

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

**COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS EQUIPADAS
COM O SISTEMA EXPANDER BODY EM SOLO TROPICAL**

FERNANDO FEITOSA MONTEIRO

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.
COORIENTADOR: MARCOS F. PORTO DE AGUIAR, DS.c.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-189/2023

BRASÍLIA/DF: JULHO / 2023

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

COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS EQUIPADAS COM O
SISTEMA EXPANDER BODY EM SOLO TROPICAL

FERNANDO FEITOSA MONTEIRO

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

APROVADA POR:

PROF. RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)

PROF. MARCOS FÁBIO PORTO DE AGUIAR, DSc. (IFCE)
(COORIENTADOR)

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

PROF. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE, DSc. (UNICAMP)
(EXAMINADOR EXTERNO)

RENATO RESENDE ANGELIM, DSc. (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 14 de JULHO de 2023.

FICHA CATALOGRÁFICA

MONTEIRO, FERNANDO FEITOSA
COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS EQUIPADAS COM O
SISTEMA EXPANDER BODY EM SOLO TROPICAL.

xxv, 438 p., 297X210mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2023)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Palavras chaves:

- | | |
|-----------------------------|--------------------|
| 1. Fundações | 2. Prova de carga |
| 3. Tecnologia Expander Body | 4. Estaca escavada |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MONTEIRO, F. F. (2023). COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS EQUIPADAS COM O SISTEMA EXPANDER BODY EM SOLO TROPICAL. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-189/2023, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 438 p.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Fernando Feitosa Monteiro

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS EQUIPADAS COM O SISTEMA EXPANDER BODY EM SOLO TROPICAL.

GRAU: Doutor

ANO: 2023

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

Fernando Feitosa Monteiro
engffmonteiro@gmail.com

Universidade de Brasília
Campus Darcy Ribeiro
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / FT
Programa de Pós-graduação em Geotecnia
70910-900, Asa Norte, Brasília/DF-Brasil

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, meu irmão e minha esposa, dedico esta tese de doutorado. Agradeço por todo o incentivo e apoio que me proporcionaram ao longo dessa jornada de aprendizado e crescimento. Sem o amor e o suporte de vocês, essa conquista não seria possível. Sou grato por fazerem parte da minha vida e serem uma fonte constante de inspiração e amor.

AGRADECIMENTOS

Agradeço de coração a todas as pessoas e instituições que contribuíram para a realização deste trabalho tão importante para minha carreira acadêmica. Em especial, quero expressar minha gratidão:

A Deus, por ter me guiado e iluminado meus caminhos durante todo o percurso desta jornada;

À minha amada esposa, Leila Monteiro, pela sua presença constante em minha vida e pelo inestimável apoio que me concedeu durante todo o processo de elaboração desta tese. Seu amor, compreensão e paciência foram fundamentais para que eu pudesse enfrentar os momentos mais desafiadores deste projeto com coragem e determinação. Você sempre esteve ao meu lado, me encorajando e me motivando a dar o meu melhor em todas as etapas da minha jornada acadêmica. Sem o seu apoio incondicional, a realização deste trabalho seria impossível. Sua paciência, dedicação e carinho foram uma fonte constante de inspiração para mim e me ajudaram a superar os obstáculos que surgiram ao longo do caminho. Sua presença em minha vida é um presente que eu valorizo mais do que qualquer outra coisa. Sou grato por tê-la como minha esposa, minha companheira e minha melhor amiga. Agradeço do fundo do meu coração por ter me apoiado durante esta jornada, e por tudo o que você faz para tornar minha vida mais feliz e plena;

Aos meus pais Belarmino e Fernanda Monteiro e meu irmão Leonardo Monteiro. Desde o meu primeiro passo, vocês têm sido a minha base e meu porto seguro, me dando todo o suporte necessário para que eu pudesse trilhar meu caminho com determinação e segurança. Vocês são exemplos de perseverança e dedicação, e sempre me inspiraram a seguir em frente mesmo nos momentos mais difíceis. Sou muito grato por todo o amor, carinho e ensinamentos que vocês têm compartilhado comigo ao longo dos anos. Agradeço por terem me proporcionado uma educação de qualidade e por terem sempre me encorajado a buscar novos horizontes. Meu amor e gratidão por vocês é infinito e não pode ser descrito em palavras. Espero poder retribuir tudo o que vocês fizeram por mim e honrar o legado que vocês deixaram em minha vida. Obrigado por serem a minha família e por terem sempre me apoiado em todas as minhas escolhas e decisões;

Aos meus sogros Cavalcante e Conceição de Maria Carvalho, pelos momentos de alegria e conforto, e por compartilhar comigo as alegrias e desafios do doutorado;

As minhas cunhadas Clara e Ercília Carvalho e ao meu cunhado Davi Carvalho, gostaria de expressar minha gratidão pelo apoio e carinho durante todo o processo de realização deste projeto. Obrigado por estarem sempre presentes, pelas palavras de incentivo e pelos momentos de descontração que me ajudaram a relaxar em meio às pressões da pesquisa. Vocês são parte importante da minha família e sou grato por tê-los em minha vida;

Ao meu primo e irmão Rodrigo Monteiro, gostaria de expressar minha profunda gratidão pelo seu apoio incondicional durante os momentos mais desafiadores da elaboração desta tese, assim como por sua constante presença em minha vida. Sua dedicação e companheirismo foram fundamentais para meu sucesso.

Ao meu orientador, Renato Cunha, por sua excepcional orientação, apoio inestimável e confiança depositada em mim durante todo o processo de elaboração desta tese. Seus ensinamentos precisos, conselhos valiosos e sua disponibilidade constante foram fundamentais para o sucesso desse projeto. Além disso, gostaria de agradecer à sua família, Daniela, Bianca

e Alexandre Cunha, por terem nos recebido de braços abertos em Brasília, tornando-nos parte da sua família. Sua hospitalidade e amizade nos proporcionaram momentos inesquecíveis, tornando mais fácil a adaptação a uma nova cidade e fortalecendo nossa rede de apoio emocional. Agradeço do fundo do meu coração por tudo que vocês fizeram por mim e minha esposa, por terem nos acolhido e por terem feito parte desta jornada acadêmica e pessoal. Sem o seu apoio e incentivo, essa conquista não seria possível;

Meu coorientador Marcos Porto, por sua orientação e apoio durante todo o processo de elaboração desta tese. Desde a graduação, quando iniciamos nossa jornada juntos na pesquisa científica, ele tem sido um guia constante em minha vida acadêmica, compartilhando seu conhecimento e experiência e me ensinando lições valiosas sobre a pesquisa e a vida. Ao longo desses anos, além de ter sido um excelente professor, ele também se tornou um amigo próximo e um mentor inspirador. Sou profundamente grato pela sua dedicação à minha formação acadêmica e profissional, e pela amizade que desenvolvemos. Aprendi muito com você, e essa conquista não teria sido possível sem sua orientação e apoio;

Ao meu amigo e irmão Yago Machado, cujo apoio tem sido fundamental em todos os momentos da minha trajetória acadêmica e profissional. Desde a graduação, ele esteve ao meu lado, compartilhando conhecimentos, experiências e lições valiosas, e sendo um amigo leal e companheiro incondicional. Sem a sua ajuda, esta tese não seria concluída. Yago foi um apoio constante, ajudando-me a superar desafios e a encontrar motivação para continuar, mesmo nos momentos mais difíceis. Além disso, ele sempre esteve disposto a ouvir, aconselhar e compartilhar ideias, contribuindo para a minha formação pessoal e profissional de maneira significativa. Por tudo isso, sou profundamente grato ao meu amigo Yago Machado. Sua presença em minha vida tem sido uma bênção, e não tenho palavras para expressar o quanto sua amizade e apoio significaram para mim. Que possamos continuar juntos nesta jornada, construindo uma amizade cada vez mais forte e duradoura;

Aos professores da UnB que estiveram ao meu lado durante a jornada da realização desta tese. Foi graças aos debates enriquecedores e à troca de ideias que pude crescer academicamente e me aprimorar na minha área de pesquisa. Quero agradecer em especial aos professores André Pacheco de Assis, Gregório Luís Silva Araújo, José Camapum de Carvalho, Juan Félix Rodriguez Rebolledo e Luís Fernando Martins Ribeiro por terem sido amigos verdadeiros, me ajudando ao longo do caminho e oferecendo seu apoio e conselhos em momentos de dificuldade. Sem a ajuda de vocês, essa conquista não teria sido possível. Obrigado por fazerem parte da minha vida acadêmica e por me inspirarem a buscar sempre o melhor;

Aos meus amigos de infância Eduardo Paro, Renan Braga, Atila Correia, Guilherme Akira, Tiago Farias e Antônio Rubens. Durante toda a jornada de elaboração desta tese, eles me proporcionaram um apoio incondicional e compreensão pela minha ausência. Mesmo quando minha vida estava repleta de obrigações acadêmicas, eles permaneceram presentes em minha vida, compartilhando momentos valiosos e incentivando-me a seguir em frente. Sou profundamente grato pela amizade sincera e leal que nutrimos há anos, e não tenho palavras para expressar o quanto essa relação foi significativa e importante para mim. Muito obrigado, meus amigos, por tudo que vocês fizeram e continuam fazendo por mim. Vocês têm um lugar especial em meu coração e em minha história;

Ao meu amigo e professor Heber Oliveira, por todo o apoio, motivação, conselhos e amizade ao longo da minha jornada acadêmica desde a graduação. Durante todo esse tempo, Heber foi um guia constante, me ensinando lições valiosas sobre pesquisa, sobre a vida e sobre a importância do trabalho em equipe. Não apenas isso, ele sempre esteve disponível para me ajudar, esclarecer minhas dúvidas e compartilhar seu conhecimento e experiência. Seu

comprometimento com a minha formação acadêmica e profissional é inestimável e sou profundamente grato por ter tido a oportunidade de trabalhar ao seu lado e aprender com você. Além disso, Heber é um professor que eu admiro e me espelho, não apenas pelo seu conhecimento, mas também pela sua capacidade de ensinar e motivar seus alunos. Suas aulas sempre foram uma fonte de inspiração e aprendizado para mim, e sua paixão pela educação e pesquisa é contagiante. Sua presença em minha vida acadêmica foi crucial para minha formação e crescimento como estudante e ser humano;

Ao meu amigo e professor Paulo Albuquerque por todo o apoio, incentivo e paciência que você dedicou a mim durante a realização da minha tese. Sua disponibilidade para conversar sobre minhas ideias, esclarecer minhas dúvidas e me oferecer sugestões valiosas foi fundamental para o sucesso deste trabalho. Sua vasta experiência e conhecimento foram inestimáveis para a minha formação acadêmica e profissional. Sou imensamente grato por ter tido a oportunidade de trabalhar ao seu lado e aprender com um professor tão dedicado e competente. Mais do que um professor, você é um amigo e um exemplo a seguir, sempre disposto a ajudar, a ouvir e a compartilhar seus conhecimentos e experiências;

Ao meu amigo e professor Alfran Sampaio Moura, pelo seu apoio e conselhos durante a elaboração da minha tese e ao longo do mestrado. Sua orientação foi essencial para o meu crescimento acadêmico e pessoal.

Aos amigos que fiz durante minha jornada acadêmica na UnB e na UFC, em especial à Ana Carolina Pires, Melchior Filho, Heitor Bernardes, Michael Barrantes, Fabiani Barbosa, Patrícia Figueiredo, Ana Beatriz Nobre, Silvana Senaha, Tânia Senra, Nelson Sanchez, Thame Ribeiro, Raimundo León, Weber Souza, Mateus Costa, Katherin Roccio e Icaro Bastos, por terem apoiado e encorajado meu trabalho ao longo deste doutorado. Sem o seu apoio e incentivo, tenho certeza de que este trabalho não teria sido concluído. Cada um de vocês me ajudou de maneira única e especial, compartilhando ideias, sugestões e críticas construtivas que me ajudaram a crescer e a aprimorar meu trabalho. Vocês também me ofereceram seu apoio emocional e encorajamento quando eu precisava, e isso foi inestimável para mim. Mesmo nos momentos mais desafiadores, pude contar com o apoio e a amizade de vocês, o que me ajudou a manter a motivação e a perseverança para concluir esta jornada;

Aos amigos da revista *Soils and Rocks*, em especial a José Schiavon, Leandro Neves Duarte, Gilson Gitirana Jr, Juliane Marques e Neusa Mota, por todo o apoio e estímulo que me proporcionaram durante a minha jornada na elaboração desta tese;

À Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações LTDA, EMBRE, especialmente ao seu representante Carlos Medeiros, por terem acreditado e apoiado minha pesquisa por meio da contribuição financeira e pela disponibilização do ambiente adequado para o desenvolvimento do meu trabalho. Foi através da confiança e suporte da EMBRE que pude obter os recursos necessários para dar continuidade ao meu projeto de pesquisa, o que foi essencial para a sua conclusão com êxito;

Ao CNPq, por ter concedido a bolsa de estudos que tornou possível a conclusão desta tese.

Muito obrigado a todos!

RESUMO

A evolução da construção resultou no acréscimo das solicitações nas fundações, fazendo das fundações por estacas a solução mais utilizada. A tecnologia *Expander Body* (EB) foi introduzida no mercado para aprimorar a capacidade de carga das estacas e reduzir as incertezas relativas ao processo executivo, mas no Brasil a falta de trabalhos científicos limita o dimensionamento e projeto dessas fundações. Neste contexto, a presente tese tem como objetivo geral analisar o comportamento mecânico de estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia EB, submetidas à carregamentos axiais de compressão e tração. Para isso, foram realizadas provas de cargas estáticas de compressão e tração em estacas escavadas convencionais e estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB no Anexo do Campo Experimental da Universidade de Brasília. A tese aborda aspectos relacionados à aplicabilidade de metodologias de previsão de capacidade de carga e deslocamento de estacas, bem como o comportamento de tração *versus* compressão das estacas equipadas com a tecnologia EB. Também são apresentadas análises comparativas da capacidade de carga de estacas equipadas com o EB e estacas escavadas convencionais, além de estudos numéricos dos mecanismos de transferência de carga e superfícies de ruptura das estacas. Por fim, são propostos coeficientes de capacidade de carga para metodologias de previsão da capacidade de carga de estacas equipadas com o EB e estacas escavadas convencionais assentes em solos lateríticos. Constatou-se que estacas equipadas com a tecnologia EB apresentaram ganho de capacidade de carga de 32 a 40% em compressão e de 30% em tração, comparadas às estacas escavadas mecanicamente sem essa tecnologia. As estimativas de deslocamento foram mais coerentes e precisas quando obtidas a partir de módulos de deformabilidade provenientes de ensaios *in-situ*, em comparação com as estimativas provenientes de ensaios de laboratório. Para solos lateríticos, colapsíveis e não saturados, foram observadas razões de resistência por atrito lateral à compressão e à tração variando entre 0,86 e 0,98 para estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB. A estaca escavada com a tecnologia EB apresentou capacidade de carga superior em comparação a outras metodologias construtivas de fundações profundas, exceto para tubulões. As curvas teóricas utilizadas para simular a expansão dos EBs apresentaram um bom ajuste, com coeficientes de determinação R^2 superiores a 0,90. As análises numéricas foram bem-sucedidas ao se comparar com as curvas experimentais, apresentando coeficientes de correlação superiores a 0,90. Verificou-se que a superfície de ruptura para estacas sujeitas à tração assemelha-se a uma superfície curvilínea tangencial ao nível do terreno, enquanto para estacas a compressão, assume um formato similar ao de uma curva espiral logarítmica.

