. 87
Figura 4-20 – Curvas “carga x recalque” para 2 m. 87
Figura 4-21 – Curvas “carga x recalque” para 3 m. 88
Figura 4-22 – Curvas “carga x recalque” para 4 m. 88
Figura 4-23 – Influência da condição não saturada nas campanhas de provas de carga com base nas curvas de retenção de água para o solo de Bauru/SP. 90
Figura 4-24 – Previsão baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d) e DPL (e-f) para estacas de 1,0 e 2,0 m em época seca. 93
Figura 4-25 – Previsão baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d) e DPL (e-f) para estacas de 3,0 e 4,0 m em época seca. 94
Figura 4-26 – Previsão baseada em resultados de CPT (a-b) e DPL (c-d) para estacas de 1,0 e 2,0 m em época úmida. 97
Figura 4-27 – Previsão baseada em resultados de CPT (a-b) e DPL (c-d) para estacas de 3,0 e 4,0 m em época úmida. 98
Figura 4-28 – Previsão baseada em resultados de CPT (a-b) e DPL (c-d) para estacas de 1,0 e 2,0 m em condição inundada. 100

Figura 4-29 – Previsão baseada em resultados de CPT (a-b) e DPL (c-d) para estacas de 3,0 e 4,0 m em condição inundada. 101
Figura 4-30 – Esquema da cravação (a) e prova de carga (b) utilizando sistema de cravação Pagani. 103
Figura 4-31 – Perfil de cargas para cravação obtidos utilizando sistema Pagani. 104
Figura 4-32– Comparação das cargas para cravação considerando o sistema Pagani: Leitura i (a) e ii (b). 104
Figura 4-33 – Esquema (a) e vista geral (b) da cravação dos segmentos de estaca Mega utilizando o sistema Pagani. 105
Figura 4-34 – Esquema (a) e vista geral (b) da prova de carga em estaca Mega utilizando o sistema Pagani. 105
Figura 5-1 – Perfis médios dos ensaios realizados nas Área A e Área B definidas por resultados de CPTus. 107
Figura 5-2 – Resultados dos CPTs realizados na Área A. 109
Figura 5-3 – Valores médios e desvio padrão das variáveis dos CPTs na Área A. 109
Figura 5-4 – Coeficientes de variação das variáveis dos CPTs na Área A. 110
Figura 5-5 – Resultados dos CPTs realizados na Área B. 111
Figura 5-6 – Valores médios e desvio padrão das variáveis dos CPTs realizados na Área B. 111
Figura 5-7 – Coeficientes de variação das variáveis dos CPTs realizados na Área B. 112
Figura 5-8 – Resultados dos DMTs realizados na Área A. 113
Figura 5-9 – Valores médios e desvio padrão das variáveis dos DMTs na Área A. 113
Figura 5-10 – Coeficientes de variação das variáveis dos DMTs na Área A. 114
Figura 5-11 – Resultados do DMT 3 realizado na Área B. 114
Figura 5-12 – Ensaios DPL realizados na Área A (a), com média e desvio padrão (b) e coeficiente de variação (c)... 115
Figura 5-13 – Ensaios DPL realizados na Área B (a), com média e desvio padrão (b) e coeficiente de variação (c)..... 116
Figura 5-14 – Perfis médios dos ensaios realizados nas Área A e Área B definidas após as novas campanhas de CPTu. 117
Figura 5-15 – Perfis médios dos ensaios realizados nas Área A e Área B definidas por resultados de DMT. 117
Figura 5-16 – Perfis médios dos ensaios realizados nas Área A e Área B definidas por resultados de DPL. 118
Figura 5-17 – Representação esquemática da posição dos ensaios realizados nas Áreas A e B. 118
Figura 5-18 – Comportamento do solo com base no ábaco de Robertson (2009) para as médias dos resultados dos ensaios realizados na Área A e na Área B. 119
Figura 5-19 – Resultados de CPTu no Campo Experimental – IPMet. 120
Figura 5-20 – Valores médios de CPTu no Campo Experimental – IPMet. 120
Figura 5-21 – Coeficientes de Variação dos valores médios de CPTu no Campo Experimental – IPMet. 121
Figura 5-22 – Comportamento do solo com base no ábaco de Marchetti e Crapps (1981) para as médias dos resultados dos ensaios realizados na Área A e na Área B. 122
Figura 5-23 – Resultados de DMTs realizados no Campo Experimental – IPMet. 122
Figura 5-24 – Valores médios de DMTs realizados no Campo Experimental – IPMet. 123
Figura 5-25 – Coeficientes de Variação dos valores médios de DMTs realizados no Campo Experimental – IPMet. 123
Figura 5-26 – Valores médios e coeficiente de variação dos resultados dos DPLs realizados no Campo Experimental – IPMet. 124
Figura 5-27 – Faixas de variação das capacidades de carga determinados a partir de ensaios de prova de carga realizados anteriormente para as estacas ensaiadas em condição natural. 125
Figura 5-28 – Previsão da capacidade assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área A baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d), DMT (e-f) e DPL (g-h). 127
Figura 5-29 – Previsão da capacidade assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área B baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d), DMT (e-f) e DPL (g-h). 130
Figura 5-30 – Previsão da capacidade de carga considerando Área A e Área B em conjunto e baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d), DMT (e-f) e DPL (g-h). 133
Figura 5-31 – Valores de que a Previsão seja contra a Segurança ($P_{e.c.s.}$) para Áreas: (a-b) A; (c-d) B; e (e-f) A e B considerando previsões do CPT. 137

Figura 1 – Curvas “carga x recalque” para estaca E2 (época seca). 151
Figura 2 – Curvas “carga x recalque” para estaca E3 (época seca). 151
Figura 3 – Curvas “carga x recalque” para estaca E4 (época úmida). 152
Figura 4 – Curvas “carga x recalque” para estaca E5 (época úmida). 152
Figura 5 – Curvas “carga x recalque” para estaca E6 (inundada). 153

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Comportamento do solo (SBT) para os limites do ábaco de Robertson (2010). 23
Tabela 2-2 – Resumo dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga para estacas adotados. ...32
Tabela 2-3 – Valores propostos para fatores de correção F_1 e F_2. 35
Tabela 2-4 – Coeficientes propostos para coeficientes K e α. 35
Tabela 2-5 – Valores propostos para coeficiente C do solo. 35
Tabela 2-6 – Valores propostos para o coeficiente α_{tex} (kPa). 36
Tabela 2-7 – Valores propostos para o coeficiente β_{tex} (kPa). 36
Tabela 2-8 – Valores propostos para coeficientes β_1 e β_2 (kPa). 36
Tabela 2-9 – Valores propostos para coeficiente k_c. 38
Tabela 2-10 – Valores propostos para coeficiente α_{LCPC} (adaptado de BUSTAMANTE e GIANESSELI, 1982). 38
Tabela 2-11 – Valores propostos para coeficiente α_{FP}. 38
Tabela 2-12 – Valores propostos para coeficiente α_{SP} e α_{PP}. 39
Tabela 2-13 – Valores propostos para coeficiente α_{lpp} e α_{pp}. 39
Tabela 2-14 – Valores propostos para coeficiente λ_l e λ_p. 39
Tabela 2-15 – Valores propostos para coeficiente β_{TR} e λ_{TR}. 39
Tabela 2-16 – Valores propostos para coeficiente α_L e β_L. 39
Tabela 2-17 – Valores propostos para os coeficiente φ_1 e φ_2 e seus respectivos coeficientes de variação. 40
Tabela 3-1 – Resultados da interpretação de provas de carga realizadas no Campo Experimental – IPMet da Unesp de Bauru. 55
Tabela 3-2 – Estatísticas dos resultados de provas de cargas anteriores. 55
Tabela 3-3 – Parâmetros adotados na previsão da capacidade de carga para estacas Mega. 69
Tabela 4-1 – Resumo dos ensaios realizados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia. 71
Tabela 4-2 – Interpretação das curvas “carga x recalque” e definição da capacidade de carga. 89
Tabela 4-3 – Capacidade de carga média para as estacas ensaiadas. 90
Tabela 4-4 – Relação Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em época seca. 92
Tabela 4-5 – Relação média Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em época seca. 95
Tabela 4-6- – Relação Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em época úmida. 96
Tabela 4-7 – Relação média Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em época úmida. 96
Tabela 4-8 – Relação Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em condição inundada. 99
Tabela 4-9 – Relação média Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em condição inundada. 99
Tabela 5-1 – Resumo dos ensaios realizados no Campo Experimental – IPMet. 107
Tabela 5-2 – Capacidade de carga média para estacas Mega determinadas com base no critério da NBR 6122/2022.... 125
Tabela 5-3 – Previsão da capacidade de carga para as estacas assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área A. 128
Tabela 5-4 – Estatísticas da relação Carga Medida/Carga Prevista para Área A. 128
Tabela 5-5 – Previsão da capacidade de carga para as estacas assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área B. 129
Tabela 5-6 – Estatísticas da relação Carga Medida/Carga Prevista para Área B. 131
Tabela 5-7 – Previsão da capacidade de carga considerando as estacas e assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área A e Área B em conjunto. 132
Tabela 5-8 – Estatísticas da relação Carga Medida/Carga Prevista considerando Área A e Área B em conjunto. 132

Tabela 1 – Resultados das análises de confiabilidade realizadas para estacas de 6 m de comprimento. 154
Tabela 2 –Resultados das análises de confiabilidade realizadas para estacas de 8 m de comprimento. 155

LISTA DE SÍMBOLOS

a_{DPL} e b_{DPL}: coeficientes para o DPL;
B_q: o índice de poropressão do CPT;
C_{DPL}: fator de correção para efeito de escala proposto para o DPL;
E: módulo de elasticidade do material da estaca;
E_D :Módulo Dilatométrico;
f_{ck}: resistência característica;
F_r: razão de atrito normalizada do CPT;
f_s: atrito lateral do CPT;
G_0: Módulo de Cisalhamento Máximo;
I_D: Índice de Material;
K_D: Índice de Tensão Horizontal;
L: comprimento da estaca;
N_{10}: número de golpes para o avanço de 10 cm para o DPL;
N_{SPT}: índice do ensaio SPT;
P_f: probabilidade de falha;
P_r: carga de ruptura convencional;
Q: a carga aplicada na ponta da estaca;
q_c: resistência de ponta do CPT;
q_p: a resistência de ponta unitária;
Q_t: resistência de ponta normalizada do CPT;
q_t: resistência real mobilizada do CPT;
Q_{ult}: carga última;
R_f: razão de atrito do CPT;
RIG: rigidez;
R_L: parcela de resistência lateral;
r_l: resistência lateral unitária da estaca;
R_P: parcela de resistência de ponta;
r_p: resistência de ponta unitária da estaca;
u_0: poropressão hidrostática;
u_2: parcela de poropressão na posição padrão do CPT;
V_s: velocidade da onda cisalhante;
Z_m: leitura do manômetro à pressão atmosférica para o DMT;
β: índice de confiabilidade;
ΔA e ΔB: parâmetros de calibração do DMT;
Δ_r: recalque de ruptura convencional;
$\Phi(\ )$: distribuição normal acumulada no espaço normal-padrão;
ρ: recalque correspondente a Q;
ρ_{solo}: massa específica do solo;
σ_{v0}: tensão geostática atuante;
σ_{v0}': tensão geostática efetiva;
τ_l: resistência lateral unitária.

SUMÁRIO

RESUMO.....i
ABSTRACT.....ii
LISTA DE FIGURAS.....iii
LISTA DE TABELAS.....vi
LISTA DE SÍMBOLOS.....vii
SUMÁRIO.....viii
1. INTRODUÇÃO.....1
1.1. Introdução.....1
1.2. Objetivos.....2
1.3. Justificativa do Trabalho.....3
1.4. Organização do Trabalho.....4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....6
2.1. Solos Não Saturados.....6
2.2. Solos Colapsíveis.....7
2.3. Estacas Mega.....9
2.4. Prova de Carga.....11
2.5. Definição da Capacidade de Carga – Curva "Carga x Recalque".....12
2.5.1. Método da NBR 6122/2022.....12
2.5.2. Método de Terzaghi (1943).....13
2.5.3. Método de Davisson (1972).....14
2.5.4. Método de Van der Veen (1953).....15
2.5.5. Método de Rigidez – Décourt (1996).....16
2.6. Ensaios de Campo.....18
2.6.1. SPT.....19
2.6.2. CPT e CPTu.....20
2.6.3. DMT.....24
2.6.4. DPL.....25
2.7. Métodos Semiempíricos para Previsão da Capacidade de Carga de Estacas.....31
2.8. Variabilidade em Resultados de Ensaios de Campo.....41
2.8.1. Espacial ou Inerente.....41
2.8.2. Sazonal.....42
2.9. Teoria da Confiabilidade.....43
2.9.1. Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM).....44
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....45

3.1. Locais de Estudo – Unesp de Bauru 45
3.1.1. Caracterização Geológica-Geotécnica 45
3.1.2. Clima 48
3.1.3. Resultados Prévios de Ensaios de Campo 49
3.1.4. Resultados Prévios de Ensaios de Laboratório 51
3.1.5. Resultados Prévios de Provas de Carga em Estacas Mega 52
3.1.6. Considerações sobre o Campo Experimental – IPMet 55
3.2. Ensaios de Campo 58
3.2.1. CPTu e Sísmica down-hole 58
3.2.1. DMT 59
3.2.2. DPL e SDPL 60
3.2.3. Ensaios em Condição Inundada 62
3.2.4. Localização dos ensaios 63
3.3. Estacas Mega 63
3.4. Prova de Carga em Estacas Mega 66
3.4.1. Monitoramento da Cravação 67
3.4.2. Prova de Carga em Condição Natural 67
3.4.3. Prova de Carga em Condição Inundada 68
3.4.4. Parâmetros Adotados nas Previsões 69
3.5. Confiabilidade da Previsão da Capacidade de Carga 70
4. CAMPO EXPERIMENTAL - FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU 71
4.1. Ensaios de Campo 72
4.1.1. DPL 72
4.1.2. Interpretação Racional do DPL 74
4.1.3. Efeito da Condição Não Saturada 81
4.1.4. Sísmica Down-hole 83
4.2. Provas de Carga em Estacas Mega 83
4.2.1. Cargas para Cravação 85
4.2.2. Curvas “Carga x Recalque” 86
4.2.3. Capacidade de Carga 88
4.3. Previsão da Capacidade de Carga por meio de Ensaios de Campo 91
4.3.1. Previsão para Estacas ensaiadas em Época Seca 91
4.3.2. Previsão para Estacas ensaiadas em Época Úmida 95
4.3.3. Previsão para Estacas ensaiada em Condição Inundada 98
4.3.4. Comentários sobre os Parâmetros Adotados 101
4.4. Proposta para Realização de Provas de Carga em Sistema de Cravação 102
4.4.1. Justificativa da Proposta 102

4.4.2. Esquema das Provas de Carga em Sistema de Cravação 102
4.4.3. Resultados Iniciais – Cargas para Cravação 103
5. CAMPO EXPERIMENTAL - IPMet 106
5.1. Resultados dos Ensaios de Campo 107
5.1.1. CPTu 107
5.1.2. DMT 112
5.1.3. DPL 115
5.2. Variabilidade dos Resultados de Ensaios de Campo 116
5.2.1. CPTu 119
5.2.2. DMT 121
5.2.3. DPL 123
5.3. Reinterpretação de Resultados Prévios de Provas de Carga 124
5.3.1. Previsão da Capacidade de Carga 124
5.3.2. Análise Probabilística dos Resultados 134
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE 139
6.1. Conclusões 139
6.2. Sugestões para Continuidade 140
7. BIBLIOGRAFIA 142
ANEXOS 151
Anexo 1 151
Anexo 2 153

1. INTRODUÇÃO

1.1. Introdução

As teorias clássicas da Mecânica dos Solos foram desenvolvidas para países de clima temperado do hemisfério norte, baseadas em casos particulares de solos, como argilas saturadas e areias secas ou saturadas. Essas teorias, no entanto, apresentam limitações para emprego em solos não convencionais, como os solos não saturados, as areias cimentadas e os rejeitos de mineração (FREDLUND, 1996).

Os solos típicos daqueles que ocorrem no Brasil encontram-se em regiões tropicais, com comportamento geomecânico distinto daqueles desenvolvidos para regiões de clima temperado, além de tipicamente estarem em condição não saturada e muitos apresentarem comportamento colapsível. Os solos colapsíveis são materiais com estrutura porosa e não saturada que, ao sofrer um aumento no seu teor de umidade, tem uma redução do volume sem aumento importante de sobrecarga (VILAR; RODRIGUES, 2011).

O Estado de São Paulo, principalmente no seu centro-oeste, apresenta uma extensa área formada por solos colapsíveis, sensíveis à umidade, além de ser influenciada por mudanças sazonais, com alterações no período de chuvas e secas, afetando o teor de umidade e a sucção nesses solos (FERREIRA et al., 1989; ROCHA et al., 2023). A variabilidade sazonal leva a variações nos resultados de ensaios de campo (ROCHA, 2018; GIACHETI et al., 2019; SILVEIRA et al., 2024), o que pode influenciar a interpretação dos resultados e a etapa de projeto de obras de terra e fundações.

O colapso dos solos é conhecido pelo meio geotécnico, com os problemas decorrentes deste fenômeno sendo comumente encontrados em construções. No entanto, não existe nas etapas de concepção de projetos, uma metodologia de investigação geotécnica e dimensionamento dos elementos de fundação que leve em consideração o potencial de colapso do sistema. Além disso, há a variabilidade sazonal e a variabilidade espacial do local estudado, que também não são levadas em consideração em projetos, acarretando diversos problemas nas estruturas. Em fundações, esses problemas, de maneira geral, podem ser traduzidos em recalques diferenciais.

A previsão da capacidade de carga de elementos de fundação, visando evitar o colapso, é realizada por meio da caracterização adequada do local de estudo por meio de ensaios de campo e laboratório, e da realização de provas de carga, que são ensaios

complexos e que demandam tempo para sua realização, muitas vezes escasso em obras de engenharia.

Métodos semiempíricos foram desenvolvidos para contornar essa dificuldade e trabalharem como mecanismo de previsão do comportamento de elementos de fundação a partir de resultados de ensaios de campo, uma vez que estes são técnicas bem difundidas e resultados obtidos sendo base para estimativa de parâmetros de projeto geotécnicos no Brasil (SCHNAID; ODEBRECHT 2012). Dentre os ensaios de campo, destaca-se o Penetrômetro Dinâmico Leve, DPL, um ensaio que apresenta como grande vantagem a acessibilidade devido a configuração compacta (CUNHA; NILSSON, 2003), sendo interessante para investigação de áreas onde serão instaladas estacas Mega.

Esses métodos, no entanto, não levam em consideração o efeito da variabilidade do terreno e da condição não saturada dos solos, devido à dificuldade e ao custo de campanhas de ensaios de campo e laboratório realizados em condições especiais, uma vez que muitas vezes exigem ensaios com instalação e controle de sucção.

Uma prática comumente utilizada para solução de problemas de colapso em fundações profundas realizadas em estacas se dá pela utilização de reforços com estacas Mega, segmentos de concreto ou metálicos cravados no solo de forma a recuperar a estrutura. O uso dessas estacas é comum como reforço em fundações danificadas, entretanto as soluções são baseadas na experiência dos técnicos e operadores, e não são executadas de maneira racional com uma rotina de operações. É comum a falta de informações quando se trata do reforço de fundações, uma vez que os problemas são relacionados com erros em projetos (GOLOMBEK, 1996).

A previsão de capacidade de carga em estacas Mega por meio de ensaios de campo, considerando a variabilidade do terreno e a condição não saturada é relevante principalmente para evitar problemas típicos de solos colapsíveis, possibilitando um maior avanço no entendimento do comportamento do solo não saturado e uma rotina para recuperação de patologias existentes.

1.2. Objetivos

O principal objetivo deste trabalho foi ampliar o conhecimento para a previsão de capacidade de carga de estacas utilizadas para o reforço de fundações em solo colapsível, do tipo Mega, por meio de ensaios de campo, com destaque para o DPL, levando em conta o efeito da variabilidade sazonal da sucção.

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Desenvolver a técnica para realizar provas de carga em estacas Mega de dimensões reduzidas a fim de otimizar a realização destes ensaios em campo;
- Verificar a aplicabilidade de métodos semiempíricos baseados em resultados de diferentes ensaios de campo desde o SPT, CPT, DMT e, em especial o DPL, para previsão da capacidade de campo de estacas Mega;
- Avaliar o efeito da condição não saturada, em especial a variação sazonal da sucção, na interpretação de ensaios de campo e de provas de carga em estacas Mega;
- Avaliar o efeito da variabilidade espacial inerente do solo na interpretação de ensaios de campo e de provas de carga em estacas Mega.

1.3. Justificativa do Trabalho

Procura-se contribuir para um avanço no conhecimento do projeto de reforço de fundações por meio de estacas Mega, ou estacas de reforço, em solos colapsíveis não saturados, aprimorando métodos semiempíricos para previsão da carga dessas estacas nestes solos, em especial métodos baseados no ensaio DPL, como alternativa à realização de ensaios de prova de carga.

A seguir, destacam-se alguns pontos que justificam esse estudo:

- Os problemas decorrentes da existência de solos colapsíveis, como os recalques diferenciais em fundações, são conhecidos e precisam ser considerados no projeto. Entretanto, as formas de recuperação dessas fundações, por meio de estacas Mega, muitas vezes se baseiam na experiência do profissional, não sendo executada de maneira racional;
- Provas de carga são ensaios que permitem a determinação da capacidade de carga de elementos de fundação, entretanto muitas vezes não são realizadas, pois dependem de uma estrutura robusta para ancoragem do sistema de reação, além de representarem um custo elevado e atraso em obras. Além disso, por não serem comuns em obras de menor porte, não há uma rotina para sua realização de maneira a otimizar a obtenção dos resultados, de forma rápida e eficiente;
- Como alternativa são utilizados resultados de ensaios de campo para previsão da capacidade de carga de elementos de fundação a partir de método semiempíricos. Comumente, emprega-se o SPT, tendo em vista a facilidade de execução e da

interpretação dos dados, além da coleta de amostras. Entretanto, a qualidade da sondagem é função da boa execução, que depende de quem os executa. Tendo em vista o fator humano envolvido, buscam-se maneiras para facilitar a obtenção de dados de campo para previsão da capacidade de carga;

- Ensaios mais modernos, como CPT e DMT, que empregam equipamento de cravação com maior controle da operação, não são tão difundidos no Brasil quanto os ensaios SPT e tem custos mais elevados;
- Ensaios com Penetrômetro Dinâmico Leve, DPL, são mais simples, de execução similar ao SPT, com a vantagem de empregar um equipamento menor, e é fácil de ser realizado. Estudos apontam que os resultados desse ensaio convergem bem com os resultados de SPT como os de CPT. Isto torna o DPL atrativo, por se tratar de ensaios rápidos e de fácil execução e interpretação de resultados para previsão da capacidade de carga em estacas curtas;
- É necessário sistematizar a rotina do projeto e execução de fundações por meio de ensaios *in situ* para a previsão da capacidade de carga de elementos de reforço nesses tipos de solo, considerando aspectos da variabilidade do terreno levando em conta a parcela sazonal devido a sucção.

1.4. Organização do Trabalho

Este trabalho está organizado em 7 Capítulos, que englobam uma introdução do trabalho, com objetivos e justificativa para sua realização (Capítulo 1); revisão bibliográfica dos principais temas abordados (Capítulo 2); metodologia utilizada para realização dos ensaios e análise dos resultados (Capítulo 3); resultados obtidos e discussões para os dois Campos Experimentais (Capítulos 4 e 5); conclusões e sugestões para continuidade (Capítulo 6), além das referências bibliográficas (Capítulo 7) e Anexo.

Além disso, este trabalho aborda duas grandes áreas de estudo, cada uma sendo avaliada em um dos Campos Experimentais estudados:

1. Realização de **provas de carga** em **estaca Mega** e **ensaios de campo**, avaliando a influência da **variabilidade sazonal** nos resultados dos ensaios. Esse estudo foi desenvolvido no **Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru** (Capítulo 4) e conta com apoio da empresa FUNDEP Engenharia, especializada em serviços de reforço de fundações em estacas Mega. Devido às cargas elevadas

na cravação de estacas Mega de concreto com dimensões usuais (diâmetro de 0,20 m), decidiu-se pelo uso de estacas com dimensões (diâmetro e altura) reduzidas (diâmetro de 0,10 m e altura de 0,25 m), possibilitando o uso de uma estrutura menos robusta, com sistema de reação composto por hastes helicoidais. De forma a reproduzir a prática de operação de reforços de fundações, os segmentos foram cravados no solo e, após a cravação de 1,0 m dos segmentos, foram realizadas provas de carga rápida para obtenção de resultados metro a metro, ao logo da zona ativa do perfil investigado, ou seja, aquela mais afetada pela sazonalidade, isto é, pelas variações no perfil de umidade;

2. Estudo da influência da **variabilidade espacial** nos resultados de **ensaios de campo** e **provas de carga** em estacas Mega, com abordagens empíricas e probabilísticas. Esse estudo foi desenvolvido no **Campo Experimental próximo ao IPMet** (Capítulo 5) e conta com apoio de professores do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Engenharia de Bauru/FEB – UNESP e demais membros desse grupo de pesquisa. Resultados anteriores de ensaios de campo e principalmente de provas de carga em estacas Mega nesse Campo Experimental apresentaram uma grande variabilidade nas curvas "carga x recalque", algo que autores anteriores não conseguiram explicar. A fim de compreender melhor a variabilidade desses resultados, foram realizados ensaios DPL, DMT e especialmente CPTu para avaliar e tentar incorporar essa variabilidade na previsão da capacidade de carga dessas estacas Mega, utilizando nas análises realizadas a Teoria da Confiabilidade.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Solos Não Saturados

Os solos formados em regiões de clima tropical são caracterizados por ciclos de umedecimento e secagem, propiciando formação de perfis não saturados até grandes profundidades (ROCHA, 2018; FERNANDES, 2022). A elevada taxa de evaporação e evapotranspiração nessas regiões retira a água do solo, induzindo-o a variações de pressão na água, caracterizada pela presença de uma fase gasosa nos seus poros. As interações das fases líquida, gasosa e sólida conferem aos solos não saturados a atuação do componente sucção (VALVERDE, 2021; FERNANDES, 2022).

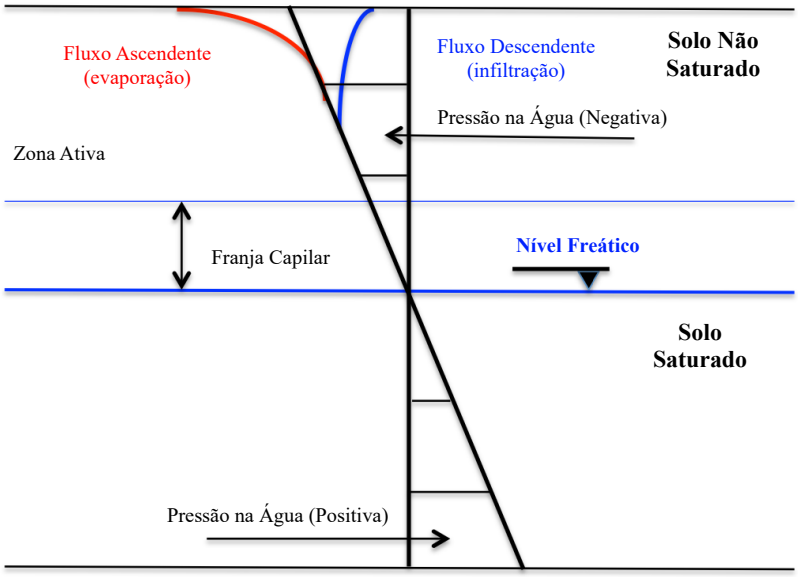


Figura 2-1 – Distribuição da pressão na água em um perfil de solo (adaptado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Marinho (2005) trata sucção como uma característica proveniente das condições físico-químicas da estrutura do sistema solo-água-ar, responsável pela variação do grau de saturação do solo, dependendo das condições ambientais ao seu redor. Saab (2016) ressalta o crescente estudo dos solos não saturados, devido ao desenvolvimento de técnicas modernas que permitem a medida, imposição e controle da sucção. A Figura 2-2 apresenta a variabilidade de parâmetros geotécnicos em decorrência da sazonalidade obtidos por Rocha (2018), principalmente nas camadas mais superficiais, que interagem de forma mais direta com a atmosfera, estando mais sujeitas a este fenômeno. É possível observar que, até os 4 m de profundidade, há uma zona que sofre maior influência da

umidade, variando intensamente os parâmetros geotécnicos devido à influência da sucção, chamada de zona ativa.

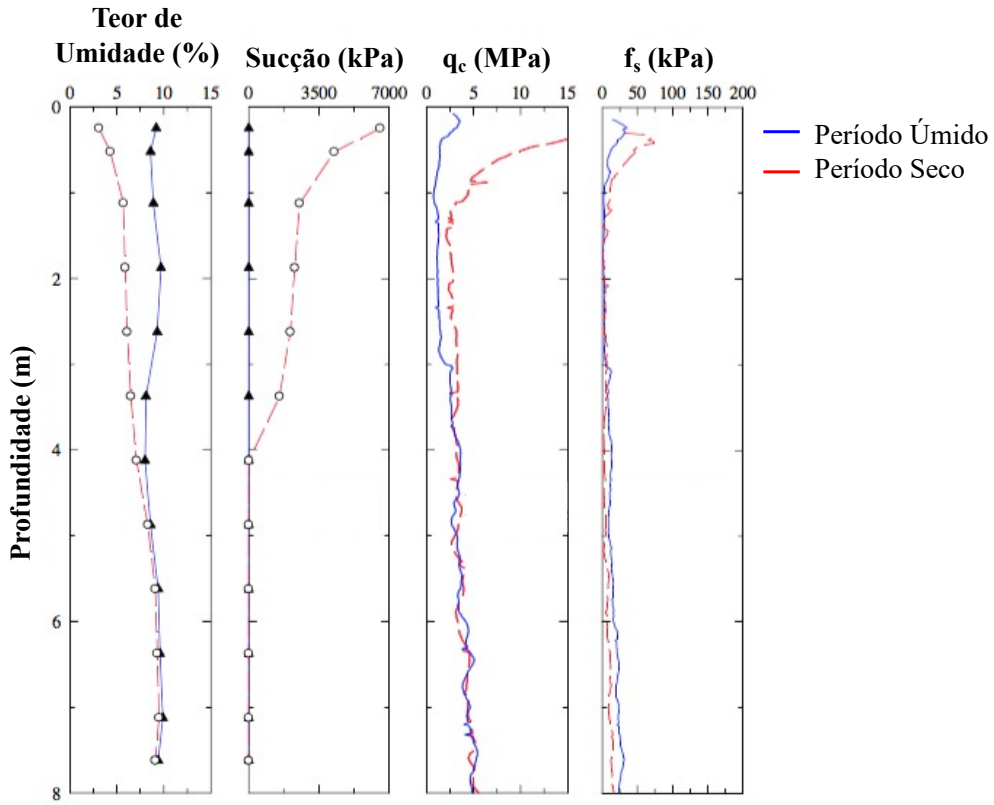


Figura 2-2 – Resultados típicos da variabilidade de umidade, sucção resistência de ponta e atrito lateral entre período úmido e período seco (adaptado de ROCHA, 2018).

2.2. Solos Colapsíveis

Uma característica frequente em solos tropicais não saturados porosos é a colapsibilidade. Solos colapsíveis são solos porosos não saturados que podem apresentar uma diminuição significativa do seu volume, devido ao aumento do grau de saturação, sem que haja um aumento importante das sobrecargas externas aplicadas (VILAR; RODRIGUES, 2011). O colapso é um comportamento típico de solos de baixa densidade que podem ser encontrados em diversos lugares do mundo (DUDLEY, 1970; NUÑEZ, 1975; VILAR et al., 1981; ALONSO et al, 1987; SAAB, 2016; SAAB, 2022).

O valor máximo do colapso depende do tipo de solo, densidade e umidade (SAAB, 2022). Maiores deformações por colapso estão associadas a baixos valores de graus de saturação e densidades (DUDLEY, 1970; COLLINS; MCGOWN, 1974; ALONSO et al., 1990). Saab (2016) aponta para a estrutura metaestável deste tipo de solos, ou seja, existência de uma resistência temporária gerada pela sucção e, em alguns casos, por elementos cimentantes solúveis à água. Essa estrutura, no entanto, pode ser facilmente

rompida por agentes externos, como água, configurando o mecanismo de colapso, com a inundação reduzindo a sucção do solo, eliminando os elementos que mantém essa estrutura (VALVEDE, 2021; SAAB et al. 2023). Monacci (1995) ressalta que há ocorrência de problemas de colapso em pelo menos metade da área do Estado de São Paulo (Figura 2-3). As camadas de solos colapsíveis são consideradas camadas problemáticas de solo, principalmente em projetos de fundações residenciais (Figura 2-4), que raramente contam com projeto elaborado e investigação prévia adequada (ROCHA et al., 2023).



Figura 2-3 – Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (adaptado de FERREIRA et al., 1989).



Figura 2-4 – Problema ocasionado por colapso do solo nas regiões de Bauru (a) e Ribeirão Preto (b) (Autor).

Problemas de recalques diferenciais, quando ocorrem, são bastante onerosos (KALANTARI, 2013; VILAR, RODRIGUES, 2011). Na prática da engenharia de fundações, esses problemas são comumente corrigidos com a utilização de reforços por fundação (FERREIRA, 1998; MANTOVANI et al., 2020). Goltlieb (1998) comenta que as soluções para os serviços de reforço são muito variadas e dependem das condicionantes do problema em questão, tais como: tipo de solo, urgência, fundações existentes, nível de carregamento e espaço físico disponível.

2.3. Estacas Mega

O reforço de fundação consiste em uma intervenção no sistema solo-estaca-estrutura existente, visando modificar seu desempenho (HACHICH et al., 1998). Dentre as alternativas para reforço de uma fundação, uma adotada com frequência, consiste na utilização estacas Mega (FERREIRA, 1998; MANTOVANI et al., 2020).

As estacas Mega podem ser realizadas de diversas maneiras, dentre elas: metálicas, de concreto, trilhos e injetadas. Apresentam-se como interessantes soluções para recuperação de estruturas danificadas uma vez que são adaptáveis a diversos tipos de obras e condições do terreno, além de apresentarem rapidez na cravação e uma baixa relação custo-benefício (MEGA REFORÇA, 2023). As Megas de concreto e as metálicas as mais comuns na prática (Figura 2-5), e devido aos custos associados, as estacas Megas de concreto são as mais utilizadas, sendo realizadas de maneira usual com seguimentos de cerca de 0,50 m de comprimento e diâmetro usual de 0,20 a 0,25 m cravados no solo.



Figura 2-5 – Cravação de estacas Mega: de concreto (a) e metálicas (b) (adaptado de MEGA REFORÇA, 2023).

Os elementos de concreto são simplesmente justapostos, não sendo usual qualquer tipo de solidarização entre eles (BONI et al., 2006). Sitta (2008) ressalta que pelo fato de os elementos serem introduzidos no terreno por um macaco hidráulico, estes não induzem vibrações, reduzindo os riscos de instabilidade que possam existir devido à precariedade das fundações defeituosas. Os segmentos de concreto são cravados utilizando a estrutura danificada existente como elemento de reação.

A rotina para realização de um reforço utilizando estacas Mega, ilustrada na Figura 2-6, segue pela escavação de uma câmara de trabalho sob a fundação existente, introdução das estacas no solo, acionando o macaco que reagirá na estrutura existente e com estágios crescentes na pressão aplicada até atingir a carga necessária especificada em projeto, então colocada uma fina camada do solo escavado e uma peça em formato de quadro (cabeçote) sobre a estaca.

Na prática, as estacas Mega são instaladas no terreno em condição inundada, isto é, com inundação prévia do local. Esse processo facilita a cravação dos segmentos no solo e resulta em estacas Mega com maiores comprimentos.

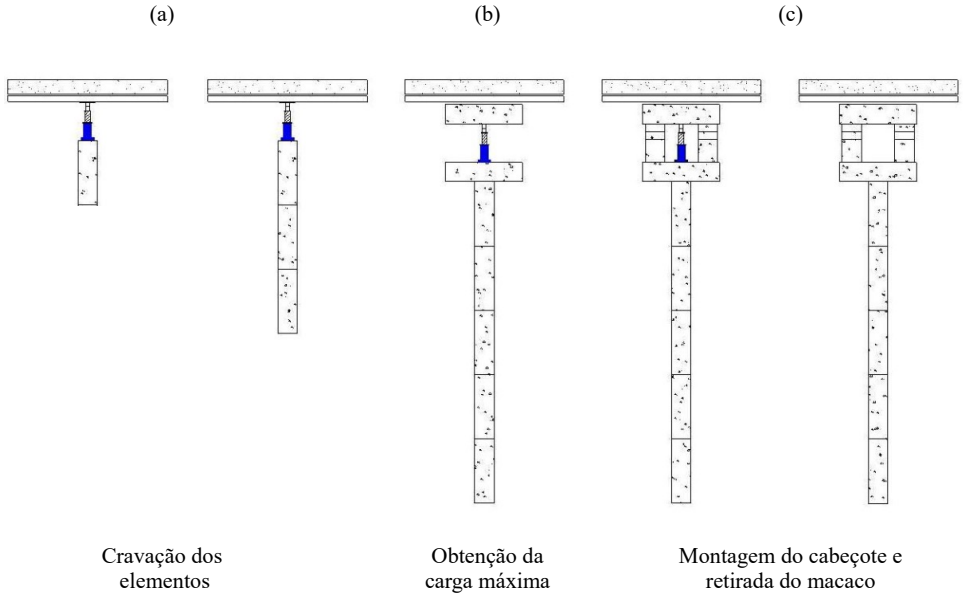


Figura 2-6 – Processo de cravação de estacas Mega (adaptado de SITTA, 2008)

Embora seja um assunto de grande importância na técnica de fundações, o número de publicações que tratam do assunto é bastante reduzido. Isso se deve ao fato de que engenheiros e proprietários, em geral, não estão interessados na divulgação de problemas executivos e de projeto em suas obras (GOLOMBEK, 1996; DONADON, 2009). A falta de informações sobre esse tipo de solução provoca um distanciamento e divergências de

conceitos entre projetistas e executores de estacas Mega, dificultando a adequada atuação científica, profissional e ética na execução deste tipo de estaca (DONADON, 2009).

A natural dificuldade em conhecer propriedades do solo onde as fundações e seus reforços serão construídos, alterações das condições iniciais provocadas pela execução das estacas e o comportamento complexo do conjunto estaca-solo, de difícil modelagem numérica ou analítica, justificam a necessidade da utilização deste ensaio em verdadeira grandeza (ALBUQUERQUE, 1996).

2.4. Prova de Carga

As provas de carga são ensaios realizados para o estudo do comportamento estaca-solo e seu controle de qualidade, verificando aspectos importantes para seu desempenho, como a capacidade de carga do elemento, deslocamentos da fundação, e ainda, no caso de estacas instrumentadas, a transferência de carga em profundidade (ALBUQUERQUE, 1996; SCHULZE, 2013). Uma grande vantagem da realização de provas de carga estática se dá pelo fato de o ensaio repercutir o complexo comportamento do conjunto solo-fundação, influenciado pela modificação provocada no solo pelos trabalhos de infraestrutura da obra, execução das fundações assim como pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações (MILITITSKY, 1991; NIYAMA et al., 1998; POLIDO et al., 2008; CURY FILHO, 2016).

A carga de ruptura da estaca teste deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Um importante resultado obtido por meio de provas de carga é a curva “carga x recalque”. Schulze (2013) ressalta que, de forma geral, as curvas apresentam formato assintótico em que se observam recalques crescentes sem haver aumento da carga aplicada, caracterizando esta carga máxima como a de ruptura.

O ensaio pode ser realizado com diferentes tipos de carregamento segundo a NBR 16903/2020, sendo eles: Lento (SML); Rápido (QML); Misto (lento seguido do rápido); Cíclico (CLT / SCT), dividido pela norma em lento ou rápido, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão.

As provas de carga lentas são caracterizadas pelo pressuposto da estabilização dos recalques com o tempo, com cada estágio de carga mantido até que o controle dos recalques correspondentes indique a estabilização. As provas de carga rápidas são aquelas que mantém os estágios de carga e descarga por tempos determinados, independente da

estabilização deslocamentos, garantindo economia de tempo na realização do ensaio (CURY FILHO, 2016).

2.5. Definição da Capacidade de Carga – Curva "Carga x Recalque"

Lobo (1991) caracteriza a carga última (Q_{ult}) de uma estaca como aquela em que o recalque continua a ocorrer sem que haja novo acréscimo de carga. Para sua definição, são necessários ensaios de prova de carga. Entretanto, a realização de provas de carga pode conduzir a curvas "carga x recalque" que não apresentam nitidamente a carga de ruptura do elemento ensaiado.

O ensaio é frequentemente interrompido prematuramente sem que se atinja a carga de ruptura, seja por motivos de custos e prazos (em situações de obras), seja porque a carga de reação é insuficiente, ou ainda porque não se pretende danificar o elemento em casos que este é parte definitiva da fundação da obra (DONADON, 2009).

A NBR 6122/2022 recomenda que a determinação da carga de ruptura seja por meio de métodos consagrados da mecânica dos solos. Quando o ensaio não atinja a carga de ruptura, podem ser utilizados critérios para sua determinação.

2.5.1. Método da NBR 6122/2022

Segundo o Critério da NBR 6122/2022, a capacidade de carga do sistema solo-estaca pode ser considerada como definida quando houver a ruptura nítida do elemento na curva, caracterizada por deformações contínuas sem novos acréscimos de carga. Quando a ruptura nítida do elemento não é atingida, ou seja, quando o sistema solo-estaca apresentar capacidade de carga superior àquelas aplicadas no elemento ensaiado ou quando a estaca apresentar recalques muito elevados mas que não seja características de ruptura nítida, a carga de ruptura convencional (P_r) pode ser obtida como aquela correspondente ao recalque obtido por meio da Equação 1.

$$\Delta_r = \frac{P_r.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (1)$$

Sendo: Δ_r o recalque de ruptura convencional; P_r a carga de ruptura convencional; L o comprimento da estaca; A a área da seção transversal da estaca; E o módulo de elasticidade do material da estaca; D o diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

A partir de um valor arbitrário, calcula-se o recalque obtendo um par ordenado (carga, recalque). Para este ponto obtido, plota-se uma reta que cruza o eixo dos recalques em *D*/30. A Figura 2-7 ilustra o método proposto.

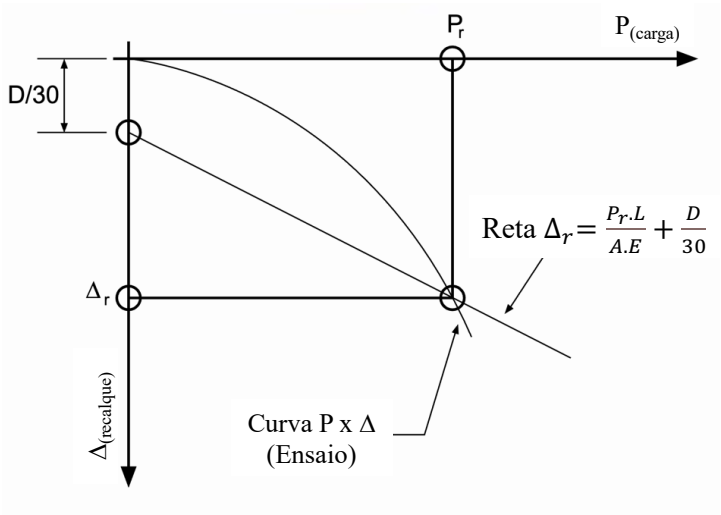


Figura 2-7 –Critério para interpretação da prova de carga (adaptado de ABNT NBR 6122/2022).

Para estacas de concreto, o módulo de elasticidade (*E*) pode ser calculado de acordo com a norma de projeto e execução de obras de concreto armado (NBR 6118), em função da resistência característica (f_{ck}), restringindo os valores máximos segundo o Item 7.8 da NBR 6122/2022. Campos (2005) sugere que, na falta de informações, valores conservadores de *E* podem ser adotados para estacas escavadas e pré-moldadas de concreto, como sendo 20.000 MPa 25.000 MPa, respectivamente.

2.5.2. Método de Terzaghi (1943)

O método proposto por Terzaghi (1943) é aquele que considera que a carga de ruptura (P_r) de uma estaca corresponde àquela que resulta em um recalque igual a 10% do diâmetro (*D*) da ponta da estaca. O método é adotado pela Norma Inglesa (*British Standard*) e pelo Eurocode 7. A Figura 2-7 ilustra o método proposto.

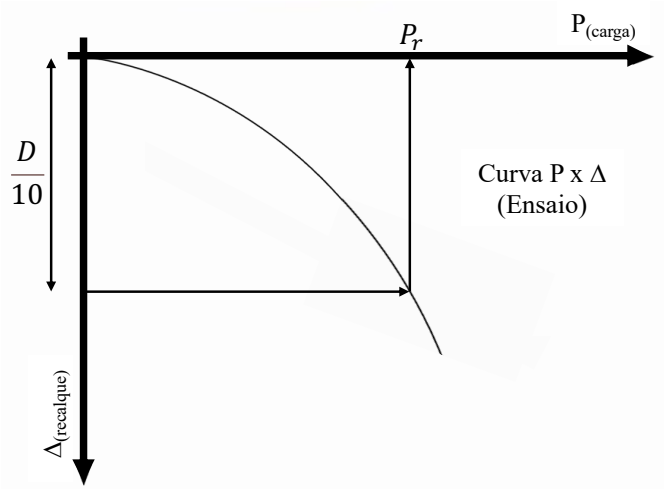


Figura 2-8 – Método de Terzaghi (1943) para interpretação da prova de carga.

2.5.3. Método de Davisson (1972)

Este método foi desenvolvido em conjunto com análises da equação da onda em estacas cravadas, sendo assim, é indicado como bom critério para correlação de resultados de provas de carga estáticas e dinâmicas (NIYAMA et al., 1988). Neste método determina-se a carga limite da estaca (Equação 2), correspondente ao recalque. A Figura 2-9 ilustra o método proposto.

$$\Delta_r = \frac{P_r.L}{A.E} + \left(\frac{D}{120} + 3{,}8\right) \quad (2)$$

Sendo: Δ_r o recalque de ruptura convencional; P_r a carga de ruptura convencional; L o comprimento da estaca; A a área da seção transversal da estaca; E o módulo de elasticidade do material da estaca; D o diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

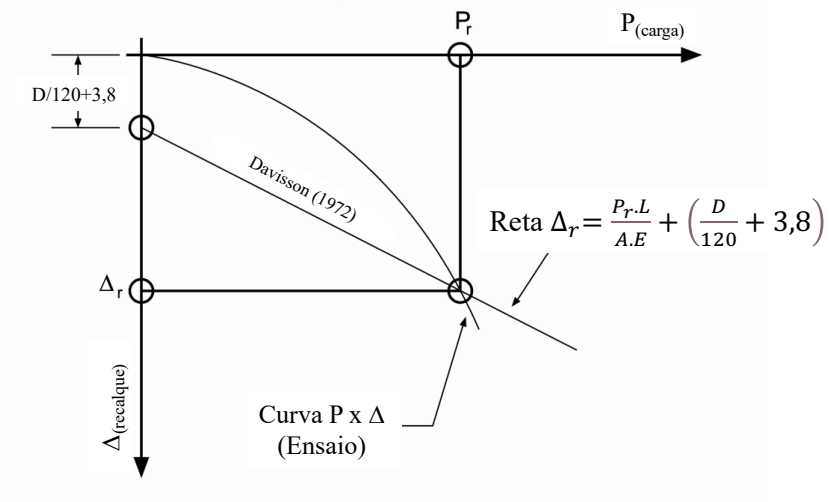


Figura 2-9 –Método de Davisson (1972) para interpretação da prova de carga.

2.5.4. Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) determina a carga de ruptura (P_r) de um elemento de fundação por tentativas. O método analisa a ruptura física da estaca, correspondendo a recalques teoricamente infinitos (CURY FILHO, 2016).

O método é muito utilizado no Brasil para extrapolação da curva "carga x recalque", além da estimativa da carga de ruptura de elementos de fundação. Pode ser escrito de acordo com a Equação 3.

$$Q = Q_{ult}.(1 - e^{-\alpha_{vv}.\rho}) \quad (3)$$

Sendo: Q a carga aplicada na ponta da estaca; ρ o recalque correspondente a Q; α_{vv} o coeficiente que defina a forma da curva.

Pelo método gráfico de Van der Veen (1953), arbitram-se vários valores de carga de ruptura. Para cada um dos valores adotados, calcula-se o parâmetro X_{vv} através da Equação 4. Em seguida, constrói-se o gráfico de X_{vv} x ρ (recalque obtido da prova de carga). A carga de ruptura será aquela que apresentar o melhor ajuste linear, ou seja, $R^2 \approx 1$, com o gráfico que mais se aproximar de uma reta indicando o valor procurado de Q_r, bem como o valor de α_{vv}, dado pelo coeficiente angular da reta (CINTRA et al., 2013), obtido pela Equação 5. A curva ajustada pode ser desenhada, atribuindo-se valores para o recalque e calculando- se os valores correspondentes para Q (ALONSO, 2003).

$$X_{vv} = -\ln\ (1 - Q/Q_r) \quad (4)$$

$$\alpha_{vv}.\rho + \ln\ (1 - Q/Q_r) = 0 \quad (5)$$

Cury Filho (2016) ainda ressalta que quando a carga de ruptura for maior que duas vezes a carga atribuída esse método não é aplicável. Cintra e Aoki (2010) ressaltam que a metodologia é válida desde que a carga aplicada na estaca ultrapasse o valor mínimo necessário para mobilizar todo o atrito lateral.

2.5.4.1. Método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976)

Aoki (1976) rescreveu a equação do método, propondo uma modificação (Equação 6) a partir da observação de que a reta não obrigatoriamente passa pela origem do gráfico, conforme apresentado na Figura 2-10.

$$Q = Q_r.(1 - e^{-\alpha_{vv}.\rho - b_{vv}}) \quad (6)$$

Sendo: b_{vv} o ponto de intersecção com o eixo das ordenadas da curva “carga x recalque”.

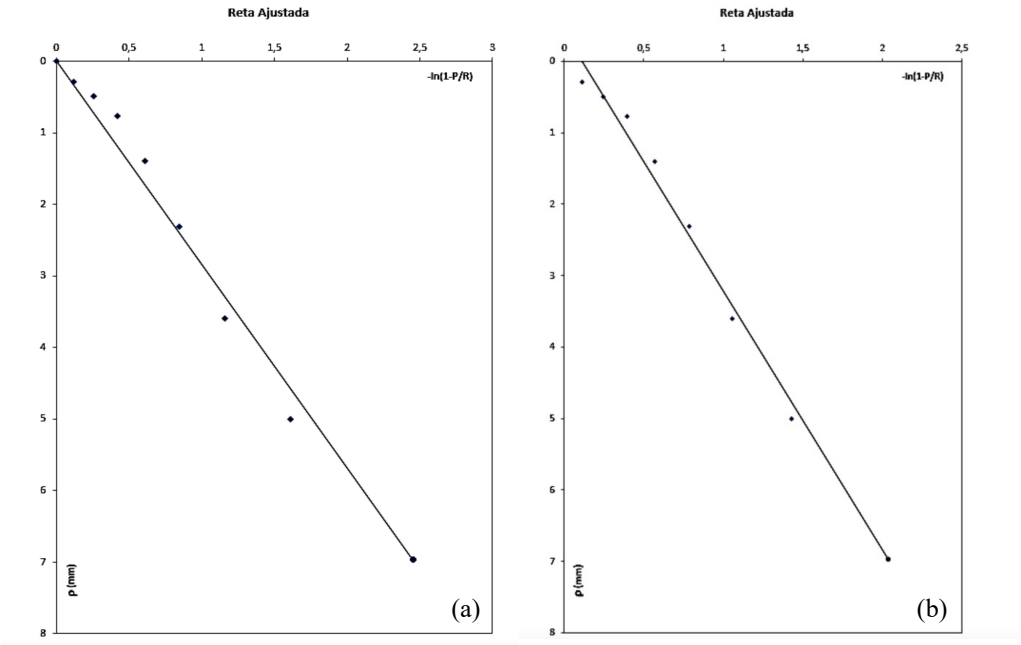


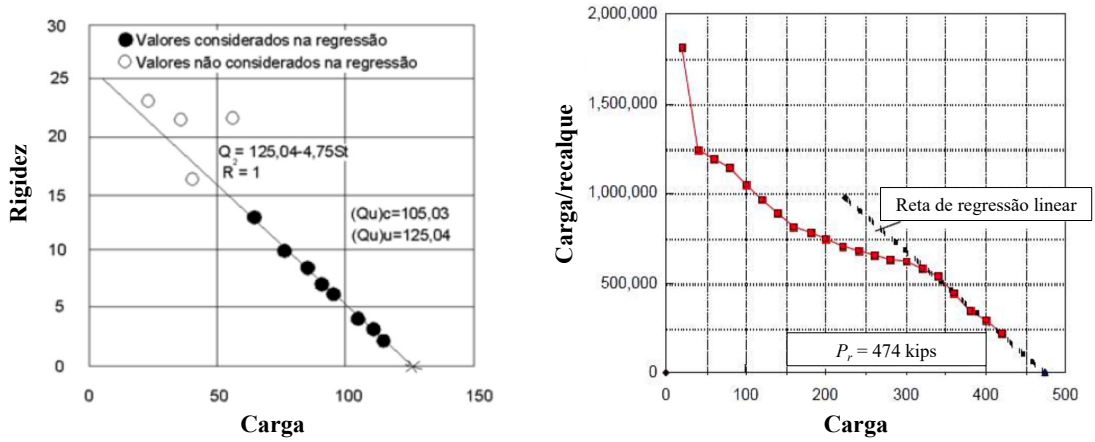
Figura 2-10 – Ajuste linear pelo: Método de Van der Veen (a); Método de Van der Veen modificado por Aoki (b) (adaptado de CARVALHO e ALBUQUERQUE, 2023).

2.5.5. Método de Rigidez – Décourt (1996)

O método de Rigidez proposto por Décourt (1996) faz a previsão da capacidade de carga da estaca por meio de uma regressão linear. O método permite a visualização da ruptura mesmo que o ensaio tenha sido interrompido prematuramente. Décourt (2008) propõe um refinamento do método onde assume-se que os carregamentos, quando conduzidos até grandes deformações, permitem a identificação de duas parcelas de carregamento, o que permite identificar o domínio de transferência de carga pela ponta e pelo atrito lateral (CURY FILHO, 2016).

A Rigidez (*RIG*) é obtida dividindo os valores das cargas (Q) pelos recalques associados a essas cargas (ρ), conforme Equação 7. Após, é plotado a *carga* x *carga/recalque* com os valores obtidos, realizando uma regressão linear para trecho final da curva. A ruptura é definida com a carga em que a rigidez é nula, ou seja, deformação infinita, de acordo com a Figura 2-11.

$$RIG = \frac{Q}{\rho} \quad (7)$$



(a) (b)

Figura 2-11 – Método da Rigidez de Décourt (adaptado de: DÉCOURT, 1986 (a); e FELLENIUS, 2006 (b))

Na aplicação do método, analisam-se diversas equações de regressão linear possíveis (tomando 3, 4 até *n* pontos), sendo adotada aquela que melhor se ajuste, ou seja, $R^2 \approx 1$. A Figura 2-12 apresenta a influência de tomarem-se mais pontos na interpretação da curva.

Este método também apresenta a vantagem de ser utilizado enquanto o ensaio está sendo executado. Fellenius (2006) ainda ressalta o operador pode observar a provável carga de ruptura quando a linha de regressão começar a ser projetada no gráfico. Este método se comporta uma formulação matemática que tem mais o caráter de uma simulação (MASSAD, 2008).

Através da extrapolação da curva "carga x recalque" é possível a obtenção do valor da carga correspondente à ruptura física. Entretanto, sabe-se que a ruptura acontece quando a rigidez tende a ser nula e os recalques infinitos. Como esta situação não ocorre, a capacidade de carga é calcula através da Equação 8, com o conceito de ruptura convencional aplicado à curva "carga x recalque" (MELO, 2009; SCHULZE, 2013).

$$P_r = 10^{\left(\left(\log\left(\frac{D}{10}\right)\right).b_{log}\right)-a_{log}} \quad (8)$$

Sendo: a_{log} a previsão da curva log(carga) x log (recalque) no ponto de regressão; b_{log} a inclinação da curva log(carga) x log(recalque) no ponto de regressão; D o diâmetro da estaca, em mm.

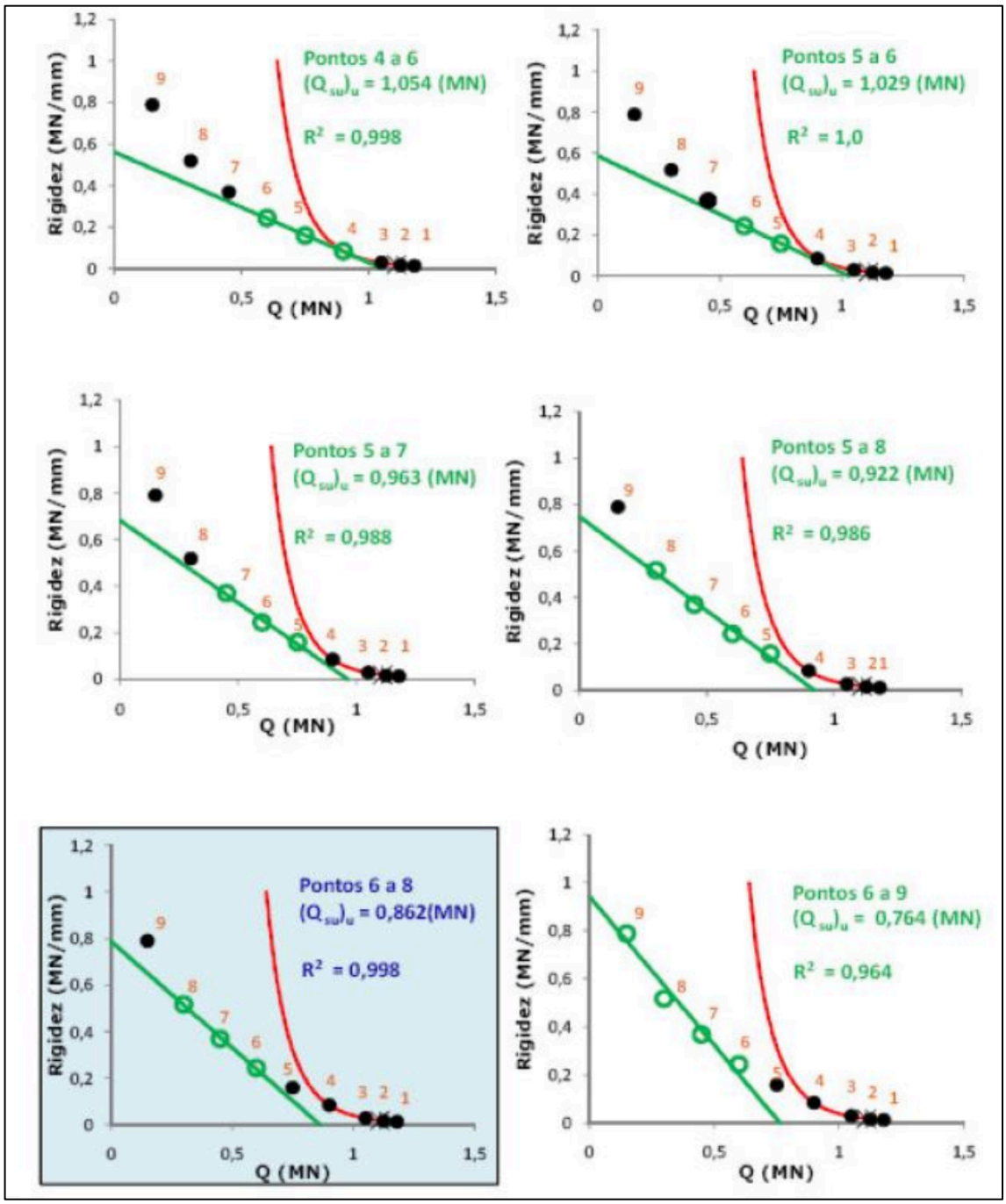


Figura 2-12 – Análise das diversas correlações para representar a carga última pelo método da Rigidez (DÉCOURT, 2008).

2.6. Ensaios de Campo

A investigação do subsolo é uma importante etapa do projeto geotécnico pois permite a definição de importantes informações para projetos de forma geral. A investigação pode ser realizada por meio de ensaios de campo e laboratório, sendo que a utilização de ensaios de campo pode ser considerada a mais atrativa, uma vez que

possibilita a idealização do perfil do subsolo e a estimativa de parâmetros mecânicos de cada camada do perfil (GIACHETI; QUEIROZ, 2004).