ABSTRACT

The evolution of construction has resulted in increased loads on foundations, making pile foundations the most commonly used solution. The Expander Body (EB) technology was introduced to improve the load capacity of piles and reduce uncertainties in the installation process, but in Brazil, the lack of scientific studies limits the design of these foundations. This thesis aims to analyze the mechanical behavior of bored piles equipped with EB technology, subjected to axial compression and uplift loads. Static load tests were carried out on conventional bored piles and bored piles equipped with EB technology at the Experimental Field Annex of the University of Brasília. The thesis addresses aspects related to the applicability of methodologies for predicting bearing capacity and displacement of piles, as well as the uplift *versus* compression behavior of piles equipped with EB technology. Comparative analyses of bearing capacity of EB-equipped piles and conventional piles are also presented, as well as numerical studies of load transfer mechanisms and failure surfaces of piles. Finally, load capacity coefficients are proposed for methodologies of bearing capacity prediction for EB-equipped piles and conventional bored piles based on lateritic soils. It was found that piles equipped with EB technology showed a load capacity gain of 32 to 40% in compression and 30% in uplift compared to bored piles without this technology. Displacement estimates were more consistent and accurate when obtained from deformation modules from *in-situ* tests compared to estimates from laboratory tests. For lateritic, collapsible, and unsaturated soils, frictional resistance ratios to compression and tension ranging from 0.86 to 0.98 were observed for bored piles equipped with the EB technology. Piles equipped with EB technology showed superior load capacity compared to other deep foundation construction methodologies, except for caisson foundations. The theoretical curves used to simulate EB expansion showed a good fit, with determination coefficients R^2 greater than 0.90. The numerical analyses were successful in comparison with the experimental curves, with correlation coefficients greater than 0.90. It was found that the failure surface for uplift piles resembles a curvilinear surface tangential to ground level, while for compression piles, it assumes a shape similar to that of a logarithmic spiral curve.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. JUSTIFICATIVA.....	2
1.2. HIPÓTESES.....	5
1.3. OBJETIVO GERAL.....	5
1.4. ESTRUTURA DA TESE.....	6
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1. TECNOLOGIA EXPANDER BODY (EB).....	8
2.1.1. Histórico.....	8
2.1.2. Processo executivo.....	10
2.1.3. Modelos de <i>Expander Body</i> (EB).....	12
2.1.4. Ensaio pressiométrico (PMT) e o <i>Expander Body</i> (EB).....	14
2.1.5. Pesquisas realizadas com a tecnologia <i>Expander Body</i> (EB).....	16
2.2. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL.....	34
2.2.1. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas a partir de resultados de SPT.....	36
2.2.2. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas a partir de resultados de CPT.....	38
2.2.3. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas a partir de resultados de PMT.....	42
2.2.4. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas a partir de métodos teóricos.....	44
2.2.5. Estimativa da capacidade de carga de estacas equipadas com a tecnologia <i>Expander Body</i>	47
2.2.6. Capacidade de carga de estacas com base alargada.....	53
2.2.7. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas submetidas à esforços de tração.....	54
2.2.8. Provas de carga instrumentadas.....	58

2.3.	ESTIMATIVA DE RECALQUES DE ESTACAS	59
2.4.	EXPANSÃO DE CAVIDADE	63
2.5.	COMPORTAMENTO TRAÇÃO <i>VERSUS</i> COMPRESSÃO EM ESTACAS .	69
2.6.	SOLOS TROPICAIS.....	77
2.7.	TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS	80
2.8.	MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	92
2.8.1.	Informações Relativas ao <i>Software</i> Plaxis.....	95
2.8.2.	Estudos numéricos realizados previamente	97
2.9.	ASPECTOS GERAIS ABORDADOS NA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA....	106
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	111
3.1.	INFORMAÇÕES GERAIS	111
3.2.	ASPECTOS GEOLÓGICOS E CLIMÁTICOS DO DISTRITO FEDERAL .	111
3.3.	SOLOS DA REGIÃO DO DISTRITO FEDERAL	114
3.4.	CAMPO EXPERIMENTAL DA UNB.....	117
3.4.1.	Localização.....	117
3.4.2.	Características Geotécnicas e Geológicas	122
3.4.3.	Características Mineralógicas.....	132
3.5.	ESTACAS: EXECUÇÃO E PROVAS DE CARGA.....	136
3.5.1.	Estacas Teste.....	136
3.5.2.	Sistema de Reação	139
3.5.3.	Expander Body	142
3.5.4.	Provas de Carga.....	143
3.6.	RESULTADOS DE PROVA DE CARGA EM OUTROS TIPOS DE ESTACA DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES DA UNB.....	145
3.6.1.	Estaca Apiloada	146
3.6.2.	Estaca Strauss	147
3.6.3.	Estaca Escavada Mecanicamente	147

3.6.4.	Estaca Broca	148
3.6.5.	Estaca Raiz	149
3.6.6.	Estaca Hélice Contínua.....	150
3.6.7.	Estaca Pré-Moldada de Concreto.....	150
3.6.8.	Tubulão.....	151
3.7.	MÉTODOS EMPREGADOS NA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS	151
3.8.	MÉTODOS EMPREGADOS NA ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS DAS ESTACAS	155
3.9.	MODELAGEM NUMÉRICA.....	157
3.9.1.	Geometria, malha e condições de contorno	158
3.9.2.	Passos de análises	160
3.9.3.	Calibração do modelo.....	162
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	171
4.1.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA.....	171
4.2.	ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES (ELU)	189
4.2.1.	Estimativas baseadas no ensaio SPT	189
4.2.2.	Estimativas baseadas no ensaio CPT.....	194
4.2.3.	Estimativas baseadas no ensaio PMT	203
4.2.4.	Estimativas baseadas em métodos téóricos	208
4.2.5.	Estimativas de métodos específicos desenvolvidos para a tecnologia EB ...	216
4.2.6.	Estimativas de métodos específicos desenvolvidos para estacas sujeitas à esforços de tração	219
4.2.7.	Análise geral das metodologias de estimativa de capacidade de carga	224
4.3.	ESTIMATIVA DE RECALQUE DAS FUNDAÇÕES (ELS)	231
4.4.	COMPORTAMENTO TRAÇÃO <i>VERSUS</i> COMPRESSÃO	242

4.5.	ANÁLISE COMPARATIVA DAS PROVAS DE CARGA DE DIFERENTES ESTACAS DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNB	247
4.6.	INTERPRETAÇÃO DAS CURVAS PRESSÃO <i>VERSUS</i> VOLUME DO EB	262
4.7.	ANÁLISE NUMÉRICA DAS PROVAS DE CARGA	276
4.8.	PROPOSTA DE COEFICIENTES PRELIMINARES PARA METODOLOGIAS DE CAPACIDADE DE CARGA	291
5.	CONCLUSÕES	295
	REFERÊNCIAS BIBLIGRÁFICAS	303
	APÊNDICE A.....	335
	APÊNDICE B.....	343
	APÊNDICE C.....	357
	APÊNDICE D.....	370
	APÊNDICE E.....	382
	APÊNDICE F.....	397
	APÊNDICE G.....	404
	APÊNDICE H.....	410

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Soluções de fundação no mercado mundial (modificado – Aguiar, 2020).....	1
Figura 1.2. Distribuição do mercado de fundações até 2028 (modificado – Grand View Research, 2021).....	2
Figura 1.3. Ação do vento nas estruturas de fundações.....	4
Figura 2.1. Expansão do EB.....	9
Figura 2.2. Etapas de expansão do EB.....	10
Figura 2.3. Processo executivo de instalação do Expander Body (EB) em estacas escavadas.....	11
Figura 2.4. Detalhe do tubo auxiliar que passa por dentro do EB.....	11
Figura 2.5. Expander Body 612 exumado: (a) obra em Brasília (Silva, 2019); (b) tubos de injeção no topo do EB; (c) EB com injeção de fundo na Bolívia (Fellenius et al. 2019).....	12
Figura 2.6. Expander Body 612: (a) estado inicial; (b) após a expansão. Terceros Herrera (2016).....	13
Figura 2.7. Curva de calibração do EB 612 (Terceros Arce e Terceros Herrera, 2017).....	13
Figura 2.8. Ensaio de calibração do EB 612 (Terceros Herrera, 2008).....	14
Figura 2.9. Curva pressão-volume típica de um EB (modificado - Terceros Herrera, 2016).....	15
Figura 2.10. Etapas de expansão do EB ao ar livre (Terceros Herrera, 2008).....	19
Figura 2.11. EB assente em horizonte de elevada compacidade (Terceros Herrera, 2008).....	20
Figura 2.12. EB assente em horizonte de baixa compacidade (Terceros Herrera, 2008).....	20
Figura 2.13. Vazamento parcial da calda de cimento (Terceros Herrera e Massarsch, 2014).....	22
Figura 2.14. Vazamento permanente (Terceros Herrera e Massarsch, 2014).....	22
Figura 2.15. Curva pressão versus volume (EB 612) – estaca escavada (Terceros Herrera, 2016).....	24
Figura 2.16. Curva pressão versus volume – estaca de deslocamento em solo de elevada compacidade (Terceros Herrera, 2016).....	24
Figura 2.17. Curva pressão versus volume: estaca de deslocamento em solo de baixa compacidade (Terceros Herrera, 2016).....	25
Figura 2.18. Curva pressão versus volume em rocha com concreto fluido (Terceros Herrera, 2016).....	25
Figura 2.19. Curva pressão versus volume em rocha com concreto rígido (Terceros Herrera, 2016).....	25
Figura 2.20. Curva pressão versus volume em rocha com comportamento distinto (Terceros Herrera, 2016).....	26
Figura 2.21. Curva pressão versus volume: (a) – maior compacidade; (b) – menor compacidade (modificado – Terceros Arce e Terceros Herrera, 2017).....	26
Figura 2.22. Curvas pressão versus volume dos DWE (Silva et al. 2019).....	29
Figura 2.23. Confiabilidade de diferentes metodologias do CPT (Niazi e Mayne, 2013).....	40
Figura 2.24. Mecanismos de ruptura em estacas (adaptado – Cintra e Aoki, 2010).....	47
Figura 2.25. Capacidade de carga do EB em solos granulares (Expanderkroppar, 1988).....	50

Figura 2.26. Mecanismo de ruptura propostos para estacas com base alargada sujeitas à tração (Dickin e Leung, 1990).....	55
Figura 2.27. Expansão de cavidade (modificado - Cunha, 1994).....	64
Figura 2.28. Deslocamento elástico na parede devido à mudança de volume compressivo de um elemento de solo. (modificado - Cunha, 1996).....	64
Figura 2.29. Exemplo de ajuste de curva (modificado - Mota, 2003).....	68
Figura 2.30. Histograma das relações QLT/QLC (modificado - Yaegashi et al. 2018).....	75
Figura 2.31. Razões QLT/QLC por tipo de estaca (modificado - Yaegashi et al. 2018).....	76
Figura 2.32. Perfil de umidade natural do Anexo do Campo Experimental da UnB.....	78
Figura 2.33. (a) – Relação carga versus recalque de uma estaca; (b) – Transferência de carga de uma estaca (modificado – Tomlinson e Woodward, 2020).....	81
Figura 2.34. (a) – Domínios do atrito e da ponta, com ajuste linear e obtenção do limite superior do atrito Q_{su} ; (b) – reta para definição do limite inferior do atrito Q_{sl} na curva carga-recalque (Amann, 2012).....	83
Figura 2.35. Construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura (A_{lr}) e da carga residual na ponta (Ph) (Massad e Lazo, 1998).....	84
Figura 2.36. Superfícies de ruptura de estacas sujeitas à compressão.....	90
Figura 2.37. Superfícies de ruptura de estacas sujeitas à compressão. (modificado – Karimpour-Fard e Eslami, 2013).....	91
Figura 2.38. Influência do ângulo de atrito do solo na zona de influência da superfície de ruptura (modificado – Karimpour-Fard e Eslami, 2013).....	91
Figura 2.39. Geometria e malha de elementos finitos (modificado – Fish e Belytschko, 2007).....	93
Figura 2.40. Típica divisão de elementos finitos 2D (Pott e Zdravkovic, 2001).....	94
Figura 2.41. Tipos de elementos finitos do PLAXIS 2D (PLAXIS, 2023).....	96
Figura 2.42. Simulação numérica: (a) – domínio; (b) – discretização da malha (modificado - Sadud et al. 2014).....	99
Figura 2.43. Simulação numérica: (a) – Expansão EB; (b) – prova de carga (modificado - Sadud et al. 2014).....	99
Figura 2.44. Simulação numérica de prova de carga (modificado - Rebolledo et al. 2019).....	101
Figura 2.45. Comparação das curvas carga versus recalque experimentais e numéricas (modificado - Rebolledo et al. 2019).....	101
Figura 2.46. Modelagem numérica: (a) – Geometria do modelo; (b) – Discretização do modelo; (c) – vista ampliada da ponta e do fuste (modificado - Schmüdderich et al. 2020).....	103
Figura 2.47. Etapas da modelagem numérica de uma estaca escavada (modificado - Schmüdderich et al. 2020).....	103
Figura 2.48. Modelagem numérica da instalação do EB: (a) – Escavação; (b) – Expansão do EB; (c) – Segunda etapa de injeção do EB; (d) – Concretagem; (modificado - Schmüdderich et al. 2020).....	104

Figura 2.49. Análise comparativa das estimativas numéricas no caso da estaca hélice de deslocamento equipada com EB (modificado - Schmüdderich et al. 2020).....	105
Figura 3.1. Mapa Geográfico do Distrito Federal (modificado – Mende, 2021).....	112
Figura 3.2. Médias de precipitação anual para o estado de Goiás e o Distrito Federal (Alvares et al. 2013).....	113
Figura 3.3. Distribuição da precipitação no Distrito Federal (INMET, 2021).....	113
Figura 3.4. Mapa geológico do DF (modificado – Freitas Silva e Campos, 1998).....	114
Figura 3.5. Mapa geológico do DF (modificado – EMBRAPA, 1978).....	115
Figura 3.6. Microestrutura de solos lateríticos do Distrito Federal (modificado – Camapum de Carvalho e Gitirana Jr, 2021).....	116
Figura 3.7. Localização do CEFECUnB.....	117
Figura 3.8. Localização do Anexo do CEFECUnB.....	118
Figura 3.9. Localização das estacas e ensaios no Campo Experimental de Fundações da UnB (sem escala).....	119
Figura 3.10. Localização das estacas e ensaios no Anexo do Campo Experimental de Fundações da UnB.....	121
Figura 3.11. Amostras deformadas obtidas em ensaios SPT (modificado – Anjos, 2006).....	122
Figura 3.12. Caracterização física do Campo Experimental de Fundações da UnB (modificado – Guimarães, 2002).....	124
Figura 3.13. Resultados de ensaios de CPT (modificado – Mota, 2003).....	126
Figura 3.14. Valores médios, desvios padrões e coeficientes de variação dos resultados de ensaios CPT (modificado – Mota, 2003).....	126
Figura 3.15. Curvas pressiométricas do ensaio PMT – 1 (modificado – Mota, 2003).....	127
Figura 3.16. Valores de pressão efetiva do PMT e coeficiente de empuxo no repouso.....	128
Figura 3.17. Valores de NSPT versus profundidade (valores médios e coeficiente de variação).....	128
Figura 3.18. Curvas características do Campo Experimental da UnB (modificado – Mota, 2003).....	129
Figura 3.19. Perfil de umidade natural do Anexo do Campo Experimental da UnB.....	130
Figura 3.20. Valores de teor de umidade e grau de saturação do Anexo do Campo Experimental da UnB ao longo da profundidade.....	130
Figura 3.21. Perfil estratigráfico interpretado do Anexo do Campo Experimental da UnB ao longo da profundidade.....	131
Figura 3.22. Micrografia de amostra de solo do Campo Experimental da UnB a profundidade de 1 m (Guimarães, 2002).....	132
Figura 3.23. Micrografias de amostras de solo do Campo Experimental da UnB: (a) – a profundidade de 2 m; (b) – a profundidade de 5 m (modificado – Guimarães, 2002).....	133
Figura 3.24. Micrografia de amostra de solo do Campo Experimental da UnB a profundidade de 10 m (Guimarães, 2002).....	133

Figura 3.25. Micrografias de amostras de solo do Campo Experimental da UnB: (a) – a profundidade de 1 m; (b) – a profundidade de 3 m (modificado – Guimarães, 2002).....	134
Figura 3.26. Micrografias de amostras de solo do Campo Experimental da UnB: (a) – a profundidade de 5 m; (b) – a profundidade de 7 m (modificado – Guimarães, 2002).....	134
Figura 3.27. Micrografias de amostras de solo do Campo Experimental da UnB a profundidade de 9 m (modificado – Guimarães, 2002).....	134
Figura 3.28. Perfil mineralógico do Campo Experimental da UnB (modificado – Camapum de Carvalho e Gitirana Jr, 2021).....	135
Figura 3.29. Processo executivo de estacas escavadas mecanicamente com a tecnologia EB.....	137
Figura 3.30. Procedimentos de injeção do EB.....	138
Figura 3.31. Processo executivo de estaca equipada com EB no Campo Experimental de Fundações da UnB (modificado – Silva et al. 2018).....	139
Figura 3.32. Sistema de reação das provas de carga à compressão.....	140
Figura 3.33. Vista transversal do sistema de reação das provas de carga à compressão.....	140
Figura 3.34. Sistema de reação das provas de carga à tração.....	141
Figura 3.35. Vista transversal do sistema de reação das provas de carga à tração.....	141
Figura 3.36. Expander Body 612: (a) estado inicial; (b) após a expansão.....	142
Figura 3.37. Conexões de injeção do sistema EB: (a) topo; (b) fundo.....	142
Figura 3.38. Conjunto bomba de argamassa de cimento e misturador.....	143
Figura 3.39. Cavalete de pressão e manômetro.....	143
Figura 3.40. Equipamentos utilizados nas provas de carga.....	144
Figura 3.41. Curva carga versus recalque da estaca apiloada (modificado – Jardim, 1998).....	147
Figura 3.42. Curvas carga versus recalque das estacas strauss (modificado – Perez, 1997).....	147
Figura 3.43. Curvas carga versus recalque das estacas escavadas mecanicamente (modificado – Perez, 1997).....	148
Figura 3.44. Curva carga versus recalque da estaca broca (modificado – Perez, 1997).....	149
Figura 3.45. Curvas carga versus recalque das estacas raiz (modificado – Perez, 1997).....	149
Figura 3.46. Curva carga versus recalque da estaca HCM (modificado – Anjos, 2006).....	150
Figura 3.47. Curva carga versus recalque da estaca pré-moldada (modificado – Jardim, 1998).....	150
Figura 3.48. Curva carga versus recalque do tubulão (modificado – Anjos, 2006).....	151
Figura 3.49. Geometria do modelo: (a) Sem EB; (b) Com EB.....	158
Figura 3.50. Elemento triangular com 15 nós.....	159
Figura 3.51. Simulação numérica de prova de carga.....	159
Figura 3.52. Etapas de análise da modelagem numérica da estaca EEC – 10 (Sem escala).....	160
Figura 3.53. Etapas de análise da modelagem numérica da estaca EET – 10 (Sem escala).....	161
Figura 3.54. Etapas de análise da modelagem numérica da estaca EBT – 10 (Sem escala).....	162
Figura 3.55. Etapas de análise da modelagem numérica da estaca EBC – 10 (Sem escala).....	162