A utilização de ensaios de campo no Brasil é bastante usual, com práticas bem difundidas e resultados sendo utilizados como base para estimativa de parâmetros de projeto de fundações e obras de terra (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Rocha (2018) destaca que o emprego de ensaios de campo para projetos geotécnicos em geral tem se provado em vários aspectos, uma vez que possibilitam a obtenção de resultados imediatos, grande número de dados obtidos por ensaio e a avaliação da variabilidade vertical e lateral do maciço estudado. São várias as técnicas para investigação do subsolo por meio de ensaios de campo, apresentadas esquematicamente na Figura 2-13, que serão brevemente descritas a seguir.

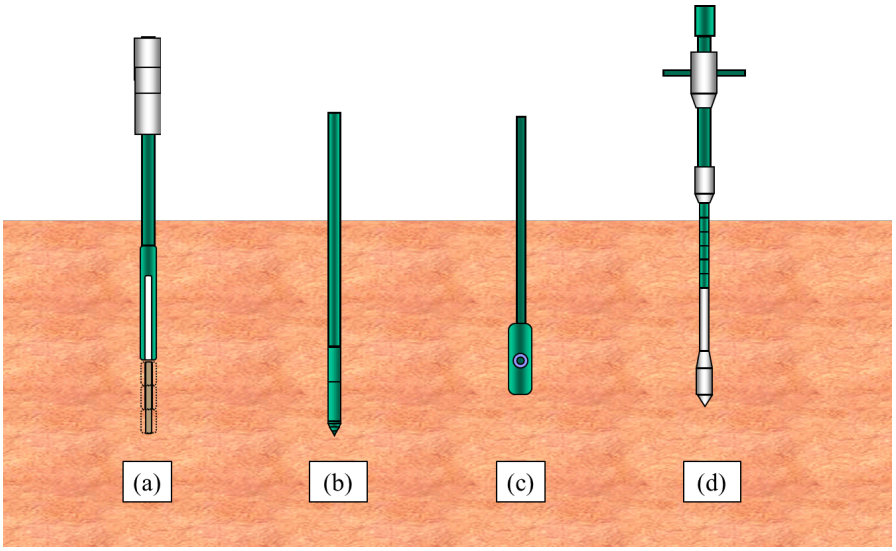


Figura 2-13 – Esquemas representativos dos ensaios SPT (a), CPT (b), DMT (c) e DPL (d).

2.6.1. SPT

A sondagem de simples reconhecimento, SPT, é o ensaio de campo mais utilizado no Brasil, com aplicação para definição de perfil estratigráfico e estimativa de parâmetros geotécnicos, além da obtenção da posição do nível d'água e da identificação do tipo de solo (ROCHA, 2018; BONI, 2018). É uma das ferramentas mais econômicas de investigação do subsolo, além de sua simplicidade, grande experiência dos técnicos, baixo custo e a determinação de um valor numérico (N_{SPT}), correspondente ao número de golpes necessários para cravação de um amostrador padronizado no solo, com diâmetro externo de 50 mm (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012), que pode ser empregado na determinação de outros parâmetros geotécnicos. O ensaio é padronizado pelas normas ABNT NBR

6484/2020 e NBR 8036/1983. O amostrador é colocado sob a ação de um martelo de 65 kg em queda livre a partir de uma altura de 75 cm.

O índice N_{SPT} é obtido a partir da soma do número de golpes dos últimos 30 cm de penetração, desprezando a primeira "leitura", uma vez que esta foi afetada pela etapa de perfuração (BONI, 2018), conforme Figura 2-14. Por ser um ensaio que apresenta coleta de amostra, o SPT permite a classificação do perfil de subsolo ensaiado a partir da análise tátil-visual da amostra retirada. Além disso, por meio de correlações com o índice N_{SPT} é possível classificar a camada, no que diz respeito a sua consistência ou compacidade (ROCHA, 2013).

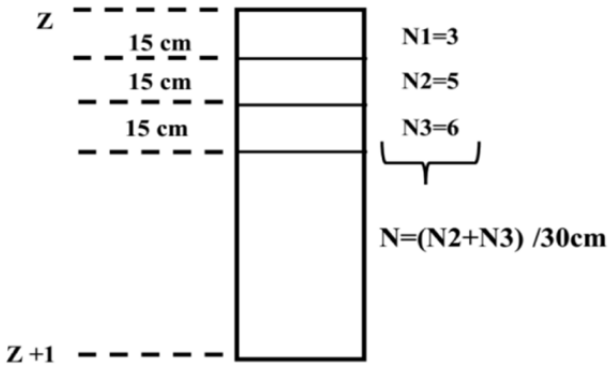


Figura 2-14 – Número de golpes do SPT (BONI, 2018).

2.6.2. CPT e CPTu

Os ensaios de cone, CPT, e piezocone, CPTu, são ensaios de penetração quase-estática, que permitem a identificação o perfil estratigráfico do subsolo e avaliar preliminarmente os parâmetros geotécnicos dos solos (LUNNE et al*.,* 1997). São importantes técnicas pois permite a determinação da estratigrafia do solo em estudo, avaliando a variabilidade do perfil em nível de detalhe, não perturbando o solo estudado. Além disso, os resultados são utilizados em correlações empíricas com o comportamento observado em fundações, principalmente no Brasil, devido à dificuldade de considerar fatores que afetam o comportamento de solos residuais não saturados (GIACHETI e QUEIROZ, 2004). O ensaio é considerado internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de investigação geotécnica (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O CPT consiste na penetração ou prensagem de uma ponteira cônica, que pode ser considerada espécie de "miniatura de estaca" (BONI, 2018), com a obtenção simultânea das parcelas de resistência de ponta (q_c) e por atrito lateral (f_s). Já o CPTu

permite, além das medições do ensaio de cone, a parcela de poropressão (u_2) do perfil investigado. O ensaio é padronizado internacionalmente pela ASTM D5778/2020 e pela ISO 22476-1/2022. A Figura 2-15 apresenta a ponteira do cone elétrico, que é conectada ao conjunto de hastes e introduzida no solo.

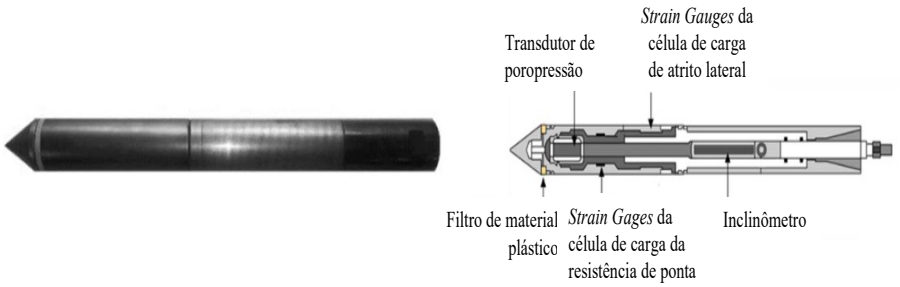


Figura 2-15 – Ponteira do cone elétrico: foto e representação esquemática (adaptado de GIACHETI, PEIXOTO e MONDELLI, 2004).

Em solos saturados, os valores de q_c sofrem forte influência da poropressão gerada durante a cravação do cone. Assim, o erro introduzido na medida pode ser superado, corrigindo-se o q_c medido considerando-se os efeitos das áreas desiguais, por meio dos registros de u medida na base do cone, determinando assim a resistência real mobilizada, q_t (BALIGH et al., 1981; CAMPANELLA et al., 1982; JAMIOLKOWSKI et al., 1985).

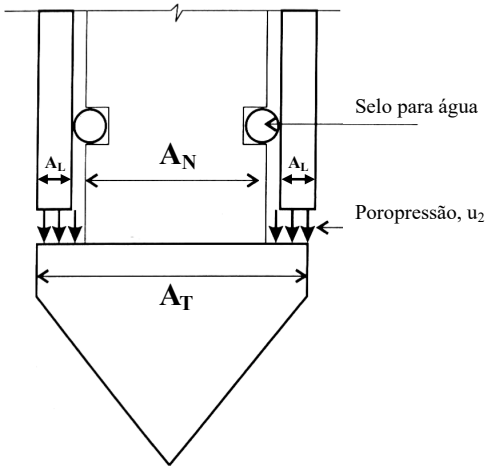


Figura 2-16 – Fator de áreas desiguais. (adaptado de QUARESMA et al., 1996).

$$a_{\mathrm{CPT}} = \frac{A_N}{A_T} = \frac{A_T - A_L}{A_T} \tag{9}$$

$$q_t = q_c + u_2.(1 - a_{\mathrm{CPT}}) \tag{10}$$

Sendo: u_2 a poropressão gerada imediatamente atrás da ponta.

Além disso, uma das principais aplicações do ensaio de cone é a identificação do perfil geotécnico a partir de cartas de classificação, como aquelas propostas por Robertson

(2009, 2010, 2012), indicando o comportamento do solo (SBT – *Soil Behavior Type*) do perfil estudado de acordo com os parâmetros do ensaio de cone. Giacheti e Queiroz (2004) destacam que para areias, a resistência de ponta q_c é tipicamente alta, sendo que para argilas, o atrito lateral f_S é tipicamente alto. As cartas de classificação são baseadas nos valores de resistência de ponta e (q_t) e razão de atrito (R_f).

Robertson (1990) apresenta uma maneira de normalizar as medidas do CPTu (q_c, u_2 e f_s, respectivamente) levando em consideração as tensões atuantes, por meio das Equações 11 a 13. Sendo assim, é possível a consideração de parâmetros normalizados, considerando o efeito da tensão geostática atuante, na classificação do solo.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} - u_0} \tag{11}$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \tag{12}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} . 100\% \tag{13}$$

sendo: Q_t a resistência de ponta normalizada; B_q o índice de poropressão; F_r a razão de atrito normalizada, σ_{v0} a tensão geostática atuante.

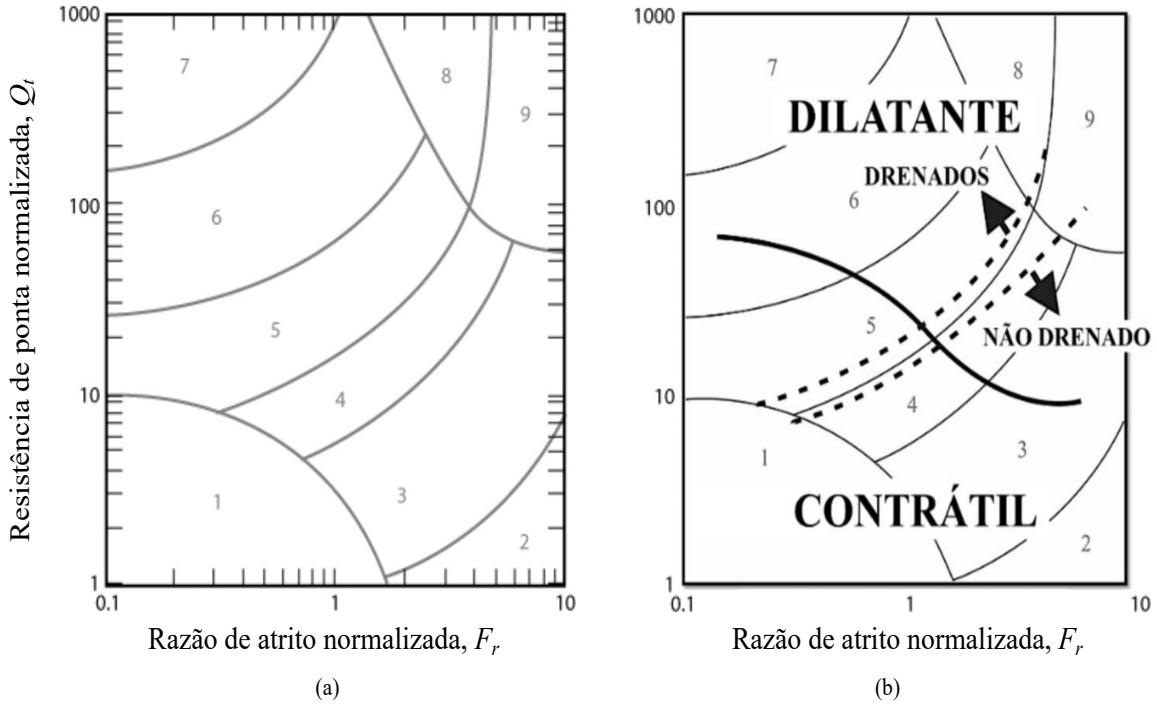


Figura 2-17 – Carta de classificação proposta por: (a) Robertson (2010) e (b) Robertson (2012).

Tabela 2-1 – Comportamento do solo (SBT) para os limites do ábaco de Robertson (2010).

SBT	Tipo de comportamento do solo
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos
3	Argila
4	Argila siltosa a argila
5	Silte argiloso a argila siltosa
6	Silte arenoso a silte argiloso
7	Areia siltosa a silte arenoso
8	Areia a areia siltosa
9	Areia
10	Areia pedregulhosa a areia
11	Solo fino muito rijo *
12	Areia a areia pedregulhosa *

* Pré-adensado ou cimentado

2.6.2.1. Sísmica down-hole

Os ensaios *down-hole* são uma opção mais econômica em relação demais ensaios sísmicos (VITALLI, 2011). Uma ponteira sísmica é cravada até a cota de interesse, a cravação é interrompida e uma onda é gerada através de uma fonte sísmica na superfície, com o tempo necessário para a onda percorrer esse trajeto aferido. A realização desses ensaios em pontos onde foram realizados CPTs é interessante para obtenção de parâmetros de resistência e rigidez em um mesmo local.

O valor de V_s pode ser determinado a partir de três métodos, sendo eles: primeiro tempo de chegada; *cross-over*; e *cross-correlation*. Campanella e Stewart (1992) sugerem que o método *cross-correlation* supera os demais, uma vez que é o menos afetado por distorções no sinal, o segundo Rocha (2018) que resulta em valores mais consistentes e confiáveis. Ainda, é possível a obtenção do Módulo de Cisalhamento Máximo, G_0, a partir da velocidade da onda cisalhante V_s, com base na Teoria da Elasticidade, conforme apresentado na Equação 14.

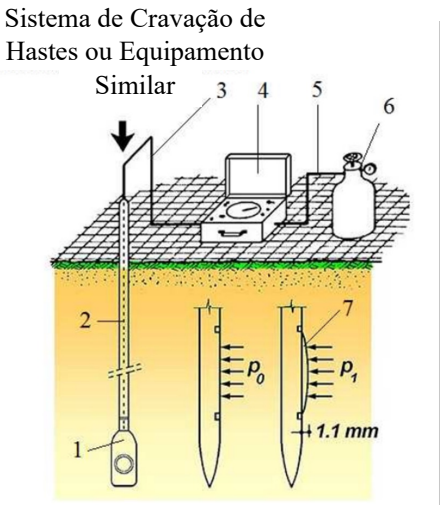
$$G_0 = \rho_{solo} \cdot V_s^2 \tag{14}$$

Sendo: ρ_{solo} a massa específica do solo (kg/m^3); V_s a velocidade da onda cisalhante (m/s).

A rigidez é um parâmetro útil em projetos de fundações, em especial aquelas com cargas vibrantes, aquelas em áreas sujeitas a sismos e problemas estático (MAYNE, 2001). Trabalhos recentes mostram a importância da utilização do parâmetro da rigidez a baixa amplitude na identificação de solos estruturados ou cimentados típicos das regiões tropicais (ROBERTSON et al., 1995; GIACHETI, 2001; SCHNAID et al., 2004; ROCHA, 2018; ROCHA et al., 2021, 2023).

2.6.3. DMT

O ensaio dilatométrico (DMT) foi desenvolvido na Itália pelo professor Silvano Marchetti. O ensaio visava a determinação de módulos de deformação para projeto de estacas submetidas a carregamentos horizontais (MARCHETTI, 2006). A técnica, concebida por volta de 1970 é normalizada pela ASTM D6635/2024 e pelo Eurocode 7. Rocha (2018) e Fernandes (2022) ressaltam a utilização dos ensaios para determinação de diversos parâmetros geotécnicos, muito devido sua fácil execução, incentivando a utilização desta técnica no meio científico e prático. O dilatômetro consiste em uma lâmina plana, feita de aço inoxidável, de 14 mm de espessura, 95 mm de largura e 220 mm de comprimento. A membrana circular flexível tem 60 mm de diâmetro e é posicionada na face da lâmina.



1. **Lâmina DMT**
2. **Hastes do CPT**
3. **Cabo Eletro-Pneumático**
4. **4. Caixa de Controle**
5. **Cabo Pneumático**
6. **6. Tanque de Gás**
7. **Expansão da Membrana**

Figura 2-18 – Representação esquemática do ensaio DMT (adaptado de MARCHETTI, 1980)

O DMT consiste na cravação estática ou dinâmica da lâmina em profundidade, com leituras normalmente intervaladas de 20 cm. O empuxo do terreno é quem desloca a membrana para uma posição relativa em relação ao repouso, e após a cravação da lâmina, o sistema é pressurizado, realizando as leituras:

- ***A***: necessária para um deslocamento horizontal de 0,05 mm (± 0,02 mm) do centro da membrana contra o solo, a partir da posição de repouso, denominada *lift-off*;
- ***B***: necessária para um deslocamento horizontal de 1,10 mm (± 0,03 mm) do centro da membrana contra o solo.

As Leitura *A* e *B* são corrigidas devido à rigidez da membrana a partir de parâmetros de calibração (ΔA e ΔB), bem como pelo coeficiente Z_m. Assim, são obtidas as pressões p_0 e p_1 (Equações 15 e 16), que são empregadas na determinação dos parâmetros intermediários do ensaio (Equações 17 a 19) em função da tensão geostática efetiva (σ_{v0}') e da poropressão hidrostática (u_0): Índice de Material (I_D), Índice de Tensão Horizontal (K_D) e Módulo Dilatométrico (E_D).

$$p_0 = 1{,}05.(A - Z_m + \Delta A) - 0{,}05.(B - Z_m - \Delta B) \quad (15)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (16)$$

Sendo: Z_m a leitura do manômetro à pressão atmosférica; ΔA a pressão aplicada à membrana, levando-a a uma posição relativa ao deslocamento horizontal de 0,05 mm; ΔB a pressão aplicada à membrana, levando-a a uma posição relativa ao deslocamento horizontal de 1,10 mm.

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (17)$$

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma_{v0}'} \quad (18)$$

$$E_D = 34{,}7.(p_1 - p_0) \quad (19)$$

2.6.4. DPL

Dentre as técnicas de investigação do subsolo por meio de ensaios de campo, têm-se os penetrômetros dinâmicos, que são consideradas as mais comuns, mais simples e provavelmente os mais antigos ensaios empregados em geotecnia (BUTCHER et al., 1996). Os penetrômetros são equipamentos que tem como objetivo a estimativa da resistência de solos e rochas brandas a partir da medida de um índice de resistência à penetração dinâmica de uma ponteira (PANTELIDIS; CRHISTODOULOU, 2017).

O Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL, ou como é conhecido internacionalmente, **DPL**) é um equipamento de cravação quase-contínuo, sem coleta de amostra, que visa a obtenção de parâmetros de resistência e deformação do solo, bem como a determinação de seu perfil, com base nas mudanças do comportamento. A execução do ensaio utilizando o DPL é bastante parecido com o SPT, consistindo na cravação dinâmica no solo de uma ponteira cônica de 10 cm^2 de área, com angulação do ápice de 60° a 90°, registrando o número de golpes para o avanço de 10 cm (N_{10}), seguindo as especificações da EN ISO 22476-2/2005 e DIN 4094/1990, uma vez que não existe norma brasileira

específica para este ensaio. O DPL é composto por uma ponteira cônica, hastes guias graduadas, uma cabeça de bater e um martelo que cai de uma altura normatizada a uma frequência conhecida.

Uma grande vantagem do ensaio é sua acessibilidade, uma vez que pode ser realizado em áreas de difícil acesso, graças a sua configuração compacta (CUNHA e NILSSON, 2003). Bastos (2016) destacou diversas vantagens da utilização do ensaio, como: capacidade de penetração em camadas de solo mais resistentes; simplicidade do equipamento e operação; permite um registro contínuo do subsolo; exige pouco espaço operacional. O ensaio deve ser finalizado quando 10 medidas consecutivas de N_{10} forem superiores a 50 golpes, ou quando o avanço do equipamento for inferior à 0,1 m, mesmo quando aplicados 100 golpes (ALMEIDA, 2023). Ainda, deve ser interrompido caso verificado que a haste guia projetada para fora do terreno desvia mais de 5% da vertical, desvios superiores a 2% devem ser registrados (EN ISO 22476-2 +A1, 2011).

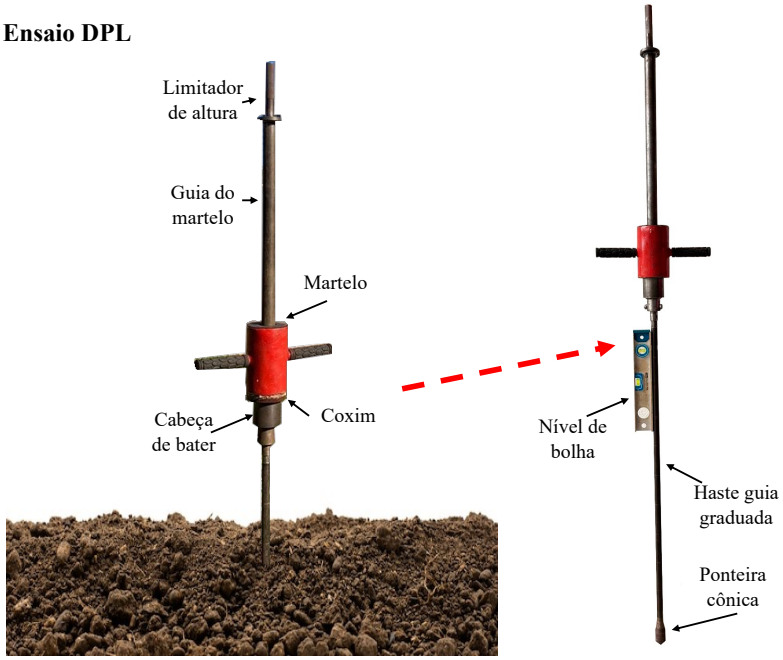


Figura 2-19 – Esquema do ensaio DPL e seus equipamentos descritos anteriormente.

Não existem restrições quanto sua profundidade previstas em norma. Borowczyk e Frankowski (1981) propuseram o conceito de profundidade crítica, no qual a influência do atrito entre solo e hastes compromete a qualidade dos dados. Na maioria dos casos, esse atrito pode ser ignorado até uma profundidade de 10 m (SANGLERAT, 1972). O ensaio de penetração com o DPL vem se mostrando uma interessante ferramenta de investigação do solo.

Uma interessante aplicação do DPL vem sendo para correlações empíricas com outros ensaios, como SPT e CPT (LINGWANDA et al., 2015; DOS SANTOS e BICALHO, 2017; PINHEIRO et al., 2018). O ensaio também apresenta boas correlações diretas com parâmetros de laboratório, como resistência ao cisalhamento, Índice de Suporte Califórnia (CBR) e grau de compactação (LIVNEH, 1989; BUTCHER et al., 1996; KHODAPARAST et al., 2015; MAIA et al., 2018). Ainda, o ensaio pode ser utilizado para previsão de capacidade de carga de elementos de fundações (CUNHA, NILSON, 2003; SCHULZE, 2013; SACRAMENTO NETO et al., 2018; SARAIVA JUNIOR, GARCIA, 2023).

Aguiar et al. (2018) observam que devido a natureza do ensaio ser quase-contínua, com uma baixa energia de cravação, vários pesquisadores classificam o DPL como um equipamento de cravação semi-estática. Nesse sentido, são vários os pesquisadores que sugerem a melhor correlação de dados do DPL com resultados do CPT do que com resultados do SPT (DUARTE et al., 2004; FIGUEIREDO et al., 2013; LINGWANDA et al., 2015; DOS SANTOS e BICALHO, 2017; AGUIAR et al., 2018; ALMEIDA, 2023). Essa constatação é acentuada quando considerada a similaridade das dimensões da ponteira do DPL com o cone do CPT (BASTOS, 2016; ALMEIDA, 2023). Este argumento é reforçado, ainda, devido a natureza quase-contínua do DPL e o fato dele não possuir amostrador, o que gera maior influência em seu comportamento do que seu mecanismo dinâmico de cravação (LINGWANDA et al., 2015).

Dos Santos e Bicalho (2017) reforçam a cautela na utilização de correlações encontradas na literatura devido ao seu forte caráter regional, e o fato de muitas delas serem baseadas em análises estatísticas simplistas. Correlações entre o DPL e o SPT são comuns, devido a similaridade de execução dos ensaios. Os índices resultantes dos ensaios (N_{10} e N_{SPT}) apresentam diversas similaridades, e devido à grande quantidade de métodos difundidos no Brasil para dimensionamento de fundações e estimativa de parâmetros de projeto, alguns autores propuseram correlações entre os dois ensaios.

Nas últimas décadas, a partir dos conceitos da interpretação racional do SPT (ODEBRECHT, 2003; ODEBRECHT et al., 2005; LOBO, 2005), pesquisadores vem interpretando racionalmente os resultados do DPL (IBAÑEZ et al. 2012; BASTOS, 2016; ALMEIDA, 2023), possibilitando uma abordagem teórica do ensaio para comparações com o CPT e ainda para uso em cálculos de capacidade de carga. Bastos (2016) verificou que, por meio da interpretação racional, é possível classificar o solo com base nos ábacos de Robertson et al. (1986), comparando com resultados de CPT e obtendo resultados

satisfatórios. Almeida (2023) e Herrera et al. (2024) compararam os resultados do DPL interpretados racionalmente, em especial a resistência de ponta unitária do DPL, q_p, e verificou que esta se equivale com a resistência de ponta do CPT.

2.6.4.1. Correlações entre DPL e SPT

Embora a execução dos ensaios seja similar, Saraiva Junior e Garcia (2023) destacam que aos níveis de energia entre o DPL e o SPT diferem significativamente, com o SPT apresentando até 10 vezes mais energia, considerando apenas a contribuição do martelo. Sendo assim, vários autores procuraram estabelecer correlações entre os índices de resistência relativos aos ensaios (N_{10} e N_{SPT}), de forma a incorporar o DPL nas investigações geotécnicas, como ferramenta complementar ao SPT. Sacramento Neto et al. (2018) relatam que, em alguns casos, o uso do DPL pode até mesmo substituir o SPT.

Dentre as correlações propostas na literatura, a grande maioria segue o modelo apresentado na Equação 20, com os coeficientes a_{DPL} e b_{DPL} sendo relativos do local do ensaio e suas características geológicas.

$$N_{10} = b_{DPL}.N_{SPT} + a_{DPL} \quad (20)$$

A DIN 1054 (2003) apresenta uma simplificação dessa correlação (Equação 21), para solos granulares acima do nível d'água, com N_{10} variando de 3 a 50.

$$N_{10} = 0{,}714.N_{SPT} \quad (21)$$

Sanchez et al. (2011) propuseram uma forma de correlacionar os índices por meio da Equação 20, inserindo o parâmetro N_{10} de três maneiras distintas na correlação (i-iii). Matos (2015) e Aguiar et al. (2018) propuseram uma análise similar a de Sanchez et al. (2011), indicando uma outra maneira, além das descritas, de consideração dos valores de N_{10} (iv).

i. A média entre todos os parâmetros N_{10} obtidos a cada metro de profundidade;
ii. A média entre os valores de N_{10} obtidos nos últimos 30 cm de cada metro de profundidade;
iii. A soma dos valores de N_{10} e obtidos durante a penetração dos últimos 30 cm da haste em cada metro de profundidade.
iv. A média dos parâmetros N_{10} nos 30 cm da faixa de influência do SPT (considerando os valores de N_{10} com 20, 30 e 40 cm de ensaio).

2.6.4.2. Interpretação Racional de Ensaios de Penetração Dinâmicos

Essa análise foi desenvolvida para ensaios SPT por autores como Odebrecht (2003), Odebrecht et al. (2005) e Lobo (2005). Autores como Almeida (2023) vem aplicando essa metodologia em ensaios DPL com resultados satisfatórios, permitindo uma melhor comparação com resultados de CPT.

Como maneira de uniformizar análises de resultados de ensaios de campo e provas de carga, houve um esforço para obtenção de um método de cálculo para a capacidade de carga de fundações baseado em conceitos teóricos, levando em consideração a energia que é efetivamente transferida para o solo, através de conceitos físicos de propagação de ondas mecânicas e o trabalho realizado pelo penetrômetro.

Odebrecht et al. (2005) destacam que estudos relacionados a medição de energia em ensaio de penetração dinâmica por meio da propagação de ondas mecânicas vêm sendo realizados desde a década de 1970. Considerando a energia efetivamente transferida em um ensaio dinâmico, é possível a obtenção de uma resistência de ponta unitária, q_p, correspondente ao ensaio, através de conceitos de propagações de ondas mecânicas e trabalho realizado pelo penetrômetro dinâmico considerado.

O cálculo leva em consideração a eficiência do sistema, do martelo, parâmetros geométricos das hastes, como seus comprimentos, além da massa das hastes e do martelo. A metodologia proposta inicialmente para o SPT e adaptada para o DPL é mais bem detalhada em Odebrecht (2003), Odebrecht et al. (2005), Lobo (2005) e Almeida (2023), sendo resumidamente apresentada a seguir nas Equações 22 a 28.

$$E_{amostrador} = \eta_3 . (E_r . (h + e) . M . g + e . M' . g) \quad (22)$$

$$E_{ponteira} = E_{amostrador} - E_f \quad (23)$$

$$e = 0{,}1/N_{10} \quad (24)$$

$$E_{ponteira} = F_d . e \rightarrow F_d = E_{ponteira}/e \quad (25)$$

$$F_d = F_{d.p} + F_{d,l} \quad (26)$$

$$q_p = F_{d,p}/a_p = (0{,}7 . F_d)/a_p \quad (27)$$

$$\tau_l = F_{d,l}/a_l = (0{,}2 . F_d)/a_l \quad (28)$$

Sendo: $E_{amostrador}$ a energia entregue ao amostrador (J); η_3 a eficiência do sistema; E_r a eficiência do martelo; h a altura de queda do martelo (m); e o avanço do penetrômetro por golpe (m)) ; M a massa do martelo (kg); g a aceleração da gravidade (m/s²); M' a massa do penetrômetro (kg); $E_{ponteira}$ a energia entregue à ponteira (J); E_f a energia

consumida pelo atrito (J); F_d a força dinâmica média (N); q_p a resistência de ponta unitária (N/m²); τ_l a resistência lateral unitária (N/m²); $F_{d,p}$ a força dinâmica de ponta (N); $F_{d,l}$ a força dinâmica lateral (N); a_p a área da base da ponteira (m²); a_l a área lateral da ponteira (m²).

Almeida (2023) destaca que Lobo (2005), na definição de τ_l leva em consideração apenas a área externa do amostrador do SPT (amostrador embuchado), possibilitando a extrapolação para demais penetrômetros dinâmicos dotados de ponteira maciça. Ainda, nota que o efeito escala não ocorre para q_p uma vez que a razão entre resistência da ponta da estaca e do amostrador do SPT é constante e próxima de 1,0.

2.6.4.3. SDPL

Almeida (2023) propôs a incorporação de um transdutor sísmico do tipo acelerômetro de alta sensibilidade ICP no DPL de forma a determinar a velocidade de propagação da onda S a partir do DPL. Para isso, o autor desenvolveu uma nova ponteira, a qual foi utilizada para encaixe do transdutor sísmico, sendo dividida em duas peças.

Uma das peças é responsável por fixar o transdutor sísmico dentro da ponteira (Figura 2-20a). A outra responsável por conectar a primeira às hastes guia (Figura 2-20b). O *trigger* utilizado no sistema é um sensor de impacto da marca *Murata Electronics*, modelo PKS1-4A10, com uma sensibilidade de 40mV/g.

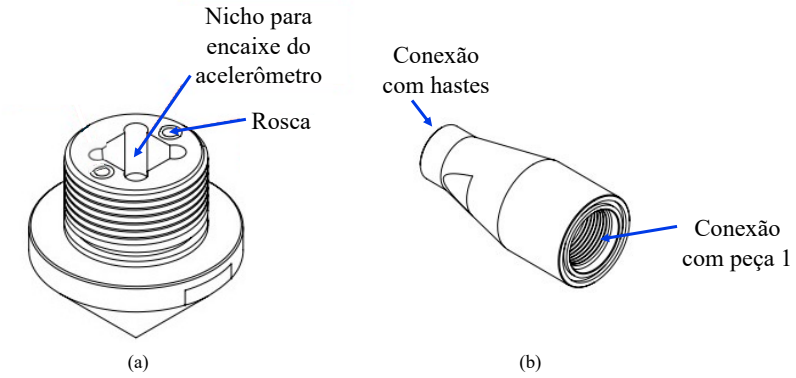


Figura 2-20 – Peças que compões a ponteira sísmica do DPL (adaptado de ALMEIDA, 2023).

Os registros do acelerômetro e do *trigger* foram captados por um amplificador de sinais modelo HBM MX410, equipamento que conta com 4 canais de aquisição, taxa de amostragem por canal de até 100.000 amostras por segundo e largura de banda de 40kHz. Uma grande vantagem deste é sua compatibilidade com sensores do tipo ICP (HBM, 2020). Para a visualização e interpretação dos registros do HBM MX410 foi utilizado o

software CatmanEasy AP versão 3.5. O sistema encontra-se mais bem detalhado em Almeida (2023).

2.7. Métodos Semiempíricos para Previsão da Capacidade de Carga de Estacas

Devido à dificuldade de execução e custo atribuído na realização de provas de carga, métodos que se baseiam em resultados de ensaios de campo são empregados para previsão da capacidade de carga. No Brasil, os projetos de fundações, geralmente utilizam métodos semiempíricos ou teóricos para a obtenção da tensão admissível ou capacidade de carga do elemento de fundação (NADAI, 2024).

Métodos semiempíricos são aqueles que complementam as fórmulas teóricas com estabelecimento de tensões limites máximas de atrito lateral e de ponta, e são desenvolvidos a partir de análises e correlações com valores obtidos em ensaios de campo (AMANN, 2010). Cintra e Aoki (2010) afirmam que fórmulas teóricas nem sempre fornecem resultados adequados para previsão da capacidade de carga em estacas, por isso utilizam-se os métodos semiempíricos, baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios in situ e ajustados com provas de carga.

De forma geral, a carga última de uma estaca é obtida pelas parcelas de resistência lateral (R_L) e de ponta (R_P). Métodos semiempíricos permitem o cálculo das parcelas de ponta e lateral a partir dos resultados de ensaios de campo (Equação 29) levando em consideração parâmetros geométricos da estaca, parâmetros de resistência do ensaio considerado e, dependendo do método, parâmetros do solo.

$$R_{ult} = R_L + R_P \tag{29}$$

$$R_{ult} = \sum_1^n A_L . r_l + A_p . r_p \tag{30}$$

$$R_{ult} = \sum_1^n U . \Delta l . r_l + A_p . r_p \tag{31}$$

Sendo: A_L a área lateral (m); U o perímetro da estaca; Δ_L a espessura da camada de solo; r_l a resistência lateral unitária da estaca (kPa); A_p a área da ponta da estaca (m^2); r_p a resistência de ponta unitária da estaca (kPa).

A Tabela 2-2 apresenta um resumo dos métodos para previsão da capacidade de carga de estacas baseados em resultados de ensaios SPT, CPT, DMT e DPL. As Tabela 2-3 a Tabela 2-17 apresentam dados de apoio para alguns métodos, como valores propostos de coeficientes empíricos, e comentários pontuais acerca de cada um.

Tabela 2-2 – Resumo dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga para estacas adotados.

Ensaio	Método de Previsão	Resistência de Ponta (r_p)	Resistência Lateral (r_l)	Observações
SPT	Aoki&Velloso (1975)	$K.N_P/F_1$	$\alpha.K.N_L/F_2$	F_1 e F_2 estão apresentados na Tabela 2-3. K e α estão apresentados na Tabela 2-4.
	Décourt&Quaresma (1978, 1996)	$\alpha_{DQ}.C.N_P$	$\beta_{DQ}.10.\left(\frac{N_L}{3}+1\right)$	Os valores do coeficiente C estão apresentados na Tabela 2-5. α e β para estacas de deslocamento como as Mega podem ser adotados como 1,0.
	Teixeira (1996)	$\alpha_{tex}.N_P$	$\beta_{tex}.N_L$	As Tabelas 3-6 e 3-7 apresentam os valores dos parâmetros α_{tex} e β_{tex} adotados no método.
	Antunes&Cabral (1996)	$\beta_2.N_P$	$\beta_1.N_L$	β_1 e β_2 apresentados na Tabela 2-8.
CPT	Aoki&Velloso (1975)	q_c/F_1	f_s/F_2	F_1 e F_2 estão apresentados na Tabela 2-3. Para resultados de cone elétrico ou piezocone é possível adotar que $F_1 = F_2$
	Aoki&Velloso (sem f_s) (1975)	q_c/F_1	$\alpha_{at.}.q_c/F_2$	Diversos autores, como Giacheti et al. (2004), Robertson e Cabal (2015) e Silveira et al. (2024) destacam para a dificuldade de interpretação de resultados da parcela do atrito lateral do CPT/CPTu, especialmente devido as incertezas associadas as medidas.
	De Ruiter&Beringen ou Método Holandês (1979)	$q_{ca}.C_S$	$menor\begin{cases} f_s \\ q_{ca}/300\ (comprimidas) \\ q_{ca}/400\ (tracionadas) \\ 120\ kPa \end{cases}$	$q_{ca} = (q_{c1} + q_{c2})/2$ $\leq 15\ MPa\ (areias)\ e\ 10\ MPa\ (areias\ siltosas$ Para solos arenosos, como o de Bauru/SP, a resistência de ponta é similar ao método de Schmertamnn (1978). Schulze (2013) destaca que, para a resistência de ponta do método de Schmertamnn (1978) é multiplicada por um fator C_S.

Tabela 2-2 – Resumo dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga para estacas adotados (Continuação).

CPT	Eslami&Fellenius (1997)	$q_{eg}.C_t$	$q_e.C_s$	$q_{cg} = (q_{c1}.q_{c2}.\ldots.q_{cn})^n$ $q_e = q_t - u_2$ Ábaco (Figura 2-21) para determinação do coeficiente C_s.
	Takesuke et al. (1998)	$\alpha_{Tk}.q_t$	$\begin{cases} \Delta u < 300: (\Delta u + 950/1250).f_s \\ 300 < \Delta u < 1250: (\Delta u - 950/200).f_s \end{cases}$	$\Delta u = u_2 - u_0$ α_{Tk} valor empírico, sugerido no método como 0,1.
	Bustamante& Gianeselli ou LCPC (1982)	$q_{ca}.k_c$	q_c/α_{LCPC}	A resistência de ponta, r_p, é calculada a partir da resistência de ponta média entre duas faixas, q_{ca}, e por um fator k_c, coeficiente de capacidade de carga, determinado em função do tipo de estaca e do tipo de solo. O valor de q_{ca} é determinado em uma faixa variando de 1,5 diâmetros acima da ponta da estaca e 1,5 abaixo. Os autores ainda sugerem que valores maiores que 1,3.q_{ca} sejam desconsiderados, bem os valores de 0,7.q_{ca} (Figura 2-22). Os valores de k_c estão apresentados na Tabela 2-9. Os valores de α_{LCPC} estão apresentados na Tabela 2-10.
	Philipponnat (1980)	$q_c.\alpha_{PP}$	$(q_c.\alpha_{FP})/\alpha_{SP}$	Valores dos coeficientes apresentados nas Tabelas 3-13 e 3-14 com e as faixas limite.
	Costa Velloso (1981)	$q_{ca}.\alpha_{pp}.\beta_{pp}.\lambda_p$	$f_s.\alpha_{lpp}.\lambda_l$	$\beta_{pp} = 1{,}016 - 0{,}016 * (D/d)$ α_{pp} e α_{lpp} (fatores de execução); β_{pp} (fator de carga de ponta em função da ponta da estaca); λ_p e λ_l (fatores em função do tipo de carregamento). Seus valores estão apresentados nas Tabelas 3-15 e 3-16.

Tabela 2-2 – Resumo dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga para estacas adotados (Continuação).

DMT	Powell et al. (2001)	$p_{1e}.k_{di}$	$\begin{cases} Se\ I_D < 0{,}1\text{: } 0{,}5.(p_1 - p_0) \\ Se\ 0{,}1 < I_D < 0{,}65\text{: } (-0{,}73077.I_D + 0{,}575).(p_1 - p_0) \\ Se\ I_D > 0{,}65\text{: } 0{,}1.(p_1 - p_0) \end{cases}$	$\begin{cases} Se\ E_D < 2\ MPa, então\ k_{di} = 1{,}3 \\ Se\ E_D > 2\ MPa, então\ k_{di} = 0{,}7 \end{cases}$
	Anjos&Cunha (2006)	$k^p_{DMT}.p_1$	$k^l_{DMT}.(p_1 - p_0)$	O intervalo dos coeficientes, obtidos através de retroanálise, foi de $0{,}12 \leq k^l_{DMT} \leq 0{,}20$ e de $0{,}49 \leq k^p_{DMT} \leq 0{,}87$, com os valores médios dos coeficientes sendo de 0,16 e 0,71 respectivamente.
	Togliani&Reuter (2015)	$\begin{cases} Se\ q_c = p_1\text{: } p_{1,base}.[\lambda_{TR} + (0{,}005L/D)] \\ Se\ q_c \neq p_1\text{: } p_{1,base}.[\lambda_{TR} + (0{,}05L/D)] \end{cases}$	$\begin{cases} Se\ I_D < 0{,}6\text{: } \beta_{TR}({p_0}^{0{,}55}.{K_D}^{0{,}10}.{I_D}^{0{,}40}) \\ Se\ 0{,}6 < I_D < 1{,}8\text{: } \beta_{TR}({p_0}^{0{,}66}.{K_D}^{0{,}30}) \\ Se\ I_D > 1{,}8\text{: } \beta_{TR}({p_0}^{0{,}68}.{K_D}^{0{,}30}.{I_D}^{0{,}40}) \end{cases}$	Os valores de β_{TR} e λ_{TR} em função do tipo de estaca estão apresentados a seguir, na Tabela 2-15.
DPL	Lobo ou UFRGS (2005)	$\beta_L.(0{,}7.F_d)/a_p$	$\alpha_L.(0{,}2.F_d)/a_l$	Parâmetros obtidos empiricamente, apresentados na Tabela 2-16.
	Silva, Miguel& Belincanta ou SM&B (2005)	$(\overline{q_d}.\eta_p)/\varphi_1$	$(\overline{q_d}.\eta_l)/\varphi_2$	$q_d = \left(\frac{M_m}{M_m + M'}\right).\left(\frac{M_m.g.h}{a_p.e}\right)$ Coeficientes empíricos, φ_1 e φ_2, resultado das retroanálise dos resultados do caso específico de Londrina/PR (Tabela 2-17). Fatores adimensionais laterais e de ponta, respectivamente η_l e η_p, característicos do solo, adotados como 1,0 para Londrina/PR.
	Ávila&Conciani (2006)	$\alpha_{DQ}.C.N_{10,P}$	$\beta_{DQ}.10.\left(\frac{N_{10,L}}{3} + 1\right)$	

- **Método de Aoki e Velloso (1975)**

Tabela 2-3 – Valores propostos para fatores de correção F_1 e F_2.

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-moldada	1+D/0,80	2 F_1
Pré-moldada de Concreto Cravada*	1,20-2,50	2 F_1
Escavadas	3,00	2 F_1
Raiz, Hélice Continua e Ômega	2,00	2 F_1

* Valores propostos por Monteiro (1997)

Tabela 2-4 – Coeficientes propostos para coeficientes K e α.

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Monterio (1997) propôs valores para estacas de concreto cravadas com F_1 variando de 1,2 até 2,5. O valor de 2,5 foi adotado para estacas cravadas por Pagnussatti e Santos (2011) obtendo boa concordância.

- **Método de Décourt e Quaresma (1978, 1996)**

Tabela 2-5 – Valores propostos para coeficiente C do solo.

Tipo de solo	C
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Araujo e Wolle (2006) propuseram coeficientes α_{DQ} e β_{DQ} de 1,1 e 1,2 a serem multiplicados para as estacas Mega de concreto embutidas em camadas de solos argilosos. Outros autores como Joppert Junior (2007) e Mantovani et al. (2020) utilizam que, para estacas Mega em solos arenoso, os coeficientes α_{DQ} e β_{DQ} adotados são de 1,0 e 1,0.

- **Método de Teixeira (1996)**

Tabela 2-6 – Valores propostos para o coeficiente α_{tex} (kPa).

Tipo de Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	**Tipo de Estaca - α_{tex} (kPa)**			
	Pré-moldada e Perfil Metálico	**Franki**	**Escavada a céu aberto**	**Raiz**
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	21	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Tabela 2-7 – Valores propostos para o coeficiente β_{tex} (kPa).

Tipo de estaca	**β_{tex} (kPa)**
Pré-moldada e Perfil Metálico	4,0
Franki	5,0
Escavada a céu aberto	4,0
Raiz	6,0

- **Método de Antunes e Cabral (1996)**

Tabela 2-8 – Valores propostos para coeficientes β_1 e β_2 (kPa).

Tipo de solo	β_1 (kPa)	β_2 (kPa)
Argila	2,0 a 3,5	100 a 150
Silte	2,5 a 3,5	100 a 200
Areia	4,0 a 5,0	200 a 250

- **Método de Aoki e Velloso (1975) desconsiderando a parcela lateral do CPT**

A interpretação de resultados da parcela do atrito lateral do CPT/CPTu pode apresentar dificuldade, especialmente devido as incertezas associadas a essa medida (GIACHETI et al., 2004; ROBERTSON, CABAL, 2015; SILVEIRA et al., 2024).

Sendo assim, é possível substituir na parcela lateral os valores medidos do cone pela resistência de ponta, com auxílio de uma razão de atrito, α_{at}., um coeficiente empírico em função do tipo de solo e seu comportamento geomecânico, e que deve ser ajustado para cada local estudado. Para solos areno-argilosos, como aqueles que ocorrem em Bauru/SP, Silveira et al. (2024) propõe um valor de 3% para essa razão.

- **Método de Eslami e Fellenius (1997)**

O método propõe um ábaco (Figura 2-21) para determinação do coeficiente C_s, que devido sua praticidade e fácil aplicação, sem muitas correções e normalizações dos índices de campo, é muito utilizado como método de classificação do solo, como visto em Rocha et al. (2024).

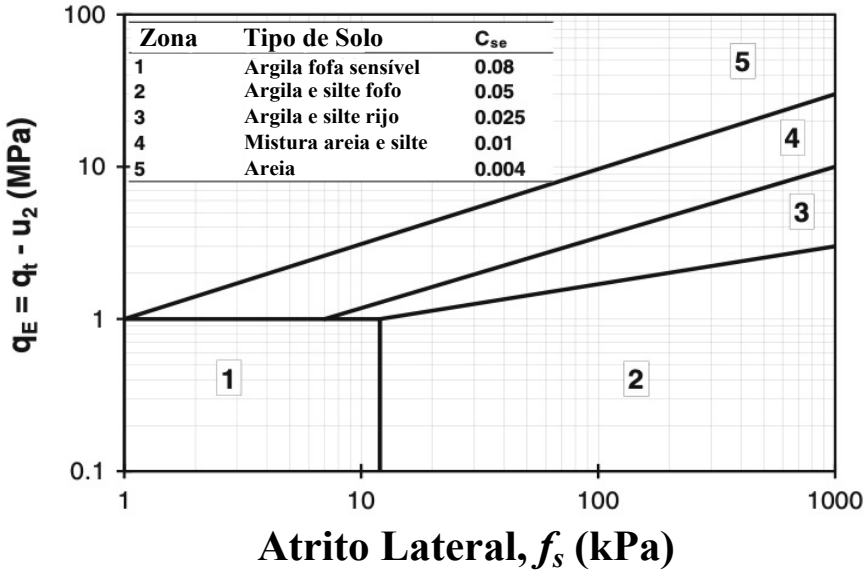


Figura 2-21 – Ábaco de Eslami e Fellenius (adaptado de ESLAMI e FELLENIUS, 1997).

- **Método de Bustamante e Gianeselli – LCPC (1982)**

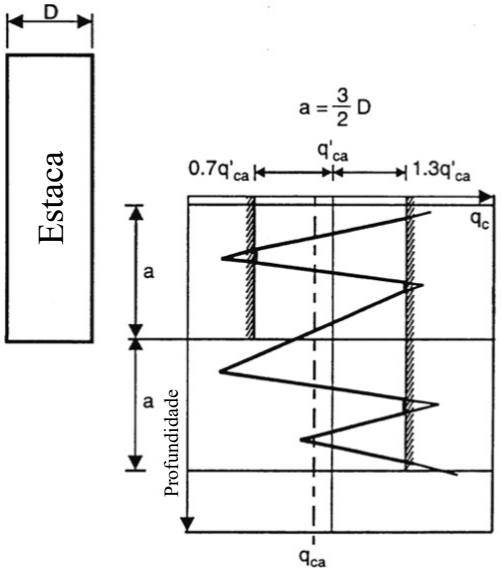


Figura 2-22 – Cálculo de q_{ca} proposto pelo método (adaptado de BUSTAMANTE e GIANESELLI, 1982).

Tabela 2-9 – Valores propostos para coeficiente k_c.

Tipo de Solo		Fator k_c	
	q_c (MPa)	Grupo I	Grupo II
Argila fofa e lama	< 1	0,40	0,50
Argila moderadamente compacta	1 a 5	0,35	0,45
Silte e areia fofa	≤ 5	0,40	0,50
Argila compacta a rija e silte compacto	> 5	0,45	0,55
Calcário fofo	≤ 5	0,20	0,30
Areia moderadamente compacta e pedregulho	5 a 12	0,40	0,50
Calcário fragmentado	> 5	0,20	0,40
Areia compacta a muito compacta e pedregulho	> 12	0,30	0,40

Grupo I: estacas escavadas, escavadas com lama, escavadas com revestimento, microestacas (grauteadas sob baixa pressão), hélice contínua. Grupo II: estacas prensadas pré-moldadas, estacas tubulares pré-tensionadas, estacas prensadas, estacas metálicas, microestacas (grauteadas sob altas pressões). Maiores detalhes sobre os grupos em Bustamante e Gianeselli (1982) e Robertson e Cabal (2015).

Tabela 2-10 – Valores propostos para coeficiente α_{LCPC} (adaptado de BUSTAMANTE e GIANESSELI, 1982).

Tipo de solo	q_c (MPa)	Coeficiente, α_{LCPC}				Limite máximo de r_L (MPa)					
		I		II		I		II		III	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Argila fofa e lama	< 1	30	30	30	30	0.015	0.015	0.015	0.015	0.035	
Argila moderadamente compacta	1 to 5	40	80	40	80	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035	0.08	≥ 0.12
Silte e areia fofa	≤ 5	60	150	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	–
Argila compacta a rija e silte compacto	> 5	60	120	60	120	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035	0.08	≥ 0.20
Calcário fofo	≤ 5	100	120	100	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	–
Areia moderadamente compacta e pedregulho	5 to 12	100	200	100	200	0.08 (0.12)	0.035 (0.08)	0.08 (0.12)	0.08	0.12	≥ 0.20
Calcário fragmentado	> 5	60	80	60	80	0.12 (0.15)	0.08 (0.12)	0.12 (0.15)	0.12	0.15	≥ 0.20
Areia compacta a muito compacta e pedregulho	> 12	150	300	150	200	0.12 (0.15)	0.08 (0.12)	0.12 (0.15)	0.12	0.15	≥ 0.20

Maiores detalhes sobre os grupos de estacas apresentados em Bustamante e Gianeselli (1982) e Robertson e Cabal (2015).
Para este trabalho: Grupo IA: Microestacas; Grupo IIA: estaca prensada pré-moldada

- **Método de Philipponnat (1980)**

Tabela 2-11 – Valores propostos para coeficiente α_{FP}.

Material da Estaca	Tipo de Estaca	α_{FP}	$r_{L,lim}$ (kPa)
Concreto	Injetada		
	Pré-Moldada	1,25	120
	Franki		
	Escavada (f<1,5 m)	0,85	100
	Escavada (f>1,5 m)	0,75	80
Metálica	Perfil H	1,1	120

Tabela 2-12 – Valores propostos para coeficiente α_{SP} e α_{PP}.

Tipo de Solo	α_{SP}	α_{PP}
Argila e Calcário	50	0,50
Silte	60	0,45
Areia fofa ($q_c < 8$ MPa)	100	
Areia média ($8 < q_c < 12$ MPa)	150	0,40
Areia compacta ($q_c > 12$ MPa)	200	
Pedregulho	-	0,35

- **Método de Costa Velloso (1981)**

Tabela 2-13 – Valores propostos para coeficiente α_{lpp} e α_{pp}.

Tipo de Estaca	α_{lpp}	α_{pp}
Pré-Moldada e Perfil Metálico	1,00	1,00
Franki	1,00	1,00
Hélice Contínua	0,85	0,50
Escavada s/ revestimento	0,50	0,50
Escavada c/revestimento	0,70	0,50
Raiz	0,90	0,50

Tabela 2-14 – Valores propostos para coeficiente λ_l e λ_p.

Tipo de Carregamento	λ_l	λ_p
Compressão	1,00	1,00
Tração	0,75	0,00

- **Método de Togliani e Reuter (2015)**

Tabela 2-15 – Valores propostos para coeficiente β_{TR} e λ_{TR}.

Tipo de Estaca	β_{TR}	λ_{TR}
Pré-moldadas cravadas e Prensadas	1,00	0,30
Ômega	0,90	0,25
Tubular (seção vazada)	0,70	0,20
Metálica	0,65	0,20
Hélice contínua	0,55	0,15
Escavada	0,50	0,10

- **Método de Lobo (2005) ou Método da UFRGS**

Tabela 2-16 – Valores propostos para coeficiente α_L e β_L.

Tipo de Estaca	α_L	β_L
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

- **Método de Silva, Miguel e Belincanta (2005) ou Método SM&B**

Tabela 2-17 – Valores propostos para os coeficiente φ_1 e φ_2 e seus respectivos coeficientes de variação.

Tipo de Estaca		Comprimento (m)	Diâmetro (m)	φ_1	φ_2	CV_1	CV_2
Escavada de Concreto	Trado Mecânico	12	0,25	0	44,1	0,00	0,13
	Trado Manual	3	0,20	0	99,2	0,00	0,06
			0,25	0	87,0	0,00	0,18
		6	0,20	0	65,5	0,00	0,08
			0,25	0	63,2	0,00	0,04
Escavada de solo-cimento	Trado Manual	3	0,20	0	75,5	0,00	0,02
			0,25	0	78,3	0,00	0,04
Apiloada	Apiloamento de Concreto	3	0,20	1,1	30,7	0,83	0,11
		6	0,20	0,8	32,0	1,10	0,08
	Lançamento de Concreto	3	0,20	0,7	56,4	0,24	0,05
		6	0,20	0,2	50,5	0,00	0,09

- **Proposta de Ávila e Conciani (2006)**

As análises de Ávila e Conciani (2006) compararam os resultados obtidos utilizando os dois índices (N_{10} e N_{SPT}) no método de Décourt e Quaresma (1978), verificando que, quando comparados com resultados de provas de carga, os valores utilizando N_{10} apresentaram-se 34% a favor da segurança, e os ao utilizar os valores do SPT os resultados apresentaram-se 53% a favor da segurança

- **Considerações sobre a Proposta de Ávila e Conciani (2006) e a Utilização de Resultados de DPL na Previsão da Capacidade de Carga de Estacas**

Ávila e Conciani (2006) propuseram a utilização de resultados de DPL em métodos desenvolvidos para o SPT sem qualquer tipo de correção. Entretanto, vale destacar que, embora a utilização do N_{10} apresente resultados a favor da segurança, isso ocorre devido a diferença nos níveis de energia do DPL e SPT serem significativamente diferentes, conforme destacado por Saraiva Junior e Garcia (2023.) Os modelos de previsão baseados em resultados de SPT, como de Décourt e Quaresma (1978) foram calibrados para resultados de SPT. O método de Lobo (2005) ao considerar a energia aplicada no golpe do ensaios, pode ser utilizado tanto para o DPL quanto para o SPT, corrigindo apenas o efeito escala para a resistência lateral.

Sendo assim, a utilização de resultados de DPL em métodos baseados em resultados de SPT e CPT para previsão da capacidade de carga de estacas deve ser realizada apenas em locais onde seja possível a correlação dos resultados, tanto para o SPT (conforme aquilo apresentado em 2.6.4.1) quanto para os resultados de CPT (conforme aquilo apresentado em 2.6.4.2).

2.8. Variabilidade em Resultados de Ensaios de Campo

2.8.1. Espacial ou Inerente

A variabilidade geotécnica do solo é algo complexo de ser considerado e é uma característica inerente do material, sendo controlada pelo ambiente no qual os materiais se depositam. Nos ensaios de campo, variações nos resultados podem estar associadas à diversas fontes, como a variabilidade inerente do solo, erros do operador e as transformações de incertezas (AKBAS; KULHAWY, 2010). É um aspecto que deve ser adequadamente avaliado na etapa de investigação do subsolo, uma vez que leva a incertezas na definição do perfil estratigráfico e na estimativa de parâmetros geotécnicos (WICKREMASINGHE, 1989). A análise da variação espacial das propriedades do solo é importante no planejamento de campanhas de investigação e da estimativa e determinação de parâmetros de projeto (DE MIO, 2005). Cami et al. (2020) descrevem a variabilidade espacial como uma das maiores fontes de incertezas em projetos geotécnicos de modo geral.

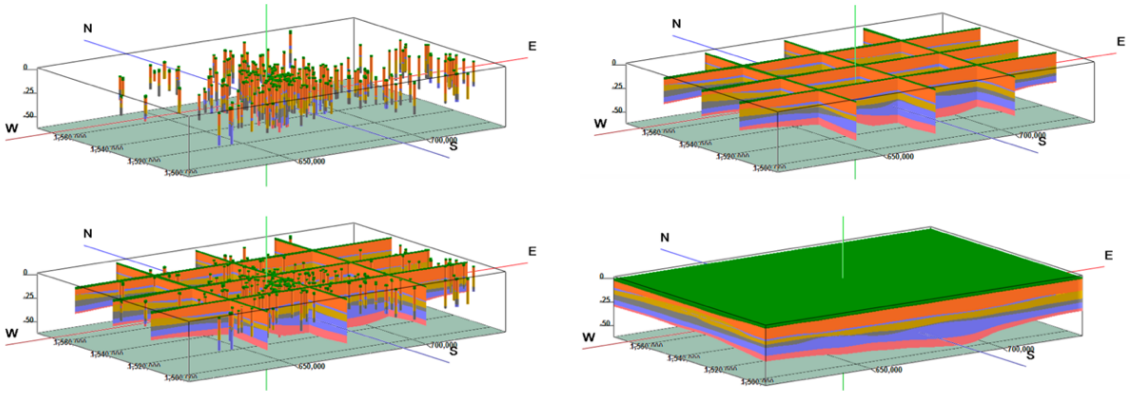


Figura 2-23 – Variação espacial das propriedades do solo de Bangkok (adaptado de NGUYEN et al., 2023).

A variabilidade inerente, complexa de ser tratada, pode ser eliminada com uma melhor caracterização da área, como discutido por Phoon e Kulhawy (1999) e Giacon Junior et al. (2019). A melhor caracterização da área auxilia na diminuição da incerteza, que não pode ser eliminada uma vez que é própria do material estudado. De Mio (2005) destaca que na maioria dos casos práticos, a quantidade de informações disponível não é suficiente para definição da variabilidade espacial do solo.

2.8.2. Sazonal

A variabilidade sazonal é aquela que afeta as propriedades geomecânicas do solo de acordo com a variação climática e meteorológica, uma vez que a sucção varia ao longo do tempo (ROCHA, 2018; GIACHETI et al., 2019). Esse fator, muitas vezes, é negligenciado no meio da engenharia, tanto nas etapas de investigação do solo quanto nas etapas de projeto. Alterações no teor de umidade do solo, decorrentes da sazonalidade das estações em seca e chuvosa, apresentam influência direta na variação da sucção, devido à relação intrínseca com o conteúdo de água presente nos vazios, o que acarreta variações dos parâmetros geotécnicos medidos em campo (DOS SANTOS, 2003; MOTA, 2003; LESSA, 2005; SAAB, 2016; ROCHA, 2018; GIACHETI et al., 2019; CARIAS, 2024). Russell e Reid (2016) discutiram sobre a influência da sucção em resultados de CPT realizados em câmaras de calibração, bem como a influência dessa componente na identificação do comportamento do material, verificando que a incorporação da sucção nos resultados dos ensaios permitiu uma melhor classificação do material e um melhor entendimento do seu comportamento. Dessa forma, para que projetos geotécnicos tenham desempenho satisfatório e segurança atribuídos, é necessário a consideração da variabilidade sazonal do local de estudo, associando valores obtidos na investigação em campo com estimativas de perfil de umidade do local, dados pluviométricos e curvas de retenção de água no solo.