Figura 3.56. Fluxograma das etapas de calibração e simulações numéricas.....	163
Figura 3.57. Materiais utilizados na modelagem numérica preliminar (Rebolledo et al. 2019).....	163
Figura 3.58. Simulação numérica preliminar da estaca EET – 10.....	164
Figura 3.59. Simulação numérica da estaca EET – 10 com parâmetros retroanalizados.....	165
Figura 3.60. Simulação numérica da estaca EEC – 10 com parâmetros retroanalizados.....	168
Figura 3.61. Localização dos pontos de Gauss ou pontos de tensão ao longo da profundidade (sem escala).....	170
Figura 4.1. Curva carga versus deslocamento – EEC – 8.8.....	173
Figura 4.2. Curva carga versus deslocamento – EEC – 10.	173
Figura 4.3. Curva carga versus deslocamento – EBC – 8.8.	174
Figura 4.4. Curva carga versus deslocamento – EBC – 10.	174
Figura 4.5. Curva carga versus deslocamento – EET – 10.	175
Figura 4.6. Curva carga versus deslocamento – EBT – 8.	175
Figura 4.7. Curva carga versus deslocamento – EBT – 10.	176
Figura 4.8. Curva carga versus deslocamento – EEC – 8.8 – Eurocode 7 (CEN, 2004).....	176
Figura 4.9. Cargas de ruptura convencionadas adotadas.....	177
Figura 4.10. Curva carga versus deslocamento de todas as estacas da pesquisa.....	178
Figura 4.11. Curva carga versus deslocamento: (a) Compressão; (b) Tração.....	178
Figura 4.12. Ganho percentual de capacidade de carga das estacas escavadas equipadas com EB em relação a estacas escavadas convencionais.....	179
Figura 4.13. Acréscimo de tensões e densificação do solo adjacente devido a expansão do EB.....	179
Figura 4.14. Acréscimo da geometria do fuste e da ponta da estaca devido a expansão do EB.....	180
Figura 4.15. Determinação do limite superior do domínio do atrito lateral (Q_{su}).....	181
Figura 4.16. Curvas de mobilização do atrito lateral versus deslocamento do topo da estaca.....	182
Figura 4.17. Saturação do atrito lateral nas estacas sujeitas à compressão.....	185
Figura 4.18. Saturação do atrito lateral nas estacas sujeitas à tração.....	186
Figura 4.19. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio SPT.....	190
Figura 4.20. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à tração com base em métodos fundamentados no ensaio SPT.....	190
Figura 4.21. Razões Q_{LP} / Q_{LREF} de capacidade de carga por atrito lateral para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio SPT.....	192
Figura 4.22. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio SPT.....	194
Figura 4.23. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio CPT.....	195

Figura 4.24. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à tração com base em métodos fundamentados no ensaio CPT.....	195
Figura 4.25. Zonas de influência dos métodos fundamentados no ensaio CPT.....	197
Figura 4.26. Razões $QLP / QLREF$ de capacidade de carga por atrito lateral para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio CPT.....	199
Figura 4.27. Razões $QPP / QPREF$ de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio CPT.....	201
Figura 4.28. Razões $QPP / QPREF$ de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio CPT para o cenário em que são adotados os valores de referência de ponta ($QPM(2003)$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003).....	202
Figura 4.29. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio PMT.....	203
Figura 4.30. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração com base em métodos fundamentados no ensaio PMT.....	203
Figura 4.31. Razões $QLP / QLREF$ de capacidade de carga por atrito lateral para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio PMT.....	206
Figura 4.32. Razões $QPP / QPREF$ de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio PMT.....	207
Figura 4.33. Razões $QPP / QPREF$ de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio PMT para o cenário em que são adotados os valores de referência de ponta ($QPM(2003)$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003).....	208
Figura 4.34. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão com base em métodos teóricos.....	209
Figura 4.35. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração com base em métodos teóricos.....	209
Figura 4.36. Razões $QLP / QLREF$ de capacidade de carga por atrito lateral para estacas sujeitas à compressão com base em métodos teóricos.....	213
Figura 4.37. Razões $QPP / QPREF$ de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos teóricos.....	215
Figura 4.38. Razões $QPP / QPREF$ de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à.....	216
Figura 4.39. Razões $QPP / QPREF$ de capacidade de carga do EB.....	218
Figura 4.40. Razões $QPP / QPREF$ de capacidade de carga do EB para o cenário em que são adotados os valores de referência de ponta ($QPM(2003)$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003).....	218
Figura 4.41. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração com base em métodos específicos desenvolvidos para estacas sujeitas à tração.....	219

Figura 4.42. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração de acordo com o ângulo de geratriz da superfície de ruptura - Biarez e Barraud (1968).....	222
Figura 4.43. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração de acordo com o ângulo de geratriz da superfície de ruptura - Mors (1959).....	222
Figura 4.44. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração de acordo com o ângulo de geratriz da superfície de ruptura - Shanker et al. (2007).....	223
Figura 4.45. Valores de Ranking Distance (RD) generalizados para estimativa de capacidade de carga total – compressão.....	230
Figura 4.46. Valores de Ranking Distance (RD) generalizados para estimativa de capacidade de carga total – tração.....	230
Figura 4.47. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas submetidas à compressão para distintos módulos de deformabilidade - Poulos e Davis (1980).....	231
Figura 4.48. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas sujeitas à tração para distintos módulos de deformabilidade - Poulos e Davis (1980).....	232
Figura 4.49. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas sujeitas a um nível de carregamento equivalente a 50% da carga convencional - Poulos e Davis (1980).....	235
Figura 4.50. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas submetidas à compressão para distintos módulos de deformabilidade - Bowles (1997).....	237
Figura 4.51. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas sujeitas à tração para distintos módulos de deformabilidade - Bowles (1997).....	237
Figura 4.52. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas sujeitas a um nível de carregamento equivalente a 50% da carga convencional - Bowles (1997).....	239
Figura 4.53. Razões Q_p/Q_m de deslocamento para estacas submetidas à compressão para distintos módulos de deformabilidade - Seo et al. (2007).....	239
Figura 4.54. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas sujeitas à tração para distintos módulos de deformabilidade - Seo et al. (2007).....	240
Figura 4.55. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas sujeitas a um nível de carregamento equivalente a 50% da carga convencional - Seo et al. (2007).....	241
Figura 4.56. Valores estimados da razão f_{LT}/f_{LC} entre a resistência por atrito lateral de estacas submetidas à tração e compressão - De Nicola e Randolph (1993).....	243
Figura 4.57. Valores experimentais da razão f_T/f_C entre a resistência total de estacas submetidas à tração e compressão - Décourt (1999).....	244
Figura 4.58. Razões f_{LT}/f_{LC} por tipo de estaca considerando estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB (modificado - Yaegashi et al. 2018).....	245
Figura 4.59. Valores experimentais da razão Q_T/Q_C entre a resistência total convencional de estacas submetidas à tração e compressão.....	246

Figura 4.60. Curvas de carga versus recalque - estacas escavadas mecanicamente e concretadas em dias distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	248
Figura 4.61. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas escavadas mecanicamente e concretadas em dias distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	249
Figura 4.62. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas escavadas mecanicamente e concretadas em dias distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	250
Figura 4.63. Curvas carga versus recalque - estaca broca e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	250
Figura 4.64. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca broca e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	251
Figura 4.65. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca broca e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	251
Figura 4.66. Curvas carga versus recalque - estacas do tipo Strauss e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	252
Figura 4.67. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas do tipo Strauss com processos executivos distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	253
Figura 4.68. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas do tipo Strauss com processos executivos distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	254
Figura 4.69. Curvas carga versus recalque - estacas do tipo raiz e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	255
Figura 4.70. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas do tipo raiz com pressões de injeção distintas e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	256
Figura 4.71. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas do tipo raiz com pressões de injeção distintas e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	256
Figura 4.72. Curvas carga versus recalque - estaca pré-moldadas de concreto, estaca apiloada e estaca escavada equipada com e sem a tecnologia EB.....	257
Figura 4.73. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca pré-moldada de concreto (SCAC) estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	258

Figura 4.74. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca pré-moldada de concreto (SCAC) estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	258
Figura 4.75. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca apiloada estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	259
Figura 4.76. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca apiloada e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	259
Figura 4.77. Curvas carga versus recalque - estaca hélice contínua monitorada, tubulão e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	260
Figura 4.78. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca hélice contínua monitorada, tubulão estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	261
Figura 4.79. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca hélice contínua monitorada, tubulão e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.....	261
Figura 4.80. Curvas pressão versus volume das estacas EBC - 8.8 e EBC - 10.....	263
Figura 4.81. Curvas pressão versus volume das estacas EBT - 8 e EBT - 10.....	263
Figura 4.82. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 1000 kPa.....	268
Figura 4.83. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 900 kPa.....	268
Figura 4.84. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 800 kPa.....	269
Figura 4.85. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 700 kPa.....	269
Figura 4.86. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 600 kPa.....	270
Figura 4.87. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 500 kPa.....	270
Figura 4.88. Alteração do estado de tensões no solo devido a expansão do EB.....	274
Figura 4.89. Alteração dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EBT – 8 (sem escala).....	274
Figura 4.90. Alteração dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EBC – 8.8 (sem escala).....	275
Figura 4.91. Alteração dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EBC – 10 (sem escala).....	275
Figura 4.92. Alteração dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EBT – 10 (sem escala).....	276

Figura 4.93. Curva carga versus deslocamento numérica e experimental: EBT – 10.....	277
Figura 4.94. Curva carga versus deslocamento numérica e experimental: EBC – 10.....	277
Figura 4.95. Pontos de plastificação e de tração em regiões do Expander Body: EBC – 10.....	279
Figura 4.96. Pontos de plastificação e de tração da estaca EEC – 10.....	279
Figura 4.97. Pontos de plastificação e de tração em regiões do Expander Body: EBT – 10.....	280
Figura 4.98. Pontos de plastificação e de tração da estaca EET – 10.....	280
Figura 4.99. Transferência de carga da estaca EBC – 10.....	281
Figura 4.100. Transferência de carga da estaca EEC – 10.....	281
Figura 4.101. Transferência de carga da estaca EBT – 10.....	282
Figura 4.102. Transferência de carga da estaca EET – 10.....	282
Figura 4.103. Atrito lateral ao longo da profundidade – estaca EBC – 10.....	284
Figura 4.104. Atrito lateral ao longo da profundidade – estaca EEC – 10.....	285
Figura 4.105. Atrito lateral ao longo da profundidade – estaca EBT – 10.....	285
Figura 4.106. Atrito lateral ao longo da profundidade – estaca EET – 10.....	286
Figura 4.107. Tensão de cisalhamento relativa ao redor da ponta da estaca EBC – 10.....	289
Figura 4.108. Tensão de cisalhamento relativa ao redor da ponta da estaca EEC – 10.....	289
Figura 4.109. Tensão de cisalhamento relativa ao redor da ponta da estaca EBT – 10.....	290
Figura 4.110. Tensão de cisalhamento relativa ao redor da ponta da estaca EET – 10.....	290

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Modelos de EB (Terceros Arce e Terceros Herrera, 2017).....	12
Tabela 2.2. Histórico de pesquisas realizadas com a tecnologia Expander Body.....	31
Tabela 2.3. Métodos de estimativa da capacidade de carga do EB.....	52
Tabela 3.1. Parâmetros de resistência dos solos do Anexo do Campo Experimental da UnB (Guimarães, 2002).....	131
Tabela 3.2. Características geométricas das estacas teste.....	136
Tabela 3.3. Descrição das atividades realizadas no Campo Experimental da UnB.....	144
Tabela 3.4. Informações gerais das provas de carga realizadas.....	145
Tabela 3.5. Informações gerais das provas de carga previamente realizadas Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da Universidade de Brasília.....	146
Tabela 3.6. Métodos semiempíricos baseados no ensaio pressiométrico (PMT).....	151
Tabela 3.7. Métodos semiempíricos baseados no ensaio SPT.....	152
Tabela 3.8. Métodos semiempíricos baseados no ensaio CPT.....	152
Tabela 3.9. Métodos teóricos que empregam parâmetros obtidos em laboratório.....	152
Tabela 3.10. Métodos característicos de estimativa de capacidade de carga para estacas sujeitas à tração.....	153
Tabela 3.11. Métodos que utilizam curvas de pressão versus volume de injeção do EB.....	153
Tabela 3.12. Escala de conservadorismo baseada na porcentagem de valores K inferiores a 1 (modificado – Orr e Cherubini, 2003).....	155
Tabela 3.13. Correlações e técnicas utilizadas para estimativa dos módulos de deformabilidade.....	156
Tabela 3.14. Parâmetros propostos por Rebolledo et al. (2019).....	166
Tabela 3.15. Parâmetros retroanalizados da prova de carga da EET – 10.....	167
Tabela 3.16. Parâmetros retroanalizados da prova de carga da estaca EEC – 10.....	168
Tabela 3.17. Parâmetros utilizados na simulação da prova de carga da estaca EBT – 10.....	169
Tabela 3.18. Parâmetros utilizados na simulação da prova de carga da estaca EBC – 10.....	169
Tabela 4.1. Características das fundações e resultados interpretados nas provas de carga.....	172
Tabela 4.2. Cargas de ruptura convencionadas adotadas.....	177
Tabela 4.3. Valores estimados de atrito lateral na ruptura.....	186
Tabela 4.4. Valores de QL considerando a transferência de carga evidenciada por Mota (2003) a partir de instrumentação de estacas mecanicamente escavadas.....	188
Tabela 4.5. Valores de Ranking Distance (RD) para as metodologias baseadas em ensaios SPT para estacas sujeitas à compressão e tração.....	191
Tabela 4.6. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga por atrito lateral a partir de metodologias baseadas em ensaios SPT para estacas sujeitas à compressão e tração.....	193

Tabela 4.7. Valores de Ranking Distance (RD) para as metodologias baseadas em ensaios CPT para estacas sujeitas à compressão e tração.....	198
Tabela 4.8. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga por atrito lateral a partir de metodologias baseadas em ensaios CPT para estacas sujeitas à compressão e tração.....	200
Tabela 4.9. Valores de Ranking Distance (RD) para as metodologias baseadas em ensaios PMT para estacas sujeitas à compressão e tração.....	205
Tabela 4.10. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga por atrito lateral a partir de metodologias baseadas em ensaios PMT para estacas sujeitas à compressão e tração.....	206
Tabela 4.11. Valores de Ranking Distance (RD) para as metodologias baseadas em métodos teóricos.	211
Tabela 4.12. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga por atrito lateral a partir de metodologias teóricas para estacas sujeitas à compressão e tração.....	214
Tabela 4.13. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga total a partir de metodologias específicas para estacas sujeitas à tração.....	221
Tabela 4.14. Valores de Ranking Distance (RD) generalizados para estimativa de capacidade de carga total.....	229
Tabela 4.15. Parâmetros iniciais da análise.....	266
Tabela 4.16. Análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB - EBC – 8.8.....	271
Tabela 4.17. Análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB - EBC – 10.....	271
Tabela 4.18. Análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB - EBT – 8.....	271
Tabela 4.19. Análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB - EBT – 10.....	272
Tabela 4.20. Valores de carga no topo, em diferentes níveis, e porcentagem de ponta da estaca EBC – 10.....	283
Tabela 4.21. Valores de carga no topo, em diferentes níveis, e porcentagem de ponta da estaca EEC – 10.....	283
Tabela 4.22. Valores de carga no topo, em diferentes níveis, e porcentagem de ponta da estaca EBT – 10.....	283
Tabela 4.23. Valores de carga no topo, em diferentes níveis, e porcentagem de ponta da estaca EET – 10.....	283
Tabela 4.24. Valores de referência de resistência por atrito lateral e ponta empregados para calibração.....	292
Tabela 4.25. Coeficientes preliminares propostos - SPT.....	292
Tabela 4.26. Coeficientes preliminares propostos - CPT e PMT.....	293
Tabela 4.27. Coeficientes preliminares propostos - Métodos teóricos.....	293

1. INTRODUÇÃO

O avanço da engenharia de fundações possibilitou a viabilidade de diversos empreendimentos ao redor do mundo, tendo em vista que os patamares das construções têm evoluído de modo progressivo, promovendo um acréscimo significativo das solicitações nas fundações e acarretando a evolução dos processos e da tecnologia implementada na execução de distintos sistemas de fundações. O emprego de fundações por estacas consolidou-se nas últimas décadas, como a principal solução de fundação de diversas estruturas da construção civil, tais como edifícios residenciais e comerciais, pontes e torres de linha de transmissão. Aguiar (2020) exhibe os tipos de soluções de fundações mais empregada no mercado brasileiro (Figura 1.1).

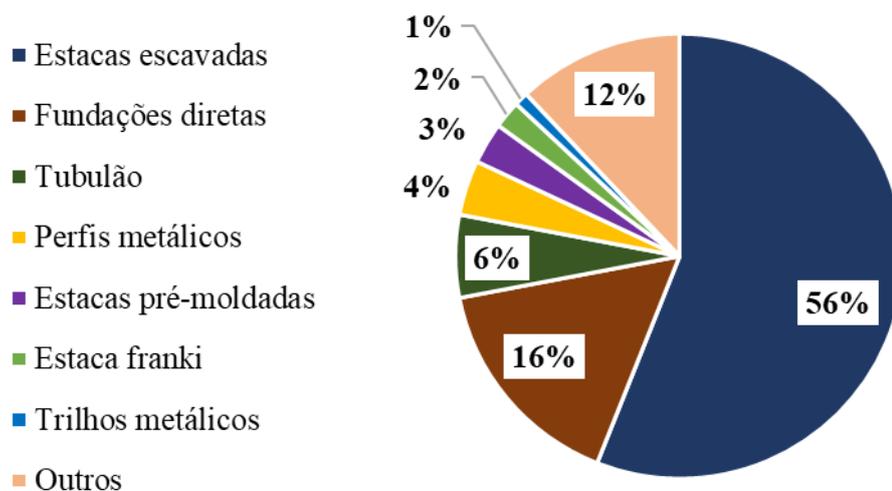


Figura 1.1. Soluções de fundação no mercado brasileiro (modificado – Aguiar, 2020).

Dentre as diversas soluções de fundações por estacas utilizadas na engenharia de fundações, destacam-se as estacas escavadas à trado, devido à sua ampla utilização em obras geotécnicas, especialmente em grandes centros urbanos, onde a tolerância em relação a ruídos e vibrações é significativamente limitada. Segundo o Grand View Research (2021), a tendência de distribuição do mercado de fundações até 2028 é descrita de acordo com a Figura 1.2.

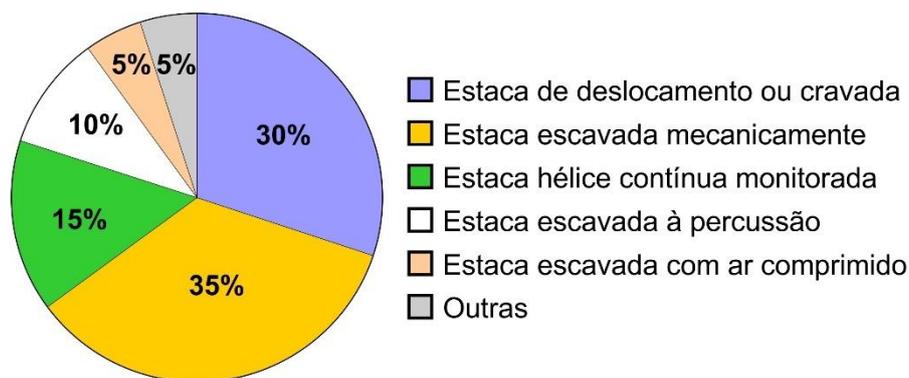


Figura 1.2. Distribuição do mercado de fundações até 2028 (modificado – Grand View Research, 2021).

Dentre as maiores desvantagens da utilização das estacas escavadas mecanicamente, podem-se destacar a descompressão do solo e o acúmulo de material solto no fundo da perfuração durante o processo executivo. Após a retirada da broca de escavação durante a execução da estaca, observa-se uma tendência do acúmulo de material solto no fundo da escavação, fazendo com que diversos projetistas desconsiderem a parcela de resistência de ponta nestes tipos de estacas. Tais estacas geralmente possuem baixa resistência de ponta e trabalham principalmente por atrito ao longo da profundidade, sendo assim consideradas estacas flutuantes. Ao realizar provas de carga instrumentadas em estacas mecanicamente escavadas no campo experimental da UnB, Mota (2003) observou que a 99,5% da carga aplicada no topo da estaca no último estágio da prova de carga foi transferida para o fuste do elemento de fundação. Embora o processo de construção e o material usado sejam baratos, o produto final apresenta capacidade variável e limitada.

A fim de aprimorar a capacidade de carga das mesmas, um novo sistema para fundações começou a ser introduzido em 1980 na Suécia, a tecnologia *Expander Body* (Broms e Nord, 1985). A tecnologia *Expander Body* (EB) consiste na instalação de um tubo de aço dobrado em franzido de 0,12 m de largura, com 1 a 2 m de comprimento, que é expandido a partir da injeção de calda de cimento pressurizada por um tubo instalado desde à ponta até ao topo da estaca na superfície. Diferentes modelos de *Expander Body* permitem a expansão de 0,4 a 0,8 m do diâmetro da ponta da estaca. O processo de expansão assemelha-se a um ensaio pressiométrico, fornecendo informações sobre as características de tensão-deformação nas proximidades da ponta da estaca (Fellenius *et al.* 2018).

1.1. JUSTIFICATIVA

Segundo o plano decenal de energia 2029 realizado pela empresa de pesquisa energética (Brasil, 2019), estima-se que a demanda de energia no Brasil vai crescer à uma taxa média de

2,5% ao ano até 2029, um acréscimo de 2.900 megawatts médios anualmente. O Brasil possui atualmente 160.859 km de linhas de transmissão de energia elétrica, espalhadas por todo o território. O operador nacional do sistema (ONS) é responsável pelo controle, monitoramento e planejamento da operação das instalações de geração e transmissão de energia elétrica do Sistema Interligado Nacional, sob a fiscalização da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). Brasil (2019) projeta que a extensão da rede de energia vai alcançar cerca de 185.500 km de linhas de transmissão em 2023. A partir deste contexto, verifica-se a necessidade do desenvolvimento de uma infraestrutura adequada para a construção de torres de linhas de transmissão de energia elétrica, utilizando diversas metodologias construtivas de fundações, devido a grande extensão de obras de linhas de transmissão, bem como devido a uma notória variabilidade do solo, tanto em extensão, quanto em profundidade.

Diferentes tipos de fundações de torres de linhas de transmissão são empregados, incluindo estacas T ou estapatas, estacas, tubulões, sapatas e radiers. Villibor e Nogami (2009) descrevem a elevada ocorrência de solos de origem laterítica no Brasil. Para fundações construídas em solos lateríticos, os danos estruturais e a instabilidade geotécnica podem ocorrer devido à insuficiência da resistência do sistema estaca-solo, bem como devido aos elevados recalques diferenciais. A utilização de estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia *Expander Body* pode ser uma solução de fundação adotada buscando um desempenho geotécnico e estrutural satisfatório, propendendo a atender os requisitos de estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS). Terceros Herrera (2008) relata um caso de obra em que o projeto inicial previa estacas escavadas com 0,60 m de diâmetro e 15 m de comprimento. Reavaliando o projeto com a utilização da tecnologia *Expander Body* em todas as estacas, verificou-se a possibilidade de empregar estacas escavadas com 0,35 m de diâmetro e 10,5 m de comprimento. O autor descreve que essa alteração no projeto acarretou uma economia de 45% do custo total da execução do projeto de fundações, além do prazo de execução da obra ter se mantido idêntico. A *Expander Body International* (2021) relata casos de obra em que se observou uma redução de custos da ordem de 60%, bem como reduções no prazo de execução da ordem de 70%.

As fundações de torres de linhas de transmissão devem resistir a esforços verticais de compressão devido à carga e peso próprio, além de forças horizontais de tração e compressão causadas pelo vento. As tensões são transmitidas às fundações a partir da força horizontal resultante do vento e através do momento causado nas fundações (Figura 1.3). Observando assim, a necessidade do estudo do comportamento mecânico de fundações submetidas à esforços axiais de compressão e tração em solos lateríticos.

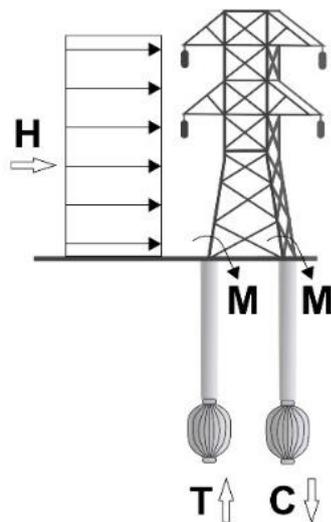


Figura 1.3. Ação do vento nas estruturas de fundações.

Além dos aspectos técnicos relativos à resistência de ponta de estacas escavadas e dos aspectos econômicos apontados relativos à provisão da crescente demanda energética, nota-se um outro aspecto de grande relevância para o desenvolvimento da tecnologia de fundações por estacas, a possibilidade de monitorar e controlar o processo de execução. Essas informações podem ser usadas para determinar a profundidade necessária de instalação e estimar, com base em correlações empíricas, a capacidade de carga das estacas após a instalação. A utilização de novas tecnologias como o *Expander Body* estabelece a necessidade de avaliar o comportamento dessa fundação em outros tipos de solo, como o do Distrito Federal e entorno, preenchendo uma lacuna no conhecimento relativo ao seu comportamento mecânico e mecanismo de transferência de carga, bem como a análise do aprimoramento da resistência de ponta que essa nova tecnologia apresenta em solos tropicais. Esse sistema de fundação começou a ser implementado de forma pioneira no Brasil a partir de 2018, no campo experimental da Universidade de Brasília, incentivando, assim, o desenvolvimento de previsões e análises em termos de capacidade de carga e recalque dessa nova solução de projeto por estaca. Esta pesquisa consiste em uma avaliação do comportamento desta nova tecnologia, sendo esta a primeira tese relacionada ao emprego da mesma em estacas escavadas no Brasil.

1.2. HIPÓTESES

A inclusão da tecnologia *Expander Body* na cota de assentamento da estaca proporciona um incremento significativo da resistência de ponta quando o elemento de fundação é solicitado por esforços de compressão.

A instalação do sistema *Expander Body* modifica o mecanismo de ruptura de uma estaca convencional submetida à esforços de compressão e de tração.

A expansão do sistema *Expander Body* induz tensões ao maciço de solo circundante a região da ponta da estaca, alterando o estado de tensões e deformações do solo, promovendo assim, o aprimoramento das propriedades de resistência ao cisalhamento do solo a partir da densificação das partículas solidas do solo adjacente ao EB.

A utilização da tecnologia *Expander Body* resulta em um ganho de capacidade de carga quando comparada a métodos convencionais de execução de elementos de fundações por estacas, além de reduzir deslocamentos de um elemento de fundação por estaca submetido à esforços de tração e compressão para cargas equivalentes em fundações profundas convencionais.

1.3. OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar o comportamento mecânico de estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia *Expander Body*, submetidas à carregamentos axiais de compressão e tração.

Para atender este objetivo geral, se propõem os seguintes objetivos específicos:

- Comparar resultados de provas de carga em estacas escavadas mecanicamente com e sem o sistema EB;
- Analisar a aplicabilidade de técnicas de ensaios de campo (SPT, CPT e PMT) já implantadas no Brasil e ensaios de laboratório na previsão de capacidade de carga e recalque deste sistema;
- Investigar o comportamento compressão *versus* tração de estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia EB;
- Analisar a alteração das propriedades do solo junto à estaca devido à expansão do EB, a partir de metodologia analítica de expansão de cavidade (tensões induzidas ao maciço);
- Avaliar o mecanismo de transferência de carga de estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia EB e de estacas escavadas mecanicamente convencionais a partir de análises numéricas;

- Realizar análises comparativas relativas à resistência por atrito lateral e ponta de outros tipos de estacas executadas no campo experimental da UnB e no campo experimental da Unicamp;
- Propor coeficientes para aplicação de metodologias de projeto para estimativa de capacidade de carga e recalque de estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia EB para as condições particulares do solo do Distrito Federal (argila porosa tropical, laterizada).

1.4. ESTRUTURA DA TESE

Esta tese foi estruturada em 5 capítulos e 7 apêndices. O Capítulo 1 apresenta o contexto geral das principais fundações por estacas empregadas no mercado mundial, bem como apresenta as principais desvantagens das fundações escavadas mecanicamente e informa como a utilização deste tipo de solução associada a tecnologia *Expander Body* pode apresentar-se como uma solução de fundação viável para diversos tipos de obras, principalmente como uma alternativa para fundações de torres de linhas de transmissão. Além disso, apresenta as principais hipóteses formuladas em relação a utilização da tecnologia *Expander Body* associada a estacas escavadas mecanicamente. Por fim, o objetivo geral desta tese, bem como os objetivos específicos também são apresentados neste capítulo, juntamente com a estrutura da tese.

No Capítulo 2, apresentam-se referências pertinentes ao tema da pesquisa, possibilitando a exposição de um referencial teórico que subsidie a análise de resultados, bem como as conclusões desta pesquisa. O referencial teórico contempla generalidades relativas à tecnologia *Expander Body*, bem como aspectos relativos a capacidade de carga e recalque de estacas escavadas mecanicamente e elementos de fundação equipados com este sistema. Além de conceitos relacionados com a expansão de cavidade nos solos e o comportamento de fundações em solos tropicais. Adicionalmente, aborda o desempenho de estacas submetidas às cargas de tração e compressão. Por fim, discorre sobre pesquisas associadas a simulações numéricas de fundações profundas e do mecanismo de transferência de carga do conjunto estaca-solo.

No Capítulo 3, são descritas informações gerais, aspectos geológicos e climáticos do Distrito Federal, informações relativas ao campo experimental da UnB, tais como: localização, características geotécnicas e geológicas, características mineralógicas, ensaios de campo e ensaios de laboratório. Além de descrever o programa experimental de provas de carga em estacas escavadas mecanicamente equipadas com o sistema *Expander Body*, bem como a metodologia de obtenção das curvas pressão *versus* deslocamento do EB. Por fim, são apresentados resultados de prova de carga em outros tipos de estaca, objetivando a comparação

das provas de carga realizadas durante o programa experimental desta tese e as etapas das análises numéricas.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados obtidos nas estimativas do comportamento das fundações (capacidade de carga e recalque) levando-se em conta os diferentes ensaios de campo e de laboratório (SPT, CPT, PMT, E_{50} , E_i e EB). Além disso, são apresentadas as comparações entre os valores estimados (capacidade de carga e recalque) e os valores medidos (prova de carga). Adicionalmente, são abordados os resultados da análise de expansão de cavidade do *Expander Body* utilizando uma metodologia analítica, bem como uma avaliação comparativa de provas de carga das estacas mecanicamente escavadas equipadas com o *Expander Body* e estacas com características geométricas semelhantes do campo experimental da UnB. Apresenta-se ainda, uma análise comparativa das provas de carga em estacas submetidas à compressão e tração, avaliando o comportamento compressão *versus* tração de elementos de fundação equipados com a tecnologia *Expander Body*. Por fim, são expostos os resultados das análises numéricas e dos coeficientes de capacidade de carga propostos.

No Capítulo 5, apresentam-se as conclusões do presente pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

O Apêndice A apresenta métodos de previsão de capacidade de carga baseados no ensaio SPT. O Apêndice B exibe métodos de previsão de capacidade de carga baseados no ensaio CPT. O Apêndice C expõe métodos de previsão de capacidade de carga baseados no ensaio PMT. O Apêndice D descreve métodos teóricos de previsão de capacidade de carga. O Apêndice E apresenta métodos de previsão de capacidade de carga específicos para estacas sujeitas à tração. O Apêndice F apresenta métodos de previsão de deslocamento para estacas. O Apêndice G apresenta detalhes relativos ao modelo constitutivo *Hardening Soil*. O Apêndice H exibe os dados (carga e deslocamento) para os diversos estágios de carga das provas de cargas analisadas nesta pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo busca apresentar referências pertinentes ao tema da pesquisa, possibilitando a exposição de um referencial teórico que subsidie a análise de resultados, bem como as conclusões desta pesquisa.

Preliminarmente são apresentadas generalidades relativas a tecnologia *Expander Body*, bem como da capacidade de carga e recalque de estacas convencionais e elementos de fundação equipados com este sistema. Em seguida, expõem-se conceitos relacionados com a expansão de cavidade nos solos e o comportamento de fundações em solos tropicais, além de abordar o desempenho de estacas submetidas a cargas de tração e compressão. Por fim, aborda-se pesquisas associadas a simulações numéricas de fundações profundas e do mecanismo de transferência de carga do conjunto estaca-solo.

2.1. TECNOLOGIA EXPANDER BODY (EB)

Este item aborda tópicos como o histórico e processo executivo de estacas escavadas equipadas com a tecnologia *Expander Body* (EB), além de apresentar os modelos do sistema EB usualmente empregados no mercado e a similaridade desta tecnologia com o ensaio pressiométrico (PMT). Por fim, expõem-se as pesquisas realizadas com fundações profundas equipadas com a tecnologia *Expander Body* (EB) até o presente momento.

2.1.1. Histórico

O *Expander Body* (EB) é produzido a partir de chapas de aço dobradas, sanfonadas, em forma de um corpo cilíndrico, sendo instalado na ponta da estaca ou dos tirantes no solo. O conceito EB foi desenvolvido pelo engenheiro sueco Bo Skogberg durante a década de 80 na Suécia e aperfeiçoado na Bolívia durante a última década (Terceros Herrera e Terceros Arce, 2016). Segundo Silva *et al.* (2019), a tecnologia vem sendo empregada em diversos países como: Suécia, Noruega, Alemanha, Japão, Estados Unidos da América, Coréia do Sul e agora no Brasil. O corpo expansivo é inflado a partir da injeção de calda de cimento formando um balão de aço de alta resistência à prova de água (Figura. 2.1).

Terceros Herrera (2016) descreve que o sistema sueco consiste em um balão de aço dobrado cuja seção transversal é quadrada, previamente a injeção e expansão do mesmo. Esta seção quadrada desenvolve concentrações de tensões elevadas nas extremidades do EB durante a sua expansão. Para evitar a ruptura do corpo expansivo, o modelo sueco apresentava um sistema de válvulas de deslocamento que impediam que o aço constituinte do corpo expansivo experimentasse danos estruturais devido a concentração de tensões. Estas válvulas de

deslocamento permitiam o vazamento da calda de cimento injetada no interior do EB, sendo esta a grande desvantagem do corpo expansivo desenvolvido na Suécia. Deste modo, apesar do solo circundante a ponta da estaca ter sido plenamente mobilizado e densificado, a pressão interna desenvolvida durante a expansão do EB não era conservada.

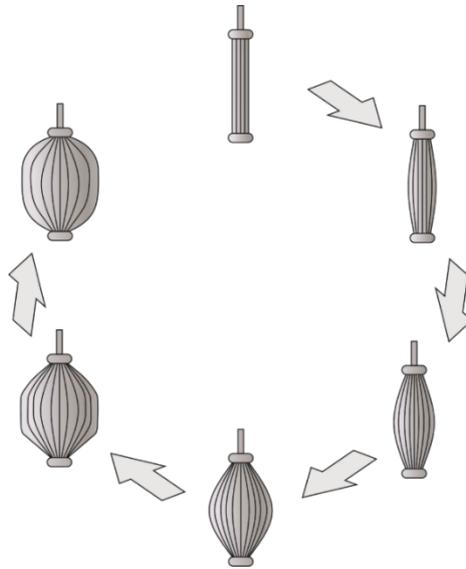


Figura 2.1. Expansão do EB.