Em fundações, o efeito da inundação é importante no comportamento do sistema solo-estrutura. Como a realização desses ensaios demanda uma estrutura robusta e tempo considerável, a incorporação da condição não saturada, muitas vezes, se dá pela realização dos ensaios em condições natural e inundada. Saab et al. (2023) apresentam resultados de provas de carga em placa e avaliam o efeituo da inundação na curva “carga x recalque”, obtendo uma redução na ordem de 50% da carga máxima. Lobo (1991) e Ferreira (1998) verificaram que em estacas o efeito da inundação resulta em uma perda da capacidade de carga variando de 30 a 50%, sendo que estacas curtas são as mais afetadas. Silveira et al. (2024) incorporaram a variabilidade sazonal e análises probabilística na previsão da capacidade de carga de estacas por métodos semiempíricos, verificando a variação dos resultados obtidos em diferentes épocas do ano.

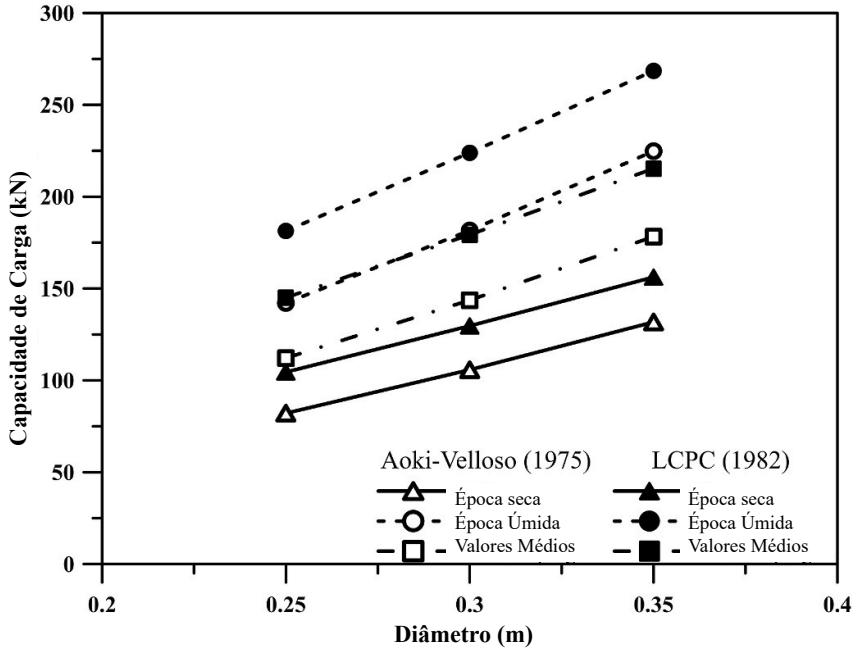


Figura 2-24 – Efeito da Sazonalidade na previsão de capacidade de carga de estacas (adaptado de SILVEIRA et al., 2024).

2.9. Teoria da Confiabilidade

A Teoria da Confiabilidade, quando aplicada à engenharia geotécnica, pode ser considerada uma ferramenta interessante para a quantificação de probabilidades de falha (P_f), levando em consideração as incertezas dos parâmetros considerados e modelos adotados, proporcionando assim uma melhor tomada de decisões (BONI, 2018). A análise da confiabilidade em obras geotécnicas considera as incertezas do solo e da solicitação estrutural para determinação do nível de segurança contra as possíveis rupturas para os eventos estudados (NADAI, 2024). A confiabilidade pode ser definida como o grau de confiança de que um sistema não falhe dentro de um período especificado, respeitadas as condições de operação previstas em projeto (NOGUEIRA, 2010).

Em análises probabilísticas utilizando a Teoria da Confiabilidade, as incertezas inerentes aos materiais, aos modelos de previsão do comportamento e às ações externas atuantes sobre o sistema são incorporadas na análise através da definição de variáveis aleatórias. Uma medida que fornece uma interpretação geométrica da probabilidade de falha foi definida pelo chamado índice de confiabilidade (β), medida adimensional que indica o grau de confiança de um sistema.

$$P_f = \Phi\left[-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right] = \Phi\,(-\beta) \tag{32}$$

Sendo: $\Phi(\,)$ a distribuição normal acumulada no espaço normal-padrão.

Quanto maior o valor de β, maior será a segurança probabilística do sistema. Embora seja um conceito importante e bem difundido internacionalmente, no cenário brasileiro não existe um valor normatizado como mínimo para o índice de confiabilidade. A norma europeia EM 1990 (EUROCODE, 2002) apresenta na Seção 2.2 e no Anexo B premissas e valores do índice de confiabilidade a serem adotados, levando em consideração os projetos e as consequências de ruína.

Para uma análise geotécnica de uma obra residencial, como são a maioria dos casos de reforço de fundações, o índice de confiabilidade mínimo é 3,80. Diversos autores discutem sobre valores alvo para engenharia de fundações. Meyerhoff (1969) sugere índices de confiabilidade de 3,72 para fundações convencionais. Já Whitman (1984, 2000) sugere valores entre 2,33 e 3,10 para fundações. Ainda, Ahmad et al. (2003) consideram um valor variando entre 2,00 e 2,80 como sendo satisfatório para um elemento de fundação isolado.

2.9.1. Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

O Método de Confiabilidade de Primeira Ordem, ou FORM (*First Order Reliability Method*), é um método utilizado para verificação da confiabilidade a partir dos descritores centrais (média e variância) das variáveis aleatórias e a função distribuição de probabilidades de cada uma delas. É um método que permite a utilização de várias funções de densidade de probabilidades e de suas possíveis correlações entre pares de variáveis aleatórias.

A probabilidade da violação da equação de estado limite é dada pela probabilidade de falha (P_f) descrita na Equação 32. Uma vantagem do FORM é que este método, além de fornecer o valor do índice de confiabilidade e as coordenadas do ponto de projeto, ainda fornece os fatores de sensibilidade das variáveis aleatórias sobre a probabilidade de falha, a partir dos cossenos diretores do vetor distância que define o índice de confiabilidade no ponto de projeto, isto é, o quanto cada uma das variáveis influência na probabilidade de falha do sistema.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Locais de Estudo – Unesp de Bauru

Esta pesquisa for desenvolvida em dois campos experimentais da Unesp de Bauru, uma parte no Campo Experimental próximo ao Instituto de Pesquisas Meteorológicas (IPMet) de Bauru, local onde provas de carga em estacas Mega e ensaios de campo foram previamente executados. Outra parte foi realizada no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru, próxima à FUNDEB, local estudado por Boni (2018), onde ensaios de campo foram previamente executados. A localização das duas áreas estudadas está apresentada na Figura 3-1.

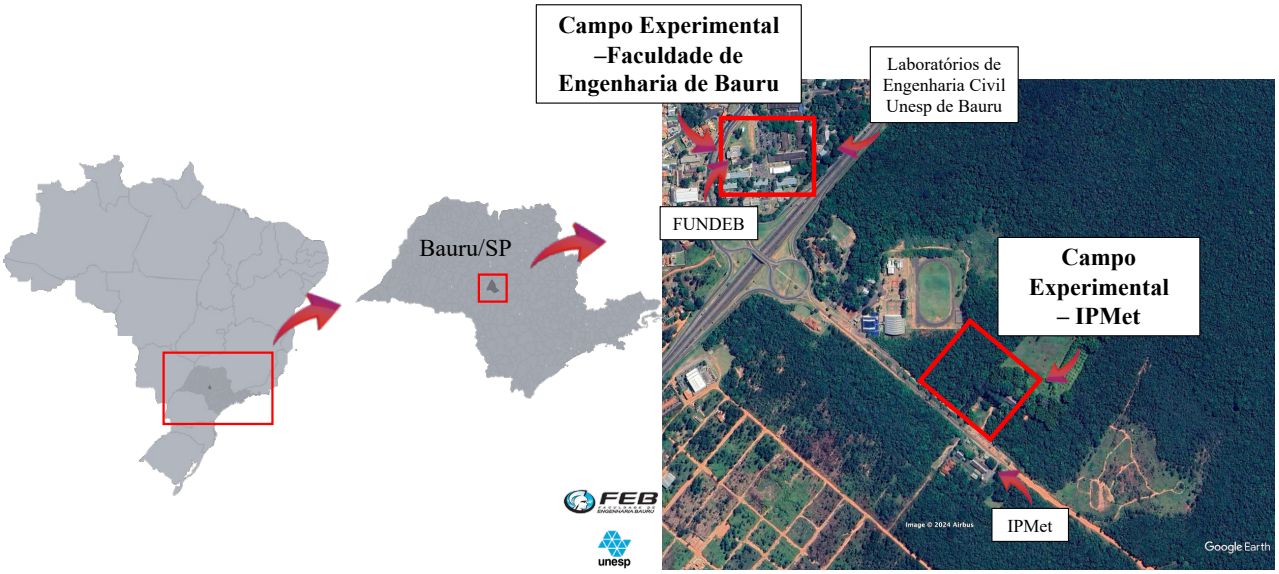


Figura 3-1 – Localização dos ensaios na Unesp de Bauru.

3.1.1. Caracterização Geológica-Geotécnica

O município de Bauru/SP é constituído predominantemente por sedimentos do Grupo Bauru (Formação Marília e Adamantina). A Formação Adamantina (Grupo Bauru) é aquela presente em vasta extensão do oeste do Estado de São Paulo, constituindo assim os terrenos do Planalto Ocidental, desaparecendo em regiões mais baixas dos vales principais, devido aos processos erosivos (ROCHA, 2018). A Formação Marília é constituída por arenitos de granulação fina a grossa, conglomerados e lamitos intercalados entre si, com os arenitos apresentando cimentação carbonática disseminada e/ou a forma de nódulos e concreções (DE MIO, 2005; ROCHA, 2018). Essa distribuição aleatória de

teores de cimento carbonático tem implicações diretas no comportamento geotécnico do solo, principalmente no que diz respeito à resistência e permeabilidade (DE MIO, 2005).

O solo que ocorre nos locais estudados é caracterizado como uma areia fina a média pouco argilosa, colapsível, porosa e não saturada, com elevada condutividade hidráulica saturada, de origem coluvionar até 13 m de profundidade, formado pelo intemperismo típico de região tropical sobre o solo residual de arenito Bauru, com comportamento laterítico e, a partir daí apresente comportamento não laterítico (GIACHETI et al., 1998; DE MIO, 2005; FERNANDES, 2022). O nível d'água nos locais não se encontra até uma profundidade de 30 m. A caracterização geotécnica do solo do Campo Experimental – IPMet e do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru foi caracterizado por diversas campanhas de ensaios de campo e laboratório.

Tratando do Campo Experimental – IPMet, a caracterização inicial foi realizada por meio de ensaios de campo, em especial SPT e CPT mecânico, com ensaios verificando a existência de duas áreas (Área A e Área B) com comportamento geomecânico distinto, que será mais bem detalhado no Item 3.1.6, sendo que a Área B foi aquela que melhor representava o comportamento do solo da cidade de Bauru/SP, sendo esta então o foco de pesquisas realizadas no local.

Dentre os resultados obtidos, destacam-se aqueles obtidos por Agnelli (1997) para ensaios de compressão edométrica de corpos de prova correspondentes a 1, 2 3 e 4 m de profundidade, verificando o comportamento colapsível do solo. Ainda, no local foram realizadas campanhas de ensaios de campo, em especial SPT e SPT-T, CPT, DMT, DPL, ensaios *down-hole* e ensaios *cross-hole*. Mais informações sobre os ensaios podem ser encontradas em diversos trabalhos, destacando Ferreira et al. (1996), Ferreira (1998), Peixoto (2001), Giacheti (2001), Giacheti et al. (2004) e Cavalcante et al. (2007).

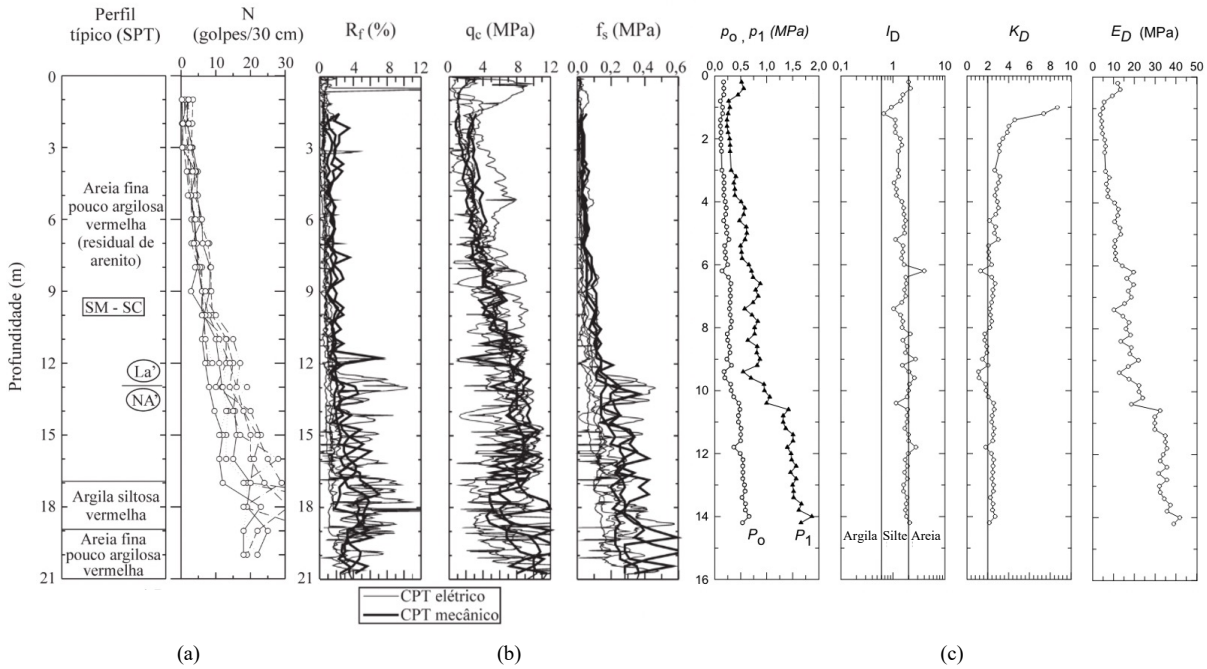


Figura 3-2 – Resultados de ensaios no Campo Experimental – IPMet: (a) SPT (GIACHETI et al., 2004); (b) CPT (GIACHETI et al., 2004); e (c) DMT (adaptado de GIACHETI et al., 2006).

Tratando do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru, a caracterização por meio de ensaios de laboratório ocorreu a partir da abertura de poços de amostragem, com coletas realizadas por Fernandes (2022), estudando a resistência e a deformabilidade do solo do local, variando a sucção e avaliando sua influência nos parâmetros. Para a resistência, o autor verificou que o comportamento mecânico dos solos ao longo do perfil estudado é de fato muito afetado pela sucção, sendo que os ensaios realizados pelo autor servem como base para estimativa de parâmetros para o solo. Também verificou que os valores de G_0 apresentaram aumento não linear com a sucção e o confinamento. Saab (2016) avaliou o comportamento colapsível e o potencial de colapso do solo por meio de ensaios edométricos com sucção controlada, verificando que os potenciais de colapso são da mesma ordem de grandeza até 4 m de profundidade, diminuindo quando se atinge os 5 m. O local também foi bem caracterizado por campanhas de ensaios de campo (Figura 3-3). Rocha (2018) realizou diversas campanhas de CPT e DMT no local, de forma a verificar a influência da sucção e da sazonalidade nos resultados de ensaios de campo. Boni (2018) apresentou resultados de SPT e CPT realizados na área da Faculdade de Engenharia. Almeida (2023) realizou ensaios DPL no local avaliando a influência da sucção nos resultados do ensaio.

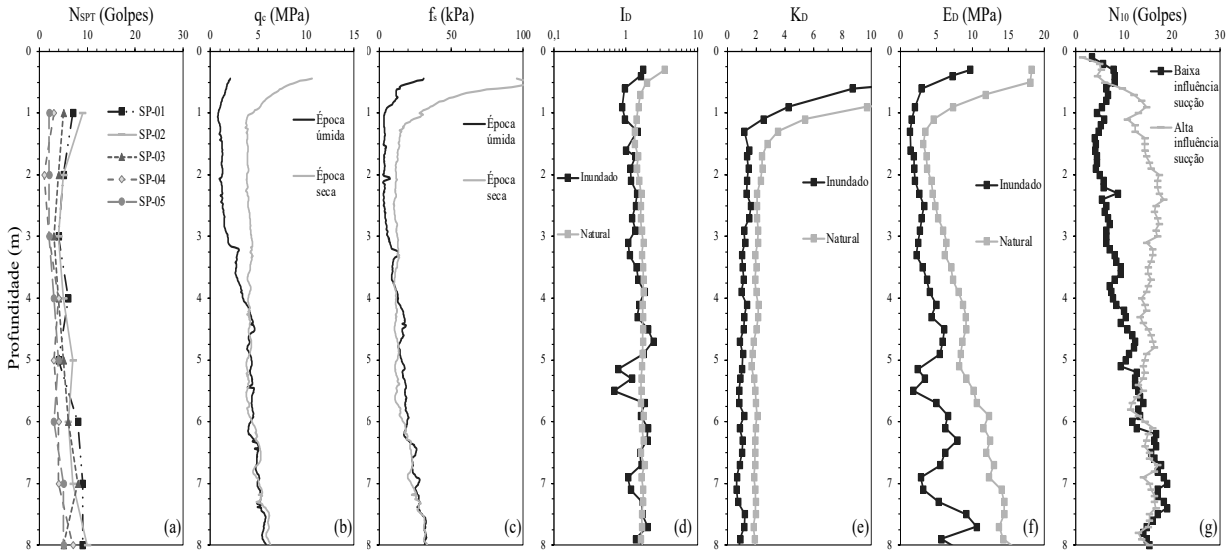


Figura 3-3 – Resultados de ensaios no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia: (a) SPT (adaptado de BONI, 2018); (b-c) CPT (adaptado de GIACHETI et al., 2019); (d-f) DMT (adaptado de ROCHA, 2018); e (g) DPL (adaptado de ALMEIDA, 2023).

3.1.2. Clima

De acordo com a classificação Köppen-Geiger, o clima da cidade de Bauru/SP pode ser classificado como tropical de altitude (CWA), condições que proporcionam invernos secos (geralmente de maio a setembro) e verões chuvosos (geralmente de dezembro a março), normalmente caracterizados temporais com pancadas de chuvas intensas e curta duração (ROCHA, 2018). O IPMet (Instituto de Pesquisas Meteorológicas) possui um extenso banco de dados com valores históricos, além de contar com monitoramento constante das variáveis meteorológicas que influenciam a interação solo-atmosfera, ou seja, o comportamento dos solos.

Saab (2022) apresenta os valores médios mensais de precipitação medidas pelo IPMet entre 2005 e 2020, bem como valores mínimos, máximos, desvio padrão e coeficiente de variação, apresentados nas Figura 3-4, notando a existência de estações bem definidas de chuva e estiagem.

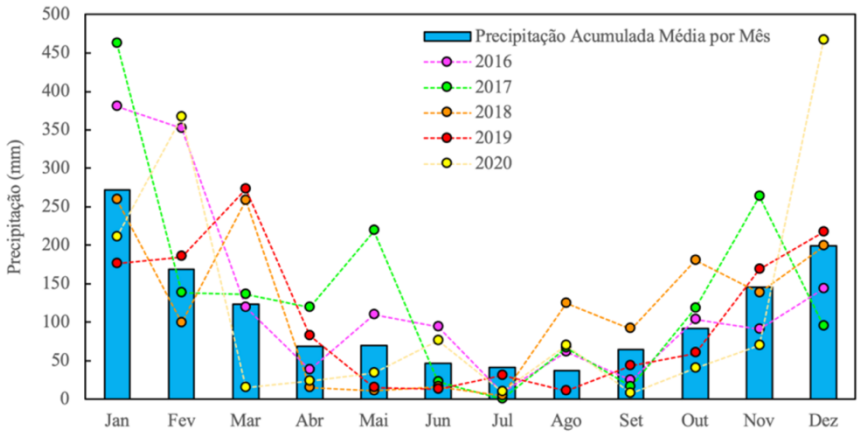


Figura 3-4 – Precipitação mensal acumulada, média e valores para os anos de 2016 a 2020 (SAAB, 2022).

3.1.3. Resultados Prévios de Ensaios de Campo

Resultados de ensaios realizados no Campo Experimental – IPMet e no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru foram empregados neste estudo, dentre eles resultados de SPT, CPT, DMT, DPL e sísmica *down-hole* e *cross-hole*. Os principais resultados utilizados neste trabalho estão disponíveis em Ferreira et al. (1996), Giacheti (2001), Giacheti et al. (2006), Rocha (2018), Boni (2018), Almeida (2023) e Braus (2024).

Os resultados dos SPT anteriores, apresentados na Figura 3-5, foram considerados representativos para os locais estudados e, sendo assim, sem a necessidade da realização de novas campanhas deste ensaio especificamente. Resultados anteriores de CPT, DMT e DPL foram utilizados como comparação para os resultados obtidos neste trabalho, avaliando a variabilidade temporal dos resultados e a repetibilidade deles. Para o Campo Experimental – IPMet, foram incorporados resultados de CPTu (Figura 3-6) realizados por Braus (2024) até 16 m de profundidade. Para o Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru (Figura 3-7), foram incorporados os resultados de CPTu interpretados por Boni (2018).

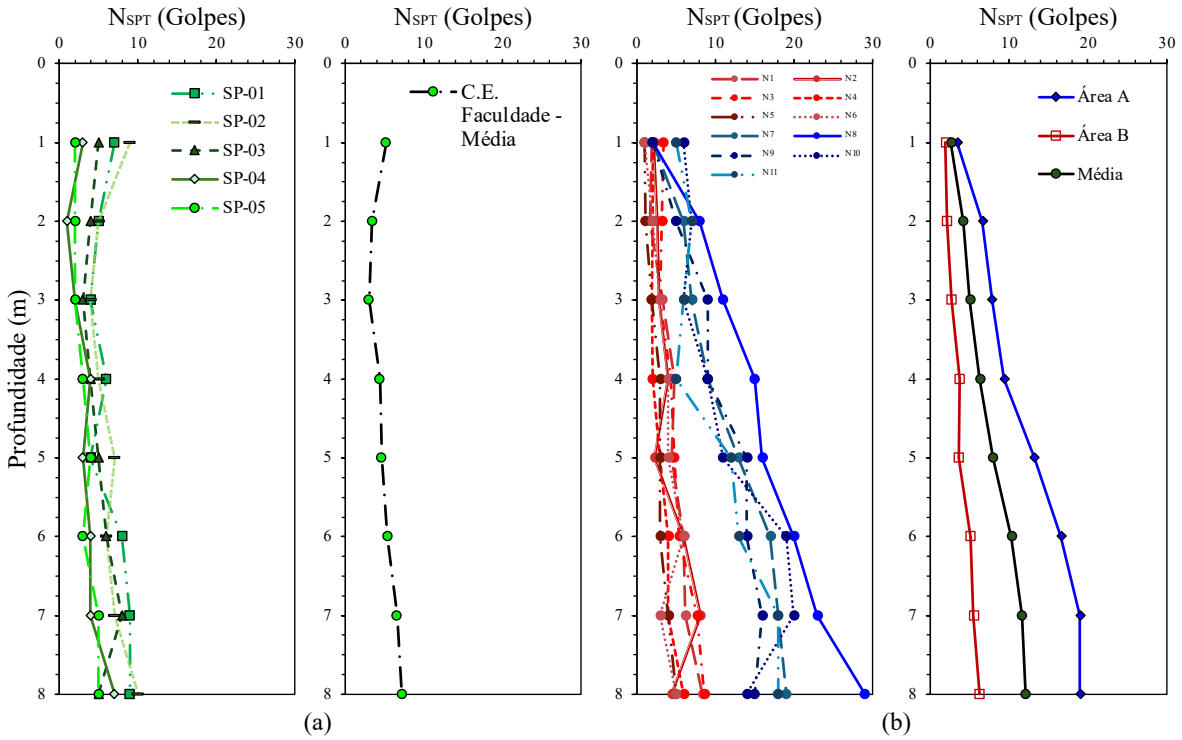


Figura 3-5 – Resultados dos SPT realizados (a) no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru (adaptado de BONI, 2018); e (b) no Campo Experimental – IPMet (adaptado de HERRERA et al., 2024b).

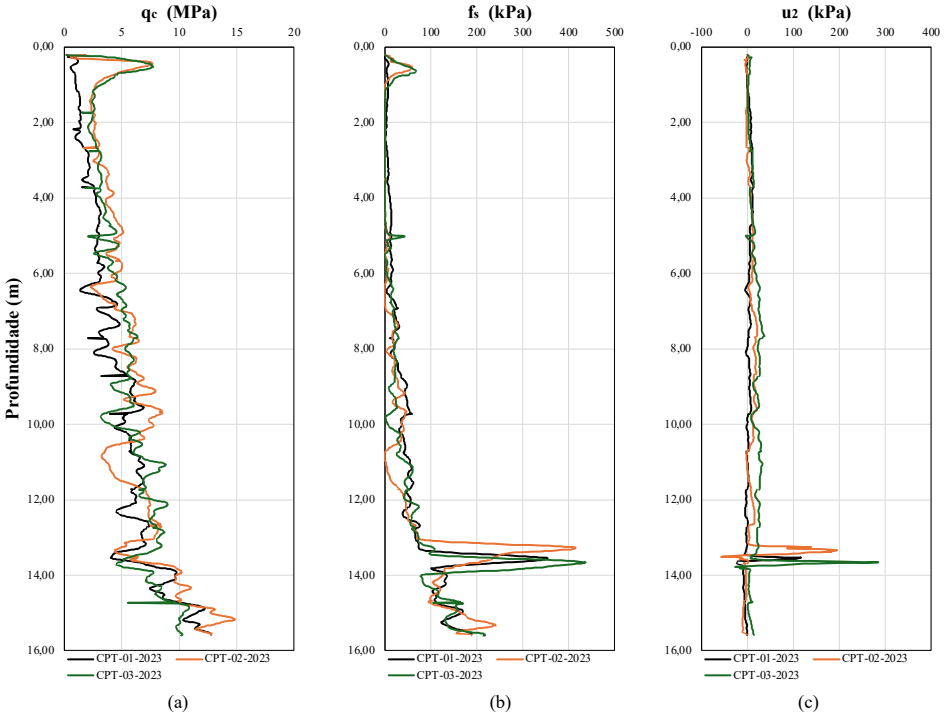


Figura 3-6 – Resultados de CPTu realizados por Braus (2024) no Campo Experimental – IPMet (adaptado de BRAUS, 2024).

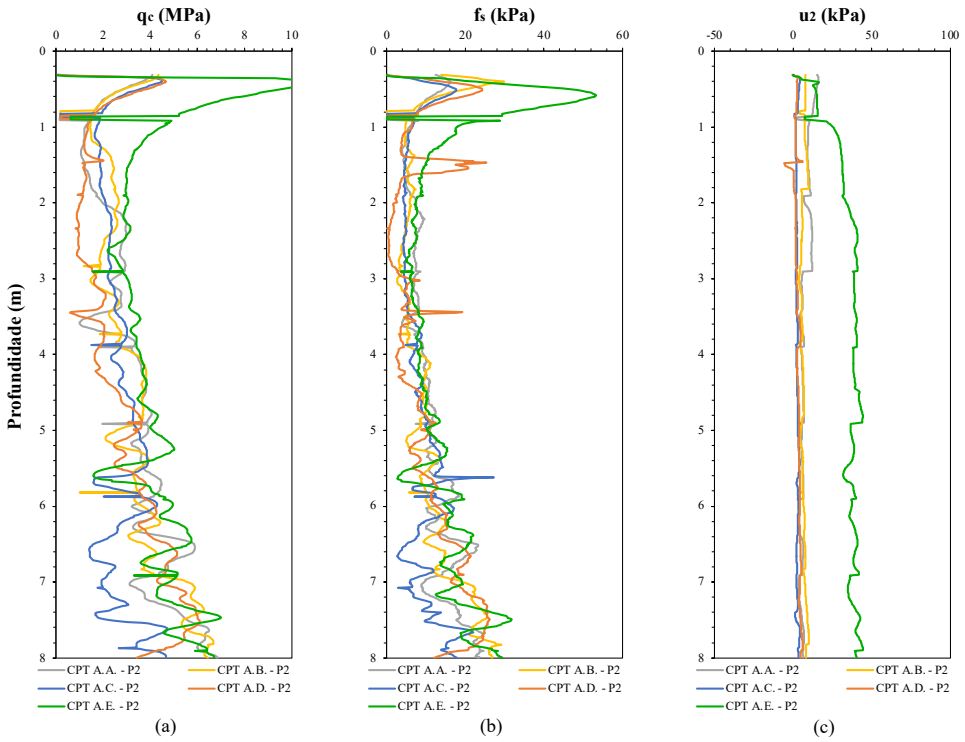


Figura 3-7 – Resultados de CPTu realizados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (adaptado de BONI, 2018).

3.1.4. Resultados Prévios de Ensaios de Laboratório

O solo que ocorre nos locais estudados, principalmente no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia, foi caracterizado por campanhas de ensaios de laboratório.

A Figura 3-8 apresenta a distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios e limite de liquidez obtidos em laboratório para o Campo Experimental da Faculdade de Engenharia.

Saab (2016) obteve em laboratório as curvas de retenção de água no solo presente no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia a partir de técnicas de papel filtro, placa de sucção e câmara de pressão para as profundidades de 1,0 m, 3,0 m e 5,0 m. Os resultados estão apresentados na Figura 3-9. É possível observar um formato bimodal para as curvas e baixa capacidade de retenção de água, algo comum em solos arenosos (SAAB, 2016).

Saab (2016) destaca que o trecho de dessaturação compreende um intervalo de sucção restrito e o primeiro valor de entrada de ar é bem definido, onde uma pequena variação de sucção, de 1 a 10 kPa, provoca uma grande variação de umidade. O segundo trecho das curvas, de 10 kPa até cerca de 2 MPa, a umidade tem variações muito pequenas. Na sequência, uma pressão de entrada de ar surge decorrente da dessaturação da umidade residual existente nos microporos da fração fina agregada do solo.

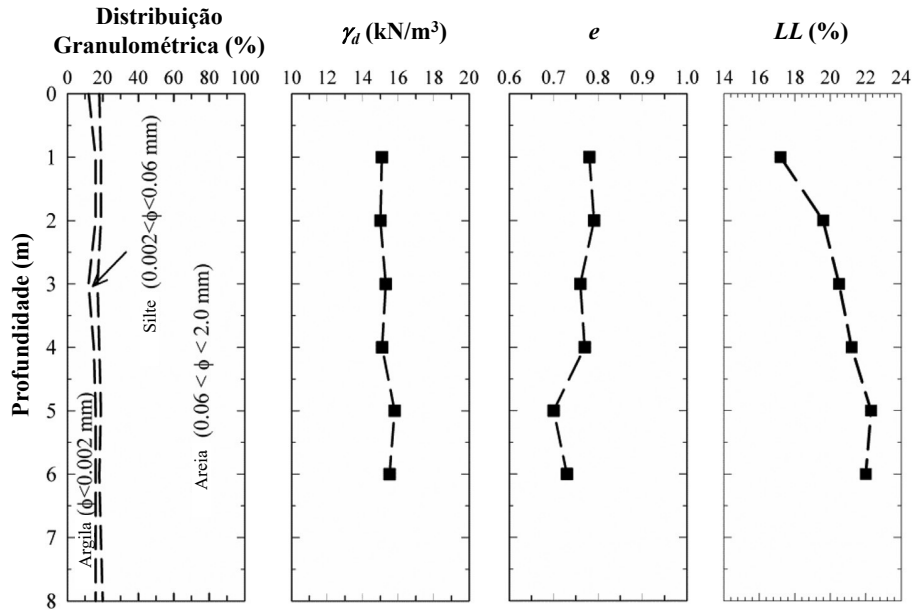


Figura 3-8 – Distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios e limite de liquidez obtidos em laboratório para o Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (adaptado de GIACHETI et al., 2019).

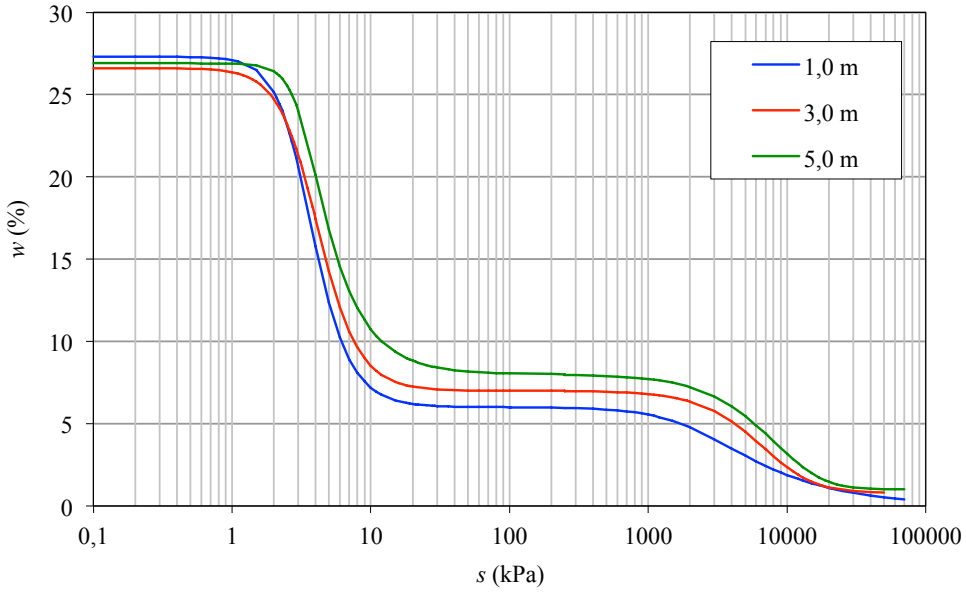


Figura 3-9 – Curva de retenção de água no solo a 1,0 m, 3,0 m e 5,0 m de profundidade para o Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (SAAB, 2016).

3.1.5. Resultados Prévios de Provas de Carga em Estacas Mega

Foram realizadas campanhas de provas de carga em estacas Mega com diferentes comprimentos no Campo Experimental – IPMet da Unesp de Bauru.

Boni et al. (2006) realizaram provas de carga rápidas em duas estacas Mega cravadas com segmentos de concreto maciço de 20 cm de diâmetro e 8 m de

comprimento, uma com solo em condição natural (Estaca 2) e outra com o terreno inundado (Estaca 1), avaliando a capacidade de carga desses elementos e a perda devido ao colapso nesse tipo de elemento (Figura 3-10). Sitta (2008) também realizou duas provas de carga rápidas em estacas Mega no campo, nas mesmas condições estudadas por Boni et al. (2006), com os segmentos de concreto maciço de 20 cm de diâmetro e 8 m de comprimento (Figura 3-11).

Donadon (2009) realizou diversas provas de carga rápidas no local, com segmentos de concreto maciço de 20 cm de diâmetro, e comprimento variando entre 6 e 8 m. Os resultados obtidos pela autora apresentaram uma grande variabilidade na capacidade de carga dos elementos, apresentado resumidamente na Figura 3-12, com uma perda na capacidade de carga devido o efeito do colapso na ordem de 50% para as estacas de 6 m e na ordem de 45% para as de 8 m.

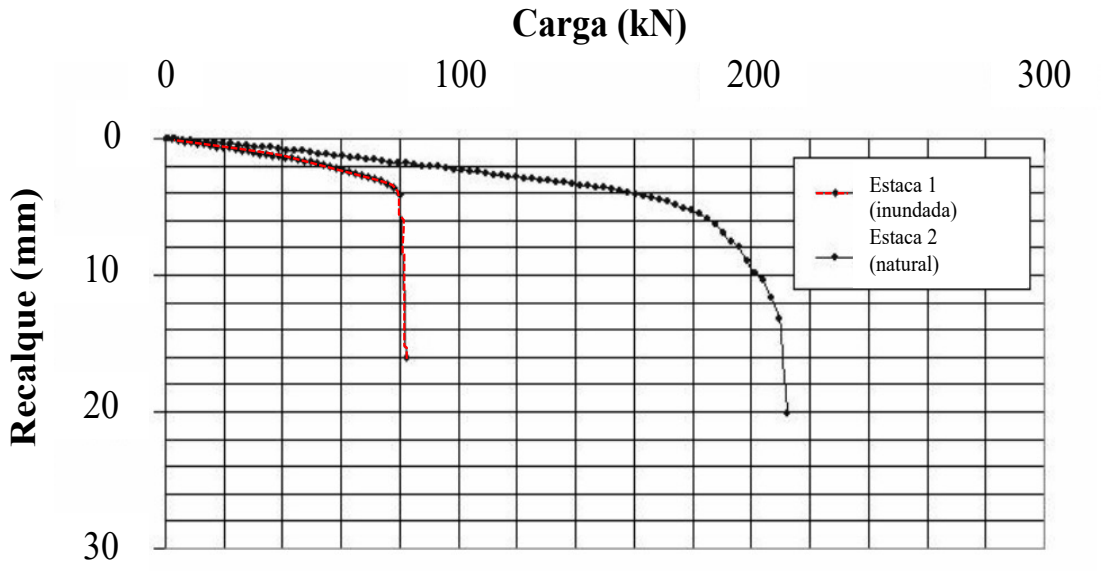


Figura 3-10 – Curva “carga x recalque” para as estacas estudadas (adaptado de BONI et al., 2006).

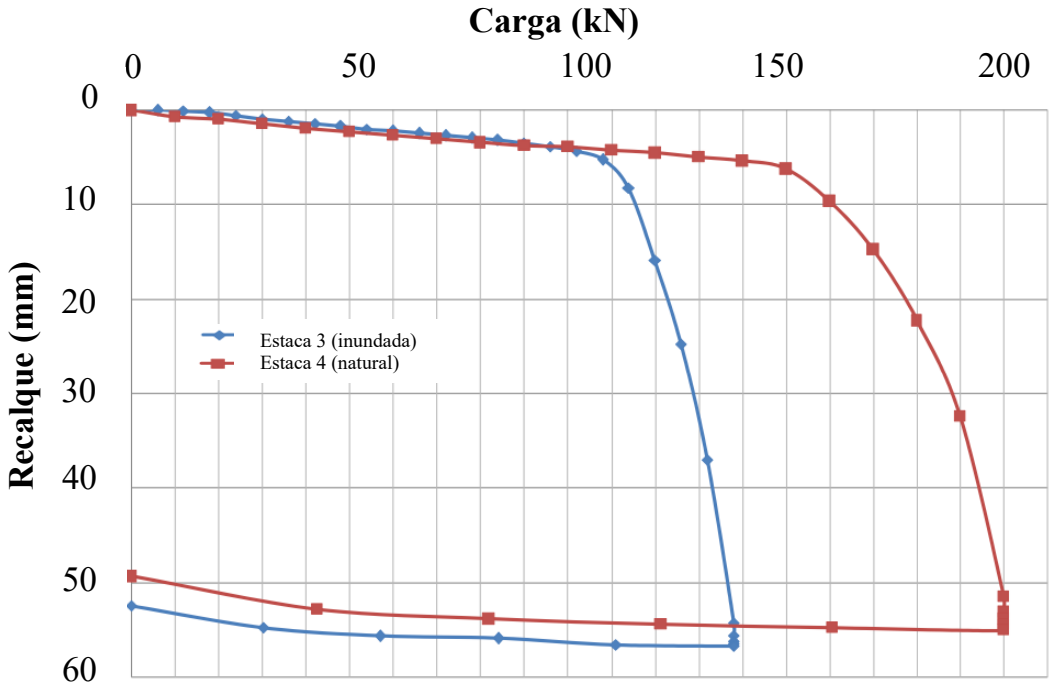


Figura 3-11 – Curva "carga x recalque" para as estacas estudadas (adaptado de SITTA, 2008).

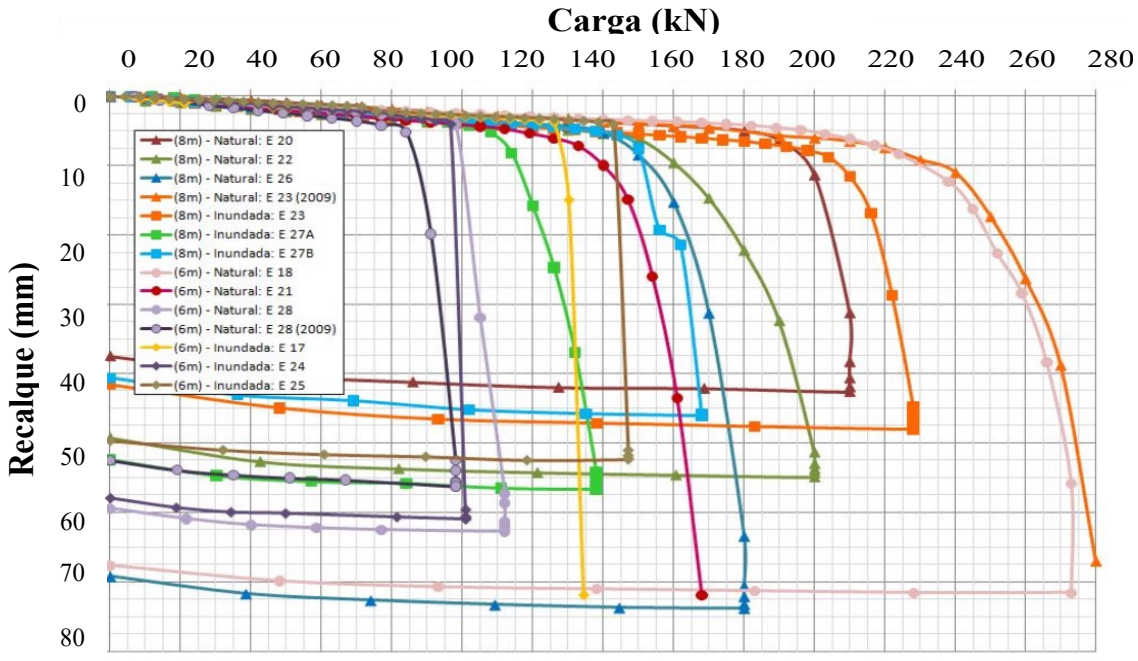


Figura 3-12 – Curva "carga x recalque" para as estacas estudadas (adaptado de DONADON, 2009).

A Tabela 3-1 apresenta um resumo de todos os ensaios realizados no Campo Experimental – IPMet considerados neste trabalho. É possível verificar a grande variabilidade dos resultados, tanto no que diz respeito à perda da capacidade pela inundação e efeito do colapso, quanto no que diz respeito às cargas últimas das estacas.

Em especial, para as estacas de 6 m, foi possível verificar um coeficiente de variação de 42,47% (Tabela 3-2).

Essa variabilidade dos resultados, entretanto, não foi bem explicada pelos autores, que atribuíram à variabilidade inerente do solo, sem novas campanhas de investigação para o entendimento dessa variabilidade e sua influência tanto no comportamento do solo quanto das estruturas de fundação.

Tabela 3-1 – Resultados da interpretação de provas de carga realizadas no Campo Experimental – IPMet da Unesp de Bauru.

Comprimento (m)	Estaca	Condição do solo	Capacidade de carga NBR 6122/2022 (kN)	Capacidade de carga Rigidez Décourt (1996) (kN)	Campanha de Ensaio
6	E 18	Natural	224,7	249,5	Donadon (2009)
6	E 21	Natural	134,5	150,0	
6	E 28	Natural	98,9	99,9	
6	E 17	Inundado	127,5	130,8	
6	E 24	Inundado	96,9	99,1	
6	E 25	Inundado	143,1	145,4	
8	E 20	Natural	194,8	205,1	Donadon (2009)
8	E 22	Natural	156,7	176,7	
8	E 26	Natural	149,6	162,7	
8	E 23	Natural	230,4	253,4	
8	E 23	Inundado	204,2	217,4	
8	E 27A	Inundado	133,4	124,0	
8	E 27B	Inundado	150,4	161,5	
8	E 2	Natural	212,0	-	Boni et al. (2006)
8	E 1	Inundado	82,0	-	
8	E 4	Natural	180,0 *		Sitta (2008)
8	E 3	Inundado	130,0 *		

* adotados com base no critério da NBR 6122/2022.

Tabela 3-2 – Estatísticas dos resultados de provas de cargas anteriores.

Comprimento (m)	Condição do solo	Capacidade de carga Média	Capacidade de carga Desvio Padrão	Capacidade de carga COV (%)
6	Natural	152,7	64,8	42,47
6	Inundada	122,5	23,5	19,19
8	Natural	187,3	31,4	16,78
8	Inundada	140,0	44,0	31,42

3.1.6. Considerações sobre o Campo Experimental – IPMet

Pode-se associar discrepância dos resultados das provas de carga à variabilidade inerente do solo do Campo Experimental – IPMet da Unesp de Bauru, algo que pode ser observado na Figura 3-5b. Esse local foi estudado por diversos outros autores que destacam a ocorrência de uma área com um solo com propriedades distintas daquele

normalmente encontrado na região de Bauru/SP. Logo, foram realizadas novas campanhas de ensaios para identificação de uma área no local que apresentasse comportamento similar ao de Bauru/SP, o mesmo que se observa no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia.

Sturaro (1994) realizou um mapeamento geoestatístico de propriedades geotécnicas para Bauru/SP a partir resultados de SPTs. Analisando um banco de dados de 720 sondagens realizadas na cidade, o autor realizou análises estatísticas, verificando que os resultados médios de SPTs realizados em Bauru/SP são linearmente correlacionados com a profundidade.

Sturaro et al. (2012) apresentaram os resultados de SPTs médios em Bauru/SP ao longo da profundidade. A Figura 3-13 apresenta a relação, com pontos de inflexão provavelmente estão relacionados a mudanças na compactação pela profundidade, com valores médios de SPT linearmente relacionados com a profundidade até cerca de 18 m (Camada 3), caracterizando o comportamento típico de Bauru/SP para resultados de SPT.

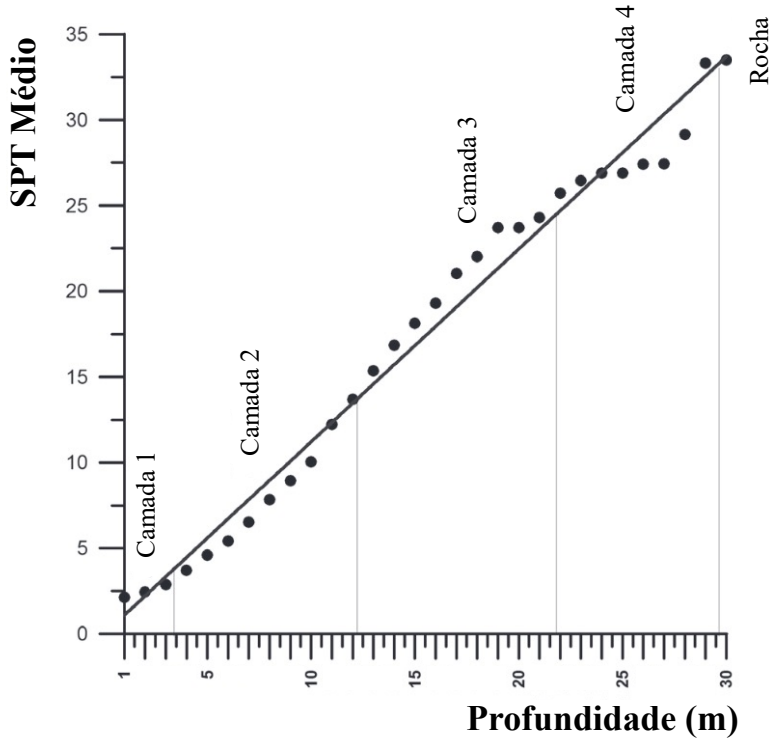


Figura 3-13 – Correlação entre SPT médio e a profundidade para Bauru/SP (adaptado de STURARO et al., 2012).

Tendo como base a análise geoestatística realizada por Sturaro (1994) para resultados de SPT, o Campo Experimental – IPMet pode ser dividido em 2 grandes áreas por Ferreira et al. (1996) tendo como base os comportamentos observados nos resultados de SPTs:

- uma "Área com Comportamento A", ou simplesmente "**Área A**", que apresenta comportamento considerado não representativo para os solos da cidade de Bauru/SP;
- uma "Área com Comportamento B", ou "**Área B**", que apresenta comportamento representativo para os solos cidade de Bauru/SP, verificado por Sturaro (1994).

A localização dos ensaios encontra-se mais bem descrita em Ferreira et al. (1996) e Giacheti (2001). Os autores que estudaram anteriormente as duas áreas caracterizam o local estudado como dividido espacialmente, de acordo com a posição dos ensaios realizados. Entretanto, os limites entre uma área e outra, conforme discutido em Herrera et al (2024b), não são bem definidos geometricamente, o que pode acarretar uma grande variação nos resultados de ensaios distantes entre si de 10 m, como o que ocorreu nos resultados de provas de carga, em especial com Donadon (2009).

A Figura 3-14 apresenta os valores médios de SPTs e CPTs mecânicos realizados nas duas áreas, caracterizando a grande variabilidade dos resultados e a divisão das duas áreas do campo, com comportamento geomecânico distinto. Essa grande variabilidade tanto dos resultados de ensaios de campo quanto dos resultados de provas de carga motivou a realização de novos ensaios de campo para avaliação da variabilidade da área e, a partir dos resultados desses ensaios, fazer a previsão da capacidade de carga por meio de métodos semiempíricos, verificando a influência da variabilidade na previsão da capacidade de carga e assim, de maneira indireta, a influência em provas de carga e na capacidade de carga de estacas.

De Mio (2005) verificou também uma "anomalia" próxima dos 13 m de profundidade por meio de resultados de CPTu, com uma grande parcela de resistência lateral e picos de poropressão, relacionando essa transição abrupta com a geologia do local. O autor destaca que a camada superior é composta por um solo coluvionar, e essa "anomalia" se dá na transição para o solo residual maduro.

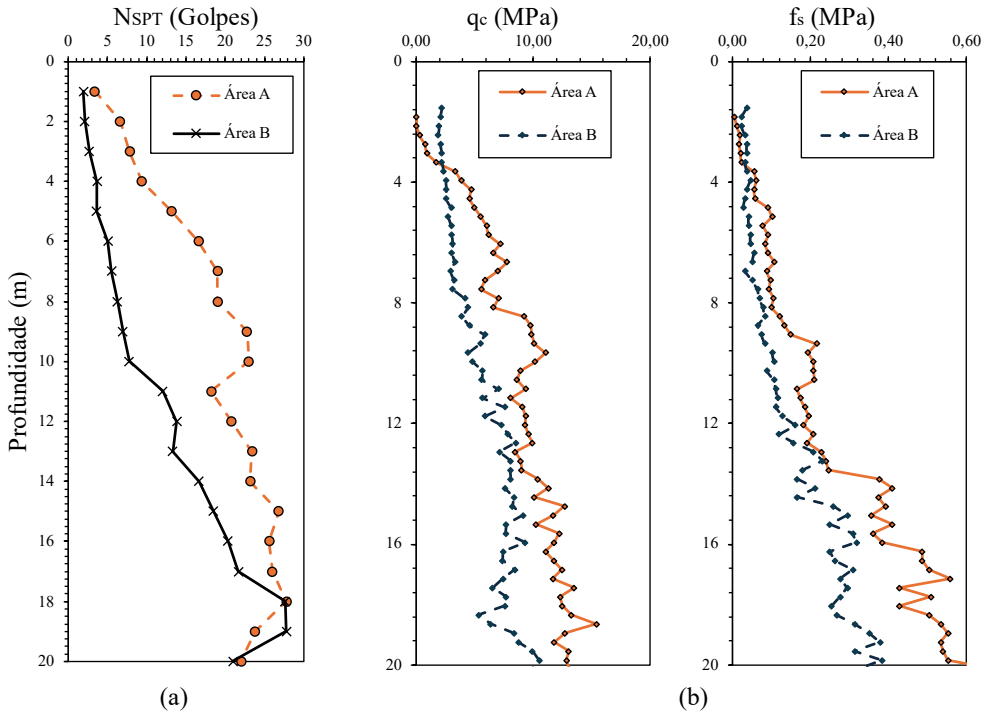


Figura 3-14 – Resultados médios de SPT (a) e CPT mecânico (b) realizados nas Áreas A e B do Campo Experimental – IPMet (adaptado de FERREIRA et al., 1996 e GIACHETI, 2001).

3.2. Ensaios de Campo

3.2.1. CPTu e Sísmica down-hole

Os CPTu e SCPTu foram realizados empregando uma ponteira cônica (com vértice de 60°±5) e diâmetro de 35,68 mm (área de 10 cm²), registrando os perfis de resistência de ponta, q_c, atrito lateral, f_s, e poropressões na posição padrão, u_2. As informações medidas durante o ensaio foram transmitidas ao sistema de aquisição de dados via cabo. A cravação da ponteira foi realizada por meio de um sistema de cravação modelo TG 63-150 da marca *Pagani Geotechnical Equipment*, com capacidade de 150 kN, ancorado no terreno com hastes helicoidais (Figura 3-15). Este equipamento está disponível no Laboratório de Geotecnia da Unesp de Bauru.

Para os dois locais na Unesp de Bauru, os registros de poropressão foram realizados utilizando um filtro de cavidade preenchido por graxa automotiva, como substituição do elemento poroso convencional saturado. Alguns autores, como Larson (1995) e Bolinelli Junior (2004) mostram que a graxa pode apresentar um pequeno atraso na resposta, em função da viscosidade mais elevada em relação à água ou glicerina. Entretando, como nas áreas estudadas o nível d'água se encontra abaixo da profundidade máxima ensaiada, a execução do ensaio saturado com água ou glicerina torna-se inviável,

enquanto o emprego do filtro preenchido com graxa automotiva fornece respostas coerentes e informações úteis para definição do perfil estratigráfico (ROCHA, 2018).

A ponteira sísmica utilizada para realização de ensaios *down-hole* foi aquela desenvolvida por Braus (2024), que conta com três pontos espaçados de 0,5 m, com cada ponto contando com 2 geofones, permitindo a determinação dos valores de V_s a partir do método do intervalo verdadeiro e pseudo intervalo de tempo (Figura 3-16).

3.2.1. DMT

Os DMT foram realizados empregando o mesmo sistema de cravação e conjunto de hastes dos ensaios CPTu. Os ensaios foram realizados seguindo os procedimentos normalizados pela ASTM D5778/2020 e pela ISO 22476-1/2022. O ensaio consiste na cravação da lâmia plana de aço inoxidável de 14 mm de espessura, 95 de largura e 220 de comprimento, com uma membrana de 60 mm de diâmetro. A calibração da membrana foi realizada antes da realização dos ensaios em laboratório, e após a realização de cada ensaio, seguindo as especificações de Marchetti (2001). Para a expansão da membrana, foi aplicada pressão por meio de gás nitrogênio. Durante os ensaios foram registrados os valores das pressões *A* e *B*, de forma manual, em leituras espaçadas de 20 cm ao longo da profundidade (Figura 3-17).



(a) (b)

Figura 3-15 – Sistema de cravação Pagani (a); e hastes helicoidais para ancoragem (b).



Figura 3-16 – Ponteira sísmica desenvolvida (adaptado de BRAUS, 2024)

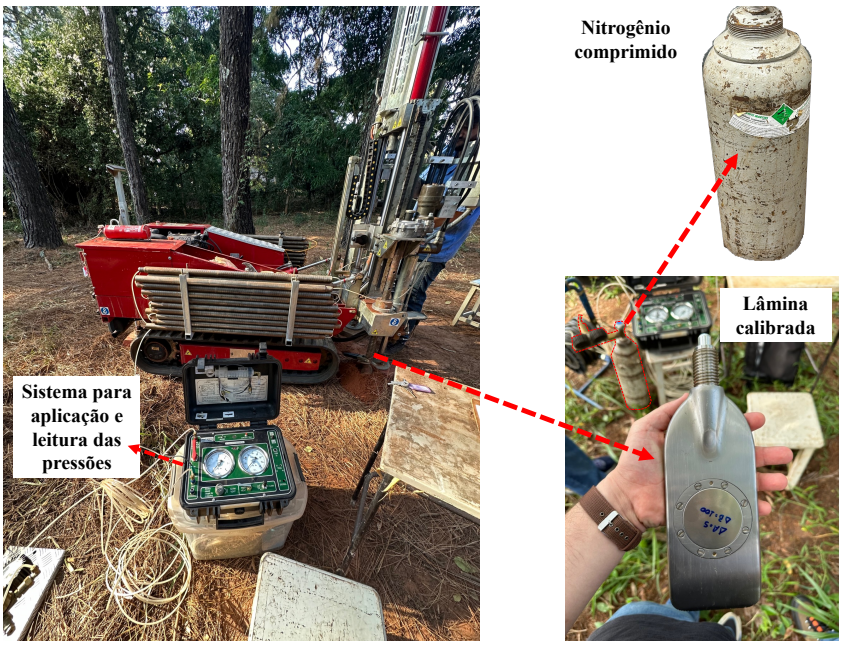


Figura 3-17 – Esquema da realização do DMT.

3.2.2. DPL e SDPL

Para realização dos ensaios DPL, foram utilizados dois equipamentos de penetração leve: o *DPL-T_SM-v1.2.0*, fabricado pela SOLOMAP (Figura 3-18a) seguindo as especificações da EN ISO 22476-2/2011, com hastes vazadas que permitiu a realização da determinação da velocidade da onda S; e o *DPL Barra Mina*, fabricado pela SOLOTEST (Figura 3-18b), seguindo as especificações da EN ISO 22476-2/2011. Ambos os equipamentos possuem levantamento e acionamento manual do martelo. As hastes possuem comprimento de 1 m e são conectadas por meio de roscas internas, o que mantém um diâmetro externo constante em todo seu comprimento. As hastes possuem marcações a cada 10 cm facilitando a determinação do N_{10}. A eficiência dos equipamentos é similar, não apresentam grande discrepância entre si, com coeficiente de variação médio abaixo de 15%, possibilitando a utilização dos dois equipamentos no trabalho.

Nos dois equipamentos há um coxim com o objetivo de preservar a integridade do equipamento e evitar o repique do martelo. Em ambos os casos o martelo foi do tipo donut, descrito por Belincanta (1998), que é aquele composto por um perfil cilíndrico vazado e uma haste guia interna de aço, com um limitador de altura, o que impossibilita

que o martelo seja arguido a uma altura superior a meio metro. A ponteira nos dois casos apresentou formato similar à ponteira cônica do CPT, o que possibilita uma comparação dos resultados a partir da interpretação racional do ensaio DPL.

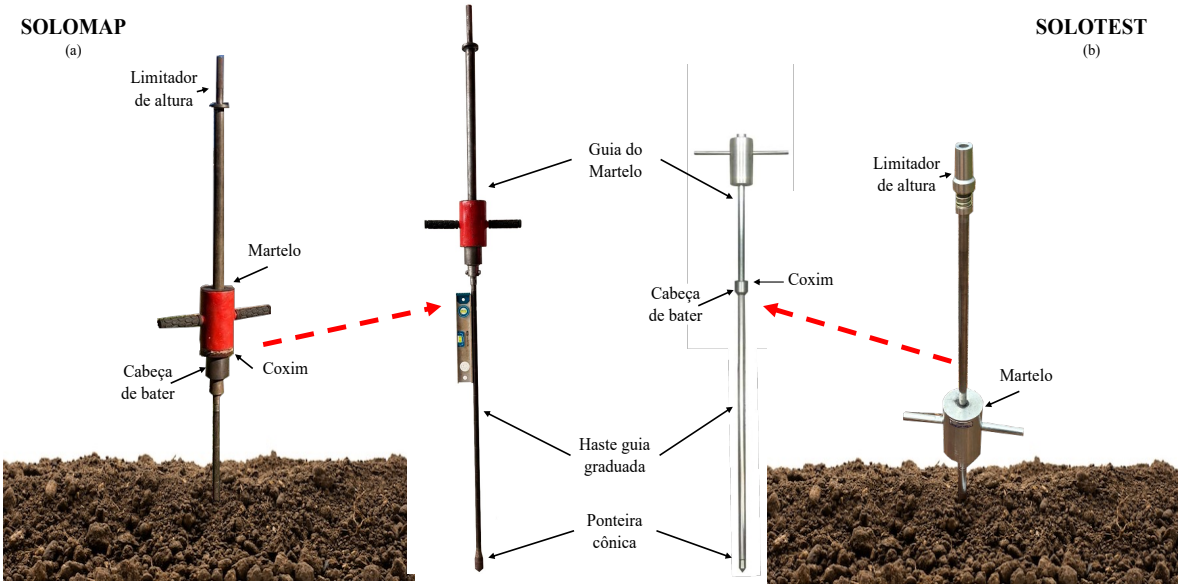


Figura 3-18 – Equipamentos DPL utilizados no trabalho: SOLOMAP (a) e SOLOTEST (b).

A determinação da velocidade de onda S com o DPL foi utilizando o sistema desenvolvido por Almeida (2023) para o DPL SOLOMAP, com a inclusão de um transdutor sísmico tipo acelerômetro de alta sensibilidade ICP da marca PCB Piezotroncis modelo 333B32, com sensibilidade de 100 mV/g, faixa de medição de ± 50 g e largura de banda de 0,5 Hz a 3.000,0 Hz (PCB PIEZOTRONICS, 2002). O nicho para encaixe do transdutor sísmico na ponteira possibilita sua inserção e retirada sem danificação. O sistema encontra-se mais bem descrito em Almeida et al. (2024).

Para a visualização e interpretação dos registros, foi utilizado o software *CatmanEasy AP* v. 3.5, que software possui um módulo de aquisição de dados dos sensores conectados ao amplificador de sinais, além de um módulo para a visualização e interpretação dos dados coletados. Os registros do ensaio foram exportados em formato *ASCII* para serem analisados com o auxílio do *software SPAS*[1], um programa de processamento de sinais e análise de ensaios sísmicos, que permite a obtenção da velocidade de propagação das ondas S a através do método *cross-correlation*, utilizado com licença acadêmica.

[1] SPAS 2019 v.4.0 – *Seismic analysis software*: https://geologismiki.gr/products/spas/.

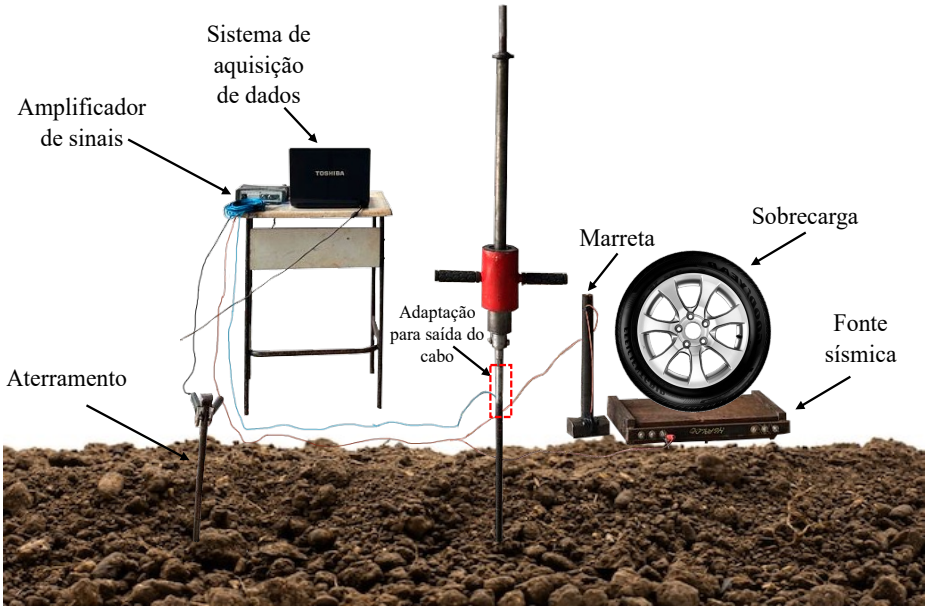


Figura 3-19 – Esquema da realização do SDPL (adaptado de ALMEIDA et al., 2024).

3.2.3. Ensaios em Condição Inundada

Foram realizados dois CPTus e um ensaio DPL em condição inundada em janeiro de 2025, época considerada úmida em Bauru/SP, para verificação do comportamento do solo e previsão da capacidade de carga de estacas ensaiada na mesma condição.

Para a inundação foi realizada a abertura de uma "cava" em torno do ponto onde foram realizados os ensaios, com a manutenção de uma lâmina d'água por 24 horas. Para garantir uma boa inundação ao longo do perfil, foram realizados drenos com 3 m de profundidade preenchidos por brita nas extremidades da cava. Um esquema da cava está apresentado na Figura 3-20.

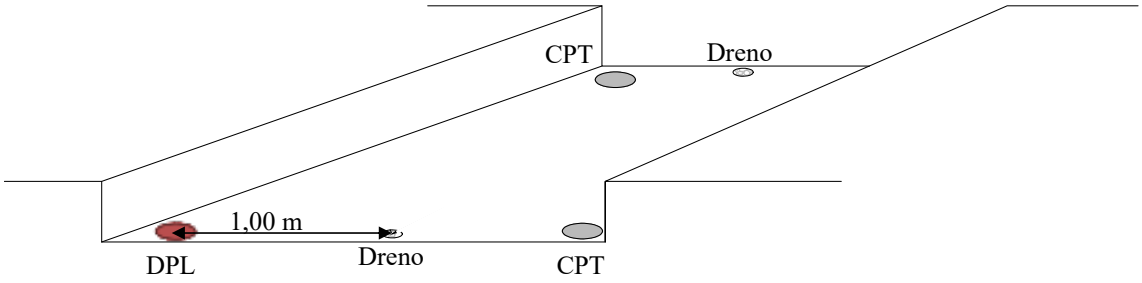


Figura 3-20 – Esquema da cava realizada para ensaios de campo em condição inundada.

3.2.4. Localização dos ensaios

No Campo Experimental da Faculdade de Engenharia, os ensaios foram realizados em uma área pouco variada espacialmente Figura 3-20 de forma a incorporar os resultados prévios de ensaios de campo, possibilitando a previsão da capacidade de carga. Além disso, o local apresenta resultados da influência da sazonalidade em resultados anteriores de ensaios de campo, sendo assim foi possível incorporar a variável sazonal nas análises, realizando ensaios em épocas úmidas e secas e verificando a influência dessa variável nos resultados.

No Campo Experimental – IPMet, os ensaios foram realizados de forma a incorporar os resultados anteriores de provas de carga e ensaios de campo disponíveis na área, a fim de avaliar a variabilidade geotécnica do local estudado, a partir dos resultados de ensaios realizados na Área A, Área B (Figura 3-22).

3.3. Estacas Mega

As estacas Mega estudadas foram realizadas apresentando diâmetro de 0,10 m, com segmentos variando entre 0,40 m e 0,25 m (Figura 3-23). Foram ensaiados segmentos de dimensões inferiores àqueles estudados por Boni et al. (2006), Sitta (2008) e Donadon (2009).

A utilização de segmentos com dimensões reduzidas possibilitou a utilização da estrutura proposta por Saab (2022), menos robusta em relação à estruturas usuais, tendo em vista as cargas necessárias para cravação das estacas no terreno.

Cabral (2019) destaca para a utilização de estacas de pequeno diâmetro e microestacas para reforço de fundações, ressaltando que a solução apresenta grande eficácia, devido sua versatilidade e rapidez de execução associadas às menores dimensões dos elementos de fundação/reforço.

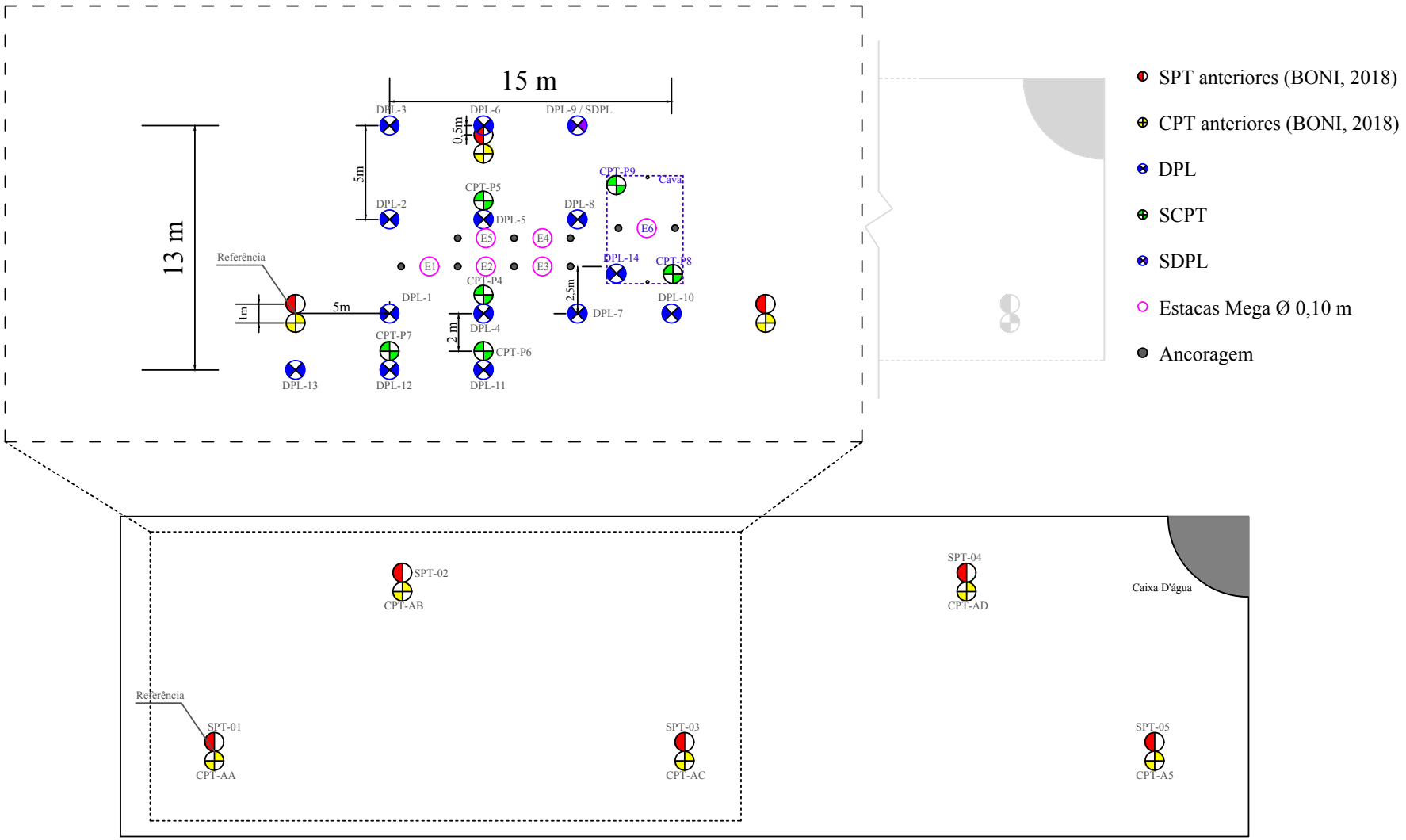


Figura 3-21 – Esquema da locação dos ensaios realizados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru da Unesp de Bauru.

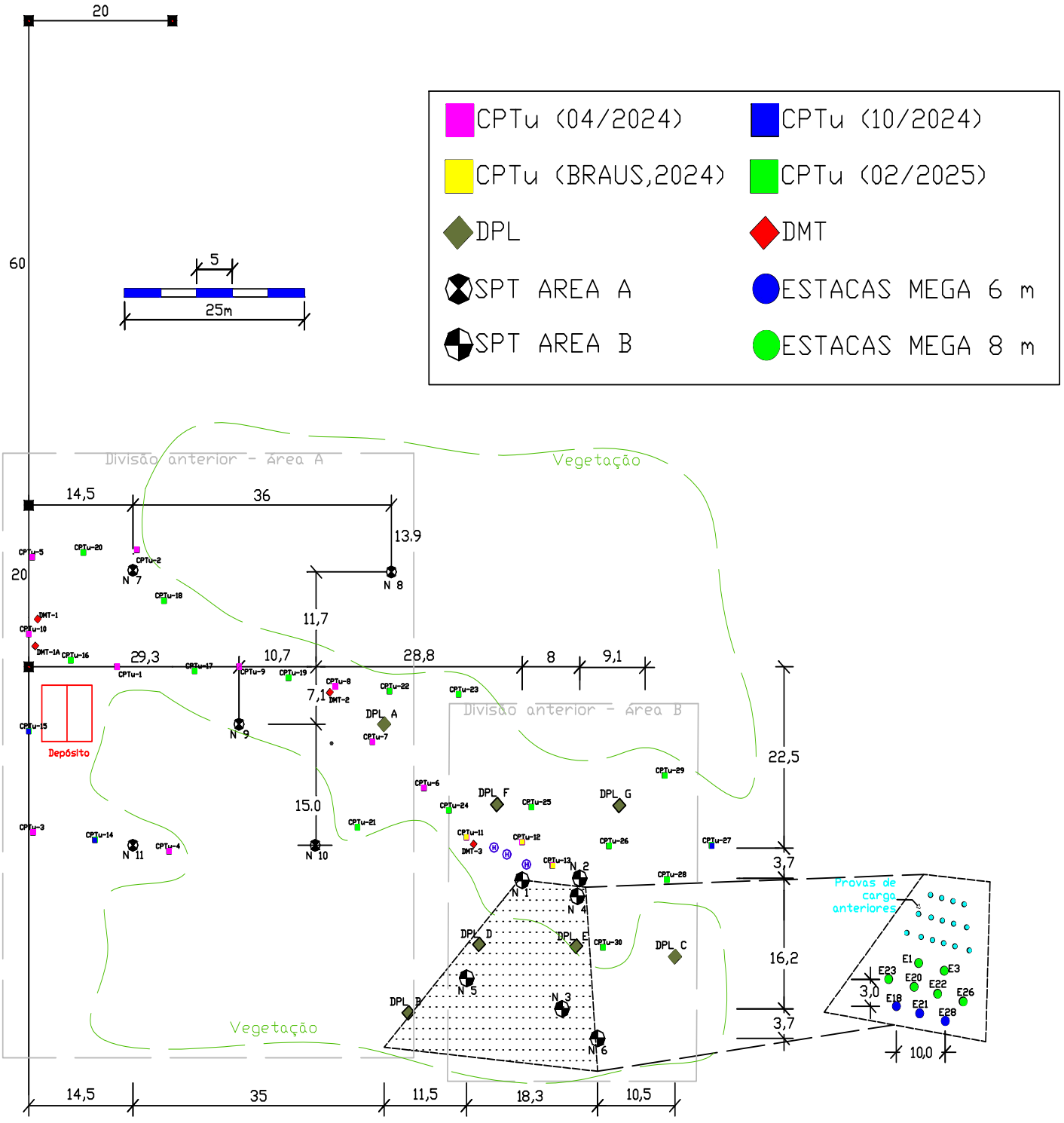


Figura 3-22 – Esquema da locação dos ensaios realizados no Campo Experimental – IPMet da Unesp de Bauru.



Figura 3-23 – Segmentos de estacas Mega de 10 cm de diâmetro utilizadas nesse estudo.

3.4. Prova de Carga em Estacas Mega

Segundo Carvalho e Albuquerque (2023) e NBR 16903 (2020), o espaçamento ente o sistema de reação (estaca de reação ou haste helicoidal utilizado) e a estaca teste deve ser de no mínimo 3 diâmetros e 1,5 m, medidos a partir da estaca teste.

Saab (2022) destaca que uma vantagem importante de ensaios elementos de menor dimensão é referente aos níveis de carregamento envolvidos no ensaio. Além de estruturas de reação menos robustas, as menores cargas envolvidas permitem a utilização de sistemas de reação por tirantes que podem ser instalados provisoriamente no solo e depois retirados para a reutilização em outros ensaios. Para ensaios em elementos com maiores dimensões geralmente são construídas estacas de reação que são utilizadas apenas para o ensaio e depois, em sua grande maioria, são perdidas, algo que aumenta consideravelmente o custo e a dificuldade do ensaio.

No caso das provas de carga realizadas neste trabalho, uma vez que a dimensão das estacas foi inferior às usuais, o sistema de reação utilizado foi aquele proposto por Saab (2022), cravado e montado com auxílio de sistema de cravação modelo TG 63-150 da marca *Pagani Geotechnical Equipament*, o mesmo utilizado na realização das campanhas de CPTs e DMTs. O sistema de reação de hastes helicoidais foi adaptado para a realização dos ensaios de prova de carga em placa por ser facilmente transportado e depois de ancorado fornecer um limite de aplicação de carga de até 15 toneladas.

Foi utilizada como viga de reação uma viga perfil duplo TR, a mesma utilizada por Saab (2022). Foram utilizados cavaletes metálicos para sustentação da viga. Para cravação das estacas, foi realizada um pré-furo, com cerca de 0,20 m de profundidade, procedimento usual na utilização dessas estacas como elemento de reforço de fundações,

além de evitar a presença de britas e raízes superficiais, que ocorrem na área proposta e podem influenciar nos resultados obtidos. Um esquema está apresentado na Figura 3-24.

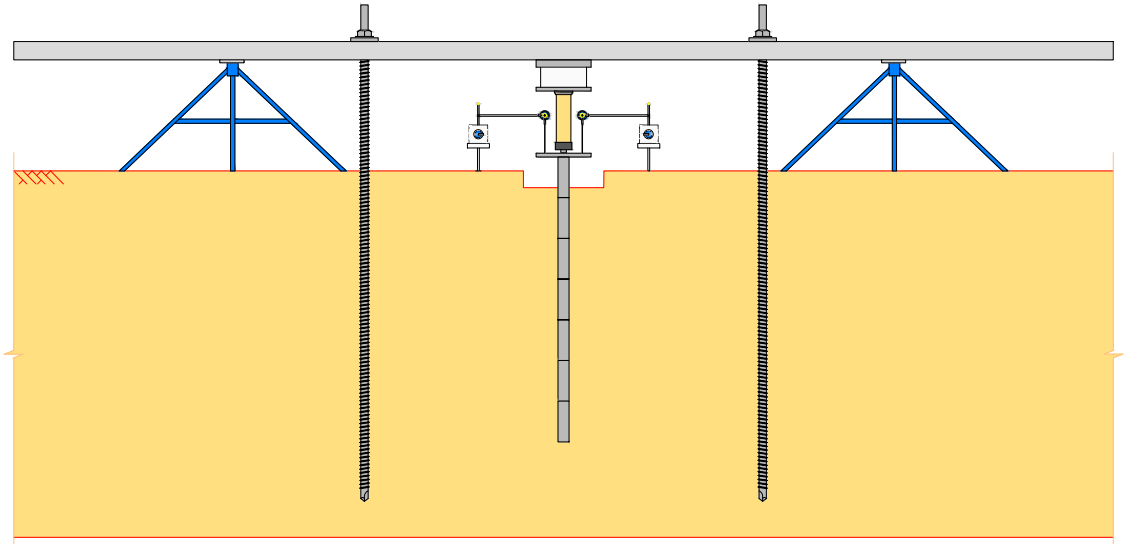


Figura 3-24 – Esquema da realização das provas de carga.

3.4.1. Monitoramento da Cravação

A cravação de estacas Mega no solo pode ser interpretada como um indicativo da resistência tanto do solo quanto das estacas. Essa etapa pode ser associada a um ensaio de investigação como SPT ou DPL, uma vez que elas são prensadas no solo resultando em cargas necessárias para essa cravação. Sendo assim, foi realizado o monitoramento da cravação das estacas Mega no solo de acordo com o proposto por Mantovani et al. (2020).

Com o pré-furo aberto foram realizadas as seguintes etapas: Início da cravação do primeiro elemento e leitura da força inicial; Cravação do elemento e leitura da força; Espera de 30 segundos e nova leitura; Inserção de novo elemento e início de cravação com leitura da força. Vale ressaltar que, bem como nos projetos de reforços de fundação, os segmentos estudados foram simplesmente justapostos uns sobre os outros, sem qualquer tipo de argamassa ou encaixe.

3.4.2. Prova de Carga em Condição Natural

Foram realizadas cinco provas de carga em condição natural, sendo três provas de carga em época seca e duas em época úmida, de forma a avaliar influência da variabilidade sazonal nos resultados. As estacas estudadas apresentaram comprimento de até 4 m e foram realizadas provas de carga de metro em metro, de forma a avaliar a influência da zona ativa do perfil, que em Bauru/SP é comumente encontrada entre 4,0 e

5,0 m de profundidade (ROCHA, 2018; GIACHETI et al., 2019; FERNANDES, 2022), podendo ocorrer até 5,5 m (ALMEIDA, 2023).

Para a etapa de carregamento, foram utilizados: um macaco hidráulico com capacidade de 400 kN, usual na prática de reforço de fundações, para aplicação da carga; e uma célula de carga, com capacidade de 100 kN, modelo MUF-2. Para a aferição do deslocamento, foram utilizados transdutores, modelo DR-100A, fixados com base magnética, com curso de 100 mm e resolução de 0,01 mm.

As provas de carga realizadas foram do tipo rápida, seguindo aquilo proposto no Item 8.2.4 da NBR 16903/2020, possibilitando a realização de leituras em menores intervalos de tempo para que pudessem ser realizados carregamentos em diferentes profundidades em apenas um dia. A partir das leituras da carga aplicada e dos deslocamentos, foi possível traçar a curva "carga x recalque" para cada ensaio realizado. Tendo em vista as dimensões reduzidas dos segmentos, as cargas de trabalhos previstas para os ensaios foram baixas.

3.4.3. Prova de Carga em Condição Inundada

Foi realizada uma prova de carga inundada de forma a verificar o efeito da inundação e do colapso nos resultados do ensaio. De maneira similar à etapa anterior, as estacas apresentaram comprimento de até 4 m e foram realizadas provas de carga de metro em metro.

A cava utilizada é aquela apresentada no Item 3.2.3. Para a realização das prova de carga, foi realizada a manutenção de uma lâmina d'água por 24 horas antes do início da cravação dos segmentos. Para garantir uma boa inundação ao longo do perfil, foram realizados drenos com 3 m de profundidade preenchidos por brita nas extremidades da cava. Um esquema da cava está apresentado na Figura 3-25. Como foram ensaiadas estacas curtas, o tempo de 24 horas foi considerado suficiente para garantir a inundação.

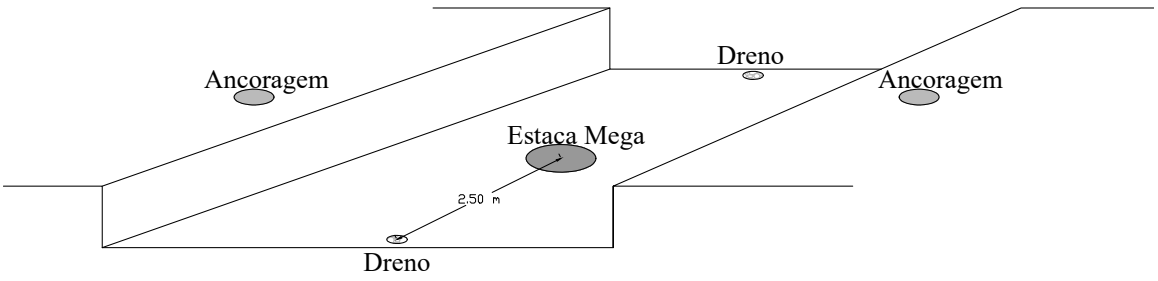


Figura 3-25 – Esquema da cava realizada para prova de carga inundada.

Para a etapa de carregamento, foram utilizados: um macaco hidráulico Enerpac RC106 com de capacidade 100 kN; além de célula de carga, com capacidade de 100 kN, modelo MUF-2 e transdutores, modelo DR-100A, fixados com base magnética, com curso de 100 mm e resolução de 0,01 mm. As provas de carga realizadas foram do tipo rápida, seguindo aquilo proposto no Item 8.2.4 da NBR 16903/2020.

3.4.4. Parâmetros Adotados nas Previsões

Para as previsões da capacidade de carga utilizando os métodos apresentados na Tabela 2-2, os parâmetros foram adotados de maneira cautelosa para estacas Mega. Para os métodos os quais havia indicações específicas para esse tipo de estaca foram adotados os valores sugeridos na literatura. Para os demais, adotou-se parâmetros de estacas cravadas ou prensadas, devido a rotina de execução de estacas Mega. A Tabela 3-3 apresenta um resumo dos parâmetros adotados.

Tabela 3-3 – Parâmetros adotados na previsão da capacidade de carga para estacas Mega.

Estaca	**Mega**	**Parâmetros adotados**			
Ensaio	**Método de Previsão**	Parâmetros da estaca			
SPT	Aoki&Velloso	F_1	2,5	F_2	5,0
	Décourt&Quaresma	α_{DQ}	1,0	β_{DQ}	1,0
	Teixeira	β_{tex}		4,0	
CPT	Aoki&Velloso	F_1	2,5	F_2	2,5
	Aoki&Velloso (sem fs)	F_1	2,5	F_2	2,5
	LCPC	Considerados Fatores para Grupo IIA			
	Philipponnat	α_{FP}		1,0	
	Costa Velloso	α_{LP}	1,0	α_{PP}	1,0
DMT	Togliani&Reuter	β_{TR}	1,0	λ_{TR}	0,3
DPL	Lobo	α_L	1,5	β_L	1,1
	Ávila&Conciani	α	1,0	β	1,0
	Ávila&Conciani (corrigido)	α	1,0	β	1,0
	Aoki&Velloso	F_1	2,5	F_2	5,0
	Décourt&Quaresma	α	1,0	β	1,0

*Métodos de Antunes e Cabral (1996); De Ruiter e Beringen (1979); Eslami e Fellenius (1997); Takesuke et al. (1998); Powell et al. (2001); Anjos e Cunha (2006); e Silva, Miguel e Belincanta (2005) são métodos nos quais os parâmetros são dependentes do solo.

O valor para F_1 de 2,5 para o método de Aoki e Velloso (1975) foi adotado com base nos resultados de Monteiro (1997) e Pagnussatti e Santos (2011) como sendo representativo para estacas pré-moldadas de concreto cravadas. Este valor foi considerado

mais representativo para Bauru/SP. O valor proposto originalmente no método para estacas pré-moldadas resultaria em uma análise mais conservadora para estacas Mega ensaiadas neste trabalho.

Vale destacar que as análises foram realizadas comparando a carga prevista com a carga medida nas provas de carga. Análises verificando recalques das estacas, que são muito importantes em projetos de fundações, não foram abordadas neste trabalho.

3.5. Confiabilidade da Previsão da Capacidade de Carga

A partir dos valores obtidos pelos vários métodos de previsão da capacidade de carga para os diferentes ensaios realizados, foram realizadas análises probabilísticas dos valores obtidos em relação aos valores determinísticos do Campo Experimental – IPMet apresentados na Tabela 3-1.

Foi possível avaliar probabilidade de que a estimativa da capacidade de carga feita por cada método seja contra a segurança ($P_{e.c.s.}$), ou seja, acima do valor de carga último obtido com a prova de carga, para cada área estudada no Campo Experimental – IPMet, conforme proposto por Giacon Junior et al. (2019). A Equação de Estado Limite que descreve a situação é definida em função da capacidade de carga obtida a partir dos métodos semiempíricos e dos valores obtidos em provas de carga anteriores (Equação 33). As análises foram realizadas utilizando o programa *Pystra* (*Python Structural Reliability Analysis*).

$$g(X) = P_{e.c.s} = Q_u - Q_u(X) = 0 \tag{33}$$

Sendo: $Q_u\,(X)$ a carga última obtida pelos métodos semiempíricos e Q_u a carga última considerada como variável aleatória a partir dos valores obtidos em campo pelas provas de carga.

4. CAMPO EXPERIMENTAL - FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU

Neste Capítulo serão apresentados os resultados das três campanhas de ensaios de campo no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru. A primeira campanha contou com dez ensaios DPL até 7 m de profundidade, entre setembro e outubro de 2023. Ainda, contou com a realização de um SDPL até 7 m, e duas sísmicas *down-hole* com a ponteira de Braus (2024) até 8 m de profundidade, realizadas em meses mais secos em Bauru/SP, entre outubro e novembro de 2023.

A segunda campanha foi realizada em janeiro de 2025, uma época tipicamente úmida em Bauru/SP, e contou com três ensaios DPL até 6 m e dois CPTs até 8 m de profundidade, de forma a caracterizar o local e avaliar a influência da variabilidade sazonal nos resultados de ensaios de campo. A terceira campanha de ensaios de campo também foi realizada em janeiro de 2025, porém em condição inundada, e contou com um ensaio DPL até 6 m e dois CPTs até 8 m de profundidade.

Além disso, foram realizadas campanhas de provas de carga no local, sendo três estacas ensaiadas durante o mês de julho de 2024, duas estacas ensaiadas durante dezembro de 2024, além de uma estaca ensaiada em condição inundada em janeiro de 2025. A Tabela 4-1 apresenta uma síntese dos ensaios realizados neste Campo Experimental. Para cada campanha, foram realizadas coletas de amostra para definição de um perfil de umidade representativo.

Tabela 4-1 – Resumo dos ensaios realizados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia.

Ensaio	Data	Quantidade de Ensaios	Objetivo	Observação
DPL	10/2023	10	Caracterizar o local	Realizados até 7 m em uma condição mais seca
	01/2025	3		Realizados até 6 m em uma condição mais úmida
	01/2025	1		Realizados até 6 m em condição inundada (cava)
CPTu	10/2023	2	Caracterizar o local	Realizados até 8 m (meses secos)
	01/2025	2		Realizados até 8 m (meses úmidos)
	01/2025	2		Realizados até 8 m em condição inundada (cava)
Sísmica	11/2023	3	Caracterizar o local	Comparação entre SCPTu e SDPL (meses secos)
Prova de Carga▲	07/2024	3*	Obtenção das cargas para cravação e curva "carga x recalque"	Realizadas em um mês tipicamente seco
	12/2024	2		Realizadas em um mês tipicamente úmido
	01/2025	1		Realizadas em condição inundada (cava)

▲ em **cada ensaio** foram realizadas **quatro provas de carga** e monitoradas as cargas para cravação dos segmentos de estacas Mega;

***** provas de carga na estaca E1 foram desconsideradas nas análises uma vez que as velocidades para cravação não foram controladas ao longo do ensaio.

4.1. Ensaios de Campo

4.1.1. DPL

Os resultados dos dez ensaios DPL realizados até 7 m de profundidade na primeira campanha de ensaios realizados na área do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru estão apresentados na Figura 4-1a. Vale destacar que foi utilizado como critério de parada a repetição de 50 golpes em 3 profundidades consecutivas. É possível verificar que para o ensaio DPL 6, próximo de 1 e 3 m de profundidade apresentou reduções bruscas no valor de N_{10}, registrando 1 golpe para avanço de 0,30 e 0,50 m respectivamente. Esse comportamento pode estar associado à alguma particularidade do solo próximo ao ensaio, uma vez que foi verificado apenas nestes pontos.

Os valores médios dos resultados e o coeficiente de variação indicam uma grande variação nos perfis de resistência para o primeiro metro, uma vez que a camada superficial do solo está mais sujeita a compactação, além da presença de raízes e materiais grossos que possam influenciar na resistência desse horizonte. A dispersão reduziu de acordo com a profundidade, com coeficientes de variação na faixa de 35% para N_{10} entre 1 m e 4 m de profundidade; e uma menor dispersão a partir de 4 m, na faixa de 15%. Além disso, a partir dos 4 m de profundidade, foi possível verificar um aumento gradual de N_{10}.

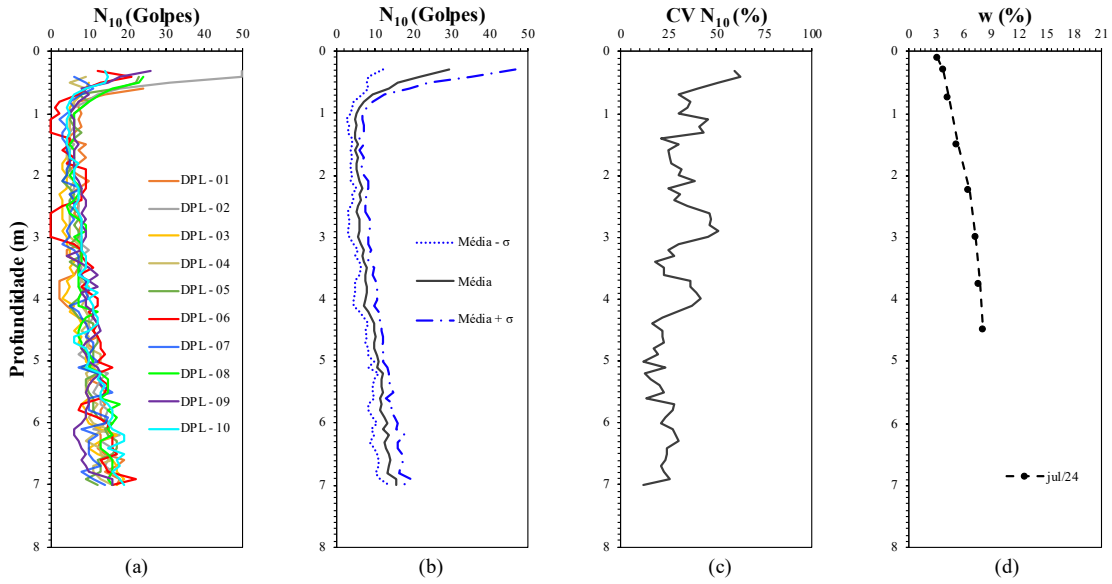


Figura 4-1 – Ensaios DPL realizados na primeira campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (a), com média e desvio padrão (b), coeficiente de variação (c) e perfil de umidade (d).

Os valores de umidade apresentados na Figura 4-1d foram coletados durante a realização das provas de carga, em julho de 2024, porém foram considerados representativos para uma condição mais seca para a cidade de Bauru/SP, condição na qual os ensaios foram realizados. Vale dizer alguns valores de umidade apresentados por Rocha (2018) foram incorporados no perfil apresentado na Figura 4-1d.

Os resultados dos ensaios DPL realizados na segunda campanha na área do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru estão apresentados na Figura 4-2a. Foi possível verificar a redução nos valores de N_{10} devido ao aumento do teor de umidade no local, verificado nos perfis apresentados na Figura 4-2d.

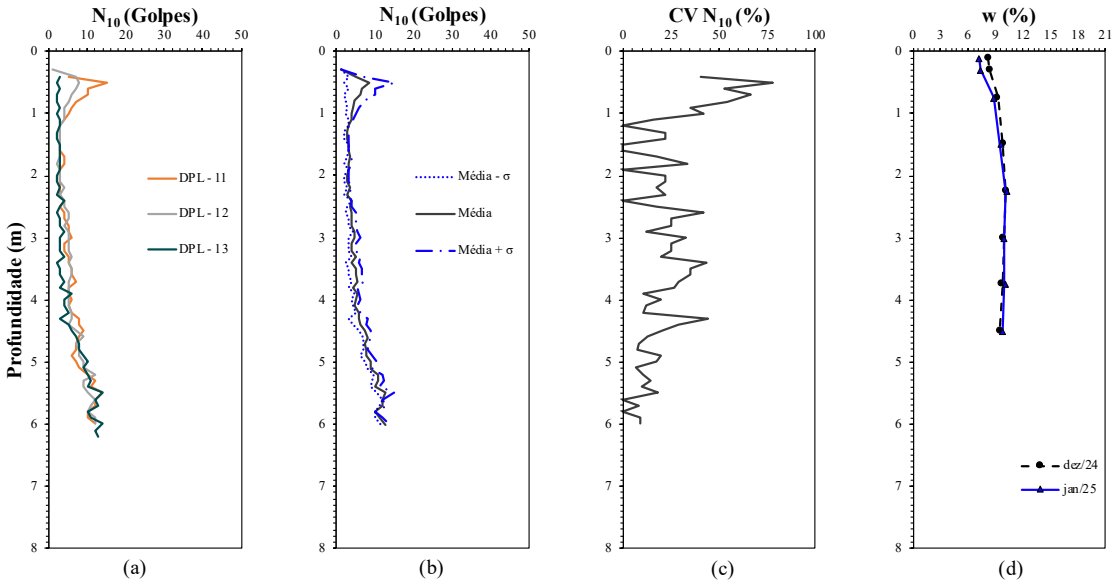


Figura 4-2 – Ensaios DPL realizados na segunda campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia (a), com média e desvio padrão (b), coeficiente de variação (c) e perfil de umidade (d)..

Os perfis de N_{10} apresentaram um aumento gradual com a profundidade, especialmente a partir dos 4,5 m de profundidade. A zona ativa, para o perfil típico de Bauru/SP, ocorre entre 4,5 e 5,5 m de profundidade (ROCHA, 2018; GIACHETI et al., 2019), sendo que resultados de DPL realizados anteriormente por Almeida (2023) apresentaram influência da sucção até 5,5 m de profundidade.

O resultado da terceira campanha, realizada em condição inundada, está apresentado na Figura 4-3a. Dois perfis de umidade estão apresentados na Figura 4-3b. Os valores de N_{10} apresentaram uma redução acentuada, estando na ordem de 2-3 golpes em quase todo o perfil. Ainda, após 4,0 m de profundidade foi possível verificar um aumento de resistência, profundidade para a qual os valores do teor de umidade começam a decrescer.

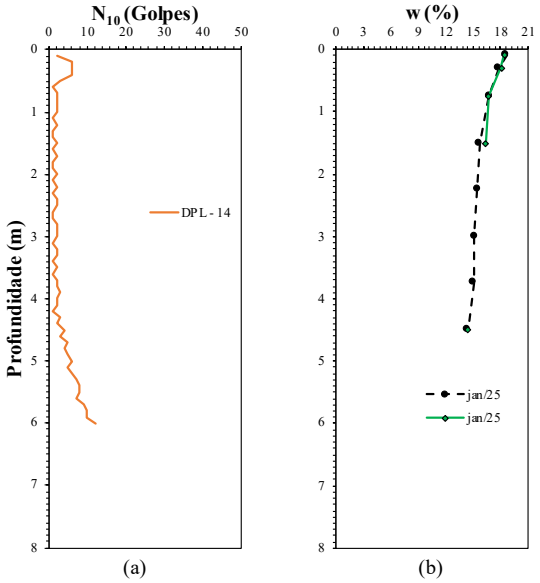


Figura 4-3 – Ensaio DPL realizado na terceira campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia, em condição inundada (a) e perfil de umidade (b).

4.1.2. Interpretação Racional do DPL

A partir da metodologia proposta por Lobo (2005), apresentada no Item 2.6.4.2, foi possível utilizar a interpretação racional nos resultados dos DPLs realizados na área. Vale ressaltar que a eficiência do equipamento utilizado foi verificada por Almeida (2023) como sendo um valor próximo da eficiência medida por Bastos (2016) para equipamentos DPL (η_3 = 70%), e de acordo com aquilo proposto por Butcher et al. (1996) de que para equipamentos com o mesmo mecanismo de levantamento do martelo a configuração do equipamento tem pouca influência na eficiência.

Em cada campanha de ensaios DPL foram realizados dois CPTus, a fim de comparar os perfis dos ensaios com aqueles obtidos a partir da abordagem racional, considerando a energia aplicada em um golpe e a eficiência do ensaio e do equipamento.

A média e faixa de variação das resistências de ponta unitária, q_p, obtidas para os ensaios realizados na primeira campanha, ou seja, campanha em época seca, estão apresentadas na Figura 4-4a-b.

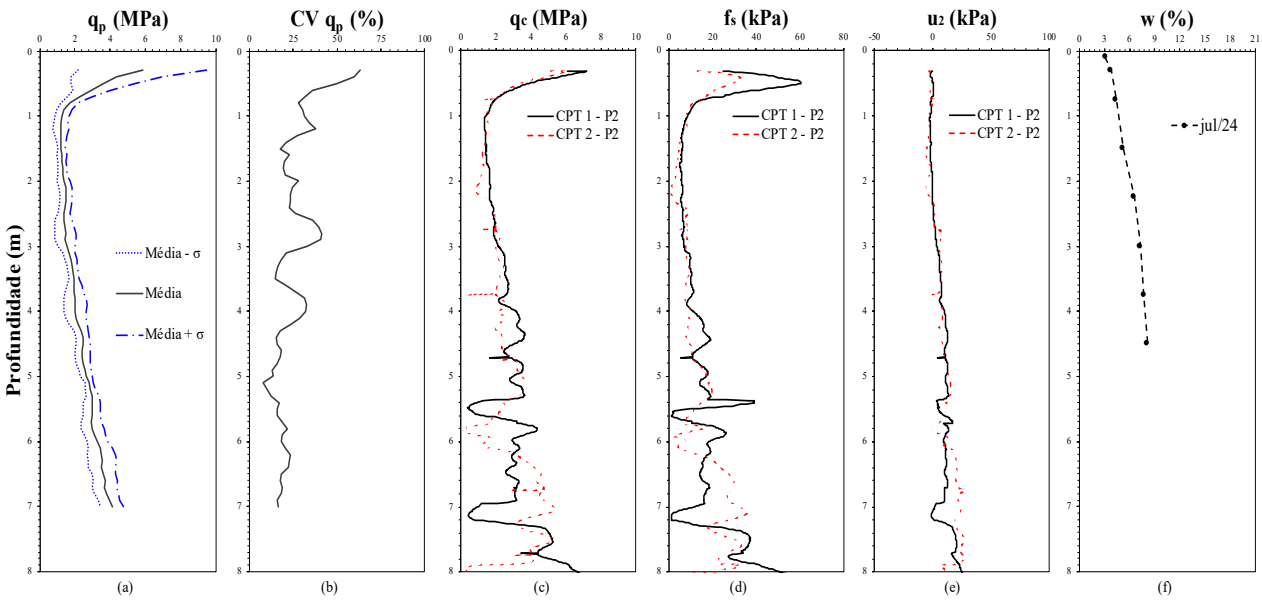


Figura 4-4 – DPLs realizados na primeira campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru interpretados racionalmente, com média, desvio padrão e coeficiente de variação (a-b); perfis dos CPTu P1 e P2 (c-e); e perfil de umidade (f).

Os resultados dos dois CPTu realizados estão apresentados na Figura 4-4c-e. Os ensaios foram realizados próximos dos ensaios DPL 4 e DPL 5, espaçados 1 m de cada ensaio, na mesma campanha, ou seja, mesma condição de umidade (Figura 4-4f). Assim, foi possível comparar os resultados obtidos pela interpretação racional do DPL com os resultados dos CPTus realizados na área (Figura 4-5a-b), verificando a mesma tendência e uma similaridade nos perfis de resistência de ponta.

A Figura 4-5c-d apresenta uma média dos resultados de DPL interpretados racionalmente próximos dos CPTus realizados na área, incluindo os realizados anteriormente. É possível verificar que a diferença relativa entre os resultados obtidos é baixa, com exceção para o primeiro metro do perfil, mais sujeito à compactação e presença de britas e raízes, com valores superiores a 90%. Na média, a diferença relativa foi de 16,05%, próximo de valores obtidos por Herrera et al. (2024) e Almeida et al. (2024).

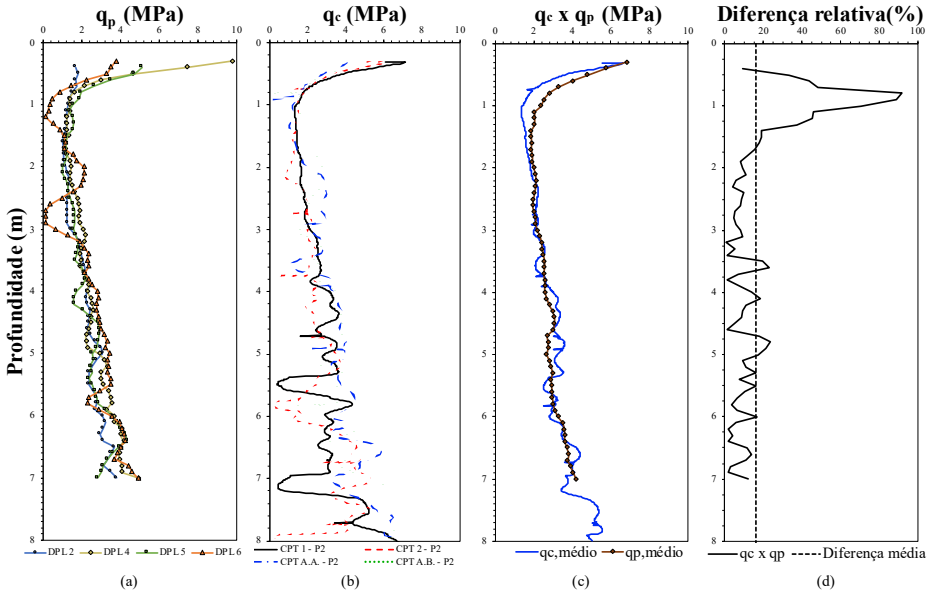


Figura 4-5 – Comparação entre os valores de q_c (CPT) e q_p (DPL) (MPa) realizados na primeira campanha (a-c) e diferença relativa (d).

Os perfis das resistências de ponta unitária, q_p, obtidos a partir da interpretação racional dos DPLs realizados na segunda campanha estão apresentados na Figura 4-6a-b. Os perfis dos CPTus realizados na mesma campanha estão apresentados na Figura 4-6c-e. Os ensaios foram realizados espaçados 1 m de cada DPL e na mesma campanha (Figura 4-6f).

Analisando os resultados, foi possível verificar, mais uma vez, que resultados desses dois tipos de ensaio (CPT e DPL) apresentam perfis análogos de resistência de ponta, a partir da interpretação racional do DPL. Ao comparar as médias dos perfis de q_c e q_p obteve-se uma diferença relativa de 16,20 % apresentado na Figura 4-7, de acordo com os valores presentes na literatura, mesmo com o efeito da condição não saturada.

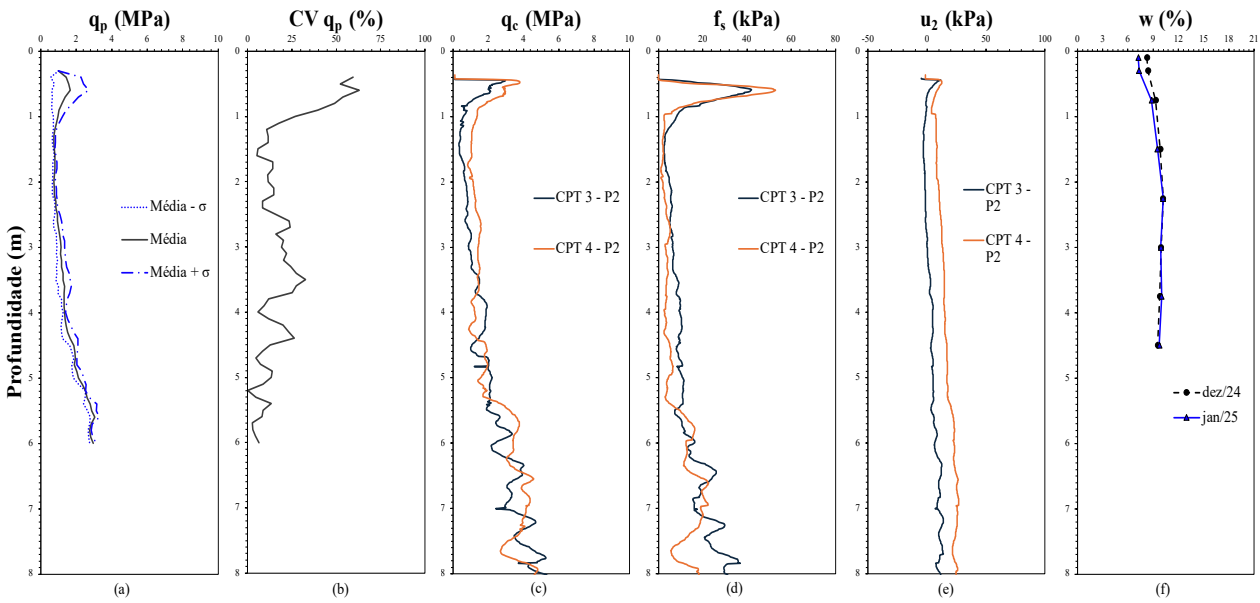


Figura 4-6 – DPLs realizados na segunda campanha no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru interpretados racionalmente, com média, desvio padrão e coeficiente de variação (a-b); perfis dos CPTu P3 e P4 (c-e); e perfil de umidade (f).

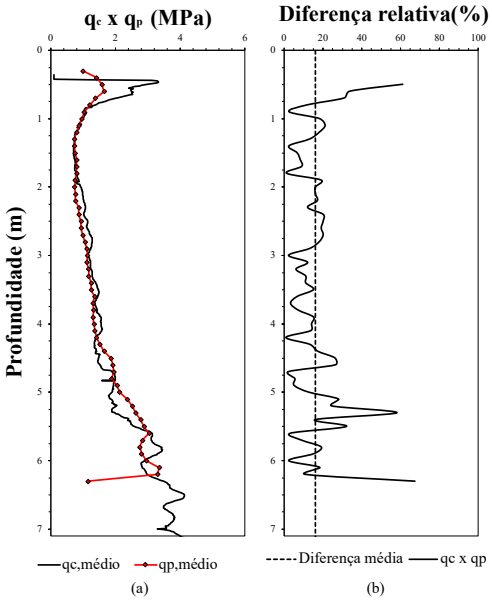


Figura 4-7 – Comparação entre os valores de q_c (CPT) e q_p (DPL) (MPa) realizados na segunda campanha (a) e com diferença relativa (b).

A mesma análise foi realizada para a campanha em condição inundada. A Figura 4-8a apresenta o perfil de resistência de ponta unitária para o DPL realizado na cava inundada enquanto a Figura 4-8b-d apresenta os perfis dos CPTus realizados na mesma condição (Figura 4-8e). É possível verificar na Figura 4-9 que os perfis são análogos, com uma diferença relativa de 19,65% até 5,0 m de profundidade; e de 79,20% até 6,0 m de

profundidade, valor pode estar associado ao fato de apenas um DPL ter sido realizado nessa campanha.

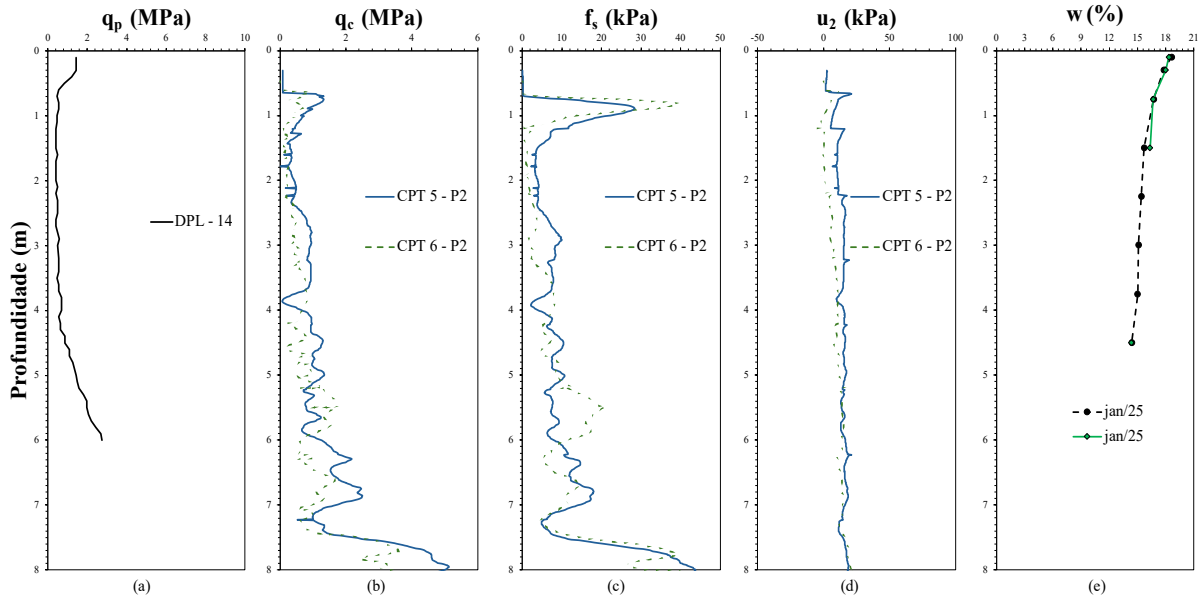


Figura 4-8 – DPL realizado em condição inundada no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru interpretado racionalmente (a); perfis dos CPTus P5 e P6 (b-d); e perfil de umidade (e).

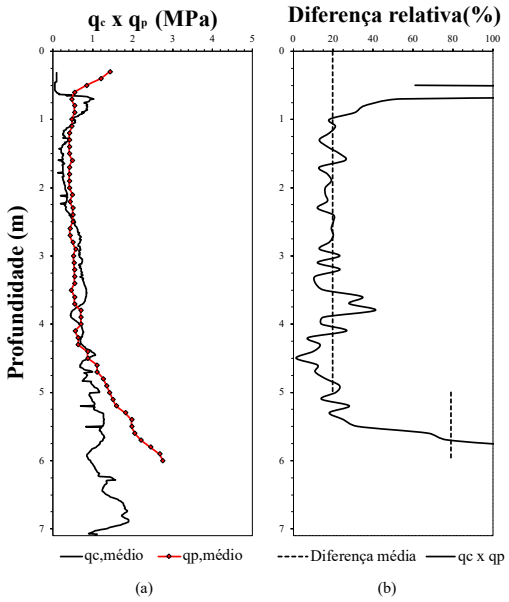


Figura 4-9 – Comparação entre os valores de q_c (CPT) e q_p (DPL) (MPa) realizados em condição inundada (a) e diferença relativa (b).

4.1.2.1. Efeito de Escala na Parcela do Atrito Lateral Unitário τ_l

Almeida (2023), Herrera et al. (2024) e Almeida et al. (2024) não aplicaram a abordagem racional para interpretação dos valores de resistência lateral unitária, τ_l,

destacando o efeito escala nesse parâmetro, algo que não ocorre na resistência de ponta, q_p.

Conforme discutido por Lobo (2005), a definição de τ_l leva em consideração somente a área externa do amostrador do SPT possibilitando a extrapolação para demais penetrômetros dinâmicos dotados de ponteira maciça considerando o efeito escala. A Figura 4-10 destaca a influência desse efeito na medida de τ_l.

Foi possível verificar que os valores de τ_l foram, de maneira geral, superiores aos valores de f_s na ordem de 15 a 20 vezes. Logo, foram propostos fatores de correção para a resistência lateral unitária, a partir de uma análise estatística similar àquela proposta por Lobo (2005). Para as análises realizadas neste trabalho, adotou-se o fator de correção de 17,5 para os ensaios realizados em Bauru/SP.

A Figura 4-11 apresenta os valores do atrito lateral (kPa) para os ensaios CPT e DPL considerados, corrigindo o atrito lateral unitário do DPL pelo fator de correção. Verifica-se a boa concordância dos resultados, com os perfis de atrito lateral para os ensaios quase se sobrepondo. Destaca-se que, como as leituras no ensaio DPL são realizadas de 10 em 10 cm, não se identifica algumas transições que o CPT é sensível, como no perfil do DPL 4. Entretando, a tendência em todos os ensaios foi a mesma, o que valida a utilização desse fator de correção para considerar o efeito escala.

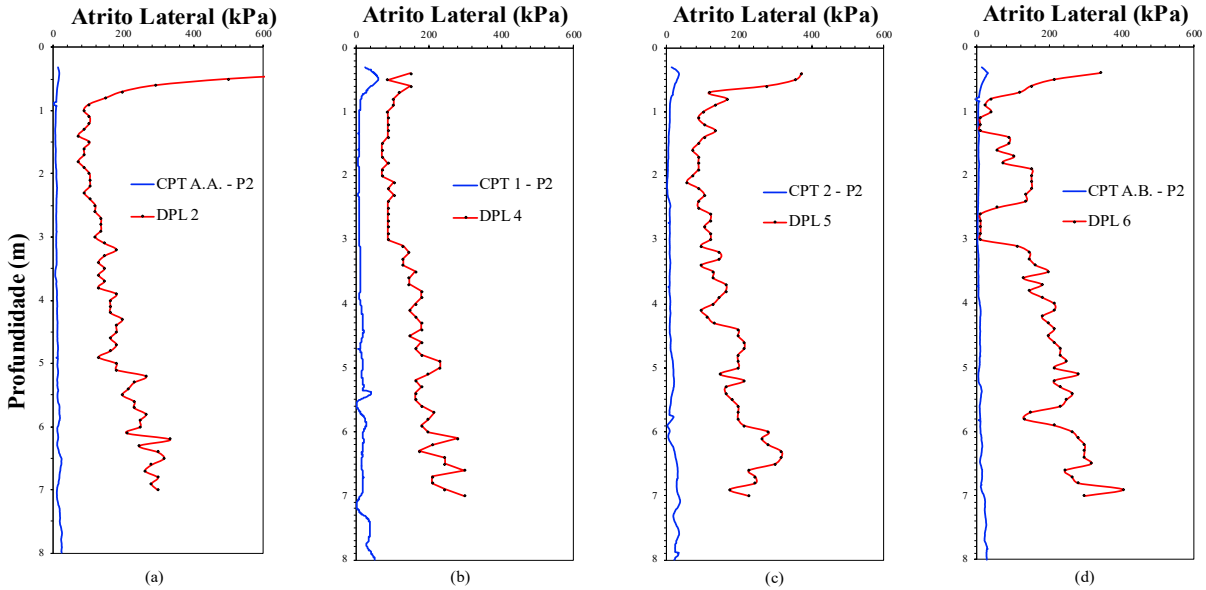


Figura 4-10 – Atrito lateral (kPa) para o CPT (f_s) e DPL (τ_l).

Bastos (2016) utilizou um torquímetro para definição do atrito lateral pelo DPL, verificando uma boa concordância, porém apresentando a necessidade de incorporação

de mais um acessório ao ensaio. A utilização da metodologia racional, corrigida por um fator empírico, resultou em um resultado semelhante sem a utilização de um novo acessório.

A Figura 4-12 apresenta os perfis médios para os valores do atrito lateral (kPa) para os ensaios CPT e DPL, corrigindo o atrito lateral unitário do DPL pelo fator de correção. É possível verificar na Figura 4-12b que, a correção dos valores de τ_l pelo fator de correção proposto C_{DPL} de 17,5 para o local estudado resultou em perfis análogos.

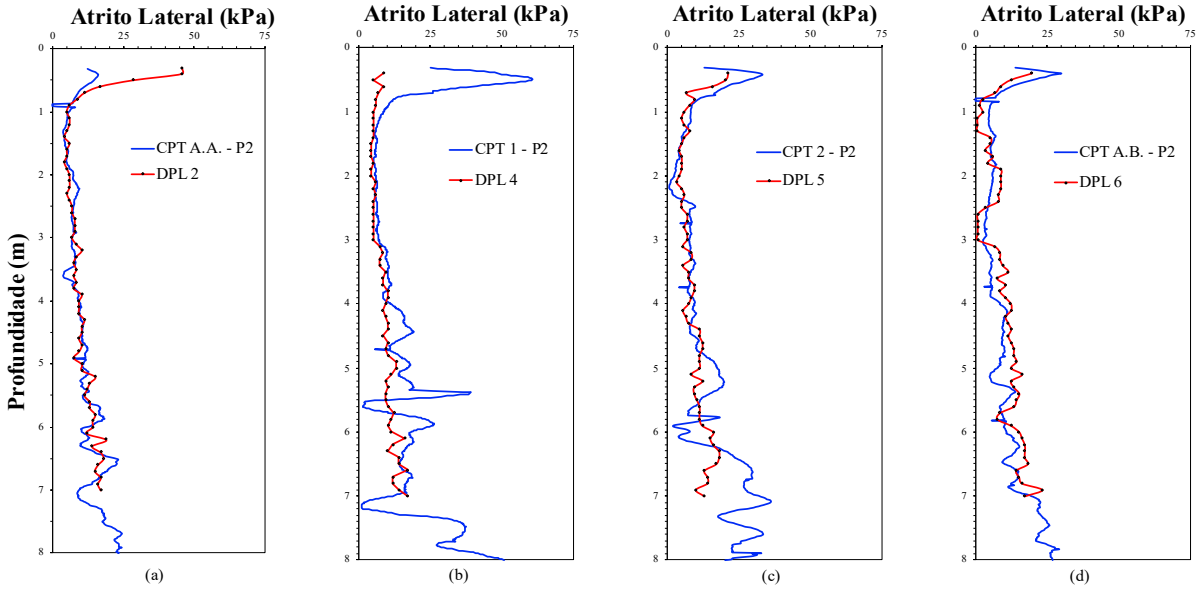


Figura 4-11 – Atrito lateral (kPa) para o CPT (f_s) e DPL (τ_l) considerando o fator de correção de 17,5.

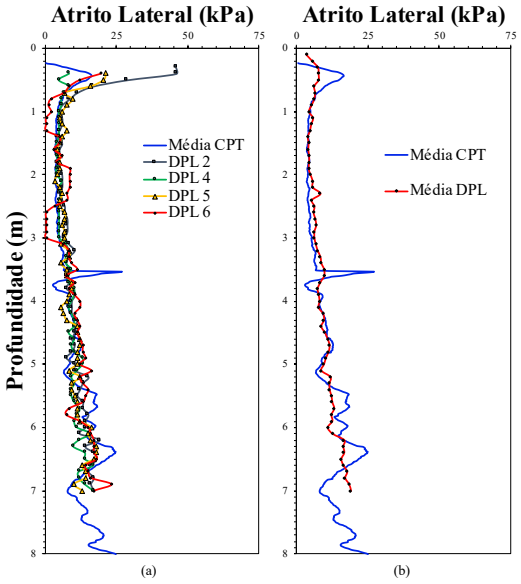


Figura 4-12 – Perfis médios para o CPT (f_s) e DPL (τ_l) considerando o fator de correção de 17,5.

A mesma análise foi realizada para as campanhas em condições úmida (Figura 4-13a-b) e inundada (Figura 4-13c-d), verificando o efeito de escala nas medidas de τ_l com valores sendo cerca de 15 a 20 vezes superiores aos valores de f_s, com as medidas de τ_l corrigidas pelo fator C_{DPL} de 17,5. Para campanha inundada, o fator de correção C_{DPL} de 15,0 resultou em um perfil mais similar ao perfil de f_s (Figura 4-13e), que pode estar associado ao fato de apenas um DPL ter sido realizado nesta campanha.