Buscando mitigar a concentração excessiva de tensões da geometria do EB desenvolvido na Suécia, além de extinguir o vazamento da calda de cimento da seção interna do EB, uma empresa boliviana desenvolveu diversas versões do EB. Após múltiplos protótipos e ensaios, o modelo apresentado na Figura 2.1 foi concebido. O EB desenvolvido na Bolívia a partir do ano de 2004, apresenta seção transversal cilíndrica previamente a expansão. Este corpo expansivo é hermético, pois as pressões desenvolvidas durante a injeção da calda de cimento ao longo da seção interna do EB são conservadas (Silva *et al.* 2018; Silva *et al.* 2019). Os autores ainda relatam que o EB foi inicialmente concebido para solos arenosos, sendo estes solos considerados como ótimos para densificação. Nos últimos 20 anos, essa mesma empresa boliviana redesenhou o EB e adicionou novos recursos, como um processo de dobramento de aço melhorado e um novo dispositivo de injeção da ponta posterior a expansão do EB (segunda etapa de injeção do EB), que permite aprimorar o solo circundante ao EB, além de preencher o volume de vazios promovido pelo encurtamento da seção longitudinal do EB (Figura 2.2).

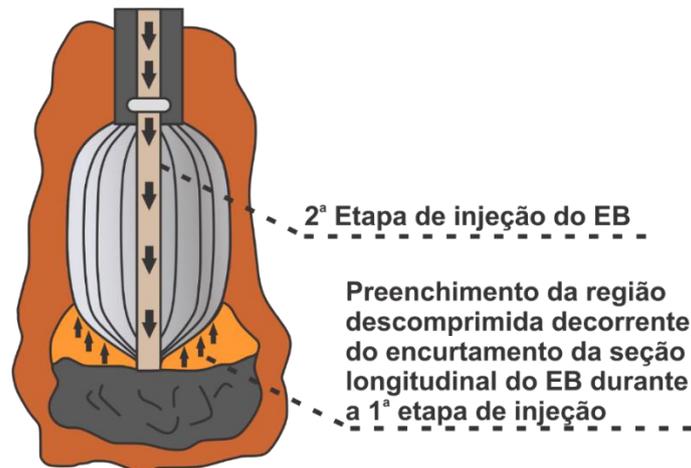


Figura 2.2. Etapas de expansão do EB.

A segunda etapa de injeção mencionada por Silva *et al.* (2018) é realizada a partir de um tubo auxiliar interno ao EB, de modo que a aplicação desta segunda etapa de injeção ocorre diretamente no solo, sem a presença de algum tipo de elemento de separação ou de confinamento da calda de cimento. Um dos objetivos desta segunda fase de injeção é o preenchimento da região descomprimida devido ao encurtamento da seção longitudinal do EB durante a primeira fase de injeção (expansão do EB). A mesma ainda tem como objetivo, desenvolver um carregamento prévio do solo circundante a ponta da estaca. Desta forma, os deslocamentos necessários para se desenvolver a capacidade de carga última do conjunto estaca-solo podem ser reduzidos. Salienta-se ainda que esta injeção de fundo promove o desenvolvimento de tensões residuais que auxiliam na resistência do conjunto estaca-solo a cargas solicitantes.

2.1.2. Processo executivo

O tipo de instalação do *Expander Body* (EB) pode variar em função das condições de solo, disponibilidade de espaço para a execução da estaca e da capacidade de carga requerida do elemento de fundação em projeto. A Figura 2.3 apresenta o processo executivo de estacas escavadas equipadas com a tecnologia *Expander Body*. No caso de estacas escavadas, o EB é instalado em conjunto com a armadura da estaca até que o EB atinja a cota de projeto na base da estaca, seguido pela concretagem da estaca. Após à instalação e concretagem da estaca, o EB é expandido por injeção de calda de cimento a partir de uma tubulação de pequeno diâmetro, criando um bulbo hermético de alta resistência. Durante esta etapa, valores de pressão e volume são registrados manualmente ou automaticamente, obtendo dados que guardam semelhança

com o ensaio pressiométrico de Ménard. A calda de cimento utilizada na injeção dos EB possui uma relação água-cimento que varia entre 0,4 e 0,5.

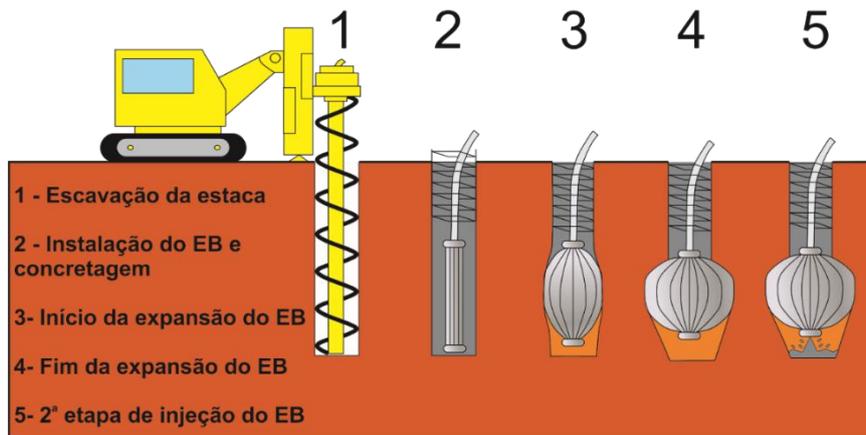


Figura 2.3. Processo executivo de instalação do Expander Body (EB) em estacas escavadas.

A expansão do EB promove um acréscimo do diâmetro da estaca (principalmente em sua base), bem como a redução do comprimento do EB. O encurtamento do EB desenvolve uma zona não comprimida abaixo da ponta. A segunda fase de injeção da calda de cimento é convencionalmente executada a partir de um tubo auxiliar de menor diâmetro interno ao tubo principal durante a primeira fase de injeção do EB (passando pelo EB), como exposto na Figura 2.4.

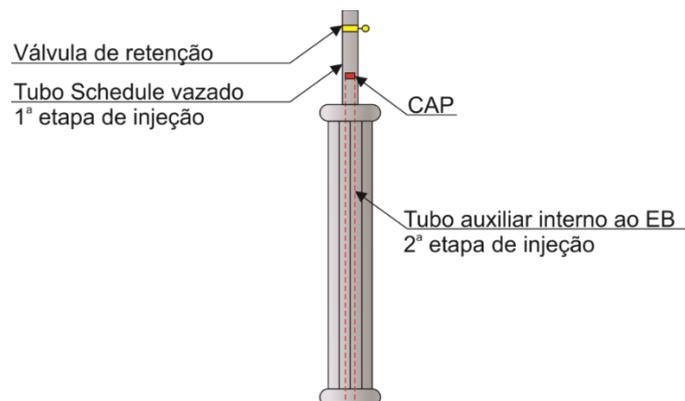


Figura 2.4. Detalhe do tubo auxiliar que passa por dentro do EB.

De acordo com Silva *et al.* (2018), esta segunda injeção de calda de cimento também consolida ou adensa o solo na ponta da estaca, aprimorando a sua capacidade de carga e a sua rigidez. Conseqüentemente, reduzindo os deslocamentos necessários para obter a capacidade de carga de projeto da estaca. Salienta-se que a instalação do EB também pode ser realizada

por cravação ou vibração. As Figuras 2.5a, 2.5b e 2.5c, exibem uma modelo EB 612 com e sem injeção de ponta exumados.

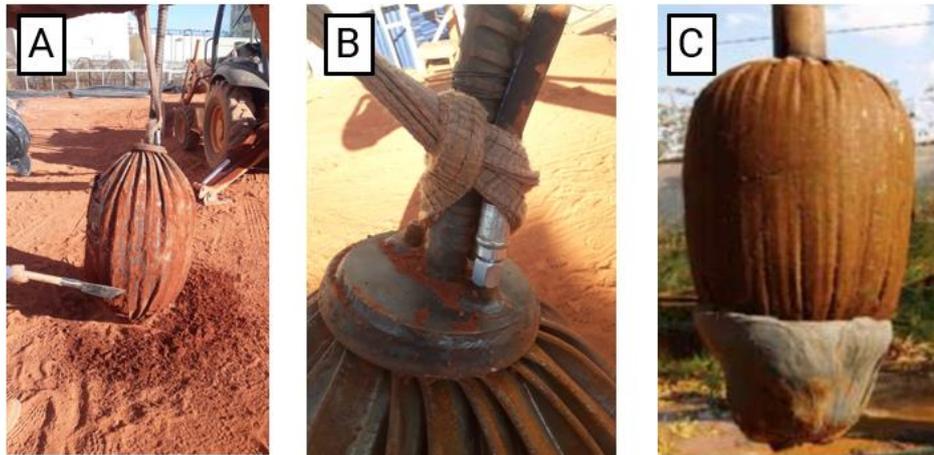


Figura 2.5. Expander Body 612 exumado: (a) obra em Brasília (Silva, 2019); (b) tubos de injeção no topo do EB; (c) EB com injeção de fundo na Bolívia (Fellenius et al. 2019).

2.1.3. Modelos de *Expander Body* (EB)

O sistema *Expander Body* (EB) é comercialmente disponibilizado em diferentes dimensões em função dos requisitos de projeto. A Tabela. 2.1 apresenta as diferentes geometrias dos modelos da tecnologia *Expander Body* (EB). Os modelos de EB apresentam comprimentos entre 1 e 2 m, bem como larguras entre 0,10 e 0,13 m nos estágios anteriores a expansão (estágio inicial). Os modelos permitem expansão, obtendo diâmetros finais entre 0,4 a 0,8 m. O primeiro algarismo na simbologia do modelo de EB corresponde ao diâmetro final após a expansão (EB 612, possui um diâmetro máximo de 0,6 m após a expansão). Os outros dois algarismos descrevem o comprimento inicial do EB, previamente a expansão (EB 612, apresenta um comprimento inicial de 1,2 m). Durante a etapa de expansão do EB, a relação entre pressão e volume de injeção podem ser registrados por um sistema de aquisição de dados. A Figura 2.6 exhibe as dimensões do modelo EB 612 em seu estágio inicial e após a plena expansão do EB.

Tabela 2.1. Modelos de EB (Terceros Arce e Terceros Herrera, 2017).

Modelo	L_i (m)	L_f (m)	ϕ_{EB} (m)	A_P (m ²)	A_L (m ²)	V (m ³)
EB 310	1,0	0,91	0,3	0,07	0,86	0,07
EB 410	1,0	0,86	0,4	0,13	1,08	0,12
EB 610	1,0	0,76	0,6	0,28	1,43	0,21
EB 612	1,2	0,96	0,6	0,28	1,83	0,27
EB 615	1,5	1,26	0,6	0,28	2,38	0,36
EB 815	1,5	1,26	0,8	0,50	3,17	0,63
EB 820	2,0	1,76	0,8	0,50	4,42	0,88

Onde: L_i é comprimento do EB antes da expansão; L_f é o comprimento do EB após a expansão; ϕ_{EB} é o diâmetro efetivo do EB após a expansão; A_P é área da base do EB após a expansão; A_L é a área lateral do EB após a expansão; V é o volume do EB após a expansão.

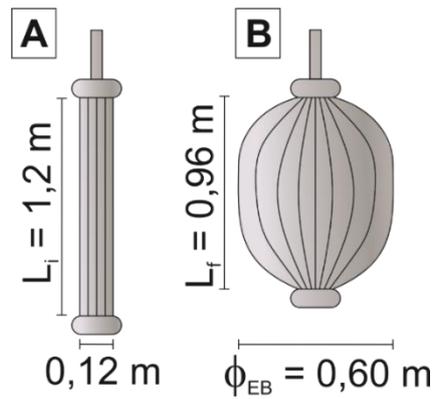


Figura 2.6. *Expander Body* 612: (a) estado inicial; (b) após a expansão (Terceros Herrera, 2016)

Usualmente o sistema de aquisição de dados consiste em um transdutor eletrônico de pressão e um medidor de vazão ultrassônico. Ambos enviam sinais eletrônicos para uma placa-mãe que processa os dois sinais e os converte em dados. A aquisição de dados é realizada a cada 0,2 s. No Brasil, Silva *et al.* (2018) descrevem que o sistema de monitoramento consiste em um manômetro que mede a pressão em função do volume de calda de cimento que está sendo injetado no EB. A aquisição de dados é realizada a cada 15 s em média.

Sadud *et al.* (2014) descrevem que o processo de injeção é monitorado constantemente a partir do registro da pressão *versus* volume, propiciando assim, o controle da expansão do EB, bem como da dimensão geométrica do seu diâmetro efetivo situado na ponta da estaca, mediante as curvas de calibração desenvolvidas pela empresa boliviana para cada modelo de EB, como apresentado na Figura 2.7.

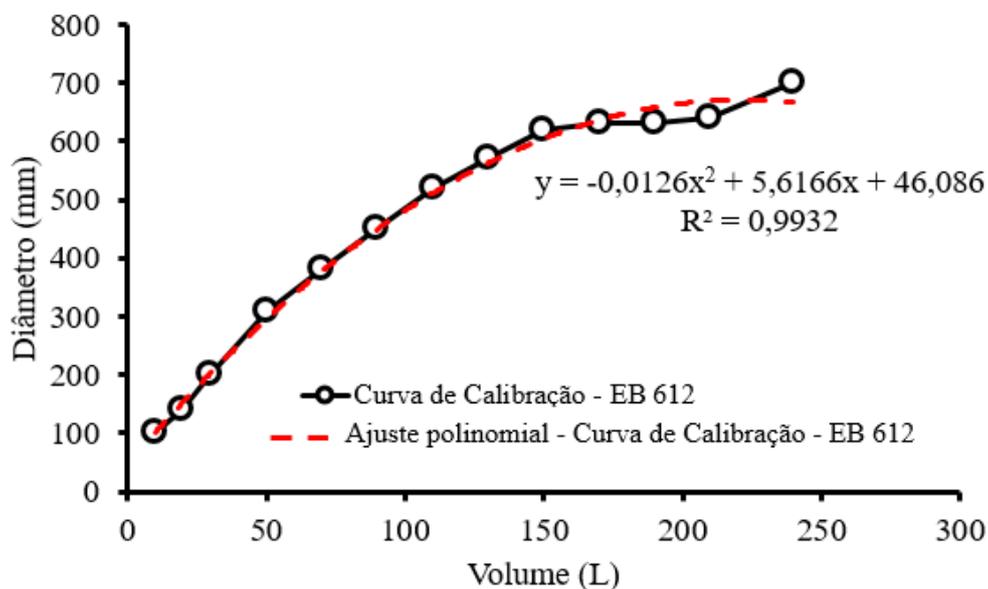


Figura 2.7. Curva de calibração do EB 612 (Terceros Arce e Terceros Herrera, 2017).

As curvas de calibração são obtidas por meio de provas hidráulicas executadas no EB ao ar livre. Este procedimento é realizado a partir de incrementos de injeção de água pressurizada até a expansão total do EB. O diâmetro do EB é registrado para cada incremento de volume utilizando-se uma fita métrica. A Figura 2.8 exibe um ensaio de calibração realizado no modelo EB 612.



Figura 2.8. Ensaio de calibração do EB 612 (Terceros Herrera, 2008).

Além da curva de calibração diâmetro *versus* volume, é possível obter uma curva de calibração pressão *versus* diâmetro. Esta informação é relevante para compreender a magnitude da pressão necessária para sobrepujar a rigidez do sistema EB, ou seja, observar a magnitude da pressão que suscita uma deformação radial inicial (acréscimo inicial do diâmetro do EB), desta forma, as curvas pressão *versus* volume de injeção do EB corrigidas durante a etapa de expansão (primeira etapa de injeção do EB) são obtidas. Silva (2019) relata que o registro da pressão correspondente a deformação radial inicial é complexa devido a limitação dos equipamentos empregados para aquisição deste parâmetro, contudo, o autor descreve que para os EB empregados no Brasil, a magnitude dessa pressão situa-se entre 500 e 1000 kPa.

2.1.4. Ensaio pressiométrico (PMT) e o Expander Body (EB)

A primeira etapa de injeção do EB é caracterizada por sucessivas medidas de pressão que o EB exerce nas paredes da cavidade e do volume de calda de cimento injetado durante a expansão do EB, podendo assim, avaliar o acréscimo da rigidez e da resistência do solo adjacente à ponta da estaca. O princípio que rege o comportamento do EB no solo possui uma semelhança significativa com o ensaio pressiométrico de Ménard. Ensaio pressiométrico do tipo Ménard são realizados em um pré-furo, onde uma sonda pressiométrica que consiste em uma célula de medição e duas células guarda são posicionadas na profundidade de interesse para obtenção de parâmetros de compressibilidade e da pressão limite do solo. O aumento do

diâmetro da célula de medição acarreta o acréscimo do volume da cavidade. As células de guarda fazem com que os deslocamentos decorrentes da expansão da célula de medição sejam radiais, configurando assim um estado plano de deformações. A pressão e o volume requeridos para a expansão da célula de medição pressiométrica são registrados. Baguelin *et al.* (1978) definem a pressão limite (p_l) como a pressão requerida para se atingir um volume associado a soma do volume inicial da sonda pressiométrica somada ao dobro do volume correspondente a tensão de plastificação do solo na zona de influência da expansão da cavidade.

A semelhança entre o ensaio pressiométrico de Ménard e o EB permite o uso de teorias relacionadas ao ensaio pressiométrico para projeto e controle de qualidade da tecnologia *Expander Body* (Terceros Herrera, 2016; Terceros Herrera e Terceros Arce, 2016; Terceros Arce e Terceros Herrera, 2017). A Figura 2.9 exibe a curva pressão *versus* volume durante a primeira etapa de injeção (expansão) do EB, verificando assim, uma razoável semelhança com uma curva pressão *versus* volume típica de ensaios pressiométricos de Ménard. A pressão limite (p_l) e a pressão de injeção necessária para expandir o EB sofrem influência do tipo de instalação da estaca e do tipo de solo (Broms e Nord, 1985).