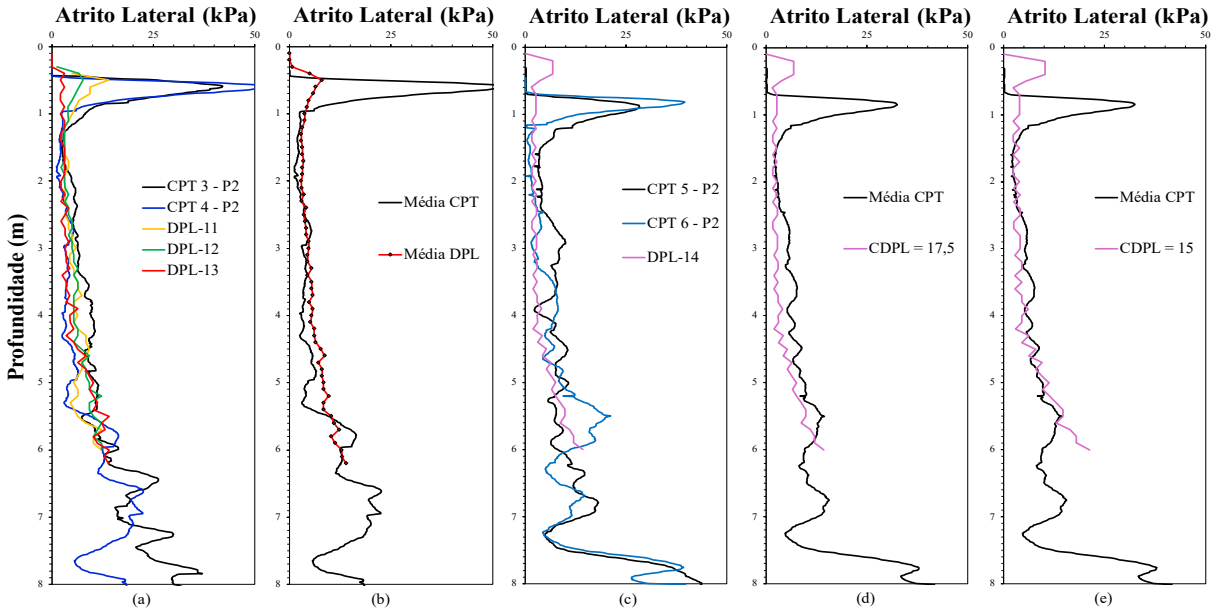


Figura 4-13 – Perfis médios para o CPT (f_s) e DPL (τ_l) considerando o fator de correção de 17,5 para campanhas em condição úmida (a-b); e campanhas em condição inundada (c-d); e considerando o fator de correção 15,0 para condição inundada (e).

4.1.3. Efeito da Condição Não Saturada

Almeida (2023) apresentou a interpretação de resultados de DPL realizados em duas áreas distintas, uma com elevada influência da sucção (Local 2) e uma com baixa influência da sucção (Local 1), verificando que os resultados do ensaio são sensíveis as variações de sucção (Figura 3-3c).

Analisando os resultados obtidos nas campanhas realizadas, é possível verificar que a partir dos 5,0 m de profundidade os perfis tanto de DPL, em termos de N_{10} (Figura 4-14a) e q_p (Figura 4-14b), quanto de CPT (Figura 4-15a) para a época úmida tendem para os perfis da época seca. Isso está de acordo com resultados anteriores de Rocha (2018) e Giacheti et al. (2019) obtidos com o CPT e Almeida (2023) com o DPL, e está associado à influência da sazonalidade e das variações no teor de umidade e sucção na zona ativa do perfil de Bauru/SP, que ocorre até 4,5 a 5,5 m de profundidade.

Ainda, para a Figura 4-15b, verifica-se a influência da condição não saturada no comportamento do solo quando se usa o ábaco de classificação do solo proposto por Robertson (2009). Verifica-se que para época seca o solo se classifica como uma areia com comportamento drenado e dilatante, enquanto para época úmida tem-se a classificação de uma mistura de areais com comportamento predominantemente drenado e contrátil; e para condição inundada uma mistura de siltes com comportamento não drenado e contrátil .

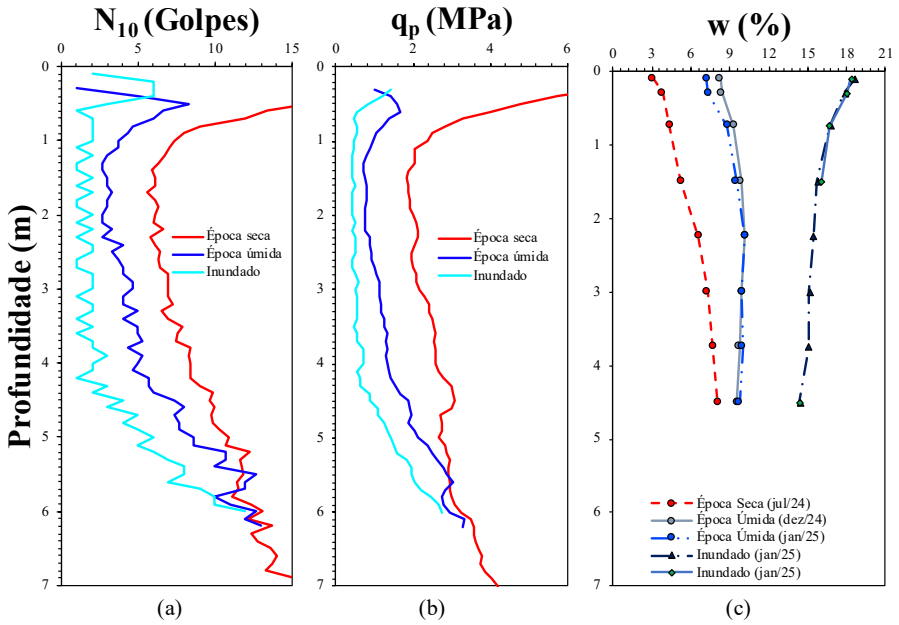


Figura 4-14 – Variação nos perfis de N_{10} (a), q_p (b), e umidade (c).

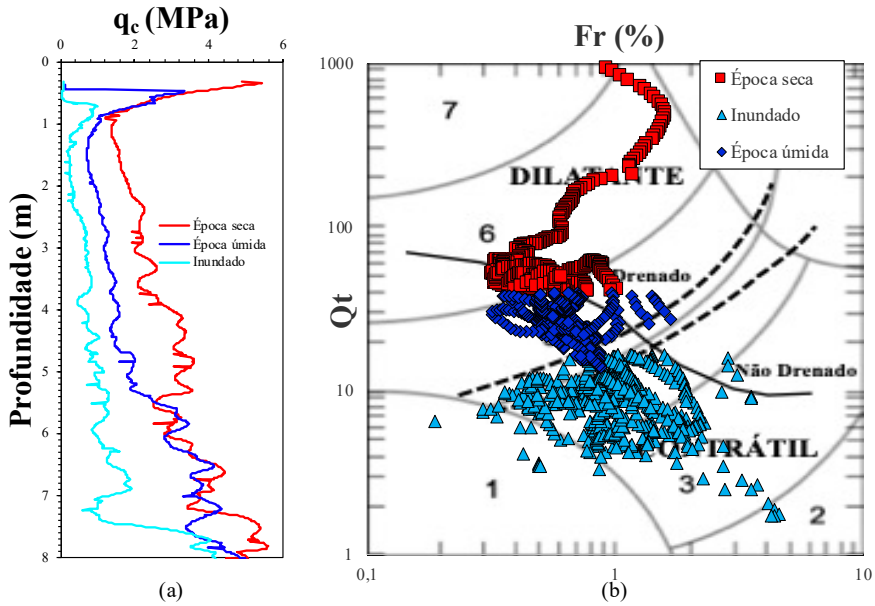


Figura 4-15 – Variação nos perfis de q_c (a), e na classificação do solo (b).

4.1.4. Sísmica Down-hole

Foram realizados, ainda, três ensaios sísmicos *down-hole* na área, sendo um SDPL, seguindo a metodologia proposta por Almeida (2023) e Almeida et al (2024); além de dois SCPTu que serviram como referência para comparação entre os resultados obtidos (Figura 4-16a). Com exceção de 6,25 m de profundidade, os resultados do SDPL apresentaram boa concordância com os resultados dos SCPTu, com diferença relativa média de 9,53% (Figura 4-16b).

Ainda, caso se desconsidere o valor de V_s obtido pelo SDPL a 6,25 m de profundidade, a diferença relativa média é de 6,52%, o que indica a qualidade dos resultados obtidos com o SPDL em comparação com outra técnica *down-hole*. Essa queda no valor de V_s observada em 6,25 m de profundidade pode estar associado com alguma falha na aquisição de dados ou com alguma anomalia do terreno, uma vez que a resistência de ponta q_p entre 6,20 e 6,30 m foi relativamente inferior próximo do ensaio, como se observa nos perfis dos DPL 7 e 9 (Figura 4-1).

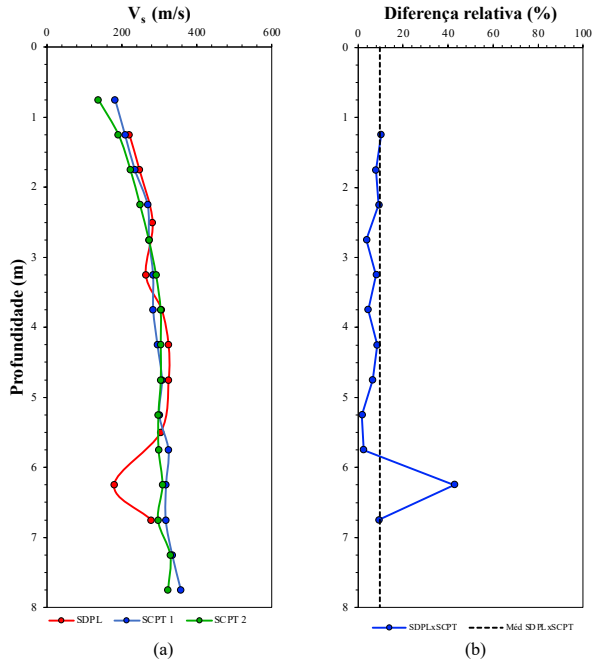


Figura 4-16 – Valores de V_s (m/s) para os ensaios SDPL e SCPTu (a); e diferença relativa (b).

4.2. Provas de Carga em Estacas Mega

Foram realizadas seis provas de carga em estacas Mega com comprimento de 4 m de forma a avaliar a influência da zona ativa do perfil na capacidade de carga desses elementos de reforço. Os ensaios foram realizados com segmentos de concreto com

diâmetro de 0,10 m e comprimento variando entre 0,40 e 0,25 m. Para cada segmento foram monitoradas as cargas necessárias para sua cravação no solo, de forma a obter um perfil similar em termos de “carga x profundidade”, como proposto por Mantovani et al (2020).

A cada metro cravado foram realizadas provas de carga rápida segundo a NBR 16903/2020, isto é, carregamentos em estágios iguais e sucessivos com a carga mantida durante 10 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos, de forma a obter as curvas “carga x recalque” em diversas profundidades para as campanhas, avaliando a resistência ao longo do perfil.

As leituras para a Estaca 1, a primeira realizada durante este trabalho, apresentaram comportamento distinto as demais. Este fato está associado à falta de controle na velocidade de cravação daquela estaca. Sendo assim, os resultados deste ensaio não foram considerados neste estudo.

As Estacas 2 e 3 foram ensaiadas durante o mês de julho de 2024, em um período tipicamente seco em Bauru/SP; enquanto as Estacas 4 e 5 foram ensaiadas em período tipicamente úmido, durante dezembro de 2024. Sendo assim, foi possível verificar a influência da condição não saturada nos resultados das provas de carga, especialmente nas cargas para cravação e nas curvas “carga x recalque”. A Estaca 6 foi ensaiada em janeiro de 2025, em condição inundada, a fim de avaliar a influência da inundação do solo na capacidade de carga desse elemento.

A Figura 4-17 apresenta os perfis de umidade de cada campanha de provas de carga realizada. Vale dizer que alguns valores de umidade determinados por Rocha (2018) durante o mesmo período do ano foram incorporados no perfil apresentado.

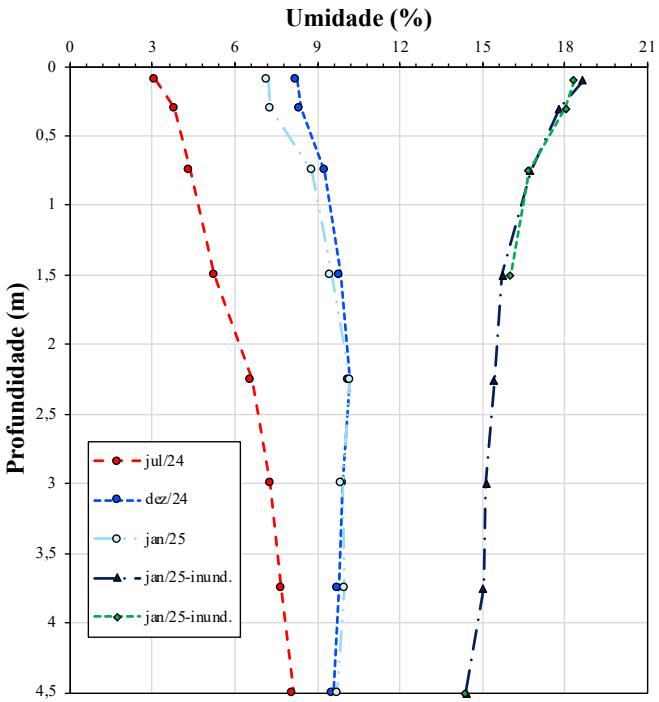


Figura 4-17 – Perfis de umidade de cada campanha.

4.2.1. Cargas para Cravação

A carga para cravação de cada segmento foi determinada com a célula de carga utilizada nas provas de carga. De acordo com o que foi proposto por Mantovani et al. (2020), foram determinadas as cargas: (i) para cravação de cada segmento e; (ii) após 30 segundos da cravação.

Para todas as estacas ensaiadas, os perfis indicaram um comportamento semelhante para as cargas de cravação, com carga crescente ao longo da profundidade, com alguns trechos apresentando uma pequena redução na carga, em especial para a Estaca 3. A Figura 4-18 apresenta os perfis de "carga x profundidade" para os registros i (Figura 4-18a) e ii (Figura 4-18b). As cargas para cravação das estacas ensaiadas em época seca apresentaram cargas cerca de três vezes superiores àquelas ensaiadas em época úmida e/ou inundada.

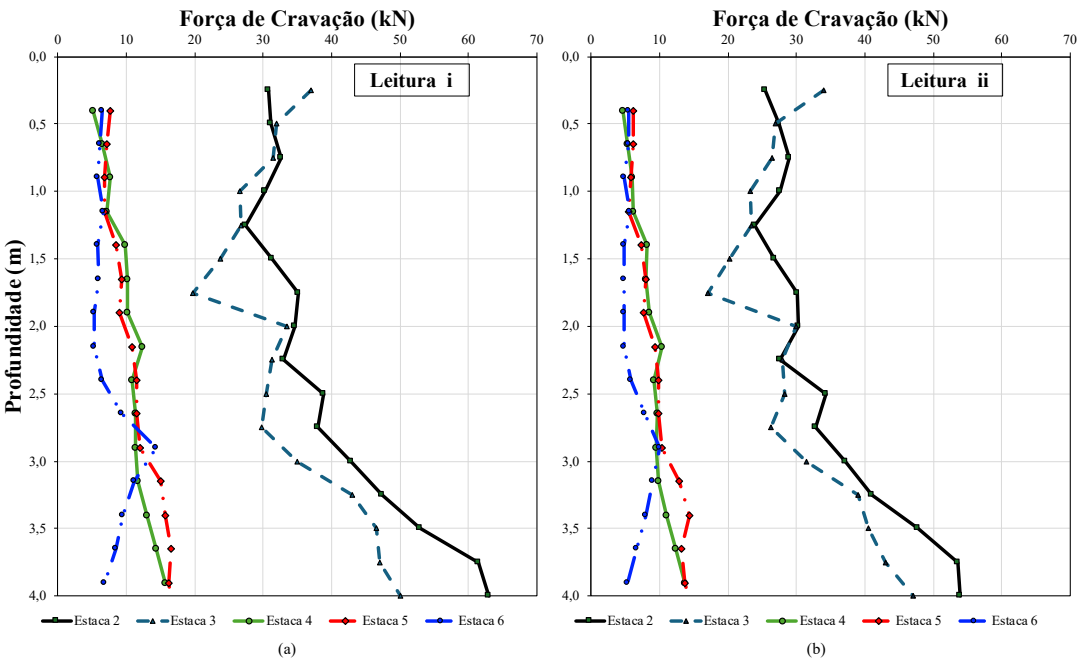


Figura 4-18 – Cargas para cravação: Registros i (a) e ii (b).

No geral, as estacas ensaiadas durante época seca apresentaram perda média entre registros i e ii de 12%, enquanto para estacas ensaiadas em época úmida e/ou inundadas essa perda média foi de 19%.

4.2.2. Curvas "Carga x Recalque"

Para cada metro de estaca Mega cravada, foram realizadas provas de carga rápidas. As curvas "carga x recalque" para as provas de carga realizadas nas Estacas 2 a 6 estão apresentadas para 1m (Figura 4-19), 2 m (Figura 4-20), 3 m (Figura 4-21) e 4 m de comprimento de estaca (Figura 4-22).

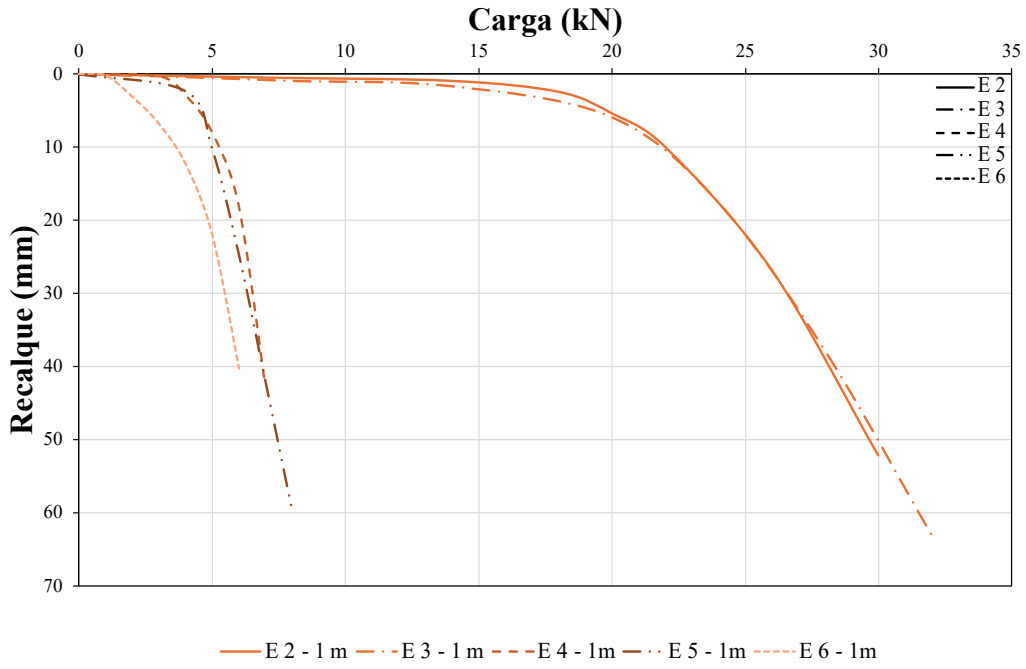


Figura 4-19 – Curvas “carga x recalque” para 1 m.

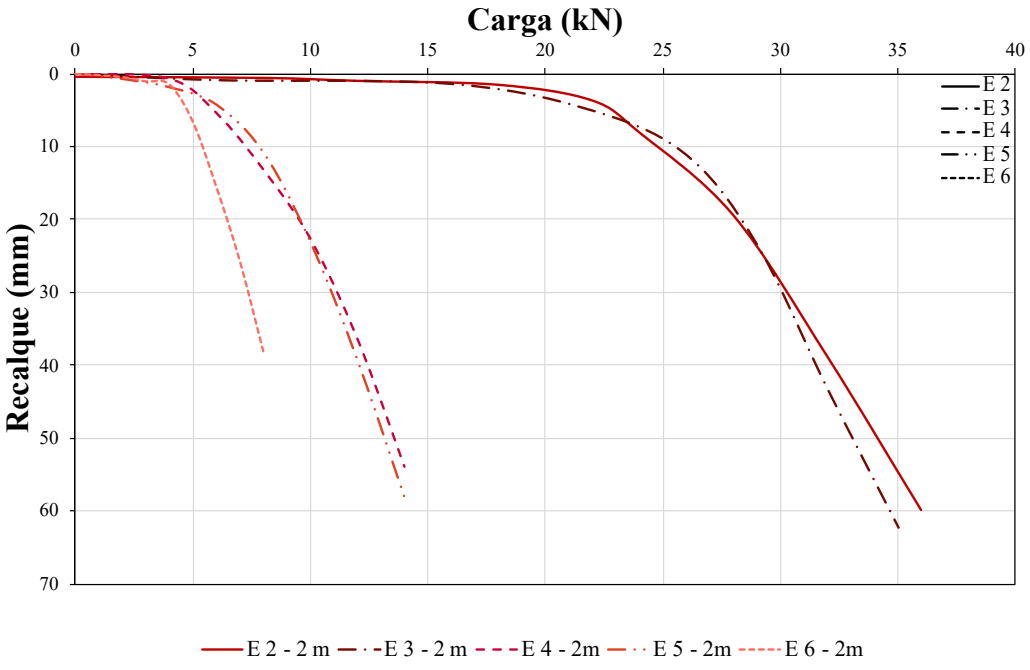


Figura 4-20 – Curvas “carga x recalque” para 2 m.

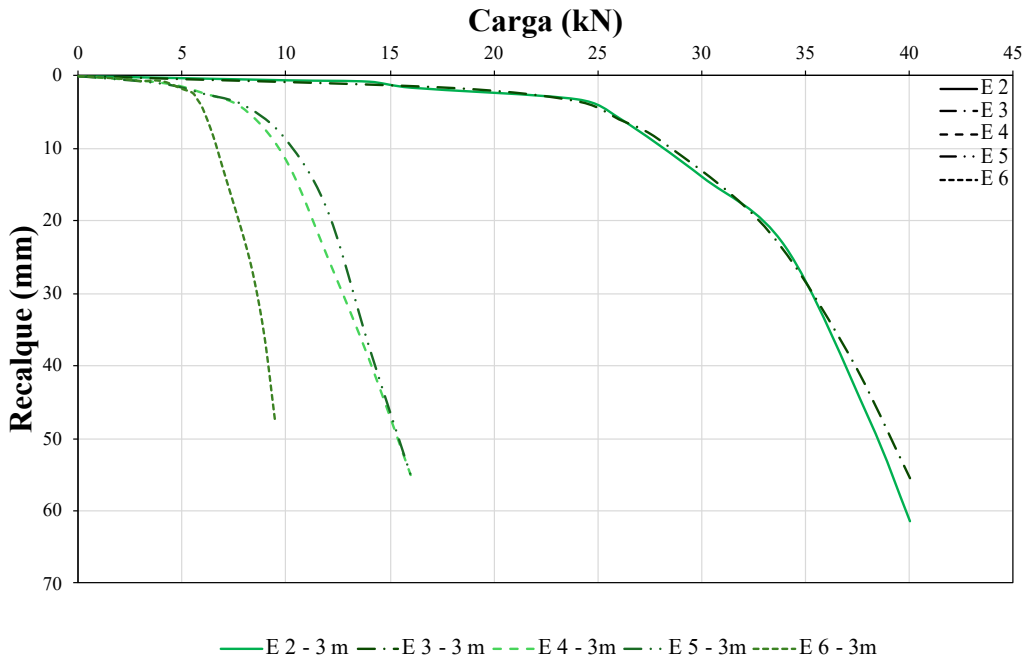


Figura 4-21 – Curvas “carga x recalque” para 3 m.

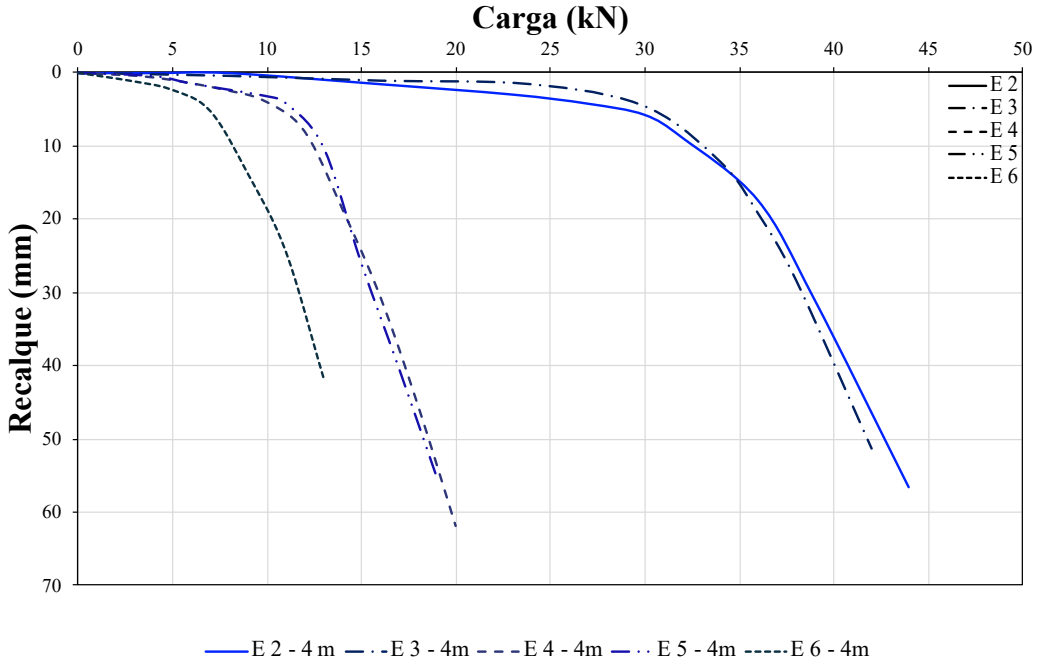


Figura 4-22 – Curvas “carga x recalque” para 4 m.

4.2.3. Capacidade de Carga

A Tabela 4-2 apresenta a capacidade de carga para as estacas ensaiadas e que foram interpretadas a partir dos métodos apresentados no Item 2.5 deste trabalho. Observa-se que a interpretação resultou em cargas próximas, com baixos valores de coeficiente de variação, de maneira geral próximos de 10%. Os maiores valores de

coeficiente de variação se deram para as estacas ensaiadas em condição mais úmida e inundada.

Foi possível verificar que os diferentes métodos empregados resultaram em capacidades de carga semelhantes. Dentre os métodos utilizados, o de Terzaghi (1943) foi aquele que, na maioria dos casos, resultou em uma carga relativamente superior. O método da NBR 6122/2022 foi de maneira geral o que resultou em menores carga.

A partir da interpretação das curvas, foi possível definir um valor médio para capacidade de carga para estaca com diferentes comprimentos. A Tabela 4-3 apresenta os valores obtidos considerando os resultados das estacas ensaiadas em mesma condição, na qual observa-se baixos valores de coeficiente de variação, que independente do método esteve na ordem de 10%.

Tabela 4-2 – Interpretação das curvas "carga x recalque" e definição da capacidade de carga.

Estaca	Comprimento (m)	Capacidade de carga (kN)						Média (kN)	Desv. Pad. (kN)	COV (%)
		NBR 6122/2022	Terzaghi (1943)	Davisson (1972)	Van der Veen (1953)	Aoki (1976)	Rigidez (1996, 2008)			
2	1,0	18,75	20,00	19,75	17,50	17,60	20,00	18,93	1,17	6,16
	2,0	22,00	24,50	22,50	20,00	20,00	22,00	21,83	1,69	7,75
	3,0	24,50	28,00	25,50	22,00	21,50	25,00	24,42	2,40	9,81
	4,0	26,00	32,50	29,25	24,00	24,50	29,00	27,54	3,28	11,91
3	1,0	16,50	21,50	18,00	17,55	17,50	19,00	18,34	1,75	9,52
	2,0	19,50	25,00	21,50	19,50	19,00	22,00	21,08	2,27	10,76
	3,0	24,00	28,50	25,25	21,50	22,00	25,00	24,38	2,54	10,41
	4,0	28,75	32,50	30,50	23,50	24,00	29,00	28,04	3,59	12,79
4	1,0	4,20	5,20	4,40	4,00	3,80	4,70	4,38	0,51	11,58
	2,0	5,20	7,20	5,80	7,50	8,50	7,20	6,90	1,20	17,39
	3,0	7,20	9,60	7,80	9,00	9,50	8,10	8,53	0,98	11,47
	4,0	9,80	12,50	10,50	10,50	11,00	10,40	10,78	0,92	8,57
5	1,0	4,10	4,90	4,30	4,50	5,50	4,20	4,58	0,53	11,58
	2,0	5,50	7,60	6,00	7,45	7,75	7,00	6,88	0,93	13,46
	3,0	8,00	10,00	8,50	8,90	8,95	9,10	8,91	0,67	7,48
	4,0	10,30	13,00	11,20	10,25	10,30	10,20	10,88	1,11	10,18
6	1,0	2,20	3,50	2,50	3,50	3,50	3,00	3,03	0,57	18,84
	2,0	4,40	5,30	4,70	4,90	5,25	5,00	4,93	0,34	6,91
	3,0	5,75	6,70	6,00	5,25	5,50	6,00	5,87	0,50	8,55
	4,0	6,20	7,80	7,00	6,10	6,05	7,00	6,69	0,70	10,40

Foi possível verificar o efeito da redução da capacidade de carga com o efeito da variação do teor de umidade do solo. Observando as curvas de retenção de Saab (2016), as variações nos teores de umidade em campanhas úmidas e inundadas representam pouca variação na sucção no solo. Giacheti et al. (2019) destacam que as curvas de retenção para o solo de Bauru/SP podem ser dividida em duas regiões: uma Região 1 correspondente a zona de dessaturação da macroestrutura do solo, onde uma grande variação do teor de umidade provoca uma pequena variação de sucção; e uma Região 2,

correspondente a zona de dessaturação da microestrutura, onde ocorre o oposto, em que uma pequena variação no teor de umidade provoca grandes variações de sucção, com a umidade limite entre as duas sendo de aproximadamente 7,0%.

Tabela 4-3 – Capacidade de carga média para as estacas ensaiadas.

Estaca	Comprimento (m)	Capacidade de carga (kN)		
		Média (kN)	Desv. Pad. (kN)	COV (%)
2 e 3	1,0	18,64	1,45	7,78
	2,0	21,46	1,95	9,08
	3,0	24,40	2,35	9,65
	4,0	27,79	3,29	11,83
4 e 5	1,0	4,48	0,51	11,29
	2,0	6,89	1,02	14,83
	3,0	8,72	0,82	9,43
	4,0	10,83	0,97	8,99
6	1,0	3,03	0,57	18,84
	2,0	4,93	0,34	6,91
	3,0	5,87	0,50	8,55
	4,0	6,69	0,70	10,40

A Figura 4-23 destaca a influência da sucção e da condição não saturada nos resultados das campanhas de prova de carga. É possível verificar que para as estacas ensaiadas no período mais seco (estacas E2 e 3) as umidades encontram-se na Região 2 da curva de retenção, com valores de sucção elevados e superiores a 100 kPa. Já as estacas ensaiadas no período mais úmido (E4 e 5) e em condição inundada (E6) encontram-se na Região 1 da curva de retenção.

Estaca	*L* (m)	*w* (%)	*s* (kPa)
E2&3	1,0	4,92	> 100 *
E2&3	2,0	5,94	> 100 *
E2&3	3,0	7,30	> 100 *
E2&3	4,0	7,91	> 100 *
E4	1,0	9,57	6,3
E4	2,0	10,01	6,0
E4	3,0	9,95	7,5
E4	4,0	9,67	13,8
E5	1,0	9,16	6,8
E5	2,0	9,85	6,2
E5	3,0	9,91	7,5
E5	4,0	9,86	12,5
E6	1,0	16,23	3,8
E6	2,0	15,57	3,9
E6	3,0	15,13	5,0
E6	4,0	14,72	6,0

* Região 2 na SWRC

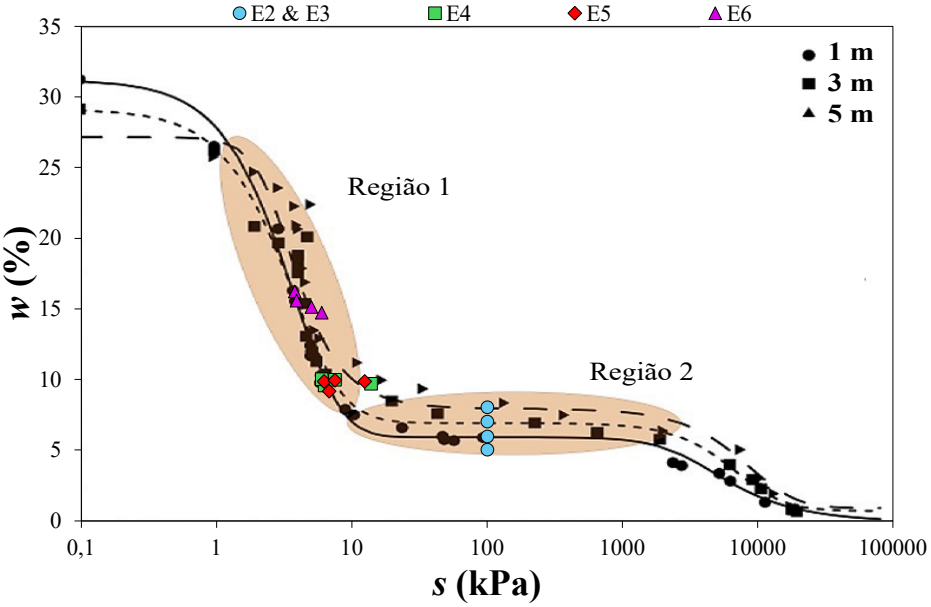


Figura 4-23 – Influência da condição não saturada nas campanhas de provas de carga com base nas curvas de retenção de água para o solo de Bauru/SP.

Embora os valores de teor de umidade para a campanha inundada sejam superiores aos valores da campanha úmida, elas encontram-se na Região 1 da curva, na qual uma grande variação do teor de umidade provoca uma pequena variação de sucção. Para as campanhas realizadas em condição mais seca comparadas com as campanhas mais úmidas, verificou-se que embora não ocorra uma variação tão significativa nos valores de umidade, ocorreu uma grande variação nos valores de sucção pelo fato dos valores da campanha mais seca encontrarem-se na Região 2 da curva de retenção.

4.3. Previsão da Capacidade de Carga por meio de Ensaios de Campo

Utilizando os métodos apresentados na Tabela 2-2 foi possível a previsão da capacidade de carga das estacas ensaiadas a partir dos resultados dos ensaios de campo realizados no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia.

As previsões foram realizadas para as três condições de ensaios, isto é, época seca, época úmida e inundada. Para a primeira, foram realizadas as previsões considerando resultados prévios de SPT, além dos resultados de CPT e DPL realizados na área estudada. Para as demais, por falta de dados de SPT, foram realizadas previsões baseadas apenas em resultados de CPT e DPL. Ainda, nessas campanhas, as previsões que utilizavam correlações entre índices N_{SPT} e N_{10} não foram consideradas.

Os resultados serão apresentados em termos da relação entre a carga prevista para cada profundidade e a partir de cada método e a carga medida para cada profundidade (Tabela 4-3). Foram considerados limites de segurança de ± 20% (FELLENIUS, 1980; CURY FILHO, 2016) para relação Carga Prevista / Carga Medida. Fellenius (1980), afirma o limite de variação aceitável para a relação não deve ultrapassar 20 a 25%.

4.3.1. Previsão para Estacas ensaiadas em Época Seca

De maneira geral, os métodos apresentaram previsões a favor da segurança, com a relação Carga Prevista / Carga Medida sendo inferior a 1,0 para a maioria dos casos (Tabela 4-4). Para as previsões baseadas em resultados de CPT, destaca-se que a parcela de resistência lateral no local é baixa, o que resultou em valores previstos pelo Método "original" de Aoki e Velloso (1975) abaixo dos demais. Para as baseadas em resultados de DPL, a Proposta de Ávila e Conciani (2006), a partir do 3 m, apresentou previsões acima das demais, uma vez que é baseada em um método proposto para SPT. Foi adotado

um fator empírico de correção para este método baseado na relação entre N_{SPT} e N_{10}, sendo de 2,30 para este caso.

No que diz respeito ao "Erro Médio de Modelo" (Tabela 4-5) os métodos apresentaram previsões conservadoras e a favor da segurança, de maneira geral abaixo de 1,0. Dois métodos apresentaram resultados não representativos para o caso estudado, e sendo assim foram desconsiderados nos valores apresentados na Tabela 4-5. O Método de Aoki e Velloso (1975) original para o CPT apresentou valores relativamente inferiores aos demais devido a influência da parcela lateral nos resultados. Para o DPL, a Proposta de Ávila e Conciani (2006) apresentou previsões muito superiores.

Quando comparado com os limites de ± 20%, foi possível verificar que as previsões estão, de maneira geral, a favor da segurança. As previsões para 1,0 e 2,0 m encontraram-se abaixo dos limites, devido a grande variabilidade nessas camadas (Figura 4-24). Para 3,0 e 4,0 m as previsões encontraram-se dentro da faixa de ± 20% de variação (Figura 4-25).

Tabela 4-4 – Relação Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em época seca.

Ensaio	**Método de Previsão**	**Comprimento (m):**			
		1,00	2,00	3,00	4,00
		Relação Carga Prevista/Carga Medida			
SPT	Aoki&Velloso	0,66	0,72	0,88	0,96
	Décourt&Quaresma	0,41	0,73	0,95	1,12
	Antunes&Cabral	0,63	0,88	0,96	1,05
	Teixeira	0,54	0,81	0,90	0,99
CPT	Aoki&Velloso	0,35	0,42	0,40	0,51
	Aoki&Velloso (sem fs)	0,53	0,75	0,90	1,15
	DeReuter&Beringen	0,92	0,79	0,93	1,08
	Eslami&Fellenius	0,55	0,77	0,84	1,08
	Takesuke et al.	0,75	0,87	0,88	1,12
	LCPC	0,65	0,70	0,85	1,06
	Philipponnat	0,63	0,80	0,96	1,17
	Costa Velloso	1,03	0,84	0,92	1,02
DPL	Lobo	0,90	0,91	0,95	1,11
	SM&B	1,18	1,09	1,06	1,11
	Ávila&Conciani	1,10	1,37	1,69	2,02
	Ávila&Conciani (corrigido)	0,52	0,72	0,91	1,10
	Aoki&Velloso	0,63	0,73	0,85	0,96
	Décourt&Quaresma	0,41	0,72	0,94	1,12

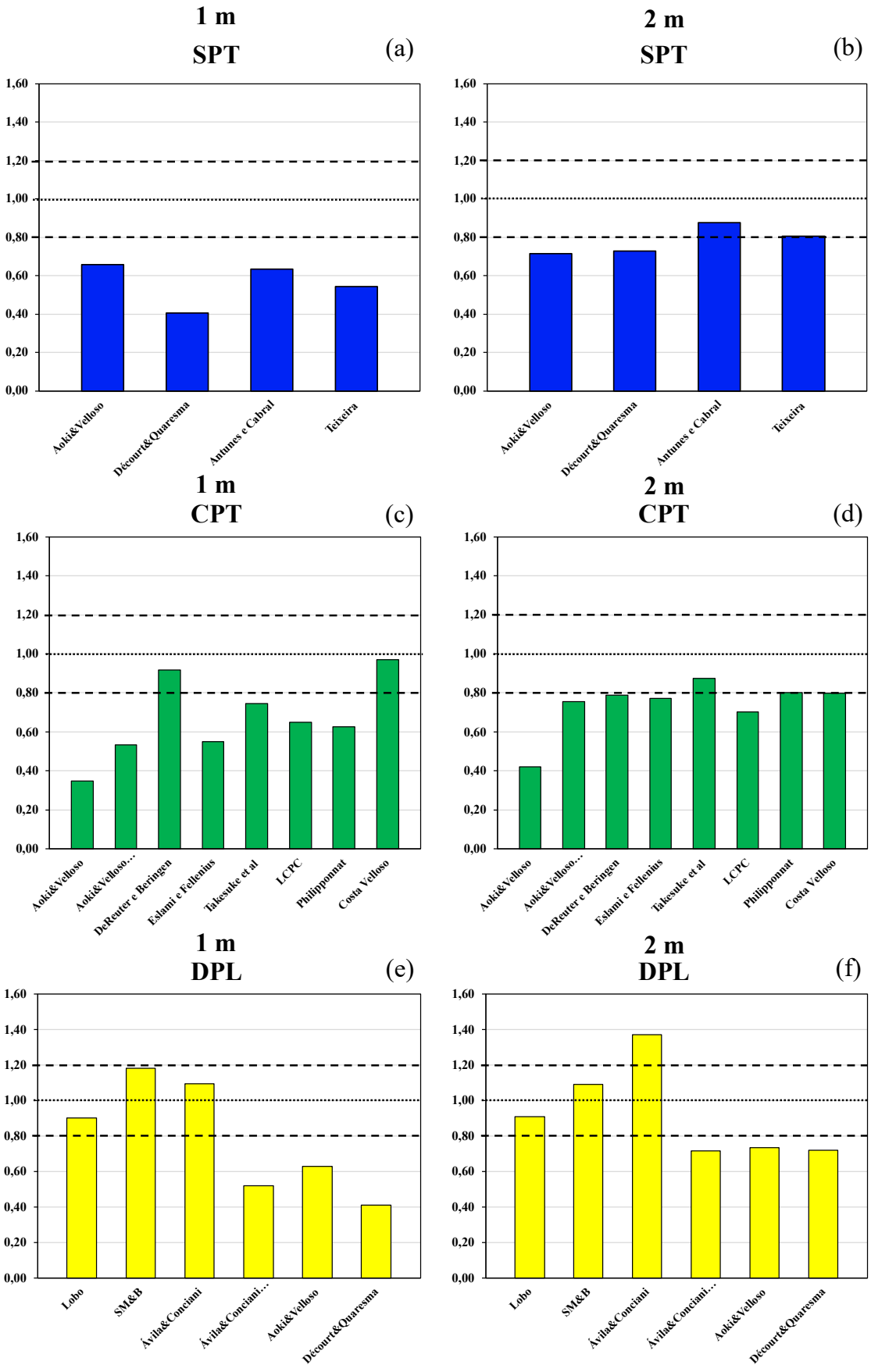


Figura 4-24 – Previsão baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d) e DPL (e-f) para estacas de 1,0 e 2,0 m em época seca.

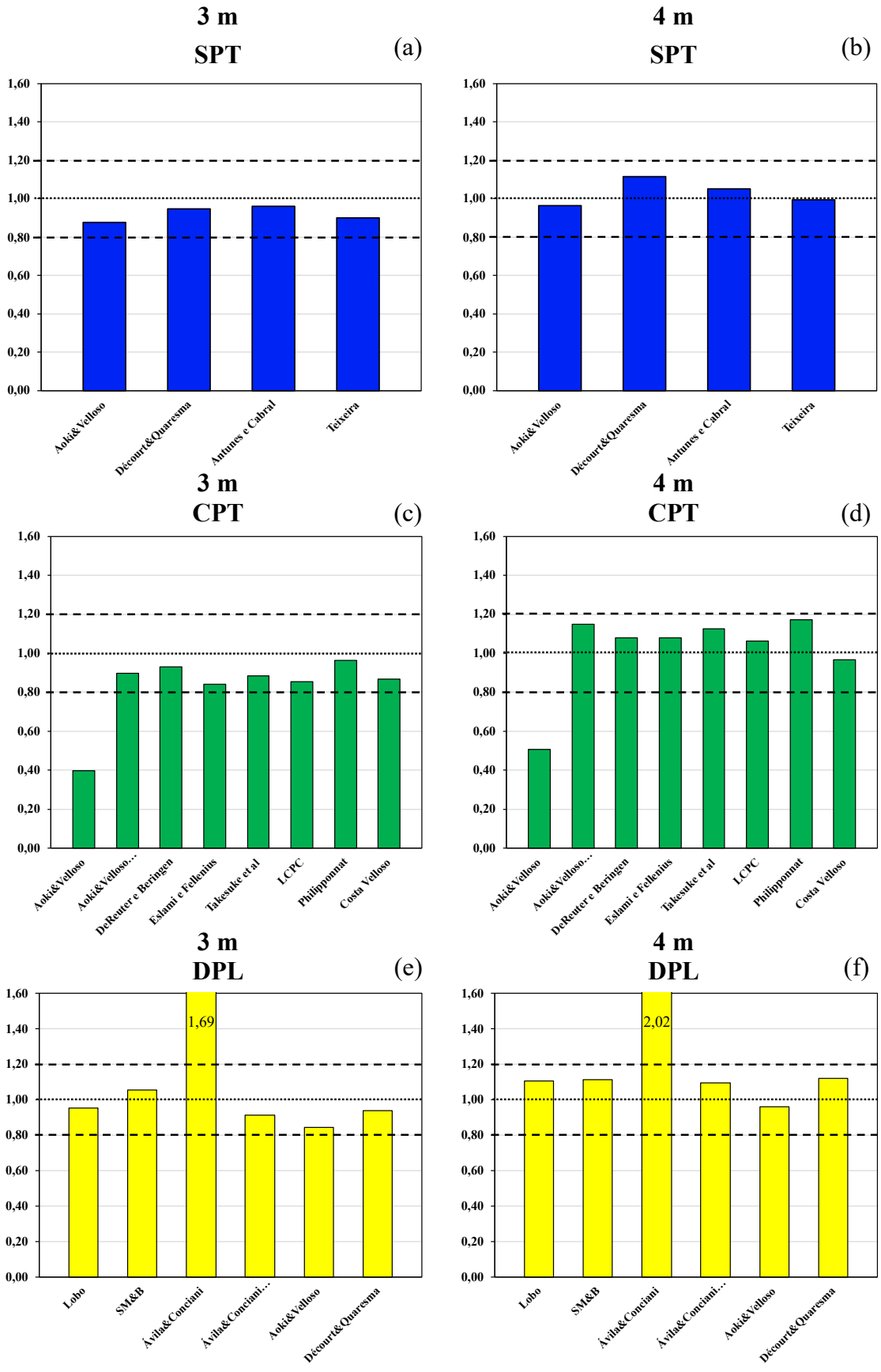


Figura 4-25 – Previsão baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d) e DPL (e-f) para estacas de 3,0 e 4,0 m em época seca.

Tabela 4-5 – Relação média Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em época seca.

Ensaio	Comprimento (m):					
	1,00			2,00		
	Relação Carga Prevista/Carga Medida					
	Média	Desv. Pad.	COV	Média	Desv. Pad.	COV
SPT	0,56	0,11	20,31%	0,78	0,07	9,45%
CPT	0,72	0,19	26,12%	0,79	0,06	7,25%
DPL	0,73	0,31	42,80%	0,84	0,17	19,80%
Ensaio	3,00			4,00		
SPT	0,92	0,04	4,20%	1,03	0,07	6,49%
CPT	0,90	0,04	4,76%	1,10	0,05	4,86%
DPL	0,94	0,08	8,07%	1,08	0,07	6,14%

4.3.2. Previsão para Estacas ensaiadas em Época Úmida

A mesma análise foi realizada para estacas ensaiadas em época úmida. De maneira geral, os métodos apresentaram previsões a favor da segurança, com a relação Carga Prevista / Carga Medida sendo inferior ou próxima de 1,0 (Tabela 4-6). Para o primeiro metro, verificou-se uma maior variabilidade nas previsões. Os métodos apresentaram valores médios para relação entre cargas próximos de 1,0 (Tabela 4-7), especialmente para o CPT. Os métodos baseados no DPL apresentaram previsões de acordo com aqueles baseados no CPT, especialmente para o método de Lobo (2005) e Silva, Miguel e Belincanta (2005). A Correção da Proposta de Ávila e Conciani (2006) apresentou valores elevados uma vez que a correção foi baseada em valores de SPT realizados em época tipicamente seca.

Desconsiderando a Proposta de Ávila e Conciani (2006) e sua correção, verifica-se que as previsões baseadas no DPL também se encontram próximas de 1,0, com valores baixos de coeficiente de variação, o que está associado com a consideração de apenas dois métodos (Tabela 4-7). Quando comparado com os limites de ± 20%, foi possível verificar que as previsões estariam a favor da segurança, estando de maneira geral dentro da faixa de 20% de variação para 1,0 e 2,0 m (Figura 4-26) e para 3,0 e 4,0 m (Figura 4-27).

Tabela 4-6- – Relação Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em época úmida.

Ensaio	Método de Previsão	Comprimento (m):			
		1,00	2,00	3,00	4,00
		Relação Carga Prevista/Carga Medida			
CPT	Aoki&Velloso	0,98	0,91	0,91	0,75
	Aoki&Velloso (sem fs)	1,08	1,10	1,18	1,09
	DeReuter&Beringen	1,85	0,82	1,00	1,06
	Eslami&Fellenius	0,60	0,81	0,86	0,98
	Takesuke et al.	1,30	0,89	0,89	0,92
	LCPC	0,99	0,87	0,95	1,03
	Philipponnat	1,70	0,94	0,98	0,94
	Costa Velloso	1,59	1,03	1,07	1,01
DPL	Lobo	1,27	1,02	0,98	1,02
	SM&B	1,17	1,01	1,00	1,06
	Ávila&Conciani	1,87	2,23	2,60	2,99
	Ávila&Conciani (corrigido)	1,36	1,62	1,92	2,19

Tabela 4-7 – Relação média Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em época úmida.

Ensaio	Comprimento (m):					
	1,00			2,00		
	Relação Carga Prevista/Carga Medida					
	Média	Desv. Pad.	COV	Média	Desv. Pad.	COV
CPT	1,26	0,43	33,81%	0,92	0,10	11,03%
DPL	1,22	0,07	5,99%	1,01	0,01	1,03%
Ensaio	3,00			4,00		
CPT	0,98	0,10	10,60%	1,00	0,06	6,20%
DPL	0,99	0,01	1,02%	1,04	0,03	2,79%

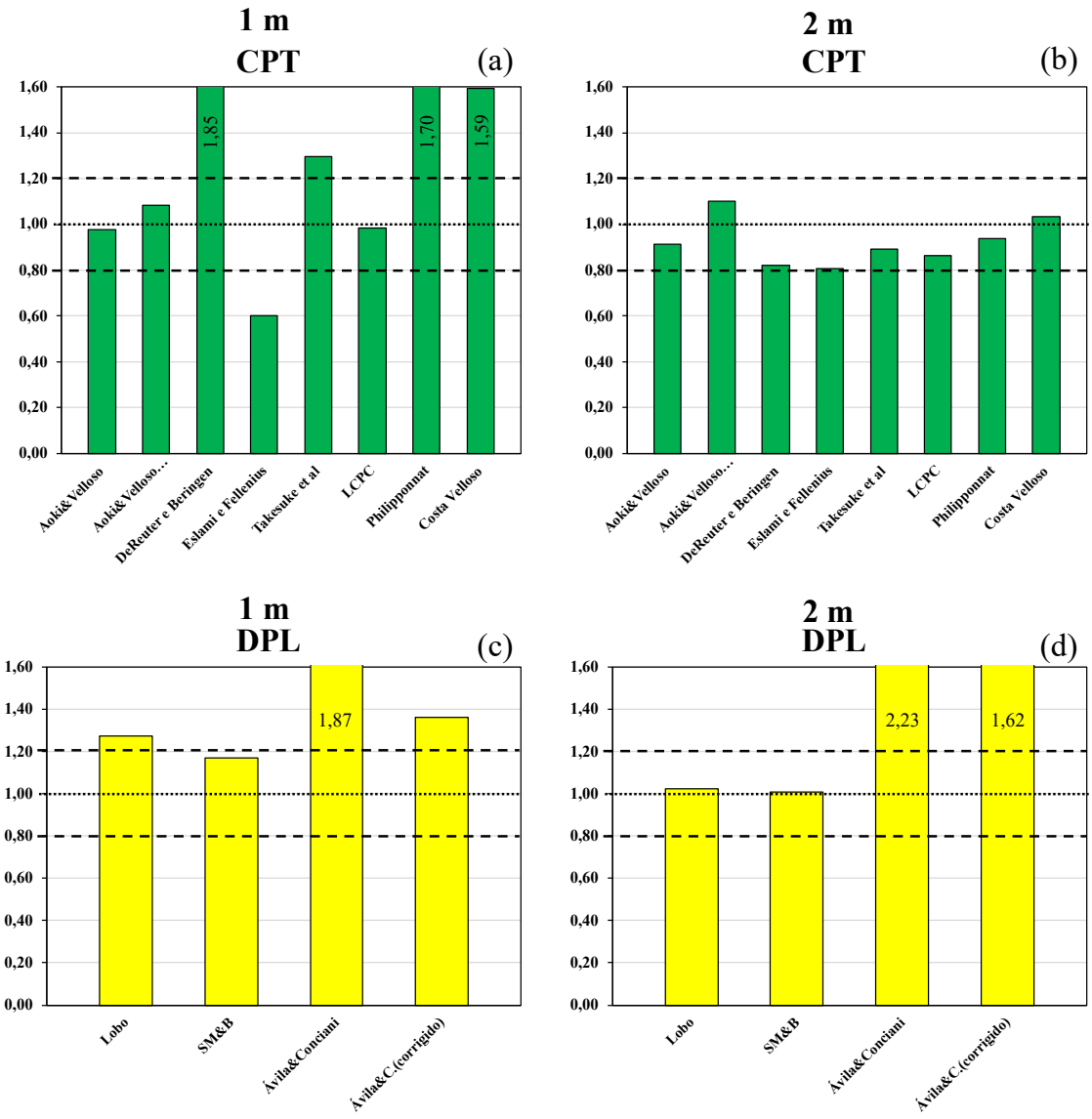


Figura 4-26 – Previsão baseada em resultados de CPT (a-b) e DPL (c-d) para estacas de 1,0 e 2,0 m em época úmida.

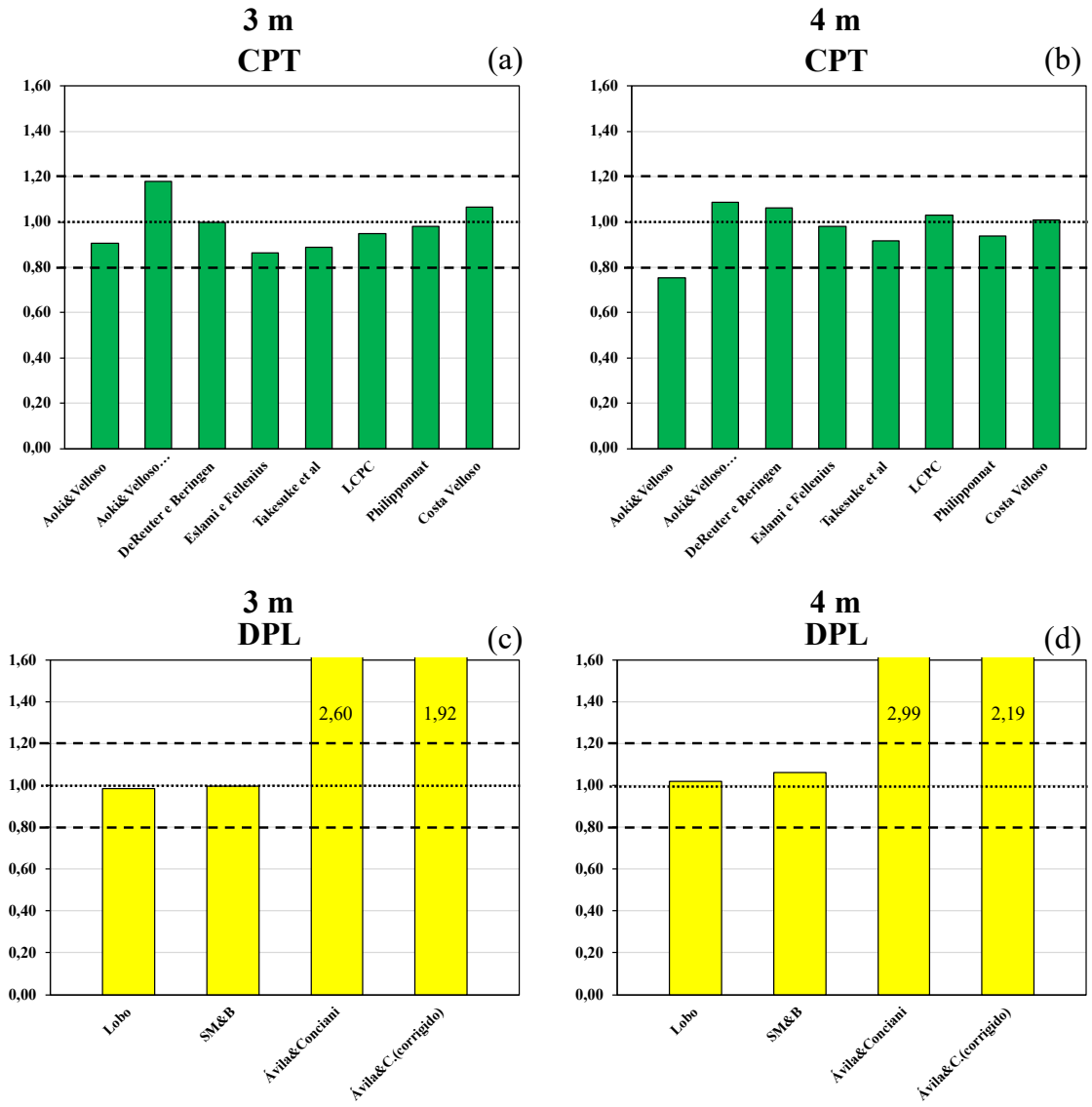


Figura 4-27 – Previsão baseada em resultados de CPT (a-b) e DPL (c-d) para estacas de 3,0 e 4,0 m em época úmida.

4.3.3. Previsão para Estacas ensaiada em Condição Inundada

Para estacas ensaiadas em condição inundada as previsões apresentaram-se a favor da segurança (Tabela 4-8), com as previsões pelos métodos baseados no CPT apresentando valores próximos de 1,0 para todas as profundidades, com exceção de alguns métodos para a estaca de 1,0 m. As previsões baseadas no DPL estão de acordo com as baseadas no CPT, em especial a de Lobo (2005) e Silva, Miguel e Belincanta (2005), enquanto a Proposta de Ávila e Conciani (2006) foi bem superior as demais a partir do 3,0 m. A correção, nesse caso, foi realizada mantendo o fator de correção observado para condição seca. As Figura 4-28 e Figura 4-29 apresentam as previsões.

Os métodos de Philipponnat (1980) e Costa Velloso (1981) para o CPT apresentaram previsões fora dos limites para a estaca de 1,0 m. As previsões baseadas nos resultados de DPL empregando dois métodos, Lobo (2005) e Silva, Miguel e Belincanta (2005), estão dentro dos limites de segurança, enquanto a Proposta de Ávila e Conciani (2006) e a tentativa de correção de maneira geral foram mais elevadas, superando o valor de 1,50 para quase todas as profundidades consideradas. Desconsiderando a Proposta de Ávila e Conciani (2006) e sua correção, a média das relações Carga Prevista / Carga Medida foram próximas de 1,0 (Tabela 4-9).

Tabela 4-8 – Relação Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em condição inundada.

Ensaio	**Método de Previsão**	**Comprimento (m):**			
		1,00	2,00	3,00	4,00
		Relação Carga Prevista/Carga Medida			
CPT	Aoki&Velloso	0,73	0,87	0,84	0,90
	Aoki&Velloso (sem fs)	0,70	1,05	0,92	1,02
	DeReuter e Beringen	1,26	0,79	0,95	0,91
	Eslami e Fellenius	0,82	0,81	0,81	1,16
	Takesuke et al	0,85	0,79	0,79	0,89
	LCPC	1,05	0,94	1,03	1,01
	Philipponnat	2,11	1,20	1,30	1,09
	Costa Velloso	2,07	1,19	1,27	1,05
DPL	Lobo	1,54	0,95	1,03	1,25
	SM&B	1,43	1,01	0,97	1,10
	Ávila&Conciani	1,56	2,02	2,59	3,29
	Ávila&Conciani (corrigido)	1,30	1,62	2,05	2,66

Tabela 4-9 – Relação média Carga Medida / Carga Previstas para estacas ensaiadas em condição inundada.

Ensaio	**Comprimento (m):**					
	1,00			2,00		
	Relação Carga Prevista/Carga Medida					
	Média	**Desv. Pad.**	**COV**	**Média**	**Desv. Pad.**	**COV**
CPT	1,20	0,58	48,38%	0,96	0,17	18,11%
DPL	1,49	0,08	5,25%	0,98	0,04	3,90%
Ensaio	3,00			4,00		
CPT	0,99	0,20	19,95%	1,00	0,10	9,62%
DPL	1,00	0,04	4,05%	1,17	0,10	8,81%

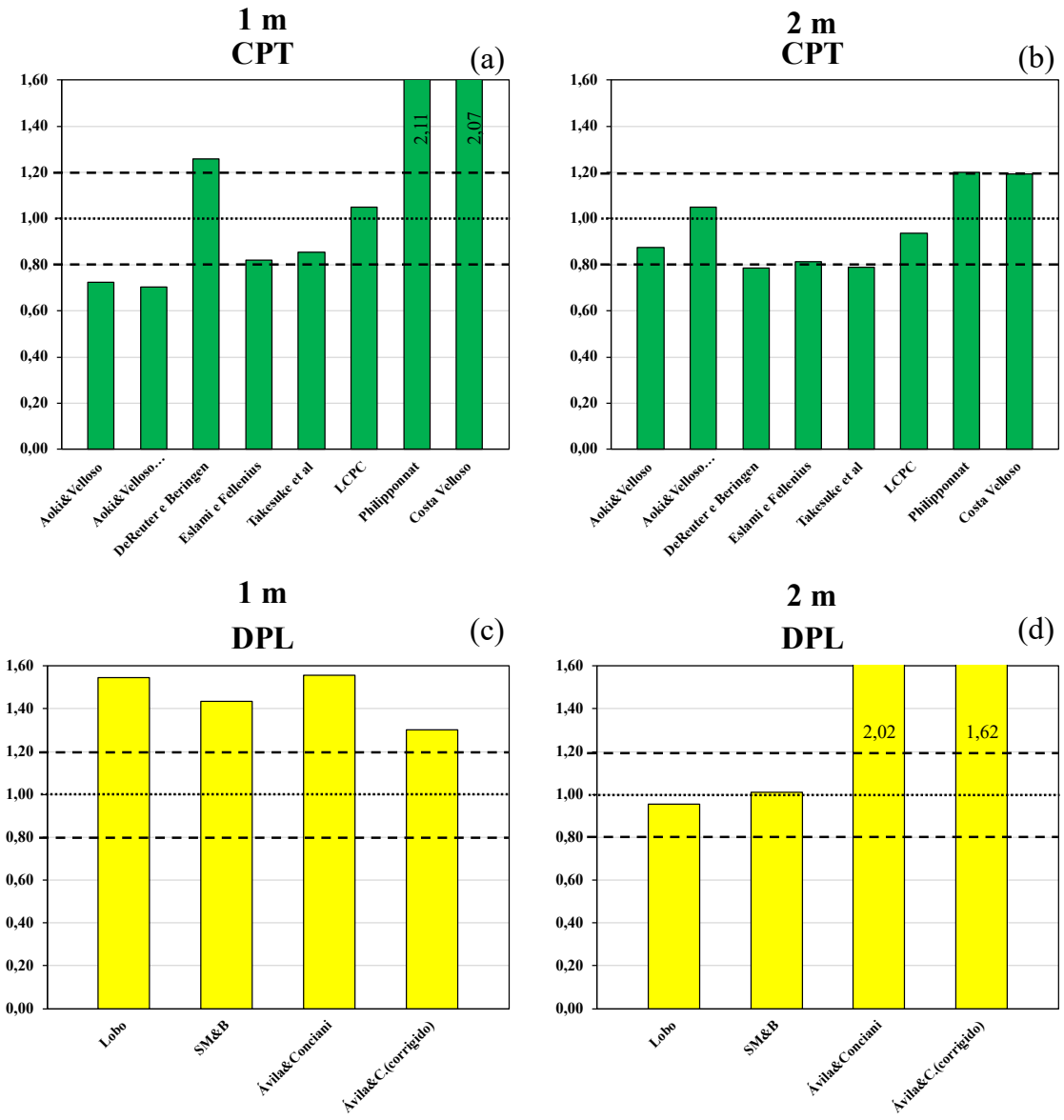


Figura 4-28 – Previsão baseada em resultados de CPT (a-b) e DPL (c-d) para estacas de 1,0 e 2,0 m em condição inundada.

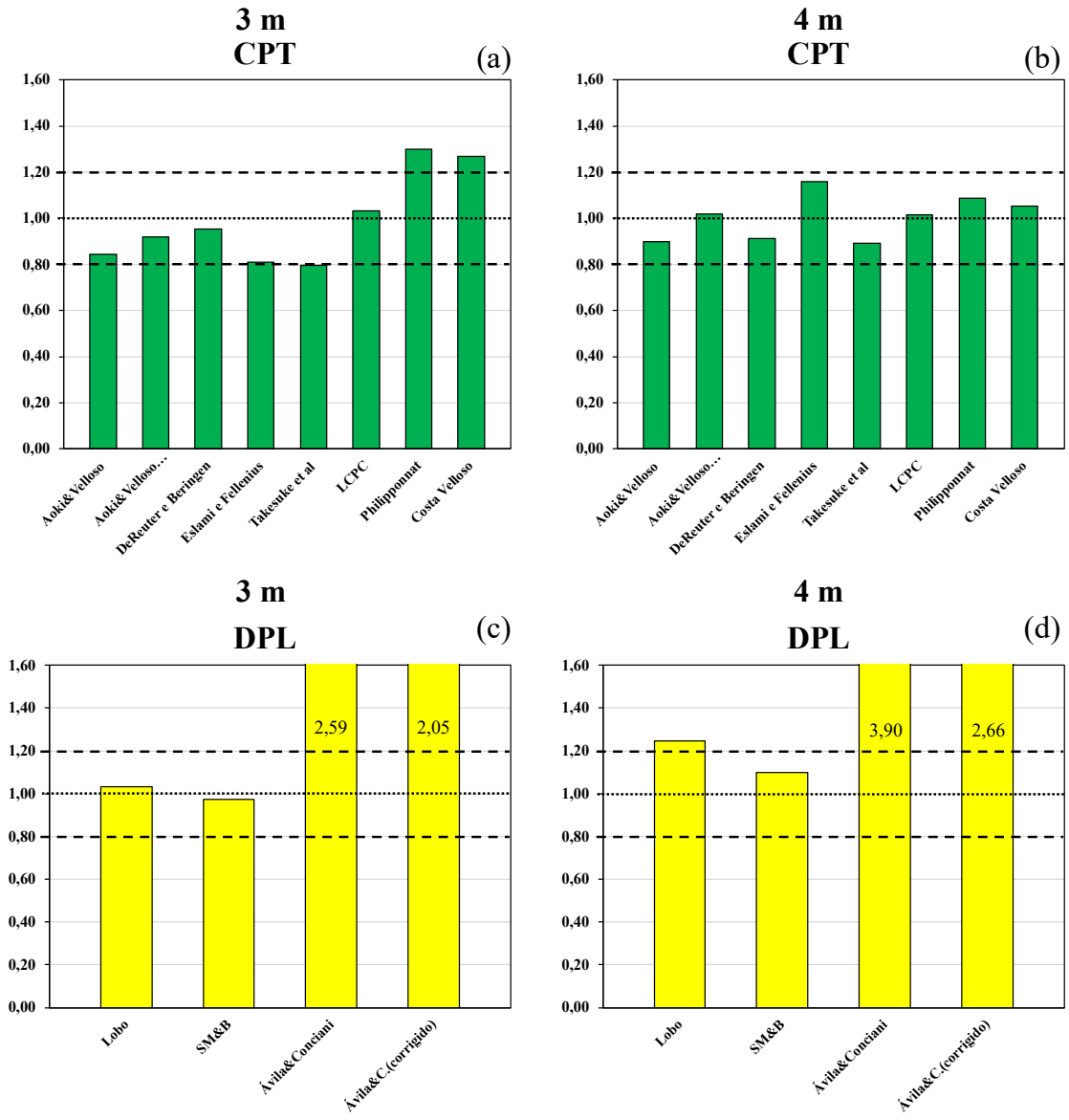


Figura 4-29 – Previsão baseada em resultados de CPT (a-b) e DPL (c-d) para estacas de 3,0 e 4,0 m em condição inundada.

4.3.4. Comentários sobre os Parâmetros Adotados

Foi possível verificar que os parâmetros apresentados na Tabela 3-3 levaram a uma boa coerência na previsão da capacidade das estacas Mega ensaiadas no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru. Entretanto, a consideração desses parâmetros como representativos para demais casos deve ser realizada a partir da realização de mais testes e previsões em outros campos experimentais e diferentes casos.

4.4. Proposta para Realização de Provas de Carga em Sistema de Cravação

4.4.1. Justificativa da Proposta

Saab (2022) destaca que a realização de provas de carga em estruturas menos robustas possibilita a utilização de estruturas de reação menos robustas e menores cargas envolvidas na etapa de carregamento.

De maneira a utilizar uma estrutura compacta, foi verificada a possibilidade de realização de provas de carga em estacas cravadas no sistema de cravação TG 63-150 da *Pagani Geotechnical Equipament*, aquele utilizado na realização de ensaios de campo. A utilização do sistema possibilita o monitoramento tanto da velocidade, de maneira a uniformizar a cravação dos segmentos, quanto das cargas, possibilitando uma abordagem racional da cravação.

A utilização do sistema de cravação como elemento de reação é uma alternativa interessante para realização de campanhas de provas de carga em estacas Mega, ou estacas cravadas de maneira geral. Por meio do monitoramento da velocidade e das cargas aplicadas durante a cravação, possibilita a interpretação em termos de energia. Além disso, por se tratar de uma estrutura compacta e de fácil movimentação no local estudado, possibilita a realização de vários ensaios sem que haja necessidade do uso de vigas de reação.

Além disso, é possível a realização uma maior quantidade de ensaios de provas de carga, o que permite uma interpretação estatística dos resultados, apoiada na Teoria da Confiabilidade.

4.4.2. Esquema das Provas de Carga em Sistema de Cravação

A Figura 4-30 apresenta um esquema da proposta de utilização do sistema de cravação para realização das provas de carga. A Figura 4-30a apresenta a cravação dos segmentos de estaca Mega justapostos utilizando uma haste adaptada, enquanto a Figura 4-30b apresenta a realização das provas de carga, utilizando a viga do sistema de cravação como viga de reação e as hastes para ancoragem do sistema como tirantes de reação.

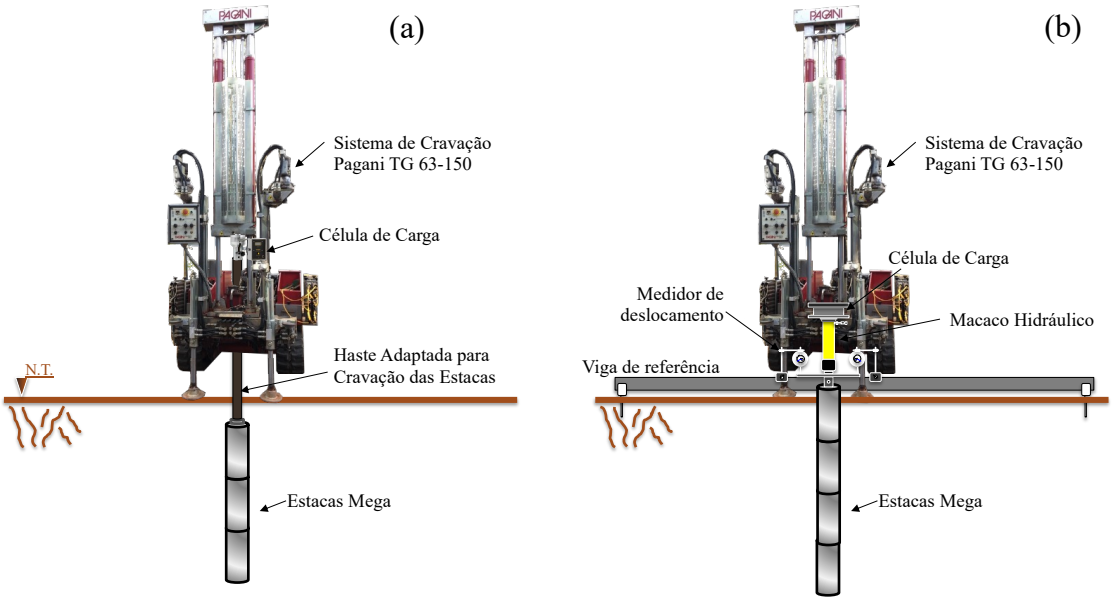


Figura 4-30 – Esquema da cravação (a) e prova de carga (b) utilizando sistema de cravação Pagani.

Neste trabalho, avaliou-se a potencialidade do uso do sistema na cravação dos elementos mantendo uma velocidade de cravação constante e igual a 2,0 cm/s, a mesma utilizada em CPTs. Além disso, embora não tenham sido realizadas provas de carga utilizando a metodologia proposta, foram realizados incrementos de carga utilizando o mesmo macaco hidráulico utilizado nas provas de carga apresentadas no Item 4.2. Vale destacar que não foi determinada a umidade durante esta etapa de testes.

4.4.3. Resultados Iniciais – Cargas para Cravação

A carga para cravação de 4 m de segmentos de estaca Mega foi monitorada utilizando uma célula de carga acoplada no sistema de cravação Pagani. O ensaio foi realizado no final de março de 2025, um período tipicamente de transição entre época chuvosa e época seca em Bauru/SP, conforme pode ser verificado na Figura 3-4. Como nas provas de carga realizadas, foram feitas os registros das cargas i e ii, seguindo o proposto por Mantovani et al. (2020).

O perfil de força para cravação dos segmentos pela profundidade é apresentado na Figura 4-31, verificando que entre os registros i e ii ocorreu uma perda média na Força de Cravação de 25%. Quando se compara esses perfis com aqueles apresentados no Item 4.2 desse trabalho, verifica-se que eles se encontram entre aqueles para época seca e úmida, talvez pelo fato de que foram ensaiados em uma época de transição, ou seja, sem muitas chuvas, porém numa época não muito seca.

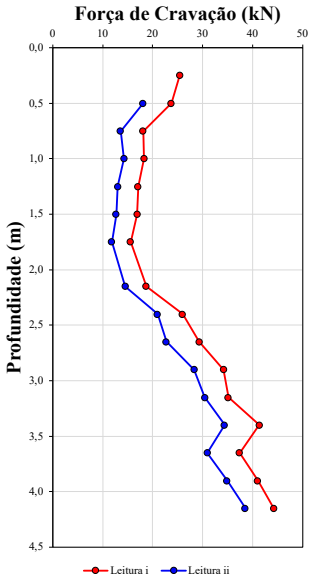


Figura 4-31 – Perfil de cargas para cravação obtidos utilizando sistema Pagani.

A Figura 4-32 apresenta os perfis dos registros i e ii determinados com o sistema de cravação Pagani comparados com as demais estacas ensaiadas nesse trabalho. Verifica-se que para os primeiros metros as cargas foram baixas, algo que pode estar associado com uma maior umidade neste horizonte, e a partir de 2,5 m as cargas apresentaram aumento relevante e um perfil mais próximo daqueles das estacas ensaiadas em época seca.

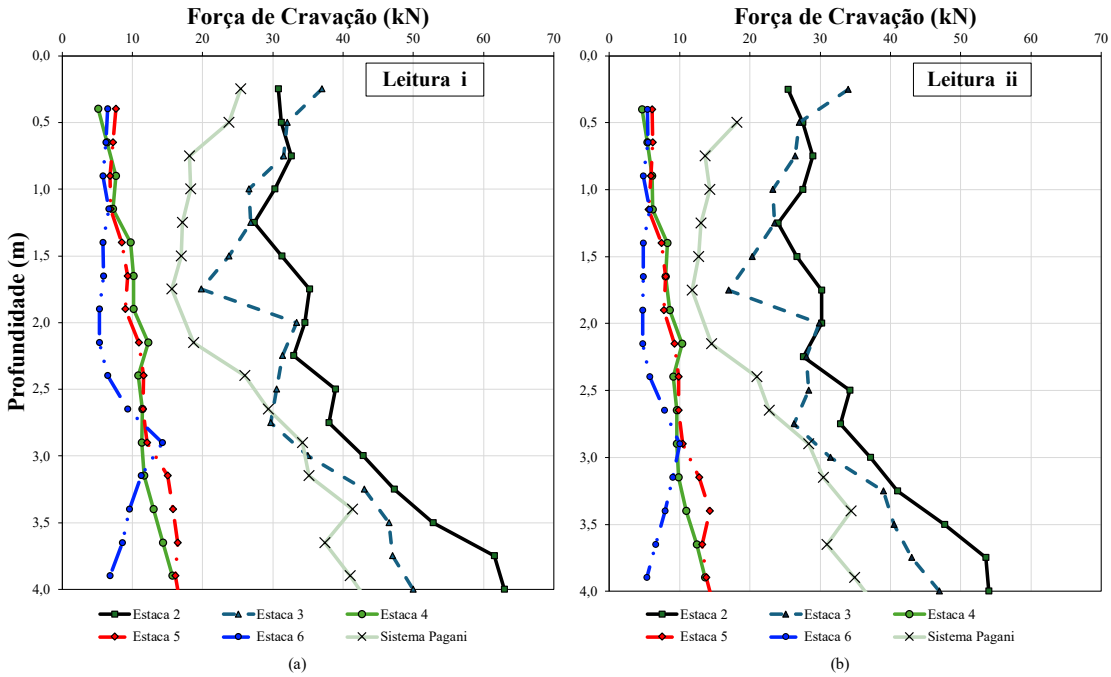


Figura 4-32– Comparação das cargas para cravação considerando o sistema Pagani: Leitura i (a) e ii (b).

As Figura 4-33 e Figura 4-34 apresentam, respectivamente, uma síntese geral da cravação dos segmentos de estacas Mega e provas de carga utilizando o sistema de cravação Pagani. Vale destacar que, embora não tenha sido realizada nenhuma prova de carga empregando esse sistema, o equipamento de cravação parece ser uma alternativa interessante para realização desses ensaios em estacas Mega, uma vez que possibilitam a cravação dos segmentos em velocidade constante e controlada, garantindo verticalidade dos segmentos e monitorando as forças em intervalos pré-definidos.

Ainda, o sistema de cravação se mostrou uma interessante alternativa para ser empregado como elemento de reação, uma vez que, ao aplicar cargas utilizando macaco hidráulico (Figura 4-34b), o sistema Pagani não se deslocou e nem apresentou instabilidade.

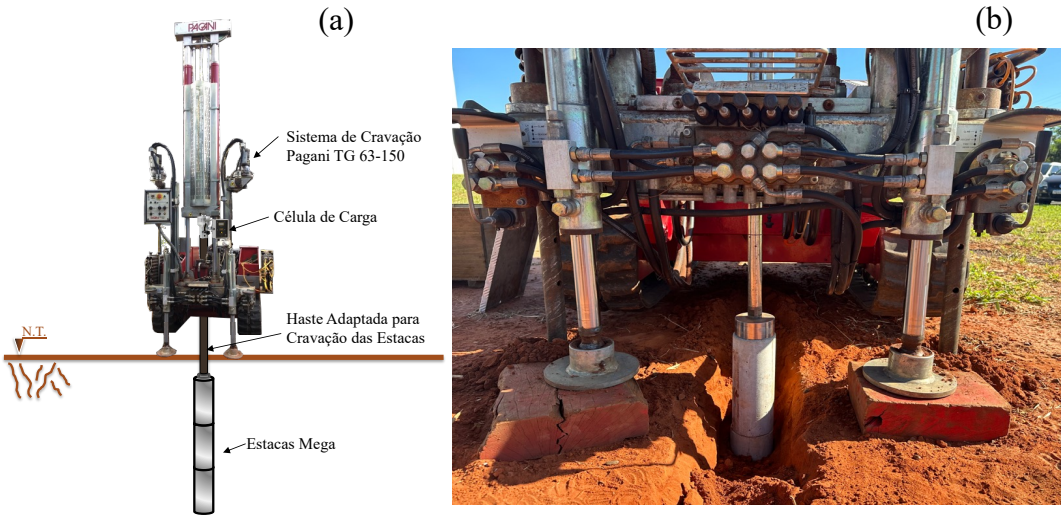


Figura 4-33 – Esquema (a) e vista geral (b) da cravação dos segmentos de estaca Mega utilizando o sistema Pagani.

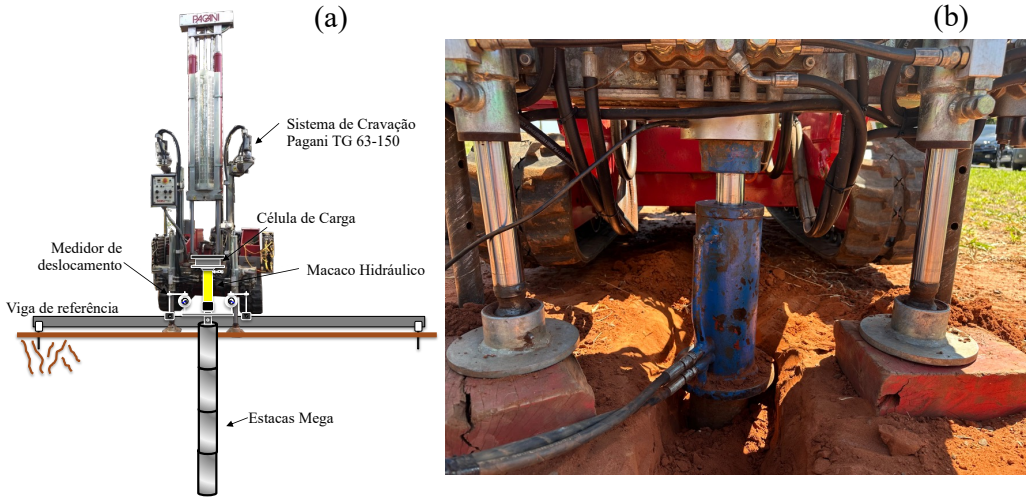


Figura 4-34 – Esquema (a) e vista geral (b) da prova de carga em estaca Mega utilizando o sistema Pagani.

5. CAMPO EXPERIMENTAL - IPMet

Foram realizadas quatro campanhas de ensaios de campo no Campo Experimental – IPMet da Unesp de Bauru. A primeira campanha, realizada entre dezembro de 2023 e janeiro de 2024 teve sete ensaios DPL até 8 m de profundidade, sendo eles quatro na Área A e três na Área B. A segunda campanha, realizada entre abril e maio de 2024, teve dez CPTus na área A até 20 m de profundidade, e foram incorporados resultados de Braus (2024) na Área B, e quatro DMT variando entre 10 e 20 m de profundidade, sendo três na área A e um na área B.

A partir dos resultados das primeiras campanhas, foi possível identificar resultados típicos de uma área localizada na outra área . Sendo assim, não há uma divisão clara entre Áreas A e B, e a variabilidade do local pode ser interpretada como inerente desse local, possivelmente devido a processos de formação do solo.

Logo, foram realizadas mais campanhas de ensaios, especialmente com o CPTu, pois esse ensaio possibilita obter mais parâmetros do solo com um maior nível de detalhe, com controle de variáveis como a velocidade de cravação, que podem alterar o comportamento do solo, caso não sejam controladas.

A terceira campanha foi realizada em outubro de 2024, e teve 3 ensaios CPTu realizados para avaliação da variabilidade. A quarta campanha foi realizada em fevereiro de 2025 e contou com 14 ensaios. Essas novas campanhas foram realizadas a fim de aumentar o número de informações para dar suporte as análises de probabilidade.

Na Área A, aquela que apresenta comportamento geomecânico diferente do convencional para a cidade de Bauru/SP, foram realizados dezenove CPTus, três DMTs e três DPLs. A realização de vários ensaios CPTus nessa área se dá pela falta de informações nesse local. Observou-se que a elevada resistência em alguns pontos inviabilizou a realização de mais ensaios DPL e DMT. Para o primeiro, a elevada resistência levou a aplicação de muitos golpes para penetração da ponteira cônica, atingindo critérios de parada do ensaio. Para o segundo, houve um consumo elevado de gás nitrogênio para expansão da membrana.

Na Área B, aquela que apresenta comportamento geomecânico similar ao convencional para a cidade de Bauru/SP, foram realizados apenas um DMT e quatro DPLs, bem como onze CPTus. Essa área já foi bem caracterizada por meio de ensaios CPTu e DMT devido à similaridade do comportamento com o do Campo Experimental

da Faculdade de Engenharia de Bauru. A Tabela 5-1 apresenta uma síntese dos ensaios realizados neste Campo Experimental.

Tabela 5-1 – Resumo dos ensaios realizados no Campo Experimental – IPMet.

Ensaio	Data	Quantidade de Ensaios	Objetivo
DPL	12/2023	4	Avaliar a variabilidade do local para previsão da capacidade de carga
	01/2024	3	
CPTu	04/2024	13*	Avaliar a variabilidade do local para previsão da capacidade de carga
	10/2024	3	Refinar análises a respeito da variabilidade do local
	02/2025	14	
DMT	05/2024	4	Avaliar a variabilidade do local para previsão da capacidade de carga

*foram realizados 10 ensaios e incorporados 3 ensaios realizados por Braus (2024) nas análises.

5.1. Resultados dos Ensaios de Campo

5.1.1. CPTu

Foram realizados, inicialmente, dez CPTus na Área A e três na Área B, onde se observou um comportamento distinto entre essas duas áreas. A Figura 5-1 apresenta os valores médios dos ensaios realizados nas primeiras campanhas de CPTus realizados no Campo Experimental – IPMet.

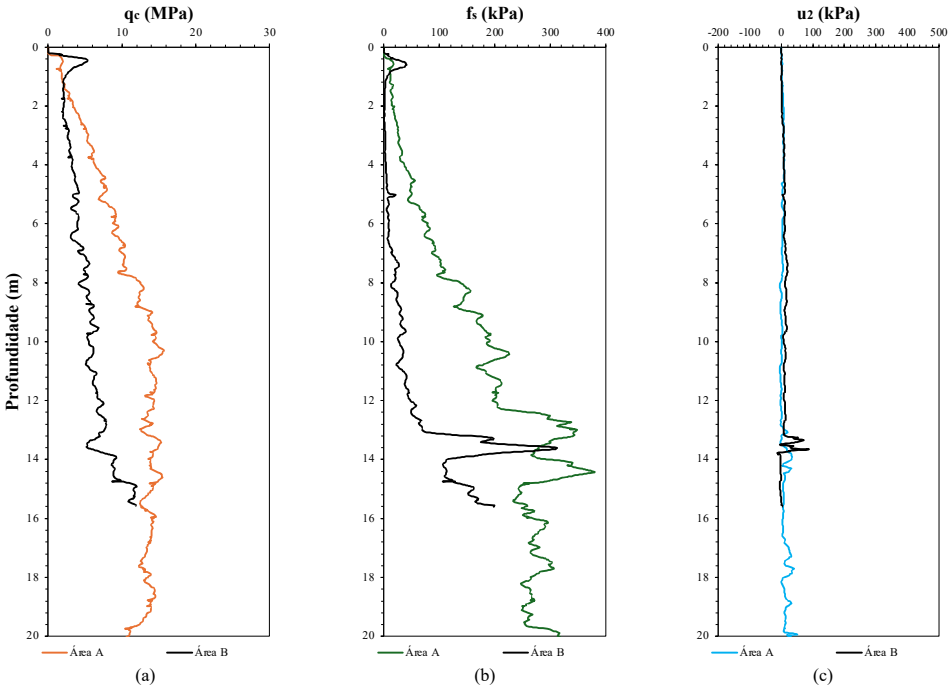


Figura 5-1 – Perfis médios dos ensaios realizados nas Área A e Área B definidas por resultados de CPTus.

De forma a entender a variabilidade do local, e a fim de avaliar se esse fenômeno é decorrência do processo de formação do solo local, foram realizados trinta ensaios, espaçados de acordo com a Figura 3-22, de maneira a melhor caracterizar a Área, uma vez que o local foi pouco investigado, bem como para avaliar a variabilidade dos resultados dos ensaios distribuídos nesse local. No total, foram realizados dezenove ensaios no espaço físico da Área A, determinado de acordo com a posição de ensaios SPT e CPT mecânicos, e onze ensaios na Área B.

Para os ensaios realizados na Área A, pode-se verificar elevados valores de resistência de ponta, q_c, ao longo de todo o perfil. A partir de 10 m, os perfis tendem para um patamar quase constante de q_c, com valores na faixa de 15 MPa. Ainda, apresentaram um pico na parcela de resistência lateral entre 13 e 15 m de profundidade, algo que De Mio (2005) relacionou com a geologia do local, destacando que a camada superior do campo é composta por um solo coluvionar, e essa faixa de transição se dá na transição para o solo residual maduro, ressaltando que essa diferença pode estar associada a outros processos geológicos, não somente à pedogênese, como dissolução de cimentação e remobilização de cimento carbonático, interferindo na microestrutura do material do campo. Os perfis ainda apresentaram picos de poropressão, de maneira geral associados com os picos no atrito lateral. A Figura 5-2 apresenta os perfis de resistência de ponta (Figura 5-2a), atrito lateral (Figura 5-2b) e poropressão (Figura 5-2c).

A Figura 5-3 apresenta os valores médios, bem como uma faixa de variação em torno do desvio padrão (σ) para os resultados. É possível observar que a faixa de variação para esses resultados é alta, algo que fica mais evidente quanto plotados os valores do coeficiente de variação (*COV*) das variáveis (Figura 5-4). Para a resistência de ponta e atrito lateral, é possível verificar que o coeficiente de variação se encontra na faixa de 40 a 60%, respectivamente. Os registros de poro pressão foram próximos de zero, o que está de acordo com a condição não saturada do solo, com alguns picos onde pode existir solos mais argilosos e presença de água.

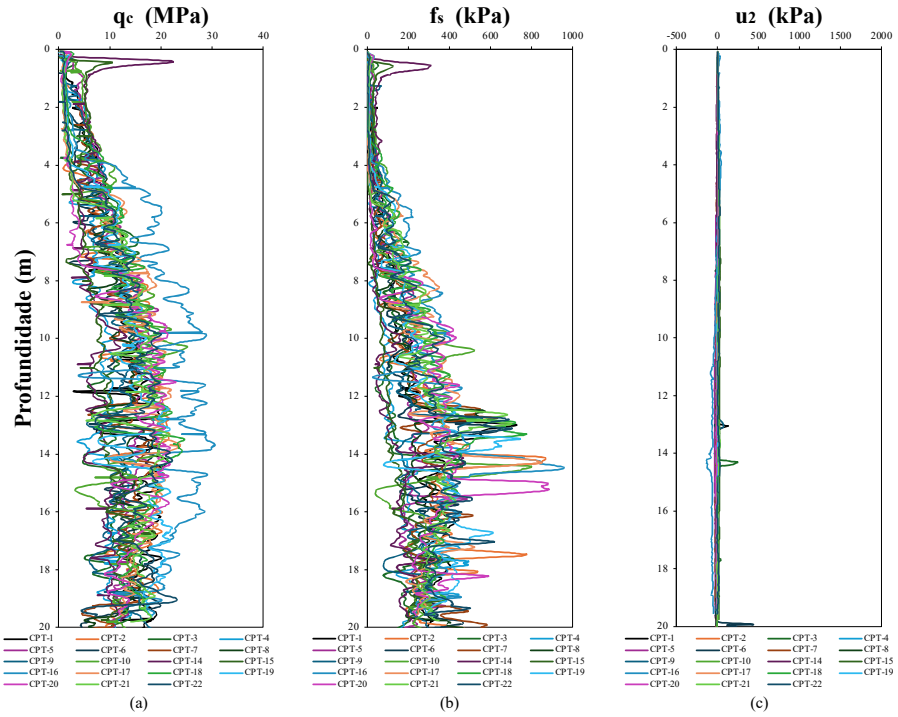


Figura 5-2 – Resultados dos CPTs realizados na Área A.

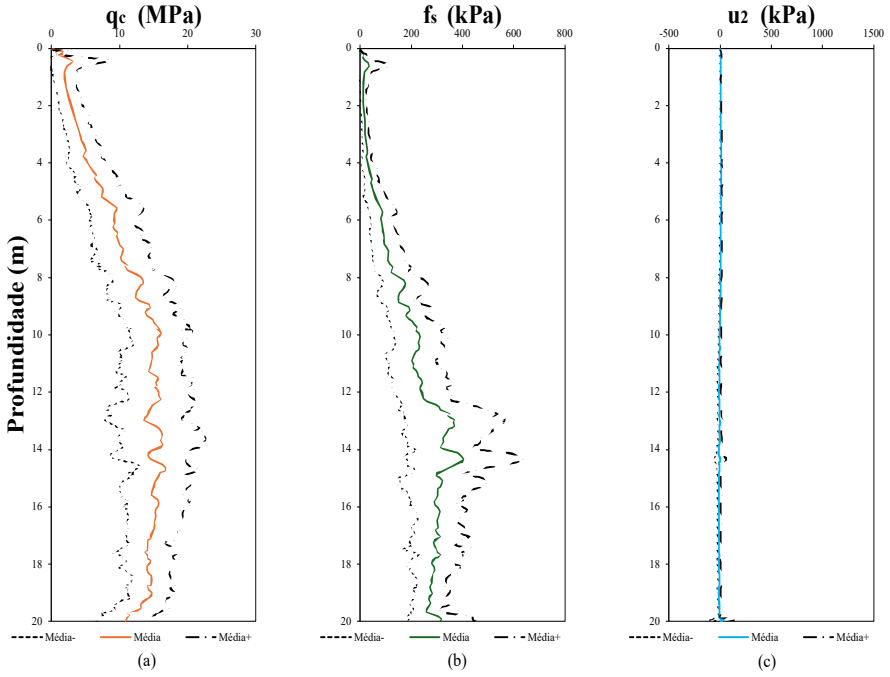


Figura 5-3 – Valores médios e desvio padrão das variáveis dos CPTs na Área A.

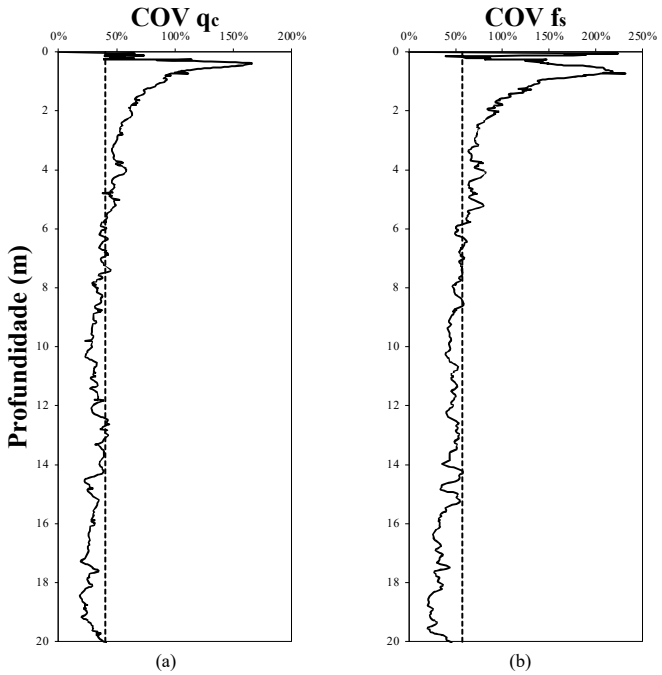


Figura 5-4 – Coeficientes de variação das variáveis dos CPTs na Área A.

Para a Área B, os primeiros resultados considerados (Figura 5-1), realizados em um pequeno espaço dentro do espaço da Área B, apresentaram pouca variação considerando um perfil representativo daquele observado para a cidade de Bauru/SP. A partir da realização de um maior número de CPTus, foi possível verificar que, de maneira geral, a Área B apresenta um comportamento geomecânico quase constante até 8 m, e a partir dessa profundidade, ocorre uma maior variabilidade nos perfis: para resistência de ponta verifica-se valor médio para o perfil variando entre 5 e 12 MPa, próximo daquele valor verificado para Área A; para o atrito lateral, verifica-se variação entre 50 e 200 kPa, com picos próximos de 13, 16 e 18 m de profundidade.

Para os ensaios realizados na Área B, verificou-se picos de poropressão elevados abaixo de 17 m de profundidade, com valores próximos a 2000 kPa. Esse comportamento pode estar associado com presença de água no perfil, algo que não era esperado uma vez que o nível d'água para áreas experimentais da Unesp de Bauru geralmente ocorre abaixo de 20 m de profundidade que foi investigado (DE MIO, 2005; ROCHA, 2018).

A Figura 5-5 apresenta os perfis obtidos com a realização dos ensaios, enquanto a Figura 5-6 apresenta os valores médios desses resultados, bem como a faixa de variação, apresentando uma variabilidade em torno de 50% para os valores de q_c e 80% para f_s (Figura 5-7).

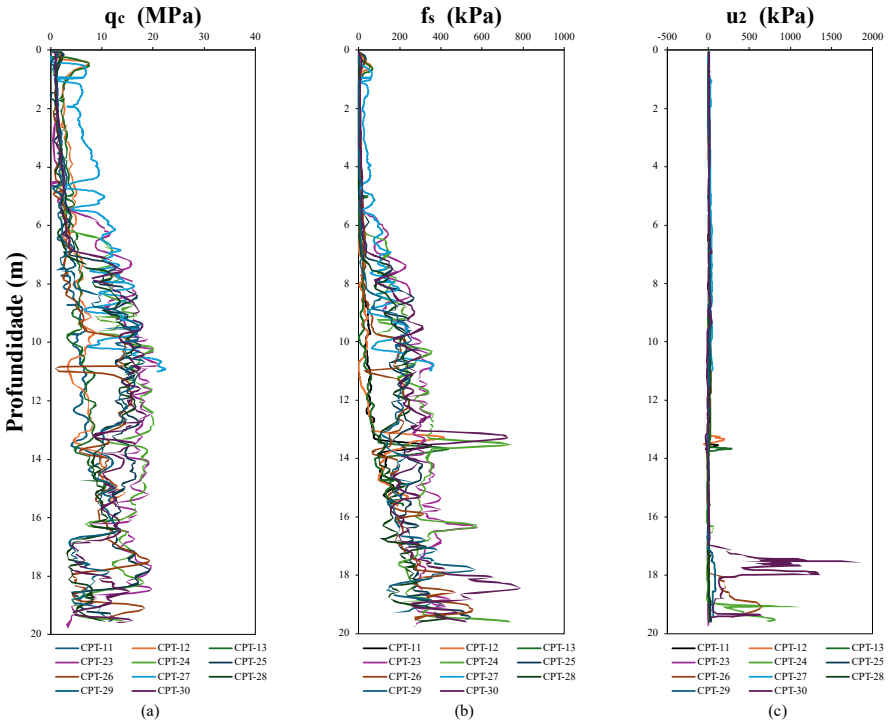


Figura 5-5 – Resultados dos CPTs realizados na Área B.

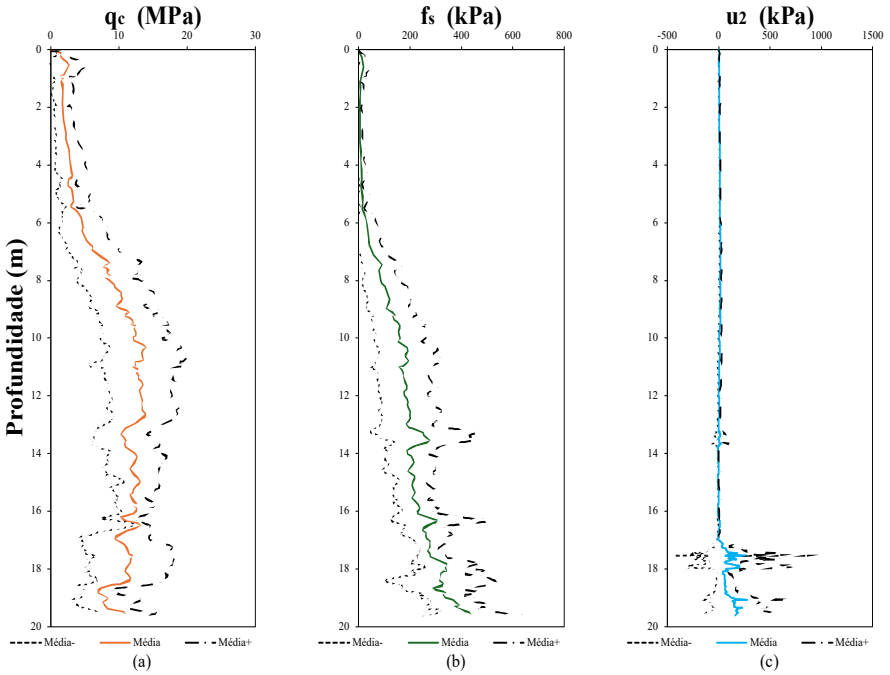


Figura 5-6 – Valores médios e desvio padrão das variáveis dos CPTs realizados na Área B.

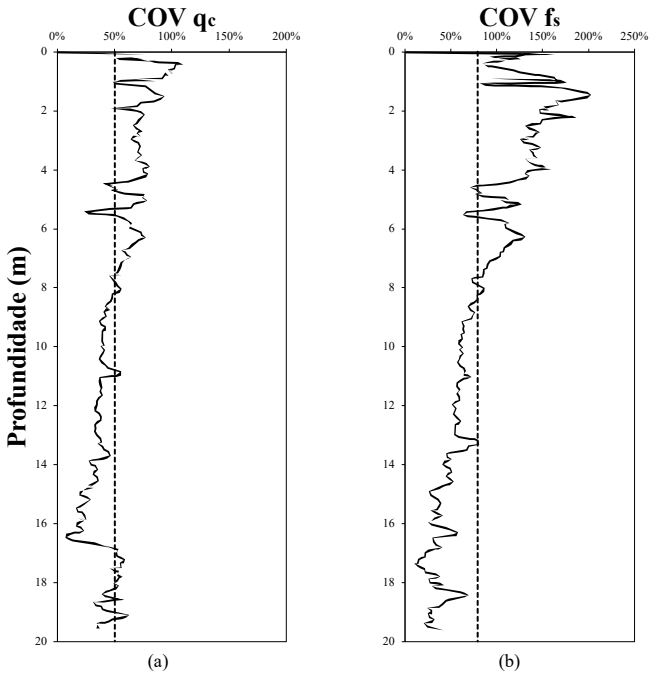


Figura 5-7 – Coeficientes de variação das variáveis dos CPTs realizados na Área B.

Vale destacar que alguns ensaios localizados na Área A apresentaram, até 10 m de profundidade, comportamento característico para Área B, em especial os CPTu 4, 14 e 20. Para Área B, os ensaios realizados próximos aos CPTu 11, 12 e 13 foram os que apresentaram menor variabilidade, e ao se distanciar mais desse local, é possível verificar uma grande variabilidade nos perfis de q_c e f_s. Essas constatações reforçam a hipótese de que a variabilidade do local não pode ser unicamente determinada como geométrica, ou espacial, podendo ser considerada devido à formação do solo local, como uma variabilidade inerente do solo.

5.1.2. DMT

Os resultados dos três DMTs realizados na Área A estão apresentados na Figura 5-8. Vale destacar que o ensaio DMT 1A foi realizado até próximo de 10 m de profundidade, por falta de gás nitrogênio para expansão da membrana. Os ensaios DMT 1A e DMT 1 foram realizados espaçados de 1 m entre si. Ainda, foram espaçados 1 m do ensaio CPTu 4. É possível verificar uma maior variabilidade nos resultados do módulo dilatométrico (E_D), principalmente no DMT 2. Os valores de p_1 para o DMT 1 e DMT 2 apresentaram uma variabilidade entre 13 e 15 m de profundidade, com uma queda acentuada no primeiro. Ainda, o DMT 2 apresentou uma queda nos valores de p_0, p_1 e E_D em torno de 18 m, o que ocasionou uma grande variabilidade nessa profundidade.

A Figura 5-9 mostra os valores médios, bem como uma faixa de variação em torno do desvio padrão (σ) para os resultados. É possível observar que a faixa de variação para os resultados é baixa, com os valores do coeficiente de variação (*COV*) das variáveis (Figura 5-10) mostrando-se na faixa de 20 % para as variáveis.

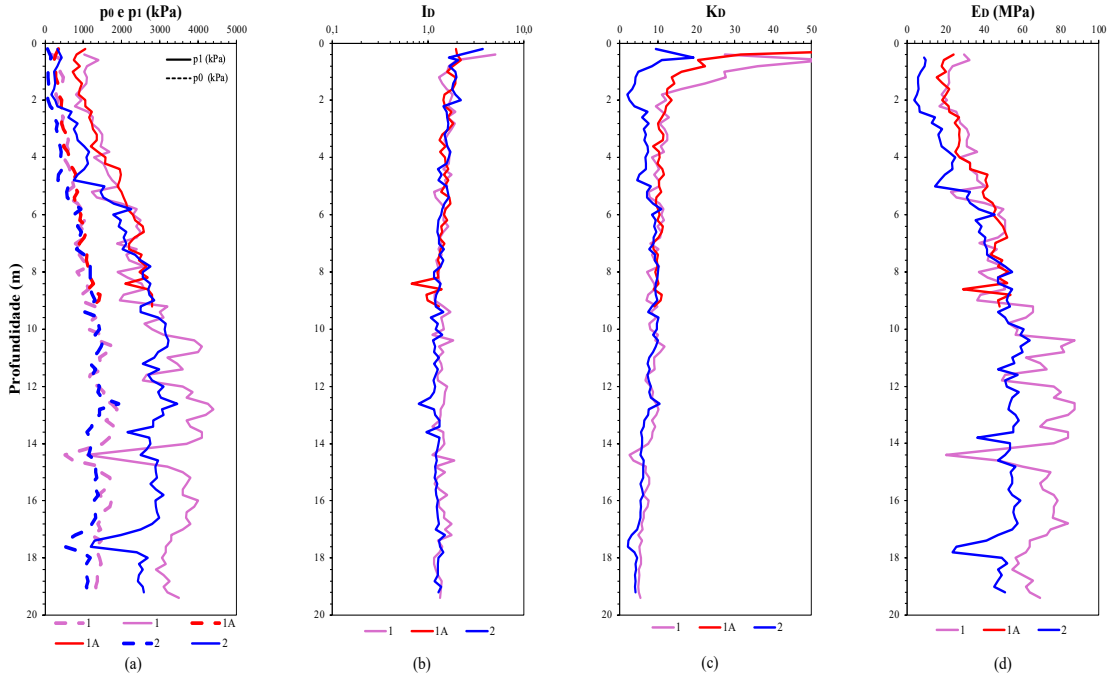


Figura 5-8 – Resultados dos DMTs realizados na Área A.

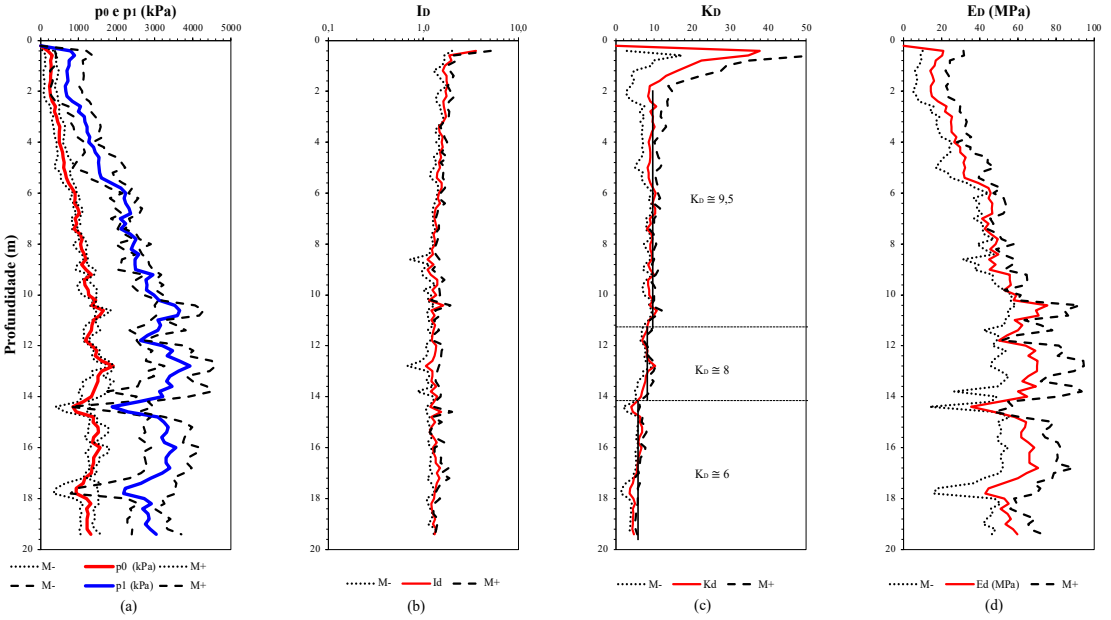


Figura 5-9 – Valores médios e desvio padrão das variáveis dos DMTs na Área A.

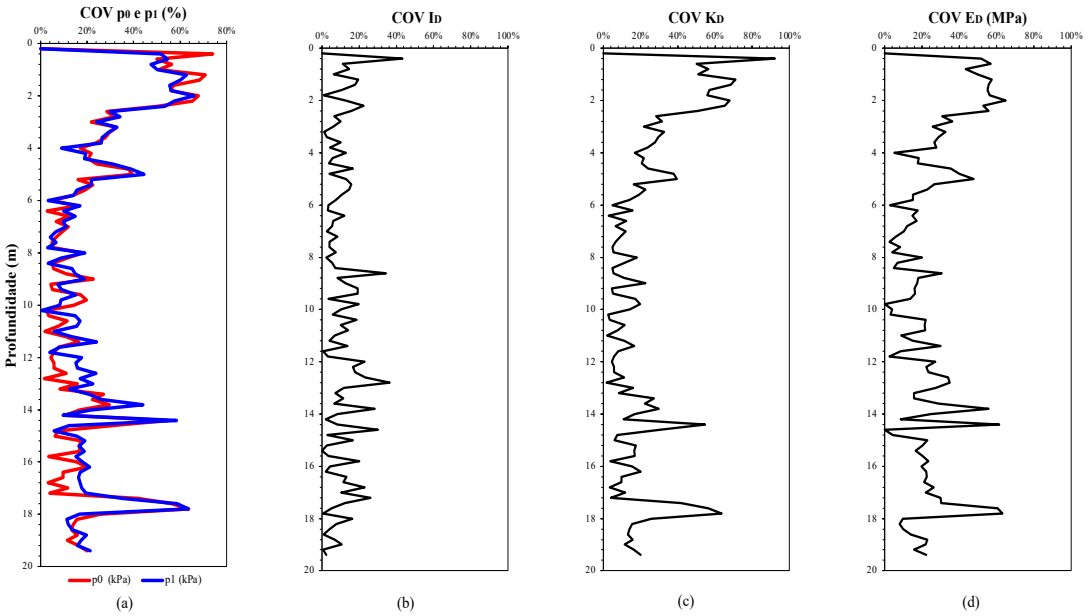


Figura 5-10 – Coeficientes de variação das variáveis dos DMTs na Área A.

Os resultados do DMTs realizados na Área B estão apresentados na Figura 5-11. Vale destacar que o ensaio foi realizado até aproximadamente 15,5 m de profundidade. Foi possível verificar a ocorrência de menores valores, tanto para as pressões p_0 e p_1, bem como para os parâmetros intermediários K_D e E_D.

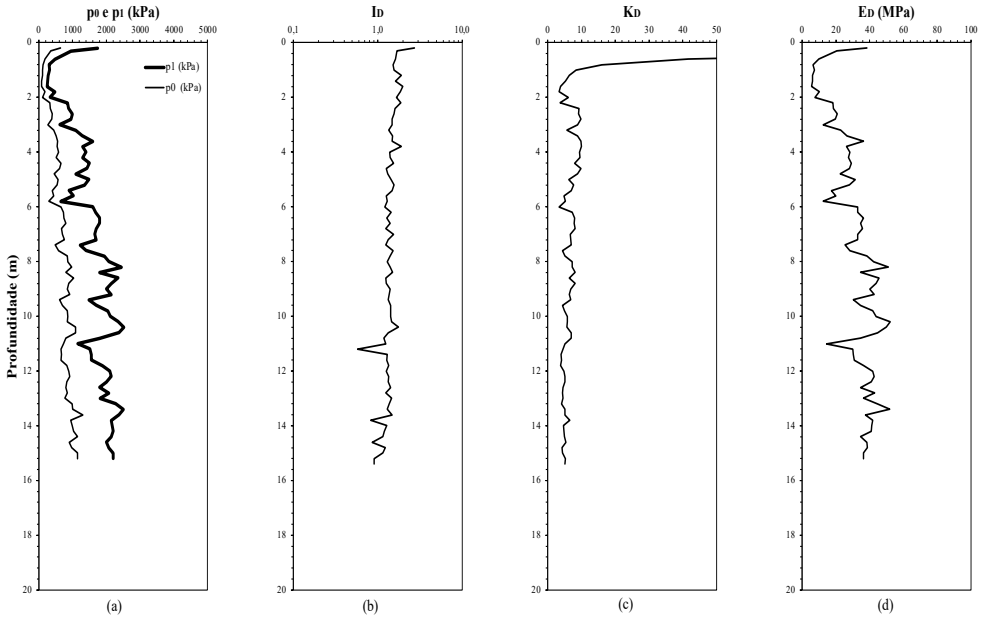


Figura 5-11 – Resultados do DMT 3 realizado na Área B.

5.1.3. DPL

Os resultados dos 3 ensaios DPL realizados até 8 m de profundidade na Área A estão apresentados na Figura 5-12a. Vale destacar que foi utilizado como critério de parada a repetição de 50 golpes em 3 profundidades consecutivas. Isso ocorreu nos três ensaios realizados. Uma média dos ensaios realizados e o intervalo de variação em torno do desvio padrão estão apresentados nas Figura 5-12b-c, bem como o coeficiente de variação dos resultados. Foi possível verificar que os resultados apresentaram uma baixa variação, principalmente mais próximos ao final do ensaio, próximos ao critério de parada.

Os resultados dos DPL realizados na Área B estão apresentados na Figura 5-13, com a média dos ensaios realizados e o intervalo de variação em torno do desvio padrão, bem como o coeficiente de variação dos resultados. Verificou-se que os resultados apresentaram uma elevada variação nos primeiros metros estando associados com a presença de vegetação e uma compactação do solo.

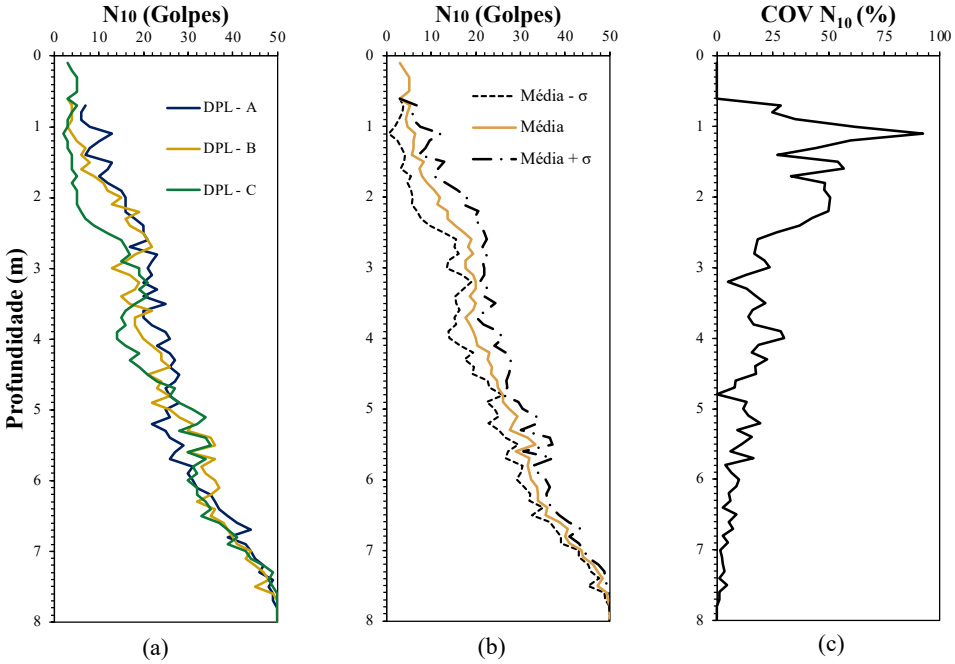


Figura 5-12 – Ensaios DPL realizados na Área A (a), com média e desvio padrão (b) e coeficiente de variação (c).

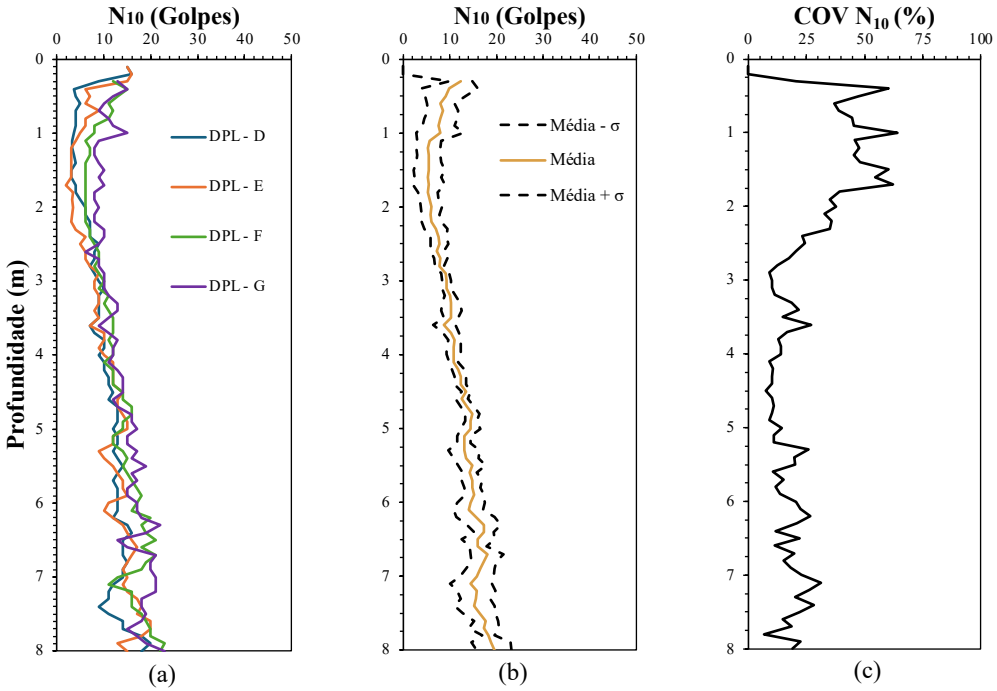


Figura 5-13 – Ensaios DPL realizados na Área B (a), com média e desvio padrão (b) e coeficiente de variação (c).

5.2. Variabilidade dos Resultados de Ensaios de Campo

A partir dos resultados apresentados anteriormente, foi possível verificar a existência de áreas com comportamento geomecânico diferentes entre si. A Área A apresentou índices de resistência para todos os ensaios relativamente superiores aos da Área B, conforme apresentado nas Figura 5-14 a Figura 5-16, que apresentam os resultados dos ensaios de campo para cada uma das áreas.

Entretanto, existem ensaios na área física do local com comportamento característico da Área A que apresentaram resultados característicos da Área B, e vice-versa (Figura 5-17). Conforme destacado anteriormente, alguns CPTus localizados na Área A apresentaram comportamento característico da Área B, em especial os CPTus 4, 14 e 20; enquanto para Área B, os ensaios realizados próximos aos CPTus 11, 12 e 13 foram os que apresentaram menor variabilidade. No caso dos ensaios DPL, verificou-se que o DPL C apresentou comportamento característico para Área A, sendo considerado nas análises para esse local.

Sendo assim, a diferença no comportamento dos resultados de ensaios de campo foi considerada fruto da variabilidade inerente do local, ou seja, devido aos processos de formação do solo. Os valores foram incorporados sem a distinção de áreas para

determinação de um valor médio para o Campo Experimental – IPMet, com desvio-padrão e coeficiente de variação definidos, como será apresentado a seguir.

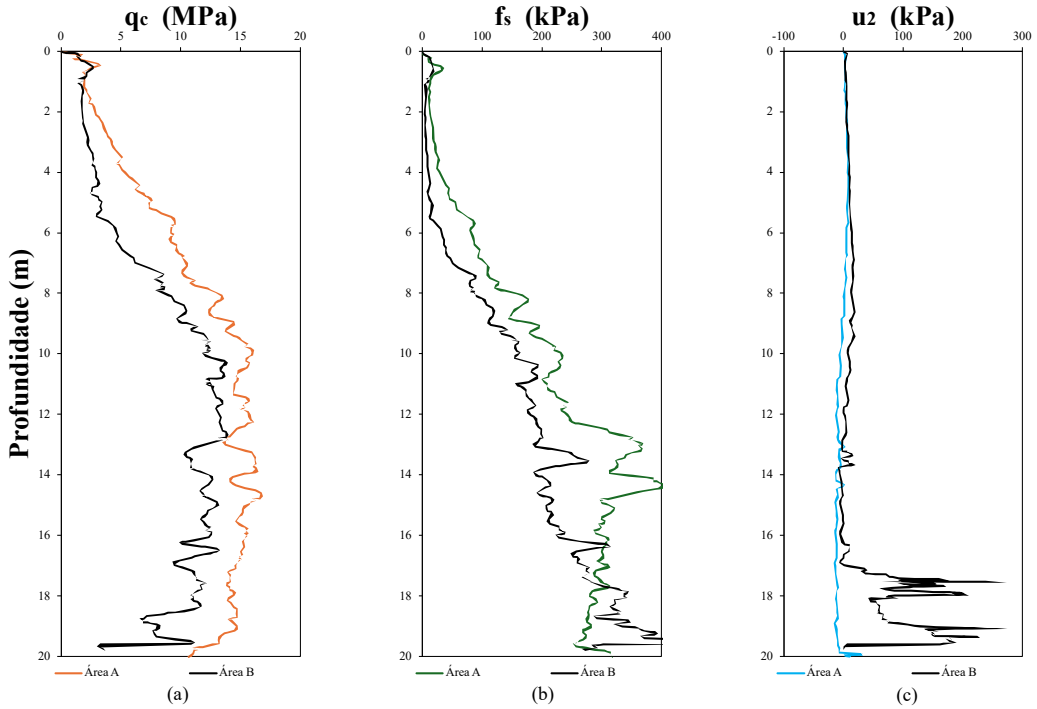


Figura 5-14 – Perfis médios dos ensaios realizados nas Área A e Área B definidas após as novas campanhas de CPTu.