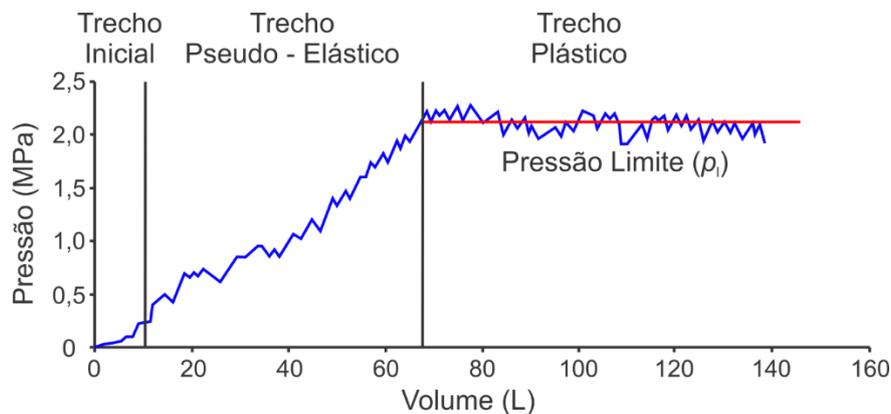


Figura 2.9. Curva pressão-volume típica de um EB (modificado - Terceros Herrera, 2016).

Baguelin *et al.* (1978) relatam que a partir de ensaios pressiométricos, é possível obter um parâmetro de substancial importância para o projeto de fundações, a pressão limite efetiva (p_l^*), sendo está definida como:

$$p_l^* = p_l - \sigma_{h0} \quad (2.1)$$

onde: p_l^* é a pressão limite efetiva, p_l é a pressão limite e σ_{h0} é a tensão geostática horizontal de campo.

Observa-se que caso a pressão limite seja muito superior a tensão geostática horizontal de campo, a pressão limite efetiva torna-se equivalente a pressão limite.

2.1.5. Pesquisas realizadas com a tecnologia Expander Body (EB)

Broms e Nord (1985) publicaram o trabalho pioneiro relativo ao sistema *Expander Body* desenvolvido na Suécia. Os autores avaliaram comportamento de estacas metálicas equipadas com diferentes modelos do sistema *Expander Body* ($\phi_{EB} = 0,3, 0,5$ e $0,8$ m) assentes em solos siltosos e arenosos submetidos a provas de carga de tração e compressão. O tempo estimado para o total preenchimento do EB variou da ordem de 2 a 25 min, tal fato está diretamente associado ao modelo de EB utilizado. Segundos os autores, o emprego incipiente desta nova tecnologia ocorria em atividades relacionadas ao reforço de fundações, dado que a infraestrutura de edifícios na Suécia consistia majoritariamente de estacas de madeira, as quais sofreram deteriorações com o passar dos anos, devido a redução do nível freático na cidade de Estocolmo. Os autores ainda mencionam que outra aplicação usual da tecnologia *Expander Body* estava relacionada com a sua utilização em estruturas para contenção do solo.

Broms e Nord (1985) apresentam algumas diretrizes quanto ao espaçamento entre EBs, bem como a profundidade de assentamento dos EB. Os autores descrevem que os EBs devem ser instalados a uma distância superior ou igual a $2\phi_{EB}$ (sendo ϕ_{EB} o diâmetro efetivo do EB), caso contrário, as estacas adjacentes ao EB podem ser danificadas durante a expansão. Em solos argilosos, a distância deve ser superior a $3\phi_{EB}$ devido ao fato do efeito de expansão ser proeminente em argilas, em razão da compressibilidade destes tipos de solo. Desta forma, identifica-se que o espaçamento entre dois EB deve ser equivalente a uma distância de pelo menos dois diâmetros ($2\phi_{EB}$). Caso os EBs estejam situados a distâncias inferiores a dois diâmetros ($2\phi_{EB}$), os EBs devem ser expandidos simultaneamente, caso contrário, a expansão pode danificar estacas adjacentes. A injeção do EB é regularmente efetuada utilizando-se calda de cimento, a qual costuma apresentar uma relação água-cimento que varia entre 0,4 e 0,5. A profundidade de assentamento do EB deve ser equivalente a pelo menos oito vezes o diâmetro efetivo do EB ($8\phi_{EB}$), tendo como referência o nível do terreno. Caso contrário, a densidade relativa do solo se torna elevada, fazendo com que a capacidade de carga da estaca tenha que ser corrigida de acordo com os critérios propostos por Baguelin *et al.* (1978).

A máxima pressão de injeção (p_g) que pode ser aplicada no solo durante a expansão do EB desenvolvido na Suécia varia entre 3 a 5 MPa antes da ruptura estrutural do EB (Broms e Nord, 1985). A pressão de injeção requerida para expandir o EB depende do tipo de solo em que o mesmo está instalado, podendo esta, apresentar valores de até 5 MPa em areias compactas

ou em pedregulhos. Segundo os autores, pressões de injeção superiores a 4 MPa podem danificar a estrutura do EB, fazendo com que o vazamento da calda de cimento ocorra. A pressão limite e a pressão máxima (p_g) medida durante a injeção do EB usualmente variam entre 0,2 e 2 MPa para siltes, sendo esta variação decorrente da sua densidade relativa (compacidade). Para areias, esta faixa varia entre 3 e 5 MPa, contudo, em areias cimentadas, pode-se observar valores de pressão limite superiores a 5 MPa. Broms e Nord (1985) descrevem que a pressão requerida para expandir o EB em solos granulares depende principalmente do ângulo de atrito do solo circundante ao EB determinados em ensaios triaxiais drenados ou ensaios de cisalhamento direto. Para solos coesivos a pressão requerida para expandir o EB depende principalmente da coesão não drenada determinadas em ensaios de palheta, *fall cone test* ou por ensaios triaxiais não drenados e ensaio de cisalhamento direto. Além destes, cita-se ainda que o módulo de deformabilidade do solo (E_s) e o coeficiente de Poisson (ν) apresentam alguma influência na pressão necessária para expandir o EB.

Diversos métodos foram desenvolvidos para avaliar a pressão requerida para expandir uma cavidade cilíndrica em um material elasto-plástico ideal. Massarsch (1976) sugere que a pressão limite efetiva requerida para expandir a cavidade cilíndrica em argila pode ser estimada da seguinte correlação:

$$\frac{p_l^*}{S_u} = \ln \left[\frac{E_s}{2S_u} + (1+\nu) \right] + 1 \quad (2.2)$$

onde: p_l^* é a pressão limite efetiva, S_u é a coesão não-drenada do solo, E_s é o módulo de elasticidade do solo e ν é o coeficiente de Poisson.

Observa-se então que o acréscimo da coesão não drenada (S_u) decorre em um incremento da pressão limite (p_l). Para argilas pré-adensadas a pressão limite efetiva varia entre cinco a seis vezes a coesão não-drenada do solo (S_u).

Massarsch e Wetterling (1993) realizaram análises comparativas de estimativa de capacidade de carga entre estacas hélice contínua monitorada equipadas com a tecnologia EB e estacas hélice contínua monitorada convencionais assentes em solo arenoso, e verificaram que as estacas hélice contínua monitorada equipadas com a tecnologia *Expander Body* apresentam capacidade de carga superiores quando comparadas as estacas hélice contínua monitorada convencionais. Os autores descrevem que a elevada pressão de injeção durante a expansão do EB desenvolve um trecho densificado de solo equivalente a um comprimento de dois diâmetros da estaca (2ϕ). O processo de expansão acresce a densidade relativa de solo

granulares de compacidade fofa e média, enquanto em solos coesivos, resulta em um efeito de pré-consolidação, aprimorando a resistência e a rigidez do solo circundante ao EB. Os autores ainda indicam que o aumento do diâmetro da ponta da estaca com a instalação do EB, permite a redução do comprimento de estacas, de forma que a mesma apresente uma capacidade de carga equivalente, conseqüentemente, a redução de comprimento do elemento estrutural de fundação promove um menor custo da execução da solução de fundação.

Talarico (2007) analisou resultados de provas de carga em estacas escavadas equipadas com o EB assentes em solo arenoso com compacidades distintas. Além de avaliar estimativas de capacidade de carga de estacas escavadas equipadas com o EB a partir da metodologia proposta por LCPC-SETRA (1985), por fim propondo coeficientes de ajuste para a metodologia aplicada para o tipo de solo estudado. Segundo Talarico (2007), a tecnologia EB pode apresentar limitações quanto a obtenção de parâmetros do solo circundante a ponta da estaca, pois a região compreendida entre o EB e a parede da escavação é preenchida por concreto durante a concretagem da estaca, criando uma camada de concreto de pequena espessura na região de contato entre o solo e o EB. Desta forma, uma vez que a camada de concreto de pequena espessura fosse fragmentada, esses elementos de concreto alterariam as propriedades do solo adjacente ao EB. Terceros Herrera e Massarsch (2014) relatam que a primeira etapa de injeção do EB pode ser feita logo após a concretagem da estaca ou de acordo com a hidratação do concreto empregado no fuste da estaca.

Deste modo, a estimativa de parâmetros do solo a partir das curvas de pressão *versus* volume durante a expansão do EB pode estar associada a consistência do concreto nesse ínterim. Assim, caso o concreto que envolve o EB apresente um grau de fluidez considerável, acredita-se que a influência desta camada de concreto seria irrisória, por outro lado, caso esta camada de pequena espessura apresente uma consistência rija, os elementos de concreto fragmentados poderiam alterar as propriedades do solo adjacente ao EB. Contudo, até o presente momento não existem pesquisas que comprovem a influência desta condição na determinação de parâmetros do solo a partir das curvas de pressão *versus* volume durante a expansão do EB.

Terceros Herrera (2008) relata que o uso de tecnologia *Expander Body*, em conjunto com técnicas tradicionais de execução de fundações, possui uma ampla aceitação no meio técnico boliviano. O autor descreve que esta tecnologia foi utilizada em pelo menos 35 projetos de fundações, sendo instalados mais de 3000 elementos de fundação equipados com a tecnologia *Expander Body*. Dentre as aplicações em obras civis desta nova tecnologia, pode-se mencionar estruturas como silos, plantas industriais, edifícios residenciais e pontes. O autor verifica que o diâmetro efetivo (ϕ_{EB}) do EB 612 (Tabela 2.1) é obtido com volumes de injeção da ordem de

140 litros como observado na Figura 2.10, ou seja, 70% do volume máximo de 200 litros recomendado pelo o autor. A partir de um volume correspondente a aproximadamente 140 litros, o *Expander Body* começa a desenvolver uma forma cilíndrica, proporcionando maior superfície de atrito do elemento com o solo. Terceros Herrera (2008) pontua que, para um volume injetado de aproximadamente 200 litros, inicia-se um processo de deformação plástica do aço que constitui a estrutura do EB.

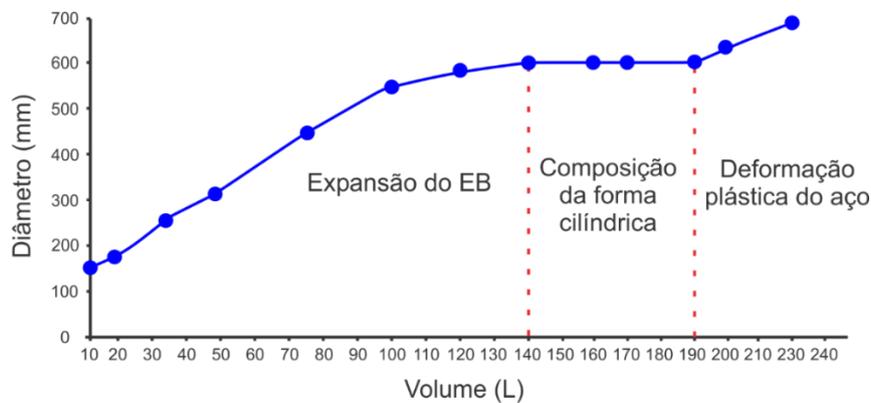


Figura 2.10. Etapas de expansão do EB ao ar livre (Terceros Herrera, 2008).

A injeção pós-expansão do EB abaixo da ponta da estaca provou ser eficiente na redução de deslocamentos necessários para obter a carga de trabalho determinada em projeto do conjunto estaca-solo. Terceros Herrera (2008) descreve que em vários casos foi possível injetar volumes de calda de cimento da ordem de 50 litros submetidos a pressões de 2 MPa durante a segunda fase de injeção, pressões estas semelhantes as verificadas durante a expansão do EB. O fato de se verificar pressões elevadas é um indicativo de que o solo ao redor do EB é altamente comprimido. Esta injeção é usualmente realizada após 48 horas da injeção do corpo expansivo, a fim de garantir que a calda de cimento injetada no EB apresente uma resistência adequada. O autor relata que o acréscimo da capacidade de carga de uma estaca equipada com o EB, com a utilização desta técnica (injeção de fundo), pode ser da ordem de 25%, quando comparado com uma estaca equipada com o EB em que apenas a primeira fase de injeção (expansão) do EB foi realizada.

Terceros Herrera e Massarsch (2014) indicam que a execução da primeira fase de injeção do EB é regularmente realizada após a concretagem da estaca, contudo, os mesmos mencionam a ocorrência de um caso em que a primeira etapa de injeção de calda de cimento foi realizada após quatro meses da concretagem da estaca, sem a ocorrência de danos a estacas adjacentes. Salienta-se que o procedimento para a verificação da inexistência desses danos não é

apresentado pelos autores. A camada de concreto ao redor do EB anterior a expansão apresenta uma espessura exígua, assim, as tensões de tração induzidas durante a expansão do EB podem fragmentar esta camada de concreto com facilidade. Terceros Arce e Terceros Herrera (2017) descrevem que tensões da ordem de 200 kPa são suficientes para fragmentar a camada de concreto mencionada anteriormente. O registro da curva pressão *versus* volume possibilita analisar de forma direta, a compactidade do horizonte em que o EB esta assente, bem como a ocorrência do vazamento ou da fuga da calda de cimento. As Figuras 2.11 e 2.12 exibem comportamentos distintos da curva pressão *versus* volume para areias medianamente compacta e fofa.

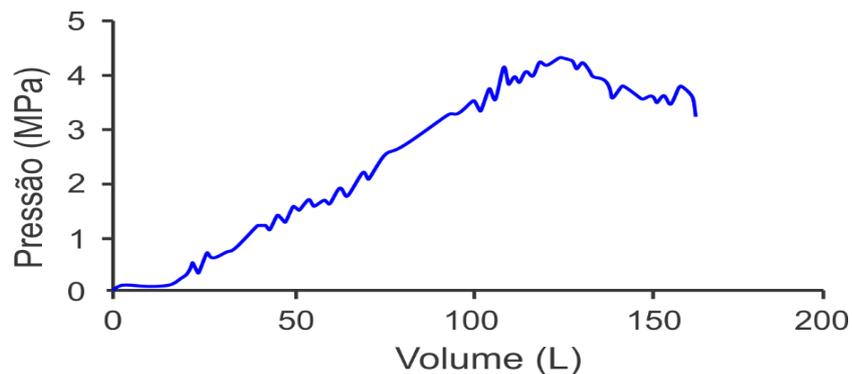


Figura 2.11. EB assente em horizonte de elevada compactidade (Terceros Herrera, 2008).

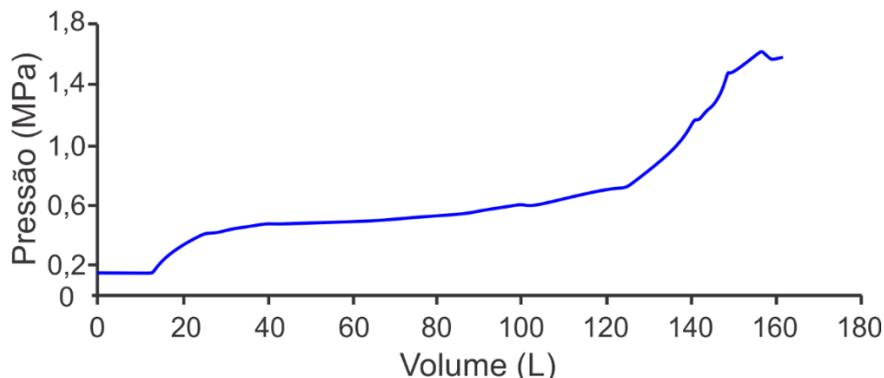


Figura 2.12. EB assente em horizonte de baixa compactidade (Terceros Herrera, 2008).

A distinção dos comportamentos observados é notória ao verificar-se que em solos granulares com elevada compactidade, a curva pressão *versus* volume apresenta um pico de resistência, enquanto no solo arenoso de baixa compactidade, percebe-se o aumento de resistência gradual sem a presença de um pico, verificando assim, um comportamento tensão versus deformação consoante verificado para solos arenosos com diferentes compactidades em ensaios de resistência ao cisalhamento, como o ensaio triaxial. Terceros Herrera e Massarsch (2014) descrevem que a pequena taxa de acréscimo da pressão de injeção no início da curva

pressão *versus* volume (Figura 2.12) indica que o EB está assente em um solo de baixa resistência e compactidade. A partir de um volume de injeção da ordem de 130 litros, percebe-se que o solo circundante ao EB apresenta um notório acréscimo da compactidade, além de verificar o desenvolvimento de um empuxo passivo do solo. Outra inferência de tal manifestação está associada a máxima pressão de injeção (p_g) observada nas duas curvas, observando-se que no solo arenoso de baixa compactidade, a mesma alcançou o valor máximo da ordem de 1,6 MPa, enquanto no solo arenoso de alta compactidade, verifica-se uma pressão de injeção máxima equivalente a 4,4 MPa.

Demonstrando assim, uma das principais vantagens do sistema de monitoramento da injeção do EB, possibilitando avaliar as condições do solo circundante ao EB, conseqüentemente, o horizonte em que ponta da estaca se encontra. O vazamento de calda de cimento situada no interior do EB pode ocorrer antes que o mesmo alcance o seu diâmetro efetivo (ϕ_{EB}). As razões típicas para a ocorrência do vazamento da calda de cimento estão associadas a danos decorrentes da instalação do elemento estrutural do EB, além da ocorrência de solos excessivamente rígidos que não permitem o pleno desenvolvimento do diâmetro efetivo do EB durante a primeira fase de injeção (Terceros Herrera e Massarsch, 2014). O controle tecnológico da expansão do EB permite a visualização de eventos desta ordem em tempo real como ilustrado nas Figuras 2.13 e 2.14. Terceros Herrera e Massarsch (2014) ressaltam que a pressão máxima de injeção do EB durante a expansão não corresponde necessariamente a pressão de injeção final, pois o vazamento da calda de cimento pode ocorrer após atingir um pico de pressão, acarretando na redução de resistência do EB.

A Figura 2.13 exibe uma curva pressão *versus* volume que apresenta um decréscimo da ordem de 1 MPa após a ocorrência da pressão de pico, seguido de pequenos incrementos e da estabilização da pressão de injeção. Segundo os autores, este tipo de anomalia indica um vazamento parcial da calda de cimento, a qual não afeta de forma significativa a resistência do EB ou da ponta da estaca. Por outro lado, a Figura 2.14 apresenta uma curva pressão *versus* volume que demonstra uma redução significativa da pressão de injeção, onde durante a expansão do EB, a pressão de injeção mantém-se estabilizada, sem pequenos incrementos de pressão de injeção. Indicando assim, um vazamento permanente da calda de cimento, resultando na redução da resistência do EB e em um monitoramento inconstante das condições do solo circundante a ponta da estaca. Terceros Arce e Terceros Herrera (2016) relatam que o vazamento da calda de cimento geralmente ocorre mediante a valores de pressão de injeção superiores a 4 MPa.

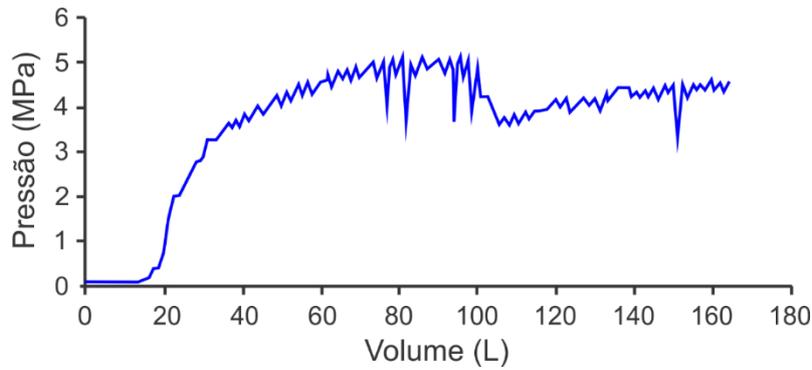


Figura 2.13. Vazamento parcial da calda de cimento (Terceros Herrera e Massarsch, 2014).

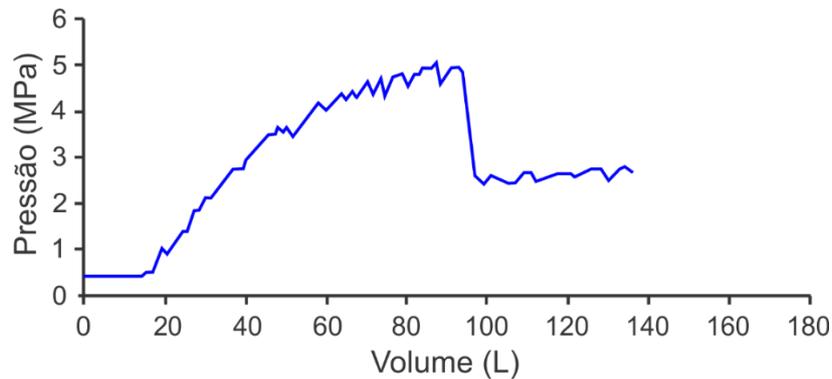


Figura 2.14. Vazamento permanente (Terceros Herrera e Massarsch, 2014).

Terceros Herrera e Massarsch (2014) apresentam equações para a estimativa da máxima pressão de injeção (p_g) baseada em valores de índice de resistência a penetração (N_{SPT}) de ensaios SPT realizados na profundidade de assentamento do EB. As correlações foram propostas a partir do registro de mais de mil EBs instalados na Bolívia, onde os valores de N_{SPT} variaram entre 19 e 35 (a energia do ensaio SPT não é apresentada pelos autores). As correlações para a estimativa da máxima (p_g) e mínima (p_{gmin}) pressão de injeção são apresentadas a seguir:

$$p_g = 0,18 N_{SPT} \quad (\text{MPa}) \quad (2.3)$$

$$p_{gmin} = 0,06 N_{SPT} \quad (\text{MPa}) \quad (2.4)$$

Fellenius e Terceros Herrera (2014) realizaram provas de carga instrumentadas com cordas vibrantes em estacas escavadas com uso de lama betonítica e estacas hélice de deslocamento equipadas com e sem a tecnologia *Expander Body*. Além de realizarem uma prova de carga bidirecional em uma estaca hélice de deslocamento em um solo de perfil predominantemente arenoso. Os autores verificaram que a instalação do EB na ponta das diferentes técnicas de

fundação analisadas (estacas escavadas com lama betonítica e hélice de deslocamento) acresceram a resistência de ponta de forma significativa. Observando um acréscimo da capacidade de carga última de 2500 para 4700 kN nas estacas escavadas com lama betonítica quando equipadas com o sistema EB, enquanto nas estacas hélice de deslocamento, notou-se um incremento de 2000 para 3300 kN quando comparada a capacidade de carga última dos elementos de fundação equipados com e sem a tecnologia EB.

As equações que correlacionam o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e a pressão máxima de injeção (p_g) vêm sendo atualizadas devido ao rápido crescimento do banco de dados, segundo Terceros Arce e Terceros Herrera (2016). A seguir, são apresentadas as novas correlações para a estimativa da pressão máxima de injeção (p_g) da etapa de expansão (primeira etapa de injeção do EB) baseadas no índice de resistência a penetração (N_{SPT}) durante a etapa de projeto para areias. Além disso, os autores ainda propõem uma correlação entre a pressão máxima de injeção (p_g) e o índice de resistência a penetração do cone (q_c) do ensaio CPT:

$$p_g = 0,08 N_{SPT} \text{ (MPa)}, \text{ para } N_{SPT} < 20 \quad (2.5)$$

$$p_g = 0,1 N_{SPT} \text{ (MPa)}, \text{ para } N_{SPT} > 20 \quad (2.6)$$

$$p_g = 0,13 q_c \text{ (MPa)} \quad (2.7)$$

Terceros Arce e Terceros Herrera (2016) relatam que após o processo de expansão do EB, os valores de pressão máxima de injeção (p_g) para uma mesma obra costumam apresentar um coeficiente de variação entre 9 e 13%. Os autores descrevem que a primeira etapa de injeção do EB produz dois efeitos principais: o acréscimo da compacidade ou da consistência do solo circundante ao EB e o incremento de tensões inter-granulares, conseqüentemente, aumentando a rigidez da interface solo-EB, bem como uma região de solo compreendida por um comprimento equivalente a três vezes e meio o diâmetro do EB ($3,5\phi_{EB}$). No entanto, os autores não informam como estes dados foram validados.

O comportamento das curvas de injeção (pressão *versus* volume) do EB é diretamente influenciado pelo tipo de solo que envolve o EB na cota de assentamento da estaca, bem como da consistência ou compacidade e da metodologia construtiva do elemento de fundação (estaca sem deslocamento ou de deslocamento). Terceros Herrera (2016) apresenta alguns comportamentos típicos de curvas pressão *versus* volume para diferentes tipos e estados de solo e rocha, além de metodologias construtivas distintas. A Figura 2.15 apresenta a curva de injeção

(pressão *versus* volume) de um EB assente em um solo areno-argiloso compacto equipados a uma estaca escavada como lama betonítica. Devido ao fato de a metodologia construtiva do elemento de fundação ser escavada, verifica-se que um incremento de pressão gradual até a máxima pressão de injeção (p_g), contudo, caso a metodologia construtiva da estaca fosse de deslocamento, como por exemplo uma estaca hélice de deslocamento, a curva de injeção do EB (pressão *versus* volume) apresentaria uma rigidez inicial significativamente superior, onde a máxima pressão de injeção (p_g) é rapidamente alcançada (Figura 2.16).

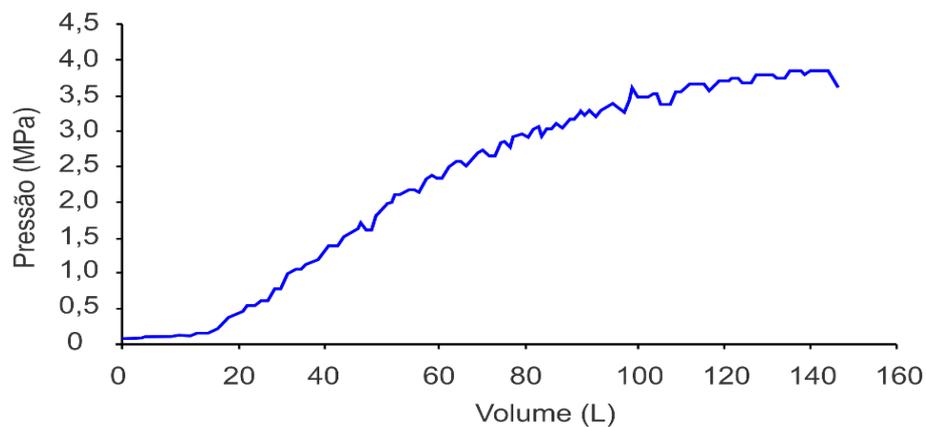


Figura 2.15. Curva pressão *versus* volume (EB 612) – estaca escavada (Terceros Herrera, 2016).

A diferença nos comportamentos pode ser explicada pelo fato da estaca de deslocamento compactar ou densificar o solo compreendido pelo fuste do elemento de fundação, contudo, salienta-se que o comportamento desta curva pressão *versus* volume também está relacionado a compacidade ou consistência do solo adjacente a ponta do elemento de fundação. A Figura 2.17 exhibe a curva de injeção durante a expansão do EB assente em solo de baixa compacidade equipado a uma estaca hélice de deslocamento, necessitando assim de um maior nível de deformação do solo para atingir a máxima pressão de injeção (p_g).

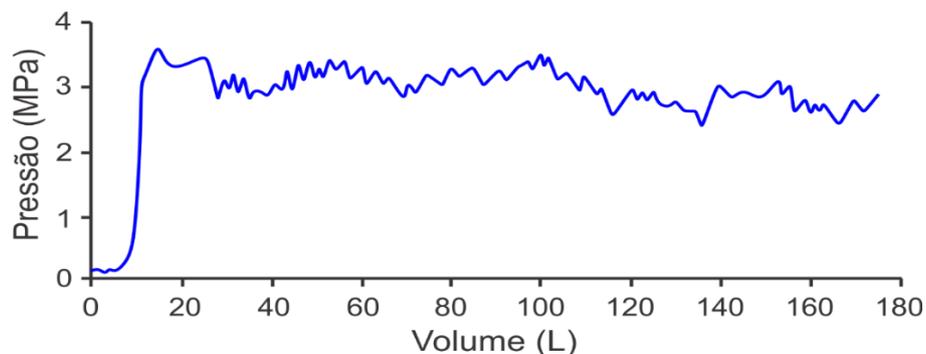


Figura 2.16. Curva pressão *versus* volume – estaca de deslocamento em solo de elevada compacidade (Terceros Herrera, 2016).

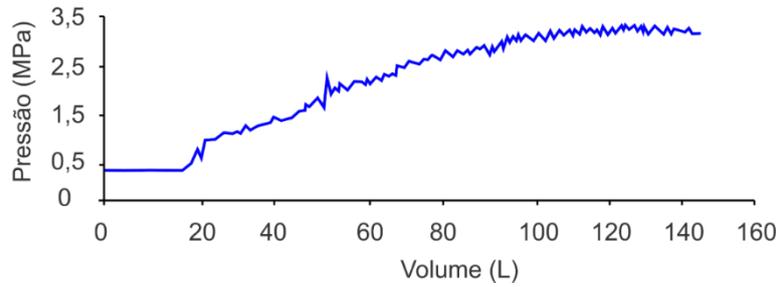


Figura 2.17. Curva pressão versus volume: estaca de deslocamento em solo de baixa compactação (Terceros Herrera, 2016).

As Figuras 2.18 e 2.19 apresentam o comportamento da curva de injeção do modelo EB 410 durante a expansão em rochas de arenito da cidade de Asunción, no Paraguai. Segundo Terceros Herrera (2016), a diferença de comportamento é explicada pelo fato do concreto da estaca exibido na Figura 2.18 ainda estar em um estado fluido, proporcionando um deslocamento da resposta rígida da rocha, enquanto na Figura 2.19, o concreto já havia passado por um processo de cura, obtendo assim um valor de pressão máxima de injeção (p_g) superior ao do EB exibido na Figura 2.18.

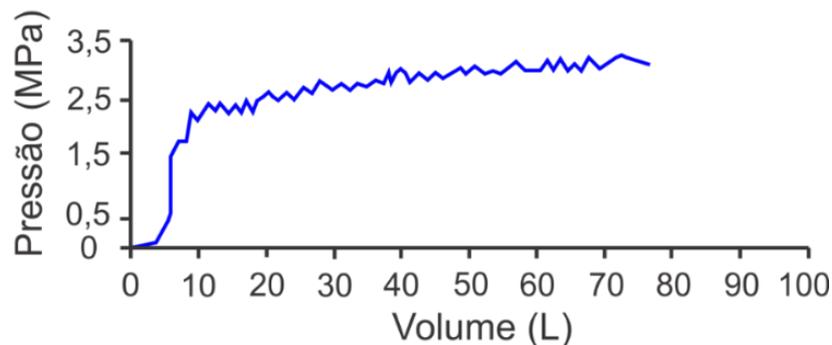


Figura 2.18. Curva pressão *versus* volume em rocha com concreto fluido (Terceros Herrera, 2016).

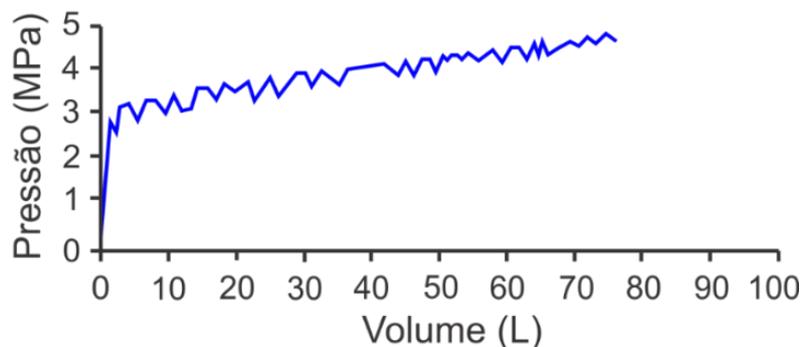


Figura 2.19. Curva pressão *versus* volume em rocha com concreto rígido (Terceros Herrera, 2016).

O autor ainda apresenta um comportamento distinto da curva de injeção do EB durante a etapa de expansão em rochas (Figura 2.20). Nota-se que o concreto circundante ao EB apresenta

uma consistência fluida segundo Terceros Herrera (2016), atingindo a máxima pressão de injeção (p_g) sem apresentar um trecho de rigidez evidente, exibindo assim, comportamento similar a uma estaca escavada em areia compacta, mostrando que o arenito da região apresenta características heterogêneas e apresentam zonas de menor compactidade em distâncias curtas. Essa notória distinção de comportamento além de ser retratada pelo comportamento da curva pressão versus injeção do EB durante a expansão, também pode ser observada pela pressão máxima de injeção (p_g) verificada neste ínterim, apresentado valores da ordem de 4,7 MPa (Figura 2.19) e 2,6 MPa (Figura 2.20).

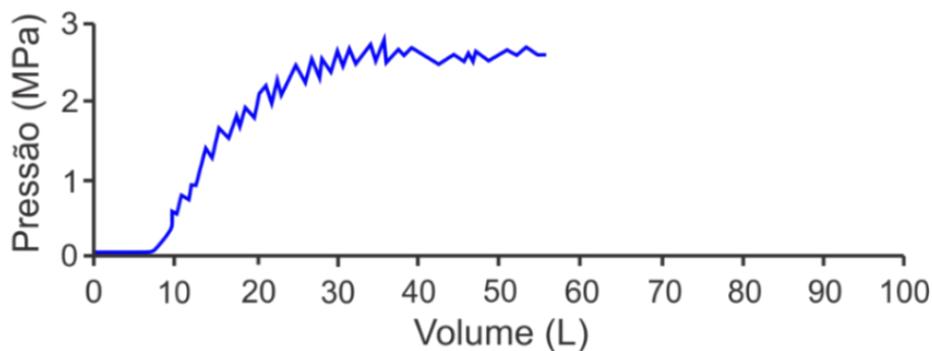


Figura 2.20. Curva pressão versus volume em rocha com comportamento distinto (Terceros Herrera, 2016).

Terceros Arce e Terceros Herrera (2017) ressaltam a importância do controle tecnológico subsidiado pelo sistema *Expander Body*, pois o processo de monitoramento do sistema possibilita identificar camadas de solo que apresentem menor consistência ou compactidade, sendo estas muitas vezes não identificadas durante a etapa de investigações geotécnicas de uma obra. Os autores apresentam duas curvas de injeção obtidas durante a expansão do EB em estacas de uma mesma obra situadas em localidades distintas (Figura 2.21).

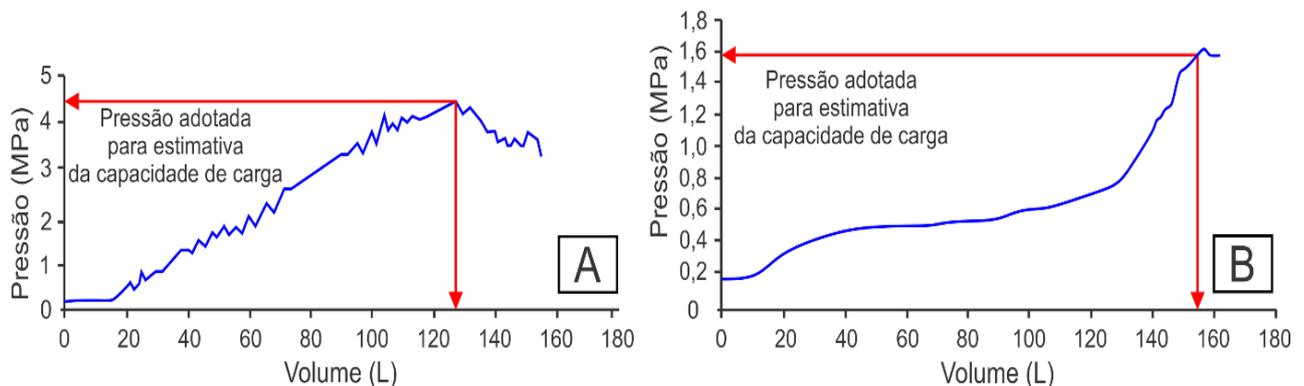


Figura 2.21. Curva pressão versus volume: (a) – maior compactidade; (b) – menor compactidade (modificado – Terceros Arce e Terceros Herrera, 2017).

Ambos os elementos de fundação possuem 16 m de comprimento e o mesmo procedimento executivo, além de supostamente estarem assentes em uma camada de areia compacta de acordo com as investigações geotécnicas realizadas previamente a execução das estacas. Observa-se que uma das estacas apresenta uma máxima pressão de injeção (p_g) razoavelmente inferior a outra (diferença porcentual da ordem de 36%), além da curva *versus* pressão apresentarem diferentes comportamentos quanto a sua rigidez, indicando assim, a ocorrência de um horizonte de compacidade fofa. Os autores relatam que a partir desta informação, foi possível realizar um reforço de fundação ainda durante a etapa de execução das estacas, possibilitando a mitigação da ocorrência de recalques imprevistos.

O procedimento de instalação do sistema *Expander Body* em grupos de estacas é detalhado por Terceros Arce e Terceros Herrera (2017), onde os autores recomendam inicialmente injetar as estacas equipadas com EB da região central, seguida pela injeção dos EBs das estacas periféricas. Após a injeção de todas as estacas do grupo, a compacidade ou a consistência do solo compreendido entre as estacas do grupo são maximizadas. Diversas provas de carga foram executadas em estacas com e sem EB, nestes casos relatados, verifica-se um acréscimo significativo da resistência de ponta das estacas equipadas com o EB, consequentemente, apresentando um aumento notório da carga de trabalho destas estacas. Para estacas com diâmetros entre 0,35 e 0,45 m e comprimentos variando de 12 a 18 m assentes em vários perfis estratigráficos, Terceros Arce e Terceros Herrera (2017) observaram que o uso da tecnologia *Expander Body* aumentou a carga de trabalho das estacas de duas a quatro vezes, quando comparada com estacas similares sem a utilização da tecnologia EB. Tal comportamento corrobora com o aumento da resistência de ponta das estacas equipadas com o EB.

O comitê de fundações profundas (TC 212) da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos (ISSMGE) organizou um campo experimental para ensaiar diferentes tipos de estacas sob diferentes condições de carga (Fellenius, 2017a, 2017b; Fellenius e Terceros Herrera, 2017; Fellenius *et al.* 2018). Neste campo experimental, foram avaliadas estacas escavadas com lama betonítica, estacas hélice de deslocamento, microestacas e estacas do tipo hélice contínua (equipadas com o sistema EB) com comprimentos 9,5 m e diâmetros de 0,15 a 0,62 m a partir de provas de carga bidirecionais. Salienta-se, que o solo deste campo experimental é predominantemente arenoso. Os autores observaram que para todos os quatro tipos de estacas, o emprego do EB na ponta da estaca com injeção pós-expansão aumentou consideravelmente a rigidez da ponta da estaca à carga aplicada. O aprimoramento da resistência de ponta foi maior para as estacas escavadas com lama betonítica e microestacas, enquanto para as estacas do tipo hélice contínua e hélice de deslocamento, esse acréscimo foi menor, mas ainda significativo,

pois suas metodologias construtivas melhoram a resistência por atrito lateral da estaca, fazendo com que este acréscimo de capacidade de carga relativo da ponta seja menos evidenciado.

O trabalho pioneiro realizado no Centro-Oeste brasileiro, empregando essa nova tecnologia em estacas escavadas mecanicamente, foi realizado por Silva *et al.* (2018). Os autores concluíram que a tecnologia *Expander Body* (EB) adapta-se e pode ser implementada nos solos tropicais comumente encontrados no Brasil. Silva *et al.* (2018) ressaltam que em solos granulares, o processo de expansão do EB compacta o solo e aumenta as tensões horizontais, em solos finos e sedimentares como argilas a expansão resulta em um aumento das tensões totais e da pressão de poros quando saturados. Quando o excesso de pressão de poros se dissipa, a reconsolidação leva a tensões efetivas mais altas e, portanto, aumenta a resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, a sua rigidez. Em rochas brandas e argilas muito rijas, a alta pressão de junção cria um atrito muito alto entre o solo e o EB, mesmo que as deformações sejam pequenas (tais resultados serão confirmados pela presente tese e expandidos em outros aspectos).

Silva *et al.* (2019) introduzem uma adaptação da tecnologia *Expander Body*, denominada *DywExpander* (DWE), os autores descrevem que o sistema é composto por uma monobarra DWE 37 vazada acopladas a tecnologia *Expander Body*, onde efetuam-se as etapas de injeção do *Expander Body* e da consolidação da ponta do DWE quando necessário. Os DWEs podem ser dotados de proteção anticorrosiva a base de zinco ou por meio da dupla proteção anticorrosiva. Para combater a corrosão do DWE, pode ser adicionado no sistema a dupla proteção contra corrosão que é comumente utilizado nos tirantes tipo Dywidag quando instalados em meios agressivos, o *Double Corrosion Protection* (DCP). O sistema DCP é composto de revestimento corrugado ao redor da barra em todo o comprimento da barra, conseqüentemente garantindo proteção permanente contra corrosão. Salienta-se que as torres das linhas de transmissão são projetadas para atender a longos períodos de operação, devendo possuir proteção anti-corrosiva compatível com o meio. O DCP confere ao sistema, proteção contra corrosão com durabilidade superior a 100 anos (Silva *et al.* 2019).

Na Figura 2.22 são apresentadas as curvas de injeção (pressão *versus* volume) realizadas em dois *Dywexpander* (DWE) instalados na cidade de Montes Claros, Minas Gerais. De acordo com Silva *et al.* (2019), os ensaios foram realizados para comprovar a eficiência de aplicabilidade do sistema em ancoragens de estais de torres de linha de transmissão de energia para verificar o ganho de desempenho e de capacidade de carga para diferentes diâmetros de bulbo. Os dois DWEs foram instalados a uma profundidade de 7,50 m em um horizonte areno-argiloso, fato que possibilitou a comparação dos resultados obtidos.

O DWE33, apresenta um comprimento de 8,5m e inclinação de 33 graus com a vertical, enquanto DWE 0, esta assente a uma profundidade de 7,50 m e inclinação de zero graus com a horizontal. Foram injetados 80 litros de calda de cimento no DWE 0, acarretando assim, em um bulbo com diâmetro efetivo de 0,4 m, enquanto 200 litros de calda de cimento foram injetados no DWE33, obtendo um bulbo com 0,6 m de diâmetro efetivo. Um terceiro *Dywexpander* foi instalado sem injeção de calda de cimento (SI), o DWE 0 (SI), foi instalado com comprimento de 8,50 m e zero graus com a horizontal. Consequentemente, o DWE 0 (SI) não possui bulbo e manteve sua ponta no diâmetro de perfuração do tirante, sendo este igual a 0,3 m. A Figura 2.22 apresenta as curvas pressão – volume de injeção dos *Dywexpander*. Nota-se que o DWE 33 induziu pressões da ordem de 5 MPa ao maciço terroso de solo, ao passo que o DWE 0 apresenta pressões da ordem de 4,5 MPa.

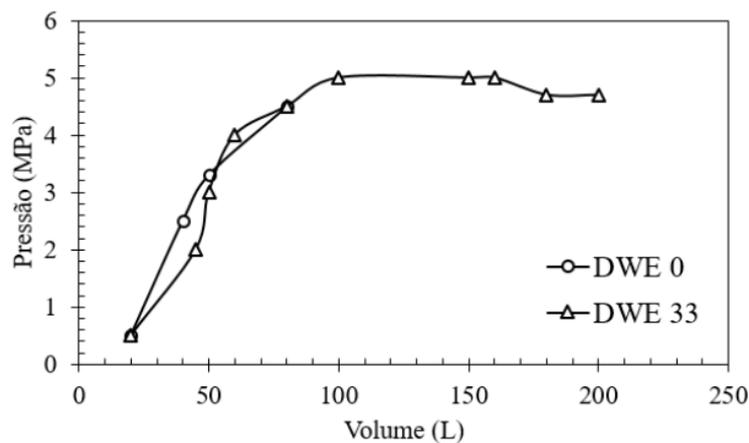


Figura 2.22. Curvas pressão versus volume dos DWE (Silva et al. 2019).

Os autores realizaram três provas de cargas estáticas à tração no sistema DWE, verificando assim, que o sistema *DywExpander* promoveu um ganho de desempenho para as ancoragens, em termos de capacidade de carga da ordem de 50 a 200%, dependendo do volume de calda de cimento injetado no *DywExpander*.

Fellenius *et al.* (2019) realizaram provas de carga bidirecionais estáticas em um de grupo de treze estacas hélice de deslocamento, além de empregarem instrumentações nas estacas compostas por cordas vibrantes e extensômetros elétricos. Segundo os autores, a instrumentação com cordas vibrantes não apresentou resultados confiáveis devido a dificuldades no registro de deformações, ocasionados pela expansão do EB, desenvolvendo forças axiais na estaca, as quais acarretaram numa considerável carga residual na mesma, apresentando distribuições de cargas inconsistentes. A estaca teste isolada exibiu uma capacidade de carga da ordem de 600 kN, enquanto cada estaca do grupo, individualmente

apresentou uma capacidade de carga da ordem de 430 kN (70% da capacidade de carga da estaca isolada). Os autores ainda constaram que o processo construtivo da estaca hélice de deslocamento aumentou as tensões horizontais atuantes na estaca e que a instalação do EB na ponta da estaca permitiu realizar a prova de carga bidirecional como planejada, devido a sua elevada rigidez. A Tabela 2.2 apresenta um histórico das pesquisas realizadas com a tecnologia EB, bem como características geométricas, tipo de solo e máxima pressão de injeção registrada.

Tabela 2.2. Histórico de pesquisas realizadas com a tecnologia Expander Body.

Local	Referência	Solo	Fundação	Máxima Pressão de injeção (MPa)
Borlänge e Husby/ Suécia	Broms e Nord, (1985)	Silte e Areia	Estaca metálica ($\phi = 0,6$ m; $\phi_{EB} = 0,3, 0,5$ e $0,8$ m; $L = 5$ a 12 m)	0,14 a 0,6 (Silte) 1,2 a 1,3 (Areia)
Suécia	Massarsch e Wetterling (1993)	Areia	Estaca hélice contínua ($\phi = 0,35, 0,45$ e $0,55$ m - $\phi_{EB} = 0,5$ e $0,8$ m ; $L = 10$ e 16 m)	Não informada
Santa Cruz/ Bolívia	Talarico (2007)	Areia	Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,20$ e $0,25$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 2,5$ m)	0,82 a 1,3
Santa Cruz/ Bolívia	Terceros Herrera (2008)	Areia	Estaca metálica instalada em pré-furo ($0,20 \times 0,20$ - $\phi_{EB} = 0,8$ m ; $L = 12$ m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,35$ e $0,4$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 10$ a 14 m)	1,8 a 7
Santa Cruz/ Bolívia	Terceros Herrera e Massarsch (2014)	Areia	Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,4$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 14$ m)	3 a 4
Santa Cruz/ Bolívia	Fellenius e Terceros Herrera (2014)	Areia	Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,36$ m ; $L = 11,6$ m) Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,36$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 9,6$ m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,4$ m; $L = 17,5$ m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,45$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 17,5$ m)	4,5 a 6
Santa Cruz/ Bolívia	Sadud <i>et al</i> (2014)	Areia	Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,36$ m ; $L = 11,6$ m) Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,36$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 9,6$ m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,4$ m; $L = 17,5$ m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,45$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 17,5$ m)	4,5 a 6
Santa Cruz/ Bolívia	Terceros Arce e Terceros Herrera (2016)	Areia	Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,36$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 9,6$ m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,45$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; $L = 17,5$ m)	4,5 a 6

Tabela 2.2. Histórico de pesquisas realizadas com a tecnologia Expander Body. (Continuação).

Local	Referência	Solo	Fundação	Máxima Pressão de injeção (MPa)
Santa Cruz e Asunción/ Bolívia e Paraguai	Terceros Herrera (2016)	Areia, Areia argilosa e Arenito	Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,44$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m) Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,44$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m) Estaca escavada com lama betonítica $\phi = 0,35$ m - $\phi_{EB} = 0,4$ m; L = 8 m)	1,6 a 5 (Areia argilosa) 3 a 6,5 (Areia) 2,2 a 4,7 (Arenito)
Santa Cruz/ Bolívia	Fellenius <i>et al</i> (2018)	Areia e Argila arenosa (SPT: 8~13)	Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,45$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 9,5 m) Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,45$ m; L = 9,5 m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,62$ m - $\phi_{EB} = 0,7$ m; L = 9,5 m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,62$ m; L = 9,5 m) Microestaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,15$ m - $\phi_{EB} = 0,5$ m; L = 9,5 m) Microestaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,15$ m; L = 9,5 m) Estaca hélice contínua ($\phi = 0,45$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 9,5 m) Estaca hélice contínua ($\phi = 0,45$ m; L = 9,5 m)	1 a 2,3
Brasília/ Brasil	Silva <i>et al</i> (2018)*	Saprólito (SPT: 18~29)	Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,30$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,30$ m; L = 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,25$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,25$ m; L = 10 m)	3 a 5,3
Montes Claros/Brasil	Silva <i>et al</i> (2019)	Areia argilosa	Sistema DWE ($\phi_{DWE} = 0$ a 0,6 m; L = 7,5 a 8,5 m)	4,5 a 5
Santa Cruz/ Bolívia	Fellenius <i>et al</i> (2019)	Areia	Estacas hélice de deslocamento ($\phi = 0,30$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 9,5 m) Grupo de 13 estacas	3,9 a 4,1
Santa Cruz/ Bolívia	Schmüdderich <i>et al</i> (2020)	Areia e Argila arenosa	Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,45$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 9,5 m) Estaca hélice de deslocamento ($\phi = 0,45$ m; L = 9,5 m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,62$ m - $\phi_{EB} = 0,7$ m; L = 9,5 m) Estaca escavada com lama betonítica ($\phi = 0,62$ m; L = 9,5 m)	1 a 2,3

* Trabalho pioneiro e inicial no Brasil (Realizado na UnB)

Tabela 2.2. Histórico de pesquisas realizadas com a tecnologia Expander Body. (Continuação).

Local	Referência	Solo	Fundação	Máxima Pressão de injeção (MPa)
Brasília/Brasil	Monteiro <i>et al</i> (2021a)	Saprólito e Silte arenoso (SPT: 18~29)	Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,30$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 8,8 a 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,30$ m; L = 8,8 a 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,25$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 8 a 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,25$ m; L = 10 m)	4,5 a 5,3
Brasília/Brasil	Monteiro <i>et al</i> (2021b)	Saprólito e Silte arenoso (SPT: 18~29)	Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,30$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 8,8 a 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,25$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 8 a 10 m)	4,5 a 5,3
Brasília/Brasil	Monteiro <i>et al</i> (2022)	Saprólito e Silte arenoso (SPT: 18~29)	Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,30$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 8,8 a 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,25$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 8 a 10 m)	4,5 a 5,3
Brasília/Brasil	Monteiro <i>et al</i> (2023)	Saprólito e Silte arenoso (SPT: 18~29)	Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,30$ m - $\phi_{EB} = 0,6$ m; L = 10 m) Estaca escavada mecanicamente ($\phi = 0,30$ m; L = 10 m)	5,3

2.2. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL

A capacidade de carga total (R_T) de uma estaca submetida a um esforço de compressão é determinada a partir da soma da resistência por atrito lateral (R_L) e da resistência de ponta (R_P) do elemento de fundação, subtraída pelo peso próprio da fundação (P_P), como apresentando na Equação 2.8. Normalmente a soma da resistência lateral e da resistência de ponta é muito superior ao peso próprio da fundação, desta forma, considera-se esta parcela irrisória, ou seja, nula ($P_P = 0$).

$$R_T = R_L + R_P - P_P = (A_P r_P + r_L A_L) - P_P \quad (2.8)$$

Onde: r_L é a resistência lateral unitária, r_P é a resistência de ponta unitária, A_P é a área da ponta e A_L é a área do fuste da estaca. Enquanto para estacas convencionais sujeitas a esforços de tração, a capacidade de carga total (R_T) é descrita pela soma da resistência lateral (R_L) e do peso próprio da fundação (P_P).

$$R_T = R_L + P_P \quad (2.9)$$

A resistência por atrito lateral é definida pela resistência ao cisalhamento (τ) do solo circundante ao fuste do elemento de fundação, sendo esta equação proposta por Mohr- Coulomb:

$$\tau = c_a + \sigma_n \tan \varphi_a \quad (2.10)$$

Onde: c_a é a adesão entre a estaca e o solo, $\sigma_n = k_s \sigma_v$ é a tensão