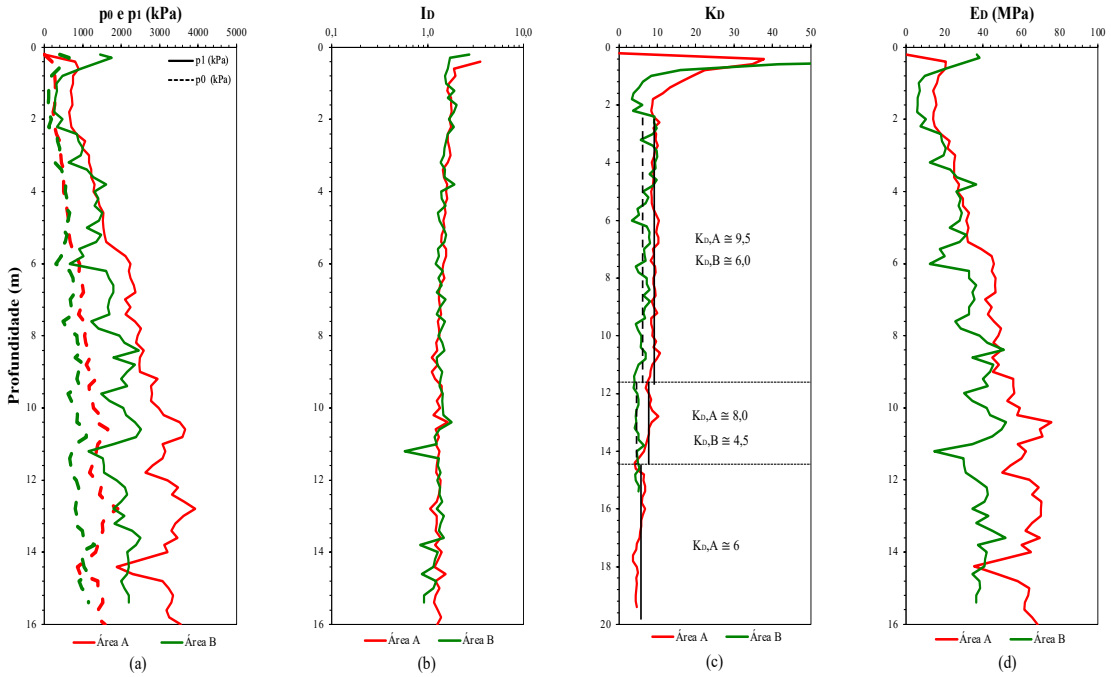


Figura 5-15 – Perfis médios dos ensaios realizados nas Área A e Área B definidas por resultados de DMT.

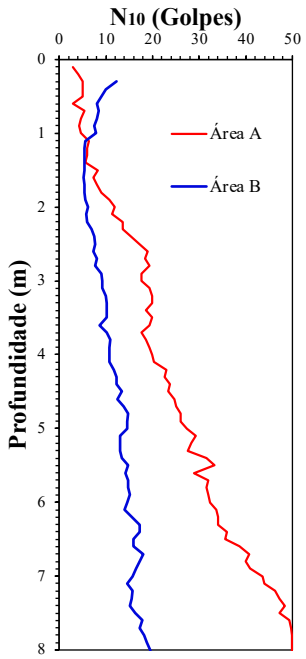


Figura 5-16 – Perfis médios dos ensaios realizados nas Área A e Área B definidas por resultados de DPL.

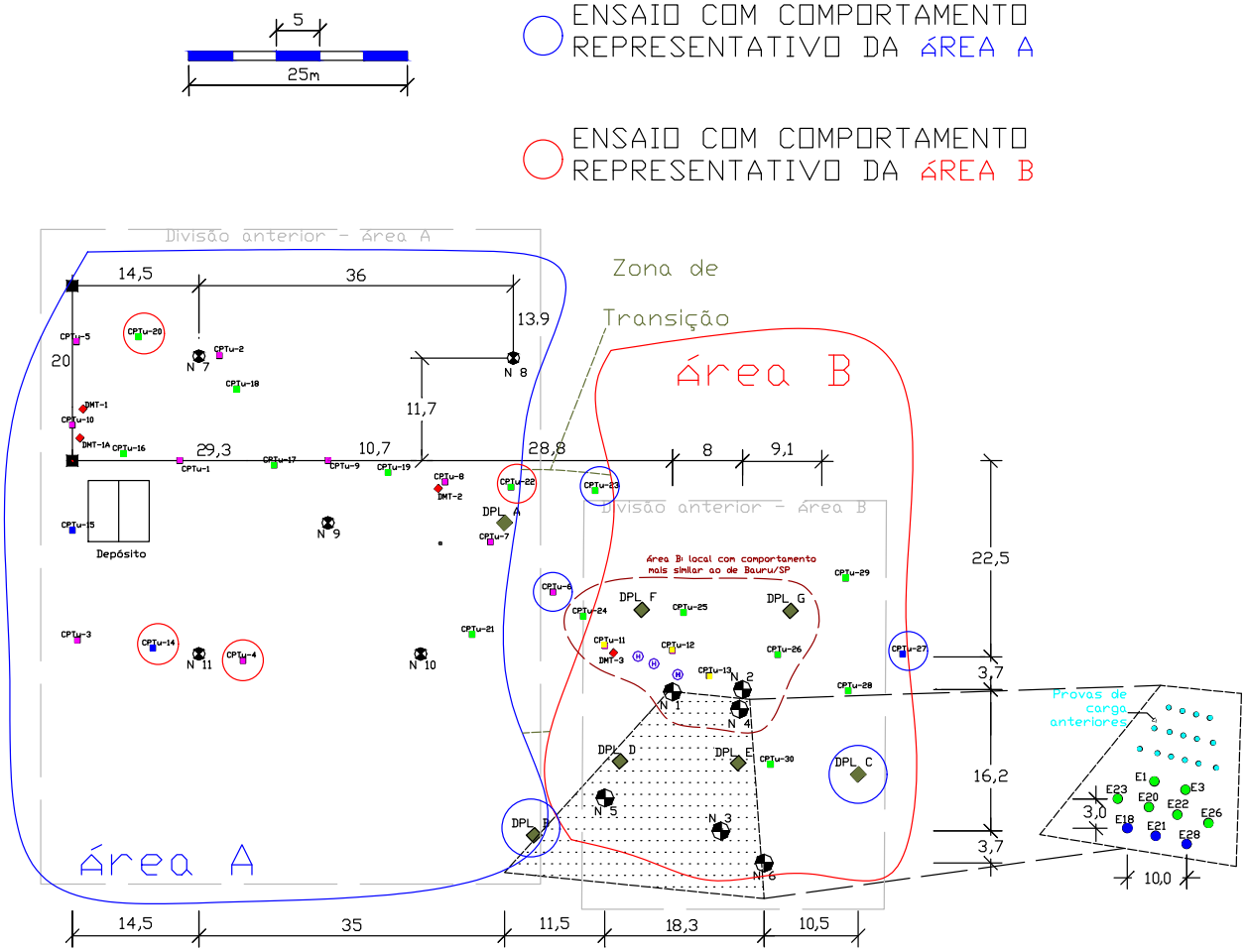


Figura 5-17 – Representação esquemática da posição dos ensaios realizados nas Áreas A e B.

5.2.1. CPTu

A classificação do tipo de comportamento do solo para as duas áreas do Campo Experimental – IPMet a partir dos resultados de CPTus empregando o ábaco de Robertson (2009) é apresentada na Figura 5-18. Nesse ábaco foram plotados os valores médios representativos para os perfis de cada área. É possível observar que, para os ensaios realizados na Área A, o comportamento do solo é predominantemente de areia (Zonas 6 e 7) com algumas faixas de comportamento de misturas de areias (Zona 5), de acordo com a granulometria e com a classificação tátil-visual do solo. O ábaco ainda indica um comportamento drenado e dilatante. No entanto, esse ábaco indica que o solo da Área B apresenta um comportamento distinto daquele na Área A, sendo classificado predominantemente como uma mistura de areias (Zona 5) com faixas de comportamento de areia (Zona 6) e mistura de siltes (Zona 4), com comportamento variando entre contrátil e dilatante, bem como entre drenado e não drenado.

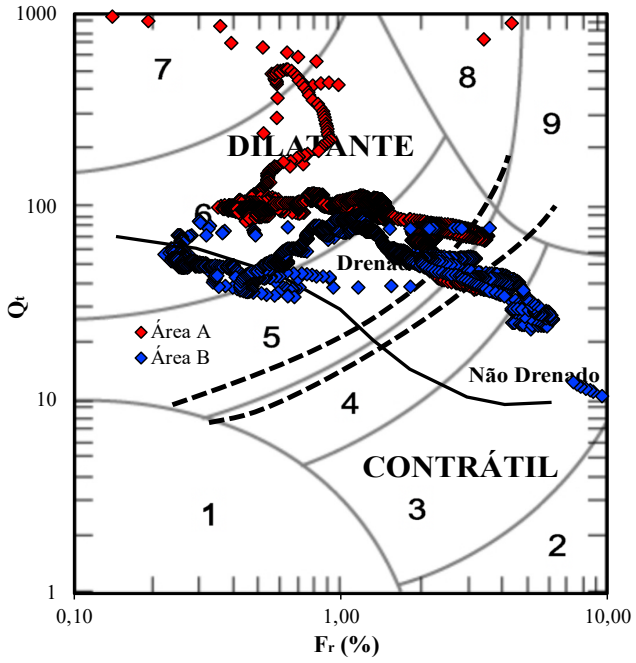


Figura 5-18 – Comportamento do solo com base no ábaco de Robertson (2009) para as médias dos resultados dos ensaios realizados na Área A e na Área B.

A Figura 5-19 apresenta os resultados dos trinta ensaios realizados no local, onde é possível observar a variabilidade especialmente para os perfis de resistência de ponta (Figura 5-19a) e atrito lateral (Figura 5-19b). A Figura 5-20 apresenta um valor médio para os índices no Campo Experimental – IPMet com faixa de variação (desvio padrão) quase constante ao longo do perfil, notando que os valores de coeficiente de variação são

valores intermediários em relação àqueles verificados para as áreas de maneira individual, com valor médio de 45% para resistência de ponta e 66% para atrito lateral (Figura 5-21).

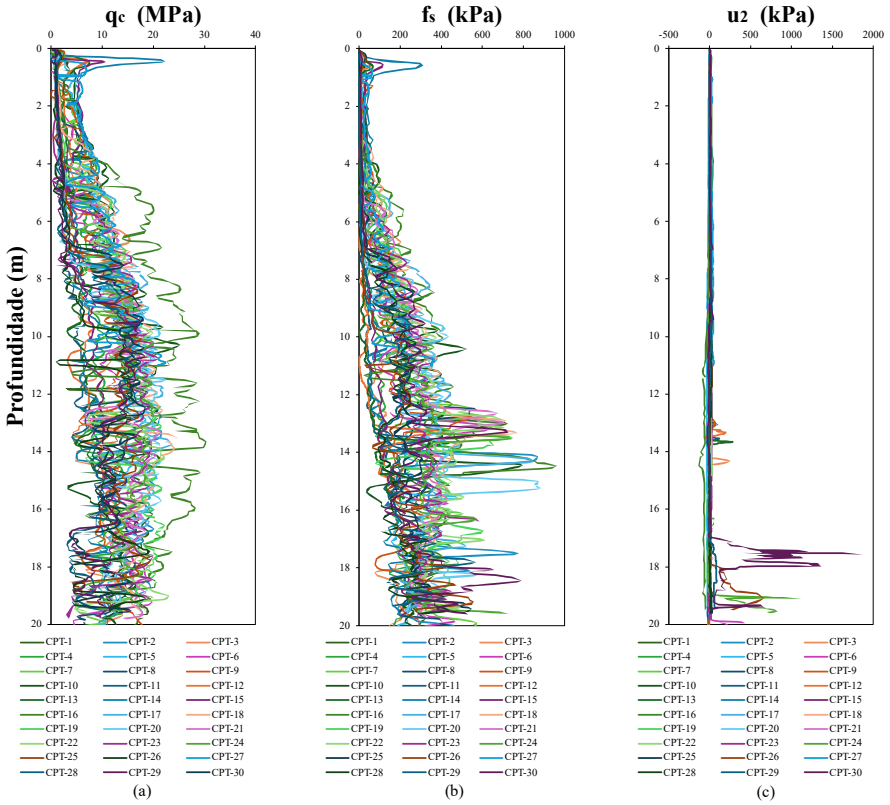


Figura 5-19 – Resultados de CPTu no Campo Experimental – IPMet.

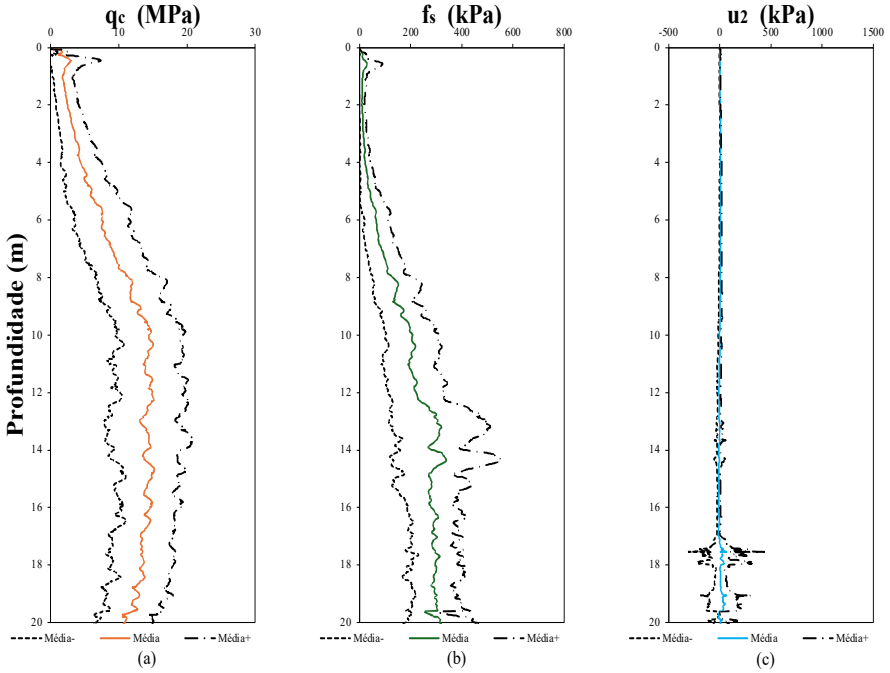


Figura 5-20 – Valores médios de CPTu no Campo Experimental – IPMet.

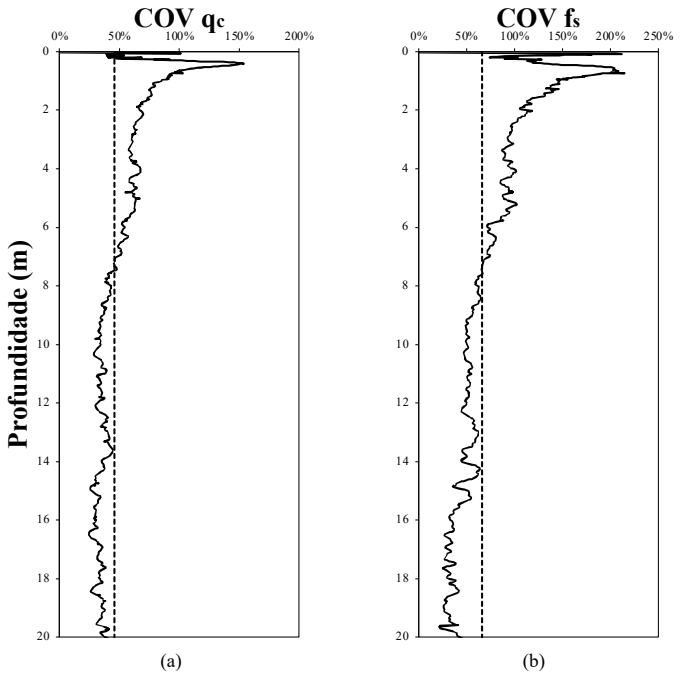


Figura 5-21 – Coeficientes de Variação dos valores médios de CPTu no Campo Experimental – IPMet.

5.2.2. DMT

A partir dos resultados dos DMTs realizados, também é possível obter a classificação do solo, utilizando o ábaco de Marchetti e Crapps (1981). A Figura 5-22 apresenta os resultados para as duas áreas, com classificação do comportamento do solo para os dois locais predominantemente na faixa de silte arenoso.

Essa classificação não está de acordo com a classificação granulométrica para o solo desse local (Area fina a média pouco argilosa). No entanto, Rocha (2018) verificou que resultados de DMT realizados em Bauru levam, em sua grande maioria, a um comportamento de silte arenoso. O autor ainda verificou que, a partir do ensaio de granulometria conjunta sem o uso de defloculante, a classificação do solo (areia siltosa) não é muito diferente daquela obtida pelo DMT.

Vale destacar que todos os resultados de Rocha (2018) para classificação do solo empregando o ábaco de Marchetti e Crapps (1981) para o solo de Bauru/SP indicaram um comportamento abaixo da Linha D, o que também se observou para os solo da Área B. Os resultados dos DMTs realizados na Área A apresentaram um comportamento diferente daquele que é típico para o solo de Bauru/SP, devido elevados valores para o parâmetro intermediário E_D, resultando em uma classificação acima da Linha D.

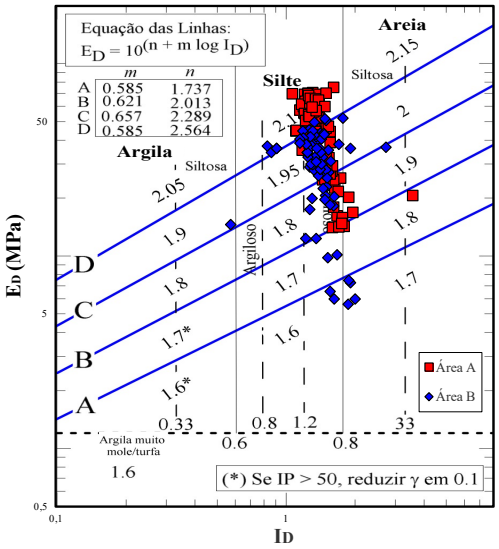


Figura 5-22 – Comportamento do solo com base no ábaco de Marchetti e Crapps (1981) para as médias dos resultados dos ensaios realizados na Área A e na Área B.

A Figura 5-23 apresenta os quatro ensaios realizados no Campo Experimental – IPMet plotados em um mesmo gráfico. A Figura 5-24 apresenta os valores médios para as pressões medidas e parâmetros intermediários, na qual é possível verificar que os valores de K_D médios se encontram abaixo daqueles da Área A, e com uma baixa variabilidade (Figura 5-25), cerca de 20% para todos os parâmetros. Isso pode estar associado a baixa quantidade (quatro) de ensaios DMT realizados.

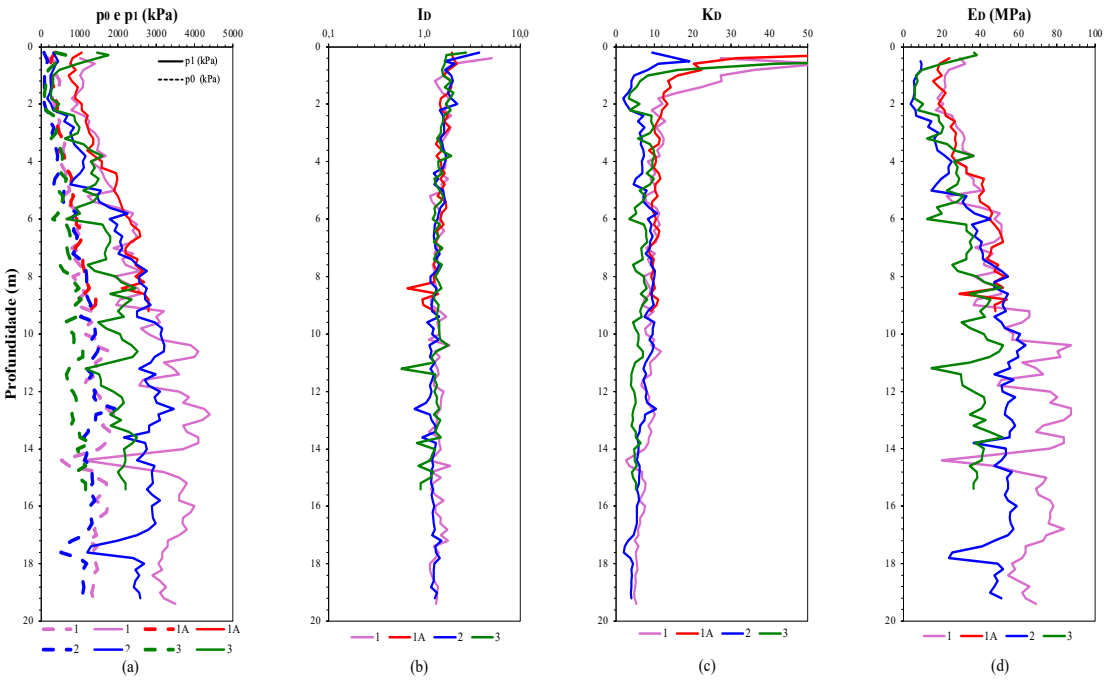


Figura 5-23 – Resultados de DMTs realizados no Campo Experimental – IPMet.

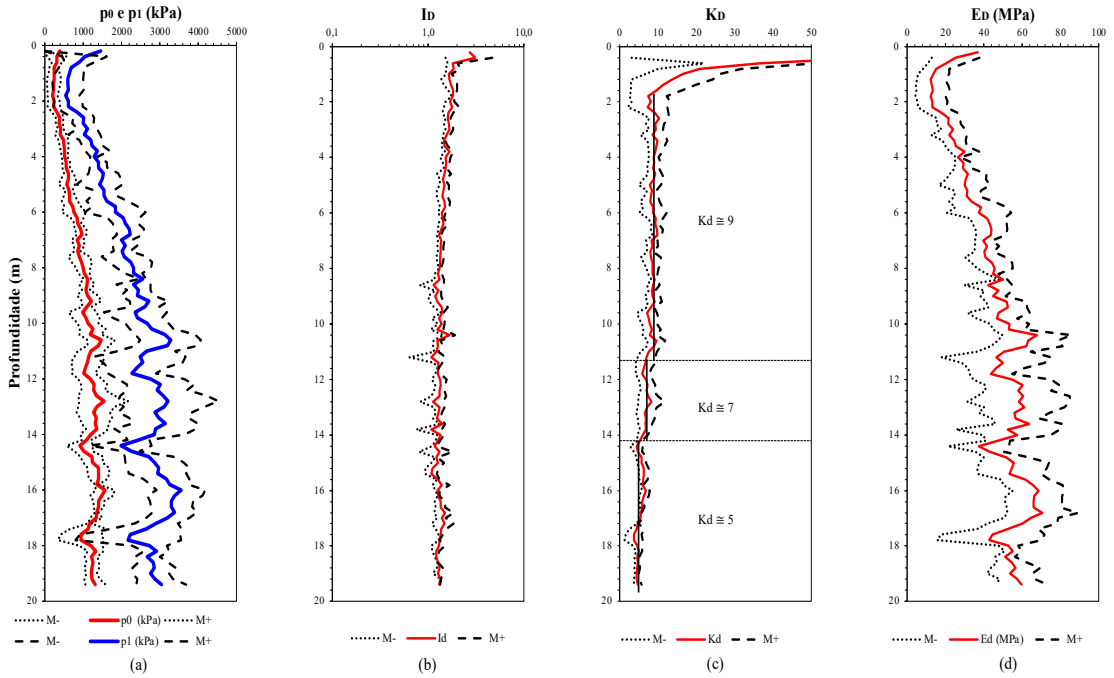


Figura 5-24 – Valores médios de DMTs realizados no Campo Experimental – IPMet.

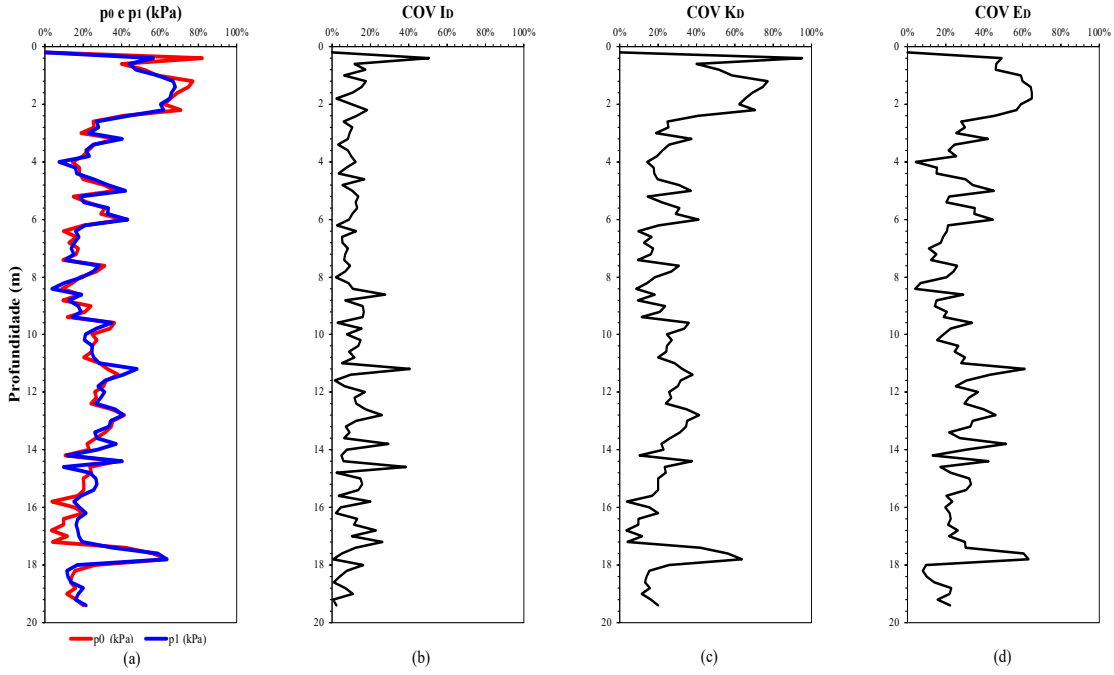


Figura 5-25 – Coeficientes de Variação dos valores médios de DMTs realizados no Campo Experimental – IPMet.

5.2.3. DPL

A Figura 5-26a apresenta os resultados dos DPLs realizados nas duas áreas do Campo Experimental – IPMet. É possível verificar que esses resultados apresentam uma mesma tendência, porém na Área A, os valores de N_{10} são muito superiores àqueles da Área B. A Figura 5-26b apresenta os valores médios dos ensaios com a faixa de variação

em torno do desvio padrão. É possível verificar que o coeficiente de variação considerando uma média para os ensaios é elevado, em torno de 50%, porém constante ao longo do perfil (Figura 5-26c).

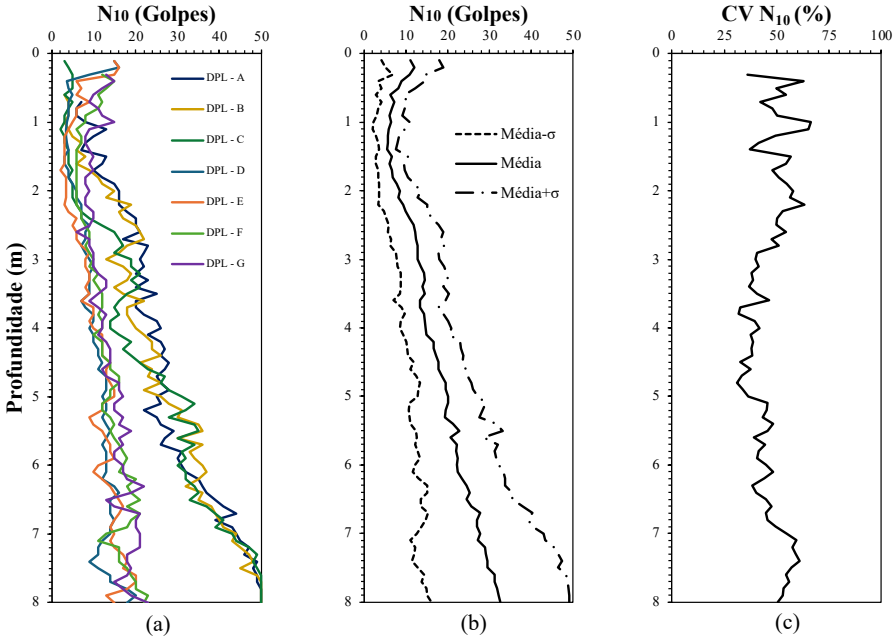


Figura 5-26 – Valores médios e coeficiente de variação dos resultados dos DPLs realizados no Campo Experimental – IPMet.

5.3. Reinterpretação de Resultados Prévios de Provas de Carga

5.3.1. Previsão da Capacidade de Carga

Tendo em vista a grande variabilidade nos valores da capacidade de carga para as estacas Mega ensaiadas por meio de provas de carga anteriormente realizadas no Campo Experimental – IPMet (Tabela 3-1), foram feitas novas previsões desses valores, a partir dos resultados dos ensaios de campo, a fim de buscar uma melhor compreensão da influência dessa variabilidade na capacidade de carga de elementos de fundação.

A Figura 5-27 apresenta as faixas de variação das capacidades de carga obtidas no campo quando comparadas àquelas determinadas para as estacas, tanto de 6 quanto de 8 m de comprimento. Diversos autores, como Cury Filho (2016) e Fellenius (1980), sugerem a utilização de um limite de variação de ± 20% para a relação entre a carga obtida nas provas de carga e capacidade de carga prevista (Carga Medida / Carga Prevista), como uma verificação dos métodos semiempíricos. Fellenius (1980), afirma que para a otimização econômica de projetos de fundações, o limite de variação aceitável para a relação entre Carga Prevista / Carga Medida não deve ultrapassar 20 a 25%.

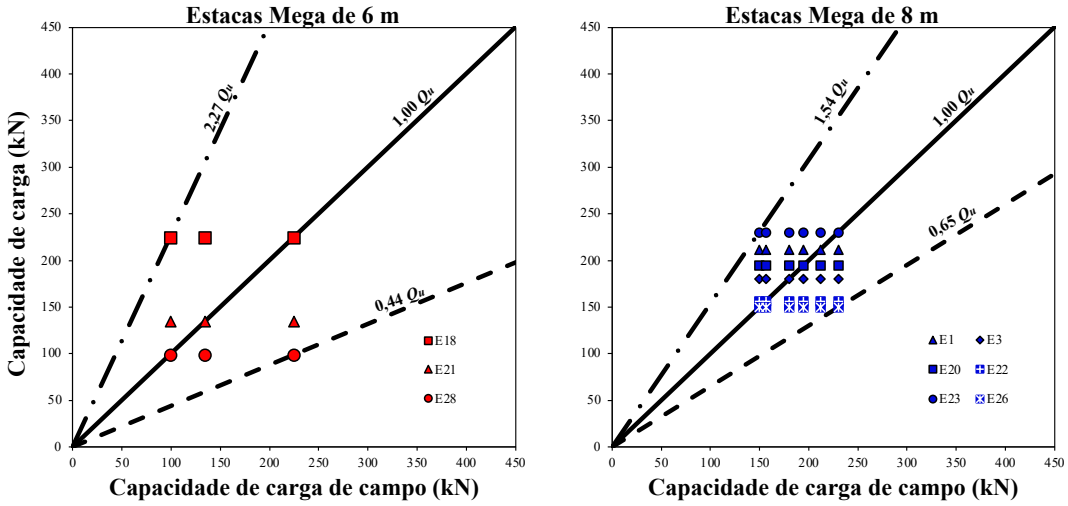


Figura 5-27 – Faixas de variação das capacidades de carga determinados a partir de ensaios de prova de carga realizados anteriormente para as estacas ensaiadas em condição natural.

Os resultados anteriores (Tabela 3-1) foram incorporados de forma a obter um valor médio para cada profundidade, considerando a variabilidade dos resultados incorporada nesses valores, apresentados na Tabela 5-2. Vale destacar que de forma a considerar os resultados de DPL na previsão da capacidade de carga das estacas de 8 m, os valores de N_{10} foram ajustados com os valores de N_{SPT} para estimar valores para as profundidades de 9 e 10 m, com ajustes (R^2) acima de 0,95, o que justificou o uso desses valores.

Tabela 5-2 – Capacidade de carga média para estacas Mega determinadas com base no critério da NBR 6122/2022.

Comprimento (m)	Condição do solo	Área	Média Capacidade de carga (kN)	Desvio Padrão Capacidade de carga (kN)	COV Capacidade de carga (%)
6	Natural	Áreas A e B	152,7	64,8	42,47
8	Natural	Áreas A e B	187,3	31,4	16,80

Os parâmetros empregados nos métodos semiempíricos dependem do tipo de solo, e foram assumidos a partir da classificação do tipo de comportamento de solo identificado pelo ábaco de Robertson (2009) com base nos resultados dos CPTus (Figura 5-18). As previsões foram realizadas para cada ensaio realizado no Campo Experimental – IPMet,

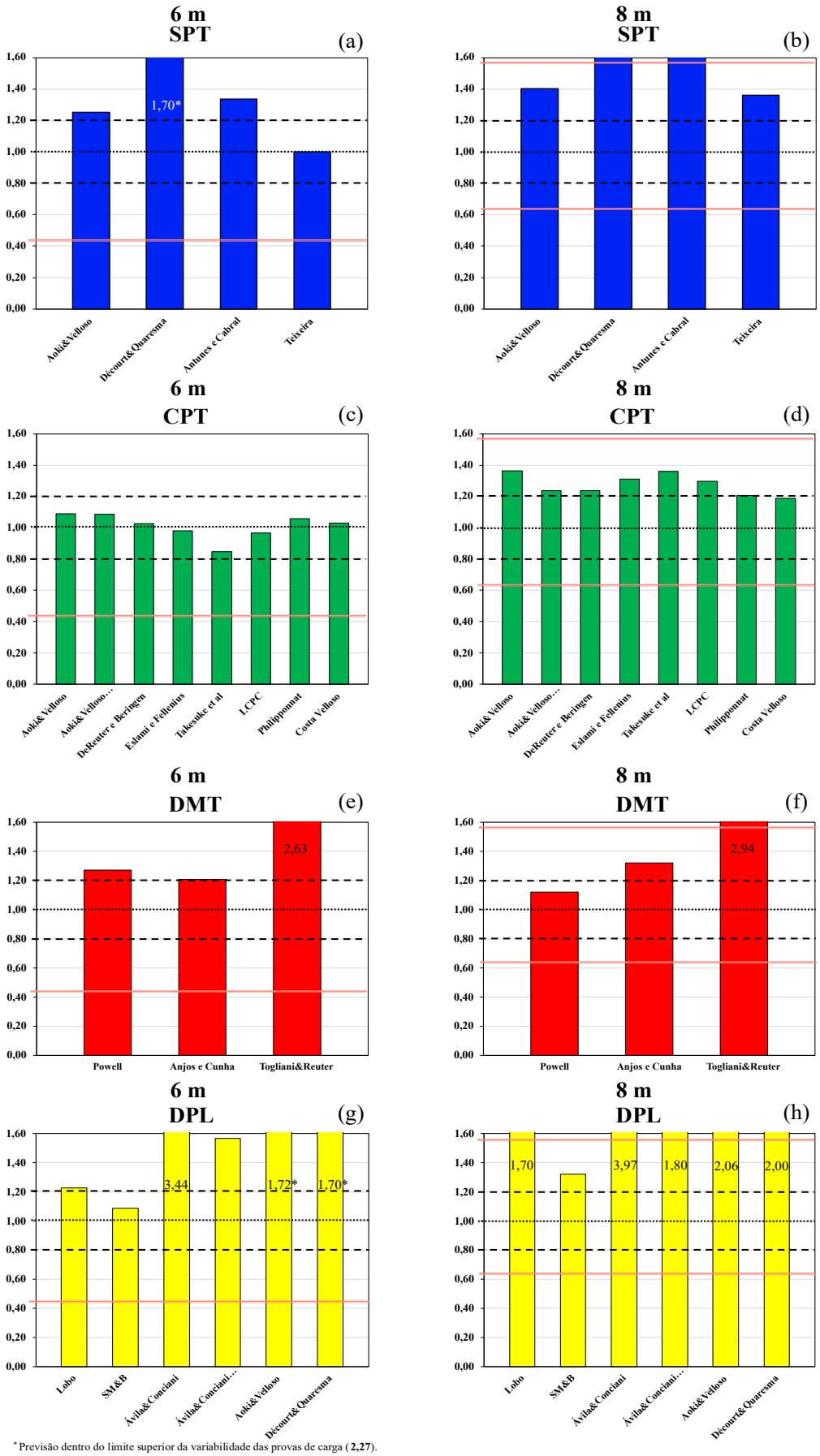
bem como para as médias dos resultados em cada área (médias da Área A, da Área B e das Áreas A e B em conjunto).

5.3.1.1. Previsão para Área A

A relação Carga Prevista / Carga Medida, considerando os resultados dos ensaios de campo representativos para a Área A, estão apresentadas na Tabela 5-3, onde é possível verificar que os métodos baseados em resultados de CPT apresentam, de maneira geral, uma melhor acurácia e menor variação.

Quando considerados os limites para relação Carga Prevista /Carga Medida de ± 20% (FELLENIUS, 1980; CURY FILHO, 2016), bem como a faixa de variação das provas de carga (em laranja) (Figura 5-27), foi possível verificar que os métodos de previsão, de maneira geral, apresentaram estimativas coerentes com aqueles observados na prática. A Figura 5-28 apresenta as previsões realizadas e os limites para relação Carga Prevista / Carga Medida.

Para as estacas de 6 m de comprimento, os métodos apresentam previsões compatíveis com as faixas de variação usual da engenharia geotécnica brasileira. Para o DPL, verificou-se que na Área A apenas os métodos de Lobo (2005) e Silva, Miguel e Belincanta (2005) apresentaram previsões coerentes, com os métodos baseados em correlações com valores de N_{SPT} apresentando previsões elevadas. Para o DMT, o método de Togliani e Reuter (2015) apresentou previsões discrepantes com as demais. Para as estacas de 8 m de comprimento, observou-se a mesma tendência, com os dois métodos citados fora da faixa de variação geral. A Tabela 5-4 apresenta os valores médios para as previsões realizadas, desconsiderando os métodos com valores elevados.



* Previsão dentro do limite superior da variabilidade das provas de carga (**2,27**).

Figura 5-28 – Previsão da capacidade assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área A baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d), DMT (e-f) e DPL (g-h).

Tabela 5-3 – Previsão da capacidade de carga para as estacas assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área A.

Ensaio	Método de Previsão	Comprimento (m):	
		6,00	8,00
		Relação Carga Prevista/Carga Medida	
SPT	Aoki&Velloso	1,25	1,40
	Décourt&Quaresma	1,70	1,99
	Antunes&Cabral	1,33	1,70
	Teixeira	1,00	1,36
CPT	Aoki&Velloso	1,09	1,36
	Aoki&Velloso (sem fs)	1,06	1,23
	DeReuter&Beringen	1,04	1,22
	Eslami&Fellenius	0,98	1,22
	Takesuke et al.	0,95	1,45
	LCPC	0,89	1,19
	Philipponnat	1,07	1,23
	Costa Velloso	1,07	1,25
DMT	Powell	1,27	1,12
	Anjos&Cunha	1,21	1,32
	Togliani&Reuter	2,63	2,94
DPL	Lobo	1,23	1,70
	SM&B	1,08	1,32
	Ávila&Conciani	3,44	3,97
	Ávila&Conciani (corrigido)	1,56	1,80
	Aoki&Velloso	1,72	2,06
	Décourt&Quaresma	1,70	2,00

Tabela 5-4 – Estatísticas da relação Carga Medida/Carga Prevista para Área A.

Ensaio	Comprimento (m):					
	6,00			8,00		
	Relação Carga Prevista/Carga Medida					
	Média	Desv. Pad.	COV	Média	Desv. Pad.	COV
SPT	1,32	0,29	21,82%	1,61	0,29	18,20%
CPT	1,02	0,07	7,11%	1,27	0,09	7,16%
DMT	1,24	0,05	3,70%	1,22	0,14	11,61%
DPL	1,16	0,10	8,69%	1,51	0,27	17,82%

5.3.1.2. Previsão para Área B

A previsão baseada nos resultados dos ensaios representativos para Área B está apresentada na Tabela 5-5. É possível verificar que a previsão por métodos baseados em resultados de SPT e CPT é similar para essa Área.

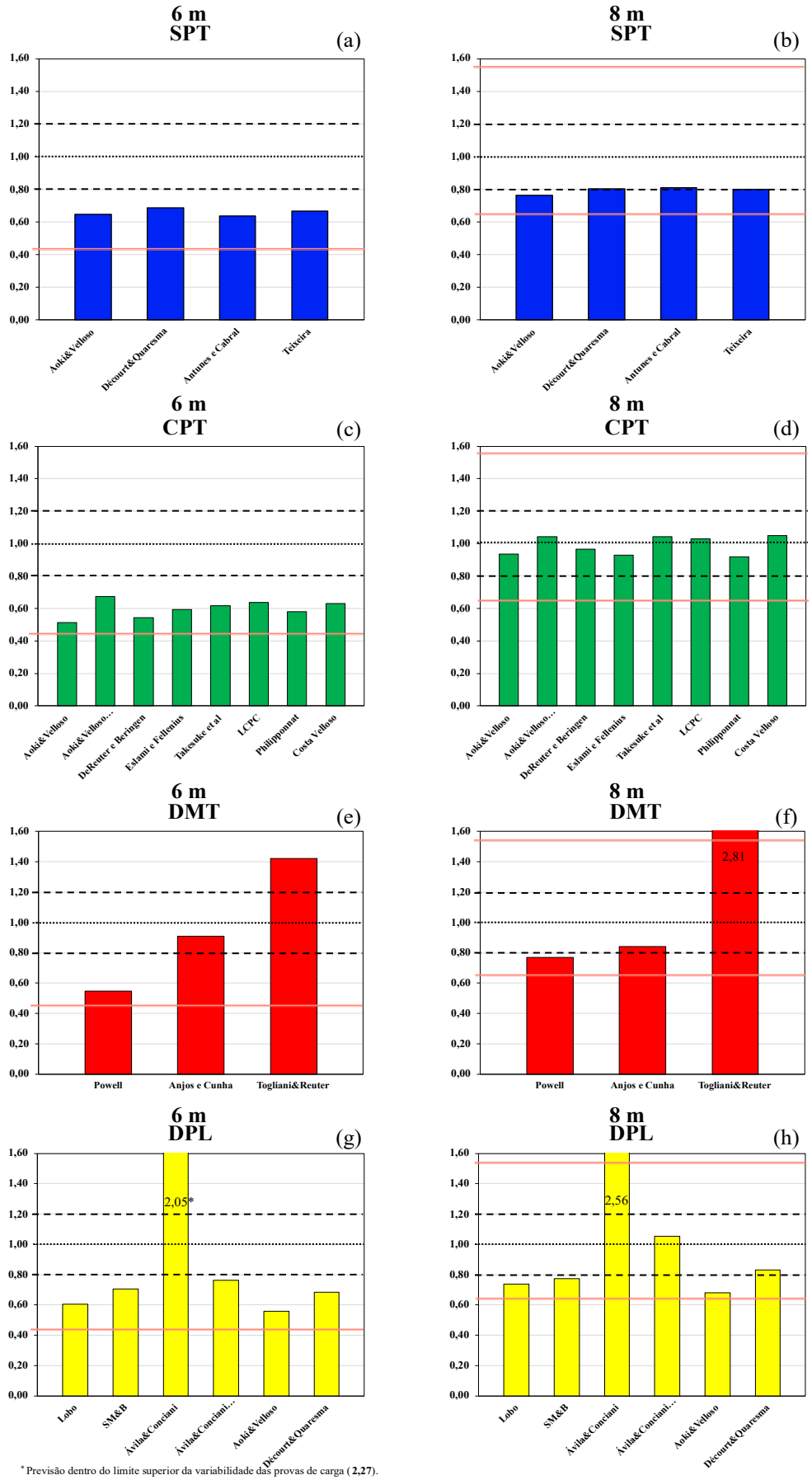
A relação Carga Prevista / Carga Medida apresentou valores inferiores a 1,0, uma vez que os resultados dos ensaios de campo na Área B apresentam valores dos índices de resistência relativamente inferiores àquelas da Área A. A Figura 5-29 apresenta as

previsões baseadas em resultados de ensaios de campo, que se encontrou abaixo dos limites de ± 20%.

Para as estacas de 6 m de comprimento, o Método de Togliani e Reuter (2015) e a Proposta de Ávila e Conciani (2006) encontram-se dentro das faixas de variação, especialmente quando considerada a variabilidade das provas de carga, diferentemente daquilo que foi apresentado para Área A. Esse fato, no entanto, não ocorreu para as estacas de 8 m de comprimento. Ainda, verificou-se que, para as estacas de 8 m de comprimento, as previsões apresentaram valores para relação entre carga mais próximas a 1,0, algo que pode estar associado com os perfis de resistência para essa área, conforme verificado na Figura 5-6, com um aumento na resistência a partir de 8 m de profundidade. A Tabela 5-6 apresenta os valores médios para as previsões realizadas, desconsiderando o Método de Togliani e Reuter (2015) e a Proposta de Ávila e Conciani (2006), que resultaram discrepantes para as previsões das estacas de 8 m de comprimento.

Tabela 5-5 – Previsão da capacidade de carga para as estacas assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área B.

Ensaio	**Método de Previsão**	**Comprimento (m):**	
		6,00	8,00
		Relação Carga Prevista/Carga Medida	
SPT	Aoki&Velloso	0,65	0,76
	Décourt&Quaresma	0,69	0,80
	Antunes&Cabral	0,64	0,81
	Teixeira	0,67	0,80
CPT	Aoki&Velloso	0,51	0,93
	Aoki&Velloso (sem fs)	0,78	1,04
	DeReuter&Beringen	0,56	0,97
	Eslami&Fellenius	0,60	0,93
	Takesuke et al.	0,67	1,04
	LCPC	0,59	1,03
	Philipponnat	0,59	0,92
	Costa Velloso	0,57	1,05
DMT	Powell	0,55	0,77
	Anjos&Cunha	0,91	0,84
	Togliani&Reuter	1,42	2,81
DPL	Lobo	0,61	0,74
	SM&B	0,87	0,77
	Ávila&Conciani	2,05	2,56
	Ávila&Conciani (corrigido)	0,86	1,05
	Aoki&Velloso	0,69	0,68
	Décourt&Quaresma	0,77	0,83



* Previsão dentro do limite superior da variabilidade das provas de carga (**2,27**).

Figura 5-29 – Previsão da capacidade assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área B baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d), DMT (e-f) e DPL (g-h).

Tabela 5-6 – Estatísticas da relação Carga Medida/Carga Prevista para Área B.

Ensaio	Comprimento (m):					
	6,00			8,00		
	Relação Carga Prevista/Carga Medida					
	Média	**Desv. Pad.**	**COV**	**Média**	**Desv. Pad.**	**COV**
SPT	0,66	0,02	3,35%	0,79	0,02	2,68%
CPT	0,61	0,08	13,63%	0,99	0,06	5,84%
DMT	0,73	0,26	35,38%	0,81	0,05	6,54%
DPL	0,76	0,11	14,91%	0,81	0,14	17,69%

5.3.1.3. Previsão para Áreas A e B

A Tabela 5-7 apresenta a relação Carga Prevista / Carga Medida considerando a média dos resultados de ensaios realizados nas duas áreas em conjunto. Métodos baseados em resultados de CPT apresentaram as melhores previsões, com a relação entre cargas sendo inferior a 1,0 para as estacas de 6 m de comprimento; e para as estacas de 8 m de comprimento, os valores estão dentro da faixa de variação de ± 20%, valor considerado "ideal" por Fellenius (1980). É possível verificar ainda que os métodos apresentaram, para os dois comprimentos de estacas, coeficientes de variação abaixo de 6,00%. A Figura 5-30 apresenta as previsões e as faixas de variação.

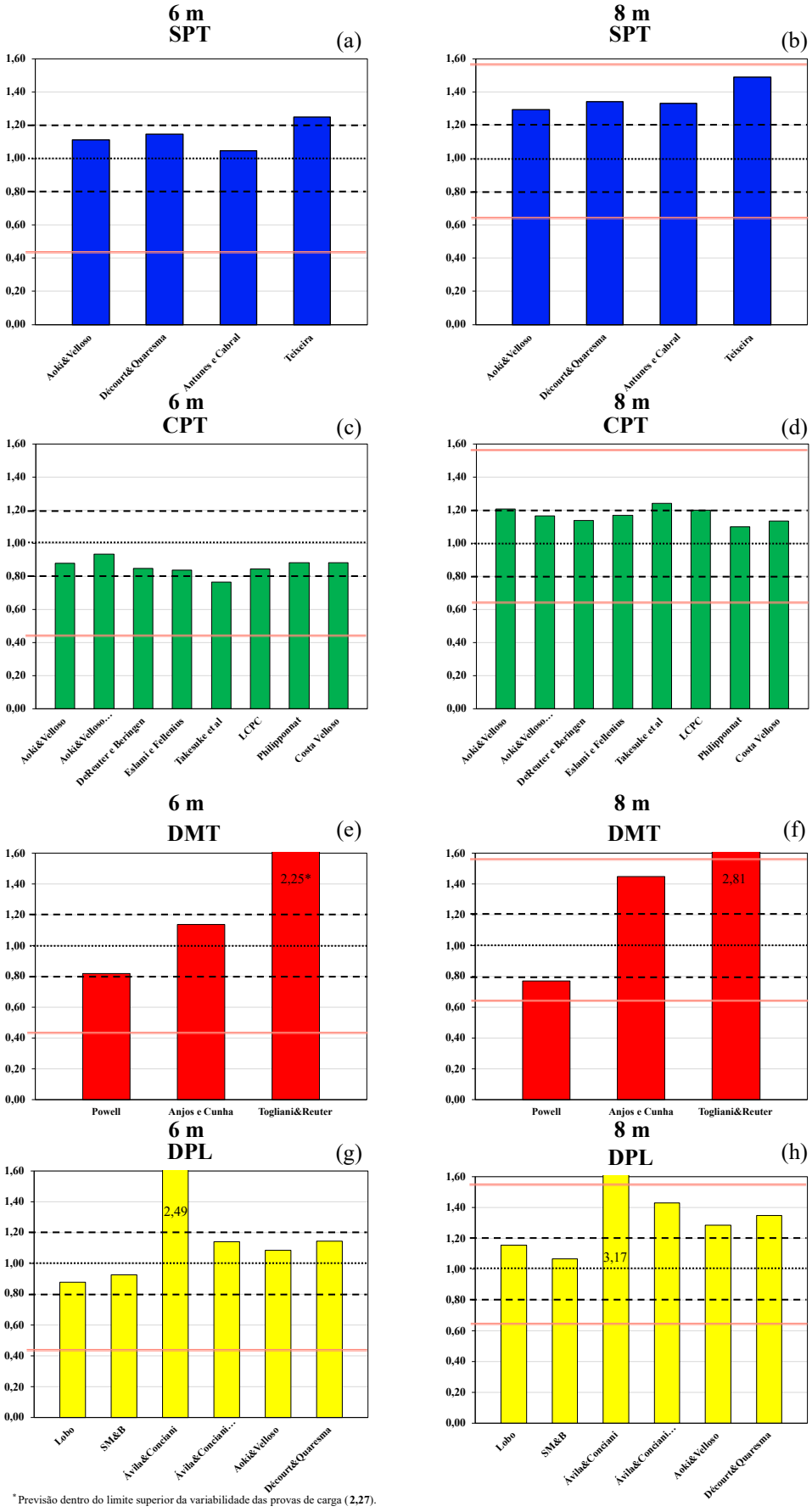
Os métodos baseados em resultados de DPL e DMT apresentam propostas que não adequadas para o local estudado, como o Métodos de Togliani e Reuter (2015) para o DMT; e à Proposta de Ávila e Conciani (2006) para o DPL. A Tabela 5-8 apresenta os valores médios para as previsões realizadas, desconsiderando os métodos citados, considerados não adequados para o local estudado. Verifica-se que o coeficiente de variação para as previsões baseadas em resultados de DPL resultou inferior ao valor obtido para os métodos baseados no DMT.

Tabela 5-7 – Previsão da capacidade de carga considerando as estacas e assumindo resultados de ensaios de campo representativos da Área A e Área B em conjunto.

Ensaio	Método de Previsão	Comprimento (m):	
		6,00	8,00
		Relação Carga Prevista/Carga Medida	
SPT	Aoki&Velloso	1,11	1,30
	Décourt&Quaresma	1,14	1,34
	Antunes&Cabral	1,05	1,33
	Teixeira	1,25	1,49
CPT	Aoki&Velloso	0,88	1,21
	Aoki&Velloso (sem fs)	0,93	1,17
	DeReuter&Beringen	0,85	1,14
	Eslami&Fellenius	0,84	1,17
	Takesuke et al.	0,76	1,24
	LCPC	0,85	1,20
	Philipponnat	0,88	1,10
	Costa Velloso	0,88	1,14
DMT	Powell	0,82	0,77
	Anjos&Cunha	1,14	1,45
	Togliani&Reuter	2,25	2,81
DPL	Lobo	0,88	1,15
	SM&B	0,92	1,07
	Ávila&Conciani	2,49	3,17
	Ávila&Conciani (corrigido)	1,14	1,43
	Aoki&Velloso	1,09	1,28
	Décourt&Quaresma	1,14	1,35

Tabela 5-8 – Estatísticas da relação Carga Medida/Carga Prevista considerando Área A e Área B em conjunto.

Ensaio	Comprimento (m):					
	6,00			8,00		
	Relação Carga Prevista/Carga Medida					
	Média	Desv. Pad.	COV	Média	Desv. Pad.	COV
SPT	1,14	0,08	7,36%	1,37	0,09	6,27%
CPT	0,86	0,05	5,71%	1,17	0,05	3,93%
DMT	0,98	0,22	22,99%	1,11	0,48	43,40%
DPL	1,03	0,13	12,12%	1,17	0,11	9,39%



* Previsão dentro do limite superior da variabilidade das provas de carga (**2,27**).

Figura 5-30 – Previsão da capacidade de carga considerando Área A e Área B em conjunto e baseada em resultados de SPT (a-b), CPT (c-d), DMT (e-f) e DPL (g-h).

5.3.1.4. Considerações sobre Análise Empírica para o Campo Experimental – IPMet

A análise empírica realizada destaca a aplicabilidade do CPT na previsão da capacidade de carga de elementos de fundação e reforços de fundação em uma área com muito variabilidade. Considerando os limites da prática de engenharia de fundações, foi possível verificar que as previsões realizadas apresentaram boas estimativas para previsão da capacidade de carga das estacas, em especial quando se leva em conta a variabilidade do local estudado.

Ainda, vale destacar que os métodos baseados nos resultados de DPL, em especial os de Lobo (2005) e Silva, Miguel e Belincanta (2005) apresentaram previsões coerentes para as estacas do tipo Mega em quase todos as análises. A correção dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para resultados de DPL também apresentou resultados adequados, mas depende de se estabelecer uma boa correlação entre os valores de N_{10} do DPL com os valores de N_{SPT}.

Também foi possível verificar que os parâmetros apresentados na Tabela 3-3 possibilitaram uma boa estimativa para a previsão da capacidade das estacas Mega ensaiadas no Campo Experimental – IPMet. Os métodos baseados em resultados do DMT apresentaram previsões relativamente superiores às demais, em valores dentro das faixas de variação característica da variabilidade do local.

5.3.2. Análise Probabilística dos Resultados

A concepção de projetos de fundações é realizada, no geral, com base em resultados de ensaios de campo e em análises empíricas determinísticas, como aquelas realizadas e apresentadas nos Itens 4.3 e 5.3.1. Essa abordagem empírica, no entanto, leva em consideração apenas o valor obtido no ensaio, sem levar em conta as incertezas associadas a esses valores. Em função da existência dessas incertezas, existe sempre nos problemas de engenharia uma probabilidade de ocorrência de insucesso em relação ao comportamento esperado dos sistemas.

Devido à variabilidade do Campo Experimental estudado foi interessante avaliar a probabilidade de que a previsão da capacidade de carga feita por cada método seja contra a segurança ($P_{e.c.s.}$), isto é a probabilidade de que a previsão pelos métodos semiempíricos esteja acima do valor obtido com a prova de carga, conforme proposto por Giacon Junior et al. (2019). As variáveis aleatórias consideradas nessas análises foram: a

previsão da capacidade de carga, $Q_u\ (X)$, caracterizada estatisticamente (média e desvio padrão) a partir dos resultados para todos os ensaios realizados; e a capacidade de carga obtida por meio das provas de carga, Q_u, considerada uma variável aleatória caracterizada a partir dos valores obtidos nas provas de carga (Tabela 5-2). As variáveis foram consideradas como sendo normalmente distribuídas na análise realizada.

Vale destacar que, diferentemente da análise determinística apresentada no Item 5.3.1, a abordagem probabilística avalia a probabilidade de ocorrência de um evento de interesse, considerando na análise a variabilidade por meio do desvio padrão. No caso estudado, o evento considerado é a probabilidade de que métodos semiempíricos resultem previsões a favor da segurança, isto é, previsões menores que valores obtidos nas provas de carga. Sendo assim, vale destacar também que a análise realizada não diz respeito à acurácia do método de previsão, e sim à probabilidade de resultar em uma previsão à favor da segurança.

As análises foram realizadas empregando o programa *Pystra*, e o método de solução adotado foi o FORM. Os resultados dessas análises são apresentados no Anexo 2, a partir dos dados das Área A, B e das Áreas A e B em conjunto, para comprimentos de estacas de 6 m (Tabela 1) e 8 m (Tabela 2). Neste item, serão apresentados os resultados obtidos a partir das análises realizadas para previsões baseadas em resultados de CPT, uma vez que essa foi a técnica utilizada para melhor representar a variabilidade do local estudado.

As análises de confiabilidade apresentaram valores elevados para probabilidade de uma previsão contra a segurança, ou seja, probabilidades elevadas de que a previsão da capacidade de carga seja superior aos valores obtidos nas provas de carga. Para a Área A, os valores foram, de maneira geral, superiores a 50% para os dois comprimentos de estacas estudados, inclusive superior a 75% para estacas de 8 m de comprimento (Figura 5-31a-b). Para a Área B verificou-se que, devido esta área apresentar valores considerados não tão elevados para índices de resistência, as probabilidades de que as previsões sejam contra a segurança foram menores, sendo inferiores a 25% para estacas de 6 m de comprimento e na faixa de 45% para estacas de 8 m de comprimento (Figura 5-31c-d).

Considerando a média dos resultados (Áreas A e B), verificou-se que, mesmo com a melhor caracterização do Campo Experimental - IPMet, as probabilidades de se obter uma estimativa contra a segurança foram elevadas, sendo na faixa de 40% para as estacas de 6 m de comprimento e 70% para estacas de 8 m de comprimento Figura 5-31e-f).

Esses valores podem estar associados com a grande variabilidade dos resultados dos ensaios de campo, o que indica grande incerteza na definição de propriedades mecânicas do solo estudado. Conforme verificado na Figura 5-20, o perfil médio e a faixa de variação da resistência de ponta e atrito lateral apresentaram uma maior variabilidade a partir de 7-8 m de profundidade. Isso pode explicar os maiores valores para probabilidade de uma previsão contra a segurança para estacas de maior comprimento.

Embora, na prática da engenharia de fundações, seja comum o aumento do comprimento de estacas para garantia de maior segurança, mesmo quando realizadas análises de confiabilidade como em Boni (2018), Nogueira et al. (2021) e Nadai (2024), em locais com grande variabilidade (horizontal e vertical) nos índices de resistência, a probabilidade de que uma previsão seja a favor da segurança está associada com a incerteza nestes índices de resistência.

Para o Campo Experimental – IPMet, verificou-se que essa incerteza é maior a partir de 7-8 m de profundidade, o que justifica essas maiores probabilidades de ocorrência, mesmo em estacas de maior comprimento. Ainda, os valores elevados para essa probabilidade de ocorrência indicam que devido à variabilidade do local, as previsões a partir de certo método podem não ser representativas para essa área, que tem grande variabilidade, e não que este método seja contraindicado.

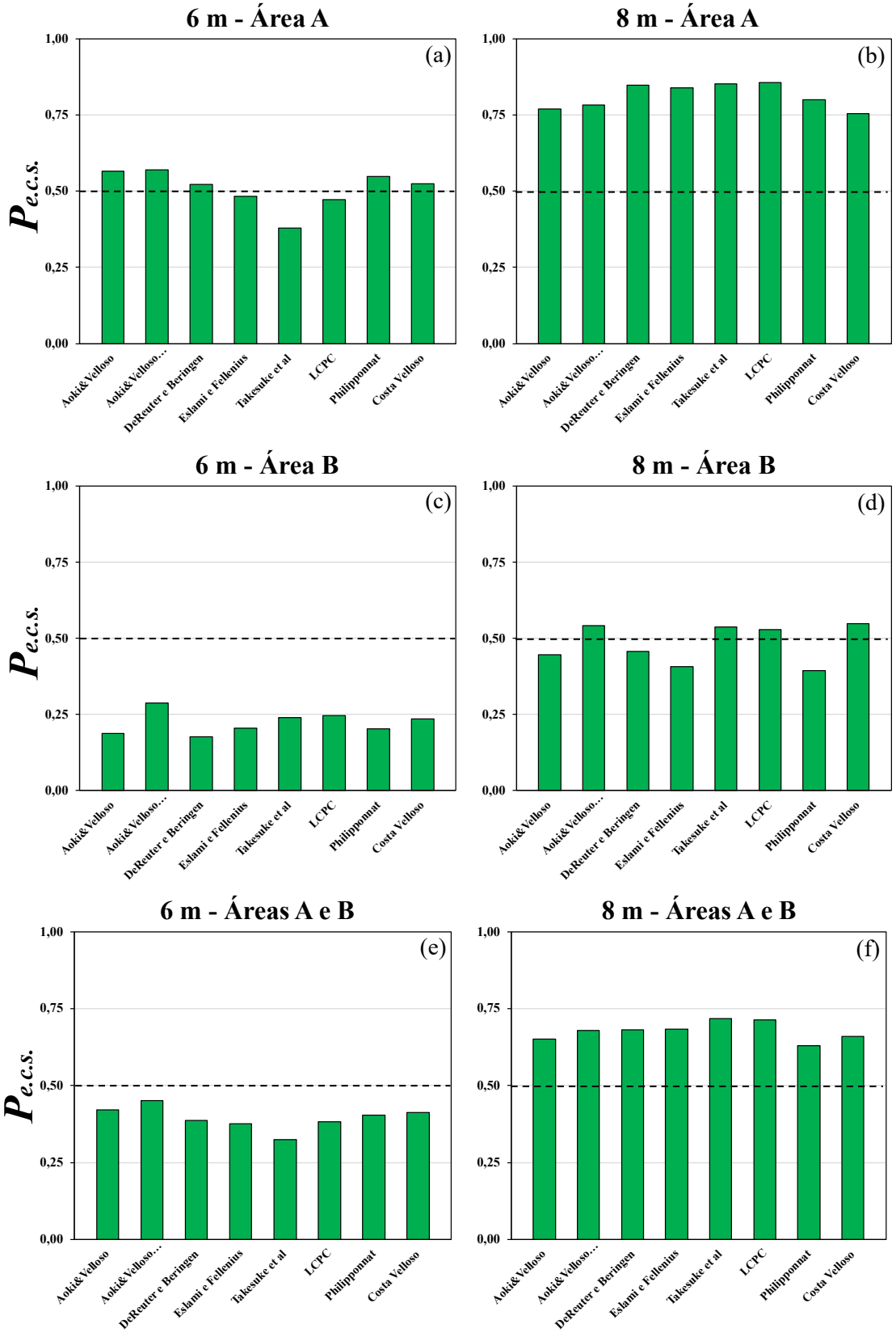


Figura 5-31 – Valores de que a Previsão seja contra a Segurança ($P_{e.c.s.}$) para Áreas: (a-b) A; (c-d) B; e (e-f) A e B considerando previsões do CPT.

Valores elevados de probabilidade de uma previsão contra a segurança podem estar associados com alguns fatores, como incertezas nas medidas, em especial dos resultados de provas de carga; e a variabilidade observada nos resultados de ensaios de campo, conforme se observa nos perfis de q_c e f_s, que apresentaram uma variabilidade ainda mais acentuada a partir de 7 m de profundidade. Autores como Alam e Santhakumar (1996), Ching et al. (2016) e Giacon Junior et al. (2019) destacam que a variabilidade dos índices de resistência influencia significativamente na probabilidade de ocorrência de eventos de falha em obras e sistemas geotécnicos.

Para os resultados apresentados na Figura 5-31 e nas Tabela 1 e Tabela 2 do Anexo 2, pode-se observar que a variabilidade nos valores de capacidade de carga obtidas por meio das provas de carga previamente realizadas; a baixa amostragem, ou seja, o número reduzido de provas de carga em estacas Mega; e a variabilidade observada nos perfis de resistência, em especial q_c e f_s, foram fatores que contribuíram para se chegar a esses valores, de acordo com o que foi observado por Alam e Santhakumar (1996).

Assim, em áreas com grande variabilidade, ou seja, com valores elevados de coeficiente de variação para as variáveis aleatórias consideradas, os métodos semiempíricos apresentam previsões que não estão de acordo com as características do local investigado, pois não levam em conta explicitamente essa variabilidade. Isto pode ser verificado nos valores das probabilidades de previsão contra a segurança. Essa análise destaca a importância da investigação e da caracterização adequada do subsolo em projetos de fundação, algo que em muitas vezes é negligenciado na etapa de projeto.

De maneira geral, este estudo indica o CPT como uma técnica de investigação interessante em áreas que apresentam uma grande variabilidade em especial para a previsão de capacidade de carga de estacas. Também vale destacar o potencial do DPL para a previsão da capacidade de carga de estacas Mega em uma área com grande variabilidade, devido a facilidade de execução desse ensaio e simplicidade do equipamento, permitindo a realização de ensaios em locais de difícil acesso. Por fim, ressalta-se que as análises de confiabilidade, embora importantes para tomada de decisão com maior grau de segurança, estão sujeitas às escolhas, definições e caracterizações adotadas pelo analista, dependendo de uma quantidade de dados disponíveis que seja representativa para explicar a variabilidade da área.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

6.1. Conclusões

- A realização de provas de carga em estacas Mega de dimensões reduzidas é uma solução interessante para estudar o comportamento desse elemento de fundação, pois emprega uma estrutura de reação (vigas e sistema de ancoragem) menos robusta, e mantendo a rotina de operação (cravação e etapa de carregamento) similar àquela utilizada em provas de carga realizadas em elementos de fundação com dimensões usuais;
- Os métodos considerados para convencionar a carga de ruptura mostraram resultados coerentes entre si, de acordo com os valores das cargas máximas atingidas nas provas de carga, e com baixos coeficientes de variação quando considerada uma média para todos os métodos. As provas de cargas foram levadas a deslocamentos excessivos, que caracterizam ruptura, o que nem sempre acontece na prática da engenharia. As curvas "carga x recalque" mesmo com grandes deslocamentos, não apresentaram uma inflexão brusca;
- Os métodos semiempíricos empregados, baseados em resultados de ensaios de campo para a previsão da capacidade de carga de estacas Mega, levaram a capacidades de carga próximas àquelas determinadas por meio das provas de carga, de maneira geral dentro do limite de variação de ± 20% e com erro de modelo (Carga Prevista /Carga Medida) próximo a unidade, com previsões a favor da segurança mesmo em uma área com grande variabilidade;
- As previsões da capacidade de carga de estacas Mega baseadas em resultados de SPT e CPT foram coerentes e pouco variados, mesmo considerando os vários métodos adotados. Para as previsões baseadas nos resultados de DMT e DPL, verificou-se que alguns métodos não foram representativos dos resultados obtidos nas provas de carga. Ao desconsiderar esses métodos, verificou-se que os resultados foram adequados, com maior destaque para aqueles baseados em resultados de DPL, pela simplicidade do ensaio e sua aplicabilidade em obras de reforço de fundações com estacas Mega;
- Foi possível avaliar a influência da variabilidade sazonal em resultados de ensaios de campo e de provas de carga, que resulta em redução significativa das cargas quando os ensaios são realizados em condição mais úmida. Ainda, verificou-se a influência da condição não saturada, isto é, da sucção nos resultados. A

consideração da curva de retenção de água mostrou-se como base para interpretação dos resultados de provas de carga e ensaios de campo em condição não saturada, auxiliando no entendimento dos resultados considerando o efeito da sazonalidade;

- Foi possível avaliar a influência da variabilidade espacial e inerente do solo nos resultados de ensaios de campo e provas de carga. Ensaios realizados em uma área que apresenta valores elevados de coeficiente de variação, o que caracteriza uma área com grande variabilidade, podem levar a tomadas de decisões equivocadas no projeto, que ficam muito suscetíveis a falhas. A caracterização adequada de um local, bem como a quantificação da variabilidade do solo, são fundamentais para projetos de fundações e demais obras geotécnicas, de forma que esses apresentem desempenho suficiente e seguro sobre olhares empíricos e probabilísticos;
- O CPT é uma boa técnica investigação do subsolo, em especial em áreas que apresentam grande variabilidade espacial e sazonal. Esse ensaio de campo é uma alternativa interessante para avaliar as variações no comportamento do solo uma vez que fornece mais de uma informação com grande nível de detalhe, e com confiança nas medidas realizadas;
- O DPL se aplica bem para a investigação de um perfil de solo não saturado, em especial quando interpretado racionalmente partir de uma abordagem racional. Ele é uma técnica de campo com diversas vantagens, pela facilidade de execução, e pelo uso de equipamento compacto que possibilita a realização do ensaio em locais de difícil. A interpretação racional aplicada ao DPL auxilia na determinação de parâmetros análogos aos do CPT (resistência de ponta e atrito lateral), que é outra vantagem desse ensaio. Os resultados deste estudo destacam o emprego do DPL na previsão da capacidade de carga de estacas Mega, e recomenda-se seu uso em etapas preliminares do projeto de reforço de fundações.

6.2. Sugestões para Continuidade

- Realizar provas de carga em estacas Mega de dimensões reduzidas utilizando o sistema de cravação *que* é utilizado em ensaios de campo como elemento de reação, que é uma estrutura mais compacta e versátil que permite acoplar um sistema de monitoramento das cargas durante sua instalação;

- Realizar provas de carga em grupos de estacas Mega de diâmetro reduzido, ou em sistema sapata/placa estaqueado, ao fim de estudar esses efeitos;
- Realizar mais provas de carga em estacas Mega que possibilitem interpretar os resultados considerando uma abordagem probabilística, incorporando a Teoria da Confiabilidade, a fim de avaliar os resultados em termos da variabilidade com um grau de segurança;
- Realizar de novas campanhas de ensaios para melhor caracterização do Campo Experimental – IPMet, empregando técnicas geofísicas (sísmica de superfície *MASW*; resistividade), ensaios de laboratório (caracterização e mecânicos), bem como ensaios de campo (SPT, CPTu, DMT, DPL e provas de carga) em mais épocas do ano para melhor compreender a variabilidade desse local.

7. BIBLIOGRAFIA

AGNELLI, N. Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas, Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP. 205p. 1997.

AGUIAR, M. F. P.; MONTEIRO, F. F.; OLIVEIRA, F. H. L.; MATOS, Y. M. P. Proposta de Aplicação de Resultados de Sondagem com Martelo Leve (DPL) no Campo Experimental da UNIFOR em Projetos de Fundação para Pequenas Cargas. REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, 14(2). 2018.

AHMAD, A. R.; MADIAI, C.; VANNUCCHI, G. Reliability of different methods in estimating bearing capacity and stiffness of single piles. Proceedings of BGA International Conference on foundation Innovations, Observations, Design and Practice. [S.l], p. 71-80. 2003.

AKBAS, S.O.; KULHAWY, F.H. Characterization and Estimation of Geotechnical Variability in Ankara Clay: A Case History. Geotech Geol Eng 28, 619– 631. 2010.

ALAM, M.J.; SANTHAKUMAR, A.R. Reliability analysis and full-scale testing of transmission tower. *Journal of Structural Engineering*, *122*(3), pp.338-344. 1996.

ALBUQUERQUE, P.J.R. Análise de comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada em solo residual de diabásio da região de Campinas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Estadual de Campinas. 1996.

ALMEIDA, C. H. C. Ensaio com Penetrômetro Dinâmico Leve Sísmico (S- DPL) em Solo Não Saturado: Execução e Interpretação. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, USP de São Carlos, Brasil. 2023.

ALMEIDA, C. H. C.; GIACHETI, H. L.; ROCHA, B. P.; ESQUIVEL, E. R. (2024) Integrating downhole seismic testing into dynamic probing light (DPL): first results. SOILS & ROCKS, v. 47.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. Special problem soils. General report. 3., 9th European conference on soil mechanics and foundation engineering [...]. Dublin: E.T. Haranhan, T.L.L. Orr & T.F. Widdis, 1987. v. 3, p. 1087–1146. 1987.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, v. 40, n. 3, p. 405–430, 1990.

AMANN, K. A. P. Metodologia Semi-empírica Unificada para a Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas. 2010. 430 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2 v. 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS – ASTM D:5778 – Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. ASTM International. 2020.

ANJOS, G.; CUNHA, R. Uso do ensaio dilatométrico na avaliação da capacidade de suporte de fundações escavadas em solo não saturado no Distrito Federal. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica–Cobramseg, Curitiba. p. 631-636. 2006.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. 3º Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia. São Paulo, v. 2, p. 105-109, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Panamerican Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, 5, Buenos Aires. Anais... p. 367-376. 1975.

ARAUJO, R. S. Estudo das Estacas tipo “Mega” objetivando seu projeto e sua execução. 238p. Dissertação (mestrado). Escola Politécnica da USP. São Paulo. 2005.

ARAUJO, R. S.; WOLLE, C. M. Proposta de Adequação de uma metodologia consagrada para a estimativa da capacidade de carga de estacas para estaca mega de concreto. In: XIII Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG’2006). Curitiba. Anais... Curitiba: ABMS, 2006, v. 2, p. 849-854. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16903: 2020:Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio De Janeiro. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. [S.l.]. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036. Programação de sondagem de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro. 1983.

ATKINSON, J.H. Non-linear soil stiffness in routine design. Géotechnique, v. 50:5, p. 487- 508. 2000.

ÁVILA, S.P; CONCIANI, W. Previsão de capacidade de carga de solos através de correlação de dados obtidos com o cone dinâmico (DPL). In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, 13., 2006.

BALIGH, M. M.; AZZOUS, A. S.; WISSA, A. Z. E.; MARTIN, R. T.; MORRIS, M. J. The piezocone penetrometer, Symposium on Cone Penetrometer Testing and Experience, ASCE National Conference, St. Louis, p. 247-263. 1981.

BASTOS, Nélio José. Interpretação racional do ensaio DPL. 2016. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP. Bauru. 172f. 2016.

BELINCANTA, A. Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de USP de São Carlos, USP de São Carlos, Brasil. 1998.

BOLINELLI JÚNIOR, H. L. Piezocone de resistividade: primeiros resultados de investigação geoambiental em solos tropicais. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia de Bauru. 147p. 2004.

BONI, F. E.; LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; CARVALHO, D. Comportamento de estacas prensadas em solo colapsível. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. v. 2., p. 1049-1054. 2006.

BONI, H.S. Avaliação da segurança de fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro na região de Bauru/SP via Teoria da Confiabilidade. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2018.

BOROWCZYK, M.; FRANKOWSKI, Z-B. Dynamic and Static Sounding Results Interpretation. 1981.

BRAUS, G. B. Atualização e desenvolvimento de um sistema para ensaios down-hole em conjunto com piezocone. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil. 2024.

BUSTAMANTE M.; FRANK R. Design of axially loaded piles— French practice. In: Design of axially loaded piles – European practice, proceedings of the ERTC3 seminar, pp 161–175. 1997.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: European Symposium On Penetration Testing, 2., Amsterdam. Proceedings...Netherlands: ISSMFE, v.2, p.493-500. 1982.

BUTCHER, A. P.; MCELMEEL, K.; POWELL, J. J. M. Dynamic Probing and its use in clay soils. Proceedings of the International Conference on Advances in Site Investigation Practice, 383-395. Londres, Inglaterra. 1996.

CABRAL, V. A. M. Porto de pesca de Tavira: Análise de uma fundação em micro-estacas cravadas. Dissertação (Mestrado). Universidade de Nova Lisboa, Portugal. 149p. 2019.

CAMI, B.; JAVANKHOSHDEL, S.; PHOON, K. K.; CHING, J. Scale of fluctuation for spatially varying soils: estimation methods and values. ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering, 6(4), 03120002. 2020.

CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; ROBERTSON, P. K. Pore pressures during cone penetration testing, Proceedings of the 1st of 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Rotterdam, p. 507-512. 1982.

CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K.; GILLESPIE, D. Seismic Cone Penetration Test. ASCE, Geotechnical Eng. Div. Journal, Special Publ N. 86, p. 116-129. 1986.

CAMPANELLA, R. G.; STEWART, W. P. Seismic cone analysis using digital signal processing for dynamic site characterization, Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, n.3, p.477-486. 1992.

CAMPOS, G. G. G. Análise experimental e numérica do comportamento de estacas apiloadas em solo laterítico de Londrina/PR. 2005. 162p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2005.

CARIAS, G. C. B. Uso De Redes Neurais Artificiais E Estatística Na Determinação De Correlações Entre Resultados De Ensaios De Penetração De Campo. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Espírito Santo. 2024.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R. Ensinando Prova de Carga Estática em Fundações: realização – interpretação – projeto – resultados. 512 f. 2023.

CAVALCANTE, E. H.; DANZINGER, F.; GIACHETI, H. L.; COUTINHO, R. Q.; et al. Campos Experimentais Brasileiros. Geotecnia (Lisboa), v. 111, p. 99-205, 2007.

CHING, J.; PHOON, K.K.; WU, S.H. Impact of statistical uncertainty on geotechnical reliability estimation. *Journal of Engineering Mechanics*, *142*(6), p.04016027. 2016.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estaca: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de textos, 96 p, 2010.

COLLINS, K.; MCGOWN, A. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. Géotechnique, v. 24, n. 2, p. 223–254, jun. 1974.

CUNHA, R. P., NILSSON, T. Advantages and Equations for Pile Design in Brazil via DPL Tests. 2nd International Conference on Geotechnical Site Characterization. Porto, Portugal. 2003.

CURY FILHO, D. Previsão Da Carga De Ruptura De Estacas Metálicas Submetidas A Esforços De Compressão Em Solo De Diabásio Da Região De Campinas / SP. Dissertação (Mestrado). Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Dissertação de Mestrado. 2016.

DAVISSON, M. T. High capacity piles. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction. ASCE Illinois Section. Chicago, March 22, p. 81-112. 1972.

DE MIO, G. Geological conditioning aspects for piezocone test interpretation for stratigraphical logging in geotechnical and geo-environmental site investigation (PhD Thesis). São Paulo, Brazil: University of São Paulo; 2005.

DE RUITER, J.; BERINGEN, F. L. Pile foundations for large North Sea structures. Marine Geotechnology. [S.l.]: Crane, Russak & Co., Inc., v.3, issue 3, p.267-314, 1979.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. Fundações: Teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, p. 265-301. 1996

DÉCOURT, L. Behavior of foundations under working load conditions. 11th Pan- American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering [...]. Foz do Iguaçu, PR, Brasil: London: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering., 1999. p. 453–488. 1999.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, p. 45-53. 1978.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. DIN 1054 Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Berlin: Beuth. 2003.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. DIN 4094-3: Baugrund - Felduntersuchungen – Teil 3: Rammsondierungen. Berlin: DIN. 1990.

DONADON, E. F. Comportamento de estacas Mega de concreto, implantadas em solo colapsível. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2009. 147p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2009.

DOS SANTOS, C. R. B. Influência Da Modificação Do Estado De Tensões E Da Sazonalidade Nos Parâmetros Geotécnicos Oriundos De Ensaios De Campo Na Argila Porosa De Brasília. 118p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília - Faculdade de Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2003.

DOS SANTOS, M., BICALHO, K. V. Proposals of SPT-CPT and DPL-CPT correlations for Sandy soils in Brazil. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9(6), 1152-1158. 2017.

DUARTE, I. M. R.; LADEIRA, F. L.; PINHO, A. P. Penetrometer testing in residual soils from granitic rocks in the South of Portugal. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, 2, 1279-1284. Porto, Portugal. 2004.

DUDLEY, J.H. Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 96, n. 3, p. 925-947, 1970.

EN ISO 22476-2:2005. Geotechnical investigation and testing, Field testing, Part 2: Dynamic probing. 2011.

ESLAMI, A.; FELLENIUS, B.H. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories, Can. Geotech. J. 34 886–904. 1997.

EUROPEAN STANDARD. Eurocode 2. Basis of structural design. Genebra, Suiça. 2002.

EUROPEAN STANDARD. Eurocode 7. Geotechnical design. Ground investigation and testing. Genebra, Suiça. 2007.

EUROPEAN STANDARD. ISO 22476-2: Geotechnical investigation and testing, Field testing, Part 2: Dynamic probing. Geneva: EM. 2005.

FAHEY, M.; CARTER, J.P. A finite element study of the pressuremeter test in sand using a non-linear elastic plastic model. Can. Geotech. J., v. 30, p. 348-362. 1993.

FELLENIUS, B. H. The analyses of results from routine pile load tests. Ground Engineering, London, v. 13, n. 6, p.19-31, Sep., 1980.

FERNANDES, J.B. Estudo da resistência e da deformabilidade de um perfil de solo tropical não saturado. 2022. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2022.

FERREIRA, C. V. Influência da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru. Tese (Doutorado). 160p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998.

FERREIRA, R. C.; MONTEIRO, L. B.; PERES, J. E. E.; BENVENUTO, C. Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Anais...Rio de Janeiro: 1989.

FERREIRA, A. A.; NEGRO JUNIOR, A.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Solos do Interior de São Paulo. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Paulo. 339p. 1993.

FERREIRA, C. V.; LOBO, A. S.; GIACHETI, H. L.; AGNELLI, N.; ALBIERO, J. H. & KATSUTANI, L. T. Campo experimental de fundações em Bauru, Anais do III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), São Paulo, vol. 2. p. 77-88. 1996.

FIGUEIREDO, L. C.; CUNHA, R. P.; CONCIANI, W. An overview on existing dynamic cone Penetration test research related to the Central Area of Brazil. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, Coutinho; Mayne (eds). Londres, Inglaterra. 2013.

FRANK, R. Some aspects of research and practice for pile design in France. Innovative Infrastructure Solutions, v. 2, p. 1-15, 2017.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Soil Mechanics for Unsatured Soils. John Wiley & Sons, Inc., 1993.

FREDLUND, D. G. The scope of unsatured soil mechanics: An overview. International Conference on Unsatured Soils, 1, UNSAT'95. Anais...Paris: 1996

GIACHETI, H. L. Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudo e considerações quanto à aplicação em solos tropicais. Livre-docência – Faculdade de Engenharia, UNESP, Bauru, 327 p. 2001.

GIACHETI, H. L.; COELHO, V.; CARVALHO, D. Caracterização geotécnica de dois perfis de solos tropicais com base em ensaios de laboratório, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Brasília, vol. 1, p. 195-202. 1998.

GIACHETI, H. L.; PEIXOTO, A. S. P.; MONDELLI, G. Comparação entre Resultados de Ensaios de Penetração com os Cones Mecânico e Elétrico em Solos Tropicais, Solos e Rochas, v.27, n. 2, p. 191-200, 2004.

GIACHETI, H. L.; QUEIROZ, R. C. O ensaio de piezocone e de minicone na investigação do subsolo: alguns exemplos de aplicação. Geociências, v. 23, p. 89-103, 2004.

GIACHETI, H. L.; PEIXOTO, A. S. P.; DE MIO, G.; CARVALHO, D. Flat Dilatometer Testing in Brazilian Tropical Soils. In: Second International Conference on the Flat Dilatometer. American Society of Civil Engineering (ASCE). Washington DC – USA R A Failmezger & J B Anderson Editors, v. 1. p. 103-110. 2006.

GIACHETI, H. L.; BEZERRA, R. C. ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A. Seasonal Influence on Cone Penetration Test: An Unsaturated Soil Site Example. Journal Of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 11, p. 361-368, 2019.

GIACON JUNIOR, A. J.; ROCHA, B. P.; FERNANDES, J.B.; NOGUEIRA, C. G.; GIACHETI, H. L. Confiabilidade de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de CPT. Geotecnia, 147, 61– 76.147.05. 2019.

GOLOMBEK, S. Reforço de Fundações. 3o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 3. Anais...São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, v. 1, p. 83-86.

GOTLIEB, M. Reforço de Fundações. Fundações, Teoria e Prática. 2a ed. Editora PINI, São Paulo, cap. 12, p. 471-477, IN: Hachich et al. (1998). Fundações Teoria e Prática. 1998.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. S.; FROTA, R. G. Q.; NIYAMA, S. Fundações Teoria e Prática. 2a ed. São Paulo: Editora Pini, 1998, cap. 12, p. 471-477.

HBM. Quantum X MX410. 2020.

HERRERA, L. P. R.; ALMEIDA, C. H. C.; ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. DPL Sísmico na Investigação de um perfil de Solo Tropical. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2024, Balneário Camboriú. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 1. p. 1-8. 2024.

HERRERA, L. P. R.; GIACHETI, H. L.; BONI, H. S.; SAAB, A. L.; ROCHA, B. P. Prediction of Bearing Capacity of Reaction Piles in a Collapsible Soil by In Situ Tests. In: 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVII PCSMGE), 2024, La Serena. 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVII PCSMGE), 2024b.

IBÁÑEZ, S. J., SAGASETA, C., LÓPEZ, V. Measuring energy in dynamic probing. Geotechnical and Geophysical Site Chatacterization 4, Coutinho & Mayne (eds), Taylor & Fracis Group, Londres, Inglaterra. 2013.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils, Proceedings of XI ICSMFE, San Francisco, vol. 1, p. 57-153. 1985.

JOPPERT JÚNIOR, I. O. Fundações e contenções de edifícios. Pini, São Paulo, 2007.

JUNIOR, I. R.; SARTO, M. B. C. B.; CONCIANI, W. Estudo comparativo entre as previsões de capacidade de carga para estacas curtas feitas a partir de dados de SPT e DPL. 2007.

KALANTARI, B. Foundations on collapsible soils: a review. Proceedings of the ICE-Civil Engineering, v. 166, n. 2, p. 57–63, 2013.

KHODAPARAST, M.; RAJABI, A. M.; MOHAMMADI, M. The new empirical formula based on dynamic probing test results in fine cohesive soils. International Journal of Civil Engineering, v. 13, n. 2, p. 105-113, 2015.

LARSON, R. Use of a slot as filter in piezocone tests. Proceedings…, CPT'95, v. 2, pp 35-40, 1995.

LEE, J.W.; HAMAD, M.; TABUCHI, G.; SUZUKI, K. Prediction of fault rupture propagation based on physical model tests in sandy soil deposit Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering. Vancouver, Canada. Paper No. 11. 2004.

LESSA, M. A. DE S. Influência De Índices Pluviométricos Na Umidade De Solos Tropicais Como Indicador Da Sucção Aplicado À Fundações. 213p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília - Faculdade de Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2005.

LINGWANDA, M. I.; LARSSON, S.; NYAORO, D. L. Correlations of SPT, CPT and DPL Data for Sandy Soil in Tanzania. Geotech Geol Eng., 33, 1221–1233. 2015.

LIVNEH, M. Validation of correlations between a number of penetration tests and in situ California bearing ratio tests. Transportation Research Record, 1219(1). 1989.

LOBO, A.S. Colapsividade do solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte. São Carlos, SP: EESC-USP, 1991.

LOBO, B. O. Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 2005.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone Penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic. Nova Iorque, Estados Unidos. 1997.

MAIA, L. T. S.; AGUIAR, M. F. P.; MENDES, G. C. M.; OLIVEIRA, F. H. L. Estudo do Comportamento Mecânico do Material de Depósito Eólico em Fortaleza Considerando Resultados de Ensaios de Laboratório e de Campo. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2018.

MANTOVANI, I.; MANTOVANI, F.; ALBUQUERQUE, P. J. R. Monitoramento da Cravação de Estacas Tipo Mega. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2020, Campinas, . p. 3082. 2020.

MARCHETTI, S. In situ tests by flet dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 106, n. GT3, p. 299-321. (Proc. Paper 15290). 1980.

MARCHETTI, S. Origin of the Flat Dilatometer. Proceedings... 2nd International Conference on the Flat Dilatometer. American Society of Civil Engineering (ASCE). Washington - DC - USA: R A Failmezger & J B Anderson Editors, v. 1. p. 1-2. 2006.

MARCHETTI, S.; CRAPPS, D. K. Flat Dilatometer Manual. Internal Report of G. P. E. Inc. 1981.

MARCHETTI, S.; MONACO, P.; TOTANI, G.; CALABRESE, M. The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigation, TC 16 Report. Proc. IN SITU 2001, International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Indonesia, 41pp, 2001.

MARINHO, F. A. M. Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados. 201p. - Tese (Livre-docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP, 2005.

MATOS, Y.M.C. (2015). Verificação da Aplicação de Sondagens com o Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) em Projetos de Fundações para Pequenas Edificações. 76 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade de Fortaleza, Fortaleza. 2015.

MAYNE, P. W.; SCHNEIDER, J. A. Evaluating axial drilled shaft response by seismic cone. 2001.

MAYNE, Paul W. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. In: Proc. Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali. p. 27-47. 2001.

MEGA REFORÇA. 40 anos Mega Reforça. 168 p. Disponível em: https://issuu.com/megareforca/docs/livro_reforca_40anos_web?fr=sYzNiODYwMDE3Mzk. 2023.

MEYERHOF, G. G. Safety factors in soil mechancis. proceedings of the seventh International Conference on soil mechanics and foundation engineering. México, p. pp 479-481. 1969.

MILITITSKY, J. - Provas de Carga Estática. In Seminário De Engenharia De Fundações Especiais, II, São Paulo. Anais, v.2, p.203-228. 1991.

MONACCI, M.D. Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da faculdade de engenharia agrícola – Unicamp. Campinas, SP: Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), 1995.

MONTEIRO, P. F. Capacidade de carga de estaca – Método de AokiVelloso, Relatório interno de estacas Franki Ltda. 1997.

MOTA, N. M. B. Ensaios avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: 103 interpretação e aplicação em projetos de fundação. 335p. Tese (Doutorado) - Universidade de Brasília - Faculdade de Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2003.

NADAI, G. I. B. Análise probabilística das fundações em estacas mistas de obra predial: um estudo de caso. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenhaira de Bauru. 139 f. 2024.

NGUYEN, T.S., NGAMCHAROEN, K., LIKITLERSUANG, S. Statistical Characterisation of the Geotechnical Properties of Bangkok Subsoil. Geotech Geol Eng 41, 2043–2063. 2023.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. Fundações, Teoria e Prática. 2a ed. Editora PINI, São Paulo, cap. 20, p. 723-751 IN: Hachich et al. (1998). Fundações Teoria e Prática. 1998.

NOGUEIRA, C. G. Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado. Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 345. 2010.

NOGUEIRA, C.G.; BONI, H.S.; GIACHETI, H.L. Probabilistic Analysis of Bored Pile Foundations in the Design Phase: An Application Example. Geotechnical and Geological Engineering, 40, 335-353. 2021.

NUÑEZ, E. Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación. 4., 1975. V Congreso Panamericano de Mecánica dos suelos e ingeniería de Fundaciones [...]. Buenos Aires, Argentina: [s. n.], v. 4, p. 43–73. 1975.

ODEBRECHT, E. Medidas de energia no ensaio SPT. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 2003.

ODEBRECHT, E., SCHNAID, F., ROCHA, M. M. e BERNARDES, G. P. Energy Efficiency for Standard Penetrations Tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 131: 1252-1263. 2005.

PAGNUSSATTI, H; SANTOS, A. A. Análise comparativa dos métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações profundas-estudo de caso. 2011.

PANTELIDIS, L.; CHRISTODOULOU, P. Spatial Correlation Length of Clay Soils in Practice and Its Influence in Probabilistic Bearing Capacity Analysis. Geo-Risk 2017: Impact of Spatial Variability, Probabilistic Site Characterization, and Geohazards, GSP 284. 2017.

PCB PIEZOTRONICS Model 333B32. Instalation and Operating Manual, EUA. 2002.

PEIXOTO, A. S. P. Estudo do Ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de Engenharia de Fundações. Tese de Doutorado. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola)–Faculdade de Engenharia Agricola. Universidade Estadual de Campinas. 510 f. 2001.

PHILIPPONNAT, G. Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique. Revue Française de Géotechnique. Paris: Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, n.10, p.55-64, 1980.

PHOON, K. K.; KULHAWY, F. H. Characterization of geotechnical variability. Canadian geotechnical journal, v. 36, n. 4, p. 612-624, 1999.

PINHEIRO, C.; MOLINA-GÓMEZ, F.; RIOS, S.; VIANA DA FONSECA, A.; MIRANDA, T. Correlations between Dynamic Penetrometer Light and Cone Penetration Tests in Intermediate Soils: a Statistical Comparison. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2018.

POLIDO, U. F.; NICCHIO, A. T.; ALLEDI, C. T. D. B. Resultados de provas de carga em estacas metálicas - considerações preliminares sobre capacidade de carga. In: Seminário De Engenharia De Fundações Especiais E Geotecnia VI, SEFE, 2008, São Paulo. Anais... São Paulo: v. 2, p. 181-195. 2008.

POULOS, H.G. Pile behavior: theory and application", 29th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 39, No. 3, September, 363-416. 1989.

POWELL, J.M.; LUNNE, T.; FRANK, R. Semi Empirical Design Procedures for Axial Capacity of Piles in Clay. In: International Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, 15. 2001.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. S. S. DANZIGER, F. Investigações geotécnicas, In: Fundações - teoria e prática, 2. ed. São Paulo: Pini. Cap. 2. p. 119 – 162. 1996.

RANDOLPH, M.F., WROTH, C.P. A simple approach to pile design and the evaluation of pile tests. Behavior of Deep Foundations, STP 670, ASTM, 484-499. 1979.

RANDOLPH, M.F., WROTh, C.P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 (GT12), 1465-1488. 1978.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; GREIG, J. Use of piezometer cone data. Proceedings… In-Situ-86, ASCE Specialty Conference, pp. 1263-1280, 1986.

ROBERTSON, P. K.; FEAR, C. E.; WOELLER, D. J.; WEEMEES, I. A. Estimation of Sand Compressibility from Seismic CPT. Proceedings…, 48th Canadian Geotechnical Conference, Canada, p. 441-448, 1995.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, v. 46, n. 11, p. 1337-1335, 2009.

ROBERTSON, P. K. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 136, n. 6, p. 842-853, 2010.

ROBERTSON, P. K. The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests–some insights. In: Proc. 4th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization–ISC. p. 3-24. 2012.

ROBERTSON, P.K., CABAL, K.L. "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering". Gregg drilling. 6th edition July 2015.

ROCHA, B. P. Emprego do Ensaio SPT Sísmico na Investigação de Solos Tropicais. 116p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

ROCHA, B.P. Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo. São Carlos, SP: EESC-USP, 272p. 2018.

ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L. The Flat Dilatometer Test in an Unsaturated Tropical Soil Site. Geotechnical and Geological Engineering, v. 39, n. 8, p. 5957–5969. 2021.

ROCHA, B. P., HERRERA, L. P. R., RODRIGUES, R. A., GIACHETI, H. L. Identificação de Solos Colapsíveis por Meio de Ensaios SCPT e SDMT. In: Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 2023, São Paulo-SP. SEFE 10. São Paulo - SP: QE Eventos Especiais, p. 1-9. 2023.

ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A. ; GIACHETI, H. L. . Considerations on the site characterization of tropical soils by in situ tests. 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Barcelona. 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, v. 1, p. 628-635. 2024.

RUSSELL, A. R.; REID, D. Effects of suction on CPT results and soil classification. In: Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Characterisation, Australian Geomechanics Society, Sydney. p. 521-526. 2016.

SAAB, A.L. Análise da Compressibilidade de um Perfil de Solo Não Saturado por Meio de Ensaios com Sucção Controlada. 2016. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP. Bauru, 110p. 2016.

SAAB, A. L. Interpretação da curva tensão-recalque em solo não saturado a partir de ensaios de campo e laboratório. 2022. 132f. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2022.

SAAB, A. L.; RODRIGUES, A. L. C.; ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L. Suction Influence on Load-Settlement Curves Predicted by DMT in a Collapsible Sandy Soil. SENSORS, v. 23, p. 1429, 2023.

SACRAMENTO NETO, W.; AGUIAR, M. F. P.; MARQUES, L. M.; VERÍSSIMO, S. F. Estudo da Viabilidade da Prospecção do Subsolo com Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para Projetos de Fundações de Edificações de Pequeno Porte XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2018.

SANCHEZ, P.F.; BOSZCZOWSKI, R.B.; LACERDA, L.A.; LOYOLA, R.D. Estudo da viabilidade do uso do Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para projetos de fundações de linhas de transmissão em solos do estado do Paraná. In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, 2011, Gramado. Anais... p. 1-8. 2011.

SANGLERAT, G. The Penetrometer and Soil Exploration. Amsterdam: Elsevier Publishing Company. 1972.

SARAIVA JUNIOR, R.; GARCIA, J. R. Análise da Capacidade de Carga de Estaca Escavada Curta Utilizando o Ensaio DPL. In: Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia (SEFE 10), São

Paulo. Anais do Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia. São Paulo: ABEF, 2023. v. 1. p. 1-8. 2023.

SCHNAID, F.; LEHANE, B. M.; FAHEY, M. In situ test characterisation of unusual soils. Keynote Lecture. Proc. 2nd Int. Conf. Geotech. Geophys. Site Characterisation, Porto 1, p. 49–74. 2004.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações - 2ª ed., 2ª Edição, Editora: Oficina de Textos, 223 p.Schnaid, F.S., 2012.

SCHULZE, T. Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Dissertação de Mestrado. 2013.

SILVA, D.F; MIGUEL, M.G e BELINCANTA, A. Estudo preliminar de estimativa de capacidade de carga de estacas através de ensaios DPL e DPSH em Londrina/PR. In: Congresso Brasileiro De Mecânica De Solos E Engenharia Geotécnica,13., 2006.

SILVEIRA, I. A.; GIACHETI, H. L.; ROCHA, B. P.; NOGUEIRA, C. G. Probabilistic Analysis of Seasonal Influence on the Prediction of Pile Bearing Capacity by CPT: A Case Study. Probabilistic Engineering Mechanics, v. 75, p. 103578, 2024.

SITTA, C. A. Estudo do comportamento de estaca mega implantada em solo colapsível. Trabalho de Conclusão de Curso. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP (Engenharia Civil). 46p. 2008.

STURARO, J.R. Mapeamento geoestatístico de propriedades geológico-geotécnicas obtidas em sondagens de simples reconhecimento. Tese de Doutorado em Geotecnia, USP, São Carlos, 183 pp. 1994.

STURARO, J. R., LANDIM, P. M. B., MALAGUTTI FILHO, W., DOURADO, J. C. Analysis of soil compactness of the urban area of Bauru/Sao Paulo state using standard penetration tests and seismic refraction. *Geosciences= Geociências*, *31*(3), 331-338. 2012.

TAKESUE, K.; SASAO, H.; MATSUMOTO, T. Correlation between ultimate pile skin friction and CPT data. Geotechnical Site Characterization (2), Rotterdam, pp 1177–1182. 1998.

TEIXEIRA, A.H. Projeto e execução de fundações. In: Seminário De Engenharia De Fundações Especiais E Geotecnia, 3., 1996, São Paulo. Anais...São Paulo, p. 33-50. v1. 1996.

TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York. 511p. 1943.

TOGLIANI, G.; REUTER, G. Pile Capacity Prediction (Class C): DMT vs. CPTu. Proceedings DMT'15. Rome, June 14, v. 16, p. 2015, 2015.

VALVERDE, D. A. Caracterização, compressibilidade e colapsibilidade de um perfil de solo tropical não saturado. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, p. 161. 2021.

VELLOSO, P.P.C. Fundações: aspectos geotécnicos. 3.ed. Rio de Janeiro: PUC – RJ, v.3. p. 467-469. 1981.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. 1., 1981. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia [...]. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: [s. n.], v. 1, p. 209–224. 1981.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. Canadian Geotechnical Journal, v. 48, n. 2, p. 226–233, 2011.

VITALI, O. P. M. Desenvolvimento de um Sistema para Realização de Ensaios Sísmicos Down-Hole em Conjunto com o CPT, 2011, 114p. Dissertação de Mestrado, EESC-USP. 2011.

WHITMAN, R. V. E valuating Calculated Risk in Geothecnical Enginering. Journal of geothecnical Engineering (ASCE). [S.l.], p. P 314-357. 1984.

WHITMAN, R. V. Organizing and Evaluating Uncertaintly in Geothecnical Engineering. Journal of Geothecnical and Geoenvironmental Engineering. [S.l.], p. 558-592. 2000.

WICKREMESINGHE, D. S. Statistical characterization of soil profiles using in situ tests (Doctoral dissertation, University of British Columbia). 1989.

ANEXOS

Anexo 1

Resultados – Provas de Carga

Este anexo apresenta as curvas "carga x recalque" para as estacas estudadas.

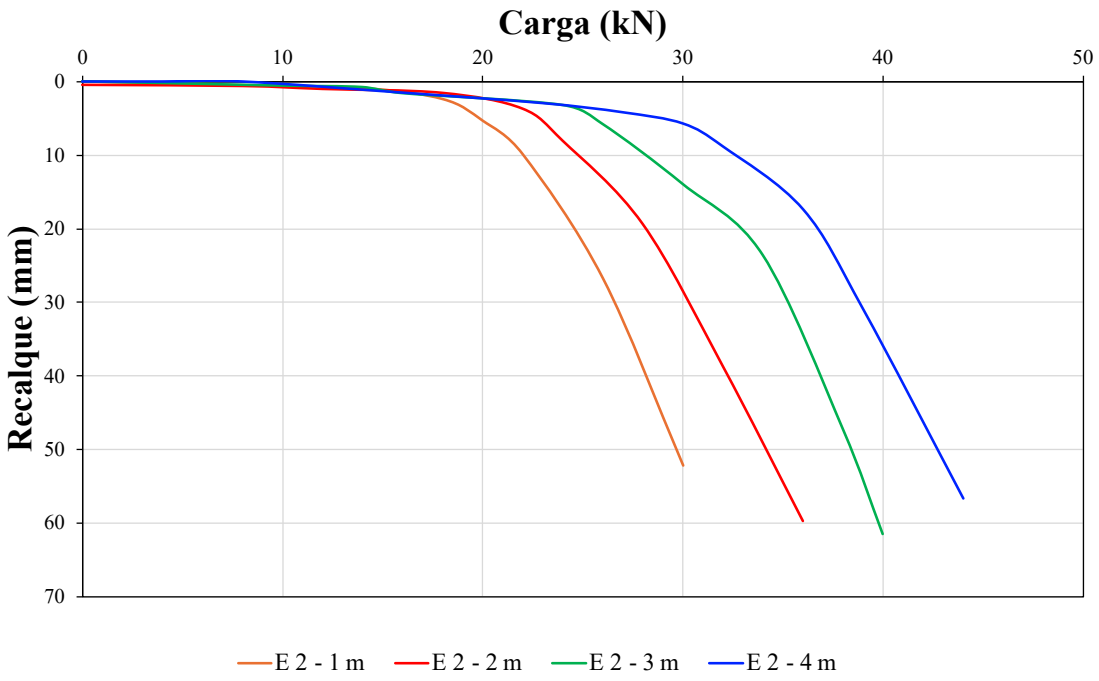


Figura 1 – Curvas "carga x recalque" para estaca E2 (época seca).

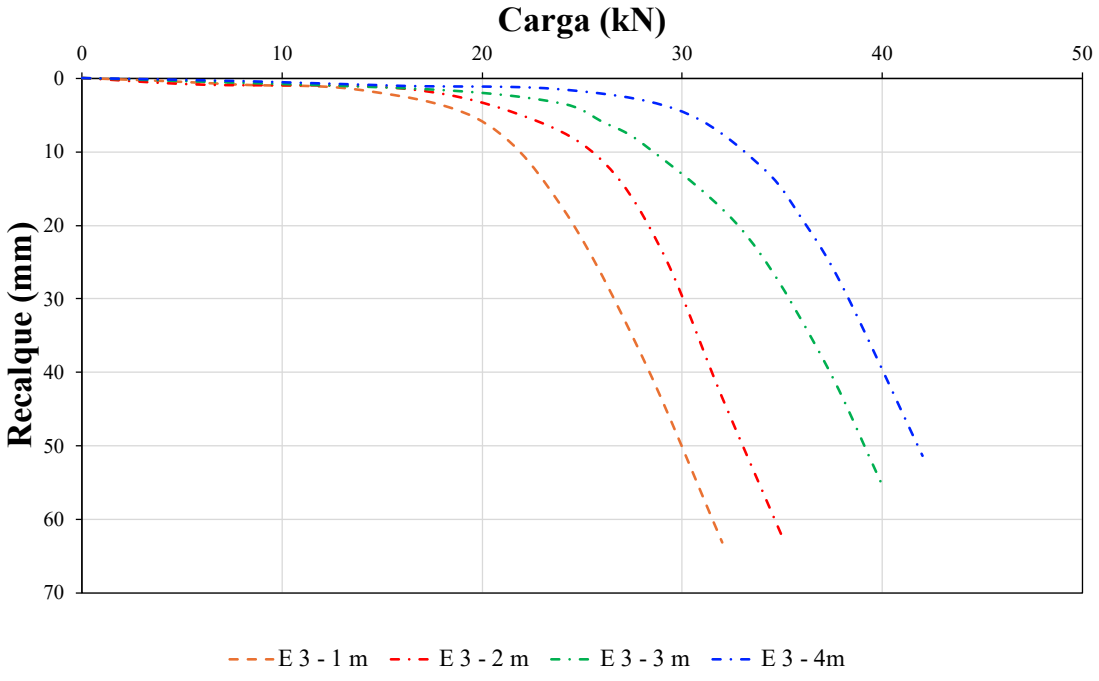


Figura 2 – Curvas "carga x recalque" para estaca E3 (época seca).

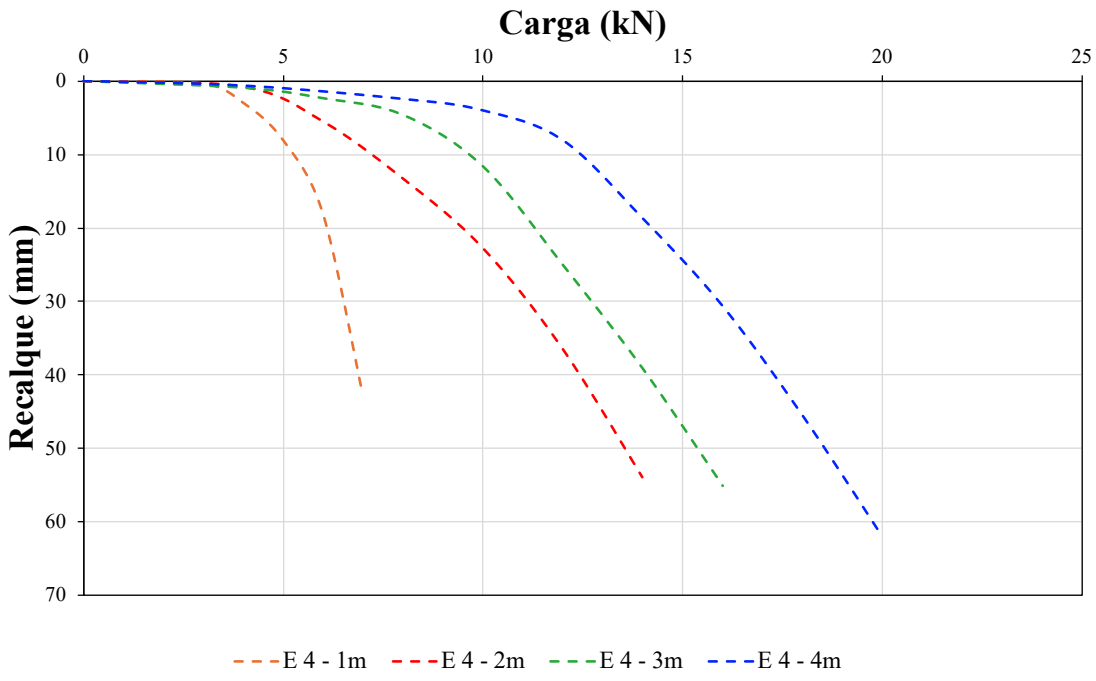


Figura 3 – Curvas “carga x recalque” para estaca E4 (época úmida).

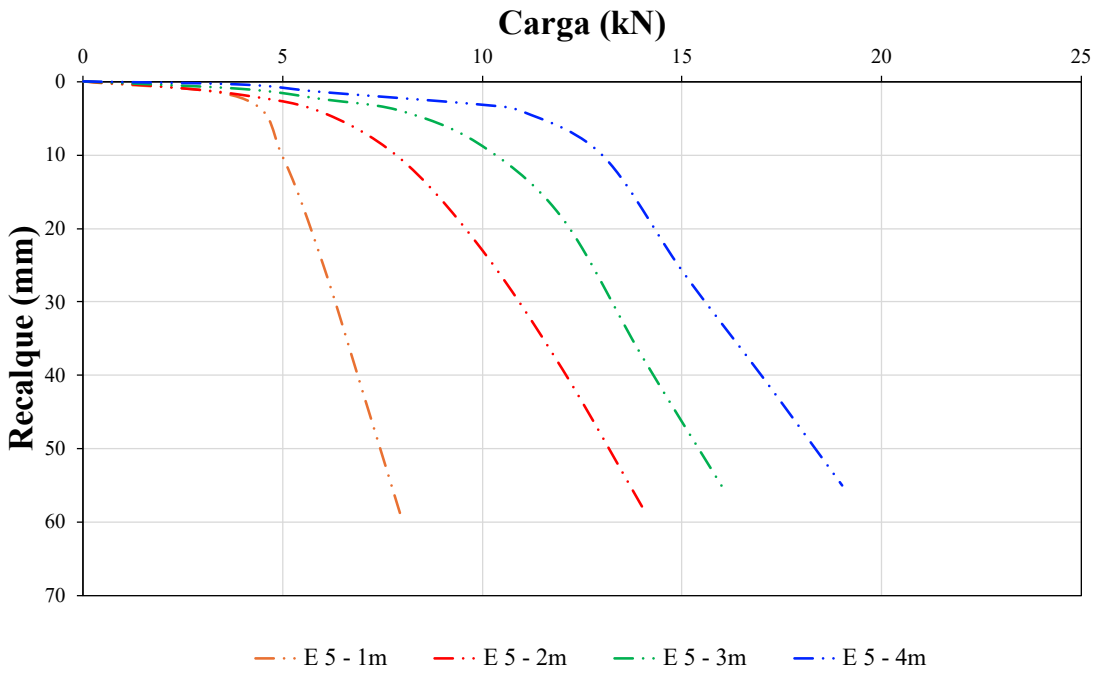


Figura 4 – Curvas “carga x recalque” para estaca E5 (época úmida).

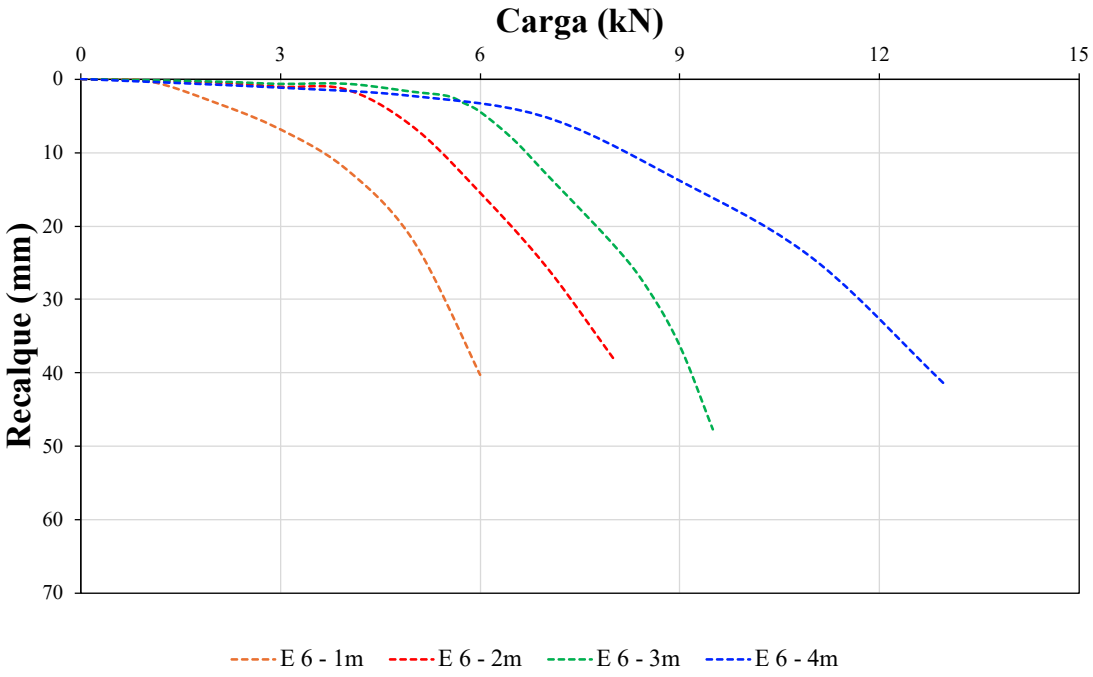


Figura 5 – Curvas “carga x recalque” para estaca E6 (inundada).

Anexo 2

Resultados – Análise de Confiabilidade

Este anexo apresenta os resultados das análises de confiabilidade realizadas para o Campo Experimental – IPMet, com destaque para as probabilidades de que as previsões sejam contra a segurança ($P_{e.c.s.}$).

Tabela 1 – Resultados das análises de confiabilidade realizadas para estacas de 6 m de comprimento.

Comp. (m):	6,00	Área A				Área B				Áreas A e B			
Ensaio	**Método de Previsão**	**Média (kN)**	**Desv. Pad. (kN)**	**COV (%)**	$P_{e.c.s}$	**Média (kN)**	**Desv. Pad. (kN)**	**COV (%)**	$P_{e.c.s}$	**Média (kN)**	**Desv. Pad. (kN)**	**COV (%)**	$P_{e.c.s}$
SPT	Aoki&Velloso	191,01	27,26	14,27	70,70%	98,61	27,33	27,71	22,10%	140,61	54,76	38,95	44,34%
	Décourt&Quaresma	258,97	40,21	15,53	91,82%	104,69	16,92	16,16	23,69%	174,82	85,33	48,81	58,18%
	Antunes&Cabral	203,74	29,59	14,52	76,30%	97,16	22,16	22,81	20,88%	145,61	60,78	41,74	46,82%
	Teixeira	152,64	23,12	15,15	49,97%	101,86	23,27	22,85	23,03%	124,94	34,47	27,59	35,27%
CPT	Aoki&Velloso	166,44	52,22	31,37	56,55%	78,43	52,78	67,30	18,72%	134,17	67,18	50,07	42,13%
	Aoki&Velloso (sem fs)	165,57	33,67	20,34	56,99%	102,73	60,79	59,18	28,70%	142,53	54,10	37,96	45,21%
	DeRuiter&Beringen	156,72	28,22	18,01	52,27%	83,20	37,92	45,58	17,74%	129,76	47,84	36,87	38,79%
	Eslami&Fellenius	149,76	27,05	18,06	48,33%	90,93	37,85	41,62	20,53%	128,19	42,18	32,91	37,57%
	Takesuke et al.	129,44	38,16	29,48	37,86%	94,44	51,19	54,20	24,03%	116,61	45,84	39,31	32,47%
	LCPC	147,67	31,63	21,42	47,22%	97,24	47,70	49,06	24,54%	129,18	44,90	34,76	38,28%
	Philipponnat	161,72	34,39	21,26	54,89%	88,69	41,12	46,37	20,22%	134,94	50,97	37,77	40,48%
	Costa Velloso	157,16	36,00	22,91	52,40%	96,33	43,33	44,98	23,49%	134,86	48,38	35,88	41,27%
DMT	Powell et al.	193,90	26,84	13,84	72,14%	83,37	8,34	10,00	9,31%	124,92	40,86	23,13	35,23%
	Anjos&Cunha	184,01	5,37	2,92	68,48%	139,00	13,90	10,00	45,34%	173,40	41,36	25,31	50,05%
	Togliani&Reuter	401,83	12,67	3,15	99,99%	217,22	21,72	10,00	99,53%	343,21	31,08	8,03	99,94%
DPL	Lobo	191,15	14,71	7,70	71,85%	92,62	15,18	16,39	18,35%	134,85	54,41	40,35	41,65%
	SM&B	173,64	29,84	17,18	61,54%	107,47	22,42	20,86	25,49%	135,83	42,41	31,23	41,38%
	Ávila&Conciani	521,33	33,54	6,43	100,00%	270,04	37,55	13,90	94,13%	377,74	138,28	36,61	92,97%
	Ávila&Conciani (corrigido)	237,39	13,98	5,89	89,92%	116,36	13,04	11,21	29,13%	168,23	65,84	39,14	56,67%
	Aoki&Velloso	262,42	11,92	4,54	95,20%	85,17	16,70	19,61	15,66%	161,13	95,73	59,41	52,91%
	Décourt&Quaresma	259,02	8,95	3,46	94,78%	104,56	12,63	12,08	23,31%	170,76	83,20	48,73	56,80%

Tabela 2 –Resultados das análises de confiabilidade realizadas para estacas de 8 m de comprimento.

Comp. (m):	8,00	Área A				Área B				Áreas A e B			
Ensaio	**Método de Previsão**	**Média (kN)**	**Desv. Pad. (kN)**	**COV (%)**	$P_{e.c.s}$	**Média (kN)**	**Desv. Pad. (kN)**	**COV (%)**	$P_{e.c.s}$	**Média (kN)**	**Desv. Pad. (kN)**	**COV (%)**	$P_{e.c.s}$
SPT	Aoki&Velloso	262,64	63,26	24,09	85,70%	142,66	29,06	20,37	14,84%	197,20	77,13	39,11	54,73%
	Décourt&Quaresma	372,80	69,44	18,63	99,25%	150,34	19,41	12,91	15,84%	251,46	124,96	49,69	69,07%
	Antunes&Cabral	318,35	58,53	18,39	97,58%	151,34	35,08	23,18	22,25%	227,25	97,94	43,10	65,12%
	Teixeira	254,68	43,58	17,11	89,52%	149,94	34,75	23,18	21,25%	197,55	66,00	33,41	55,58%
CPT	Aoki&Velloso	255,16	86,76	34,00	76,90%	175,05	86,09	49,18	44,68%	225,78	93,64	41,48	65,16%
	Aoki&Velloso (sem fs)	231,67	47,29	20,41	78,28%	195,13	70,08	35,92	54,06%	218,27	58,33	26,72	67,99%
	DeRuiter&Beringen	231,63	29,88	12,90	84,68%	180,85	48,94	27,06	45,58%	213,01	44,72	20,99	68,10%
	Eslami&Fellenius	245,48	49,49	20,16	83,96%	173,91	46,89	26,96	40,62%	219,24	59,23	27,02	68,31%
	Takesuke et al.	254,47	56,06	22,03	85,21%	195,60	85,02	43,46	53,65%	232,88	72,63	31,19	71,77%
	LCPC	243,03	42,13	17,33	85,56%	192,82	68,97	35,77	52,90%	224,62	57,85	25,76	71,46%
	Philipponnat	225,42	32,93	14,61	80,09%	171,96	47,58	27,67	39,39%	205,82	46,27	22,48	62,98%
	Costa Velloso	222,18	39,68	17,86	75,47%	196,60	69,69	35,45	54,84%	212,80	53,00	24,91	66,05%
DMT	Powell et al.	209,52	22,93	10,95	71,62%	143,94	14,39	10,00	10,47%	193,12	37,76	19,55	54,72%
	Anjos&Cunha	246,99	48,93	19,81	84,77%	157,90	15,79	10,00	20,14%	224,72	59,84	26,63	71,01%
	Togliani&Reuter	551,13	86,05	15,61	100,00%	527,08	52,71	10,00	100,00%	545,12	71,28	13,08	100,00%
DPL	Lobo	324,08	11,01	3,40	100,00%	138,05	21,77	15,77	9,87%	217,77	100,82	46,30	61,35%
	SM&B	256,96	31,42	12,23	94,16%	144,74	27,68	19,13	15,46%	192,83	65,65	34,05	53,03%
	Ávila&Conciani	740,21	27,19	3,67	100,00%	479,28	40,97	8,55	100,00%	591,10	143,31	24,24	99,70%
	Ávila&Conciani (corrigido)	335,92	11,33	3,37	100,00%	197,24	14,23	7,21	61,35%	256,68	75,09	29,26	80,30%
	Aoki&Velloso	386,63	9,70	2,51	100,00%	127,32	12,37	9,71	3,78%	238,46	139,00	58,29	64,02%
	Décourt&Quaresma	374,39	8,95	2,39	100,00%	155,36	11,73	7,55	17,03%	249,23	117,49	47,14	69,47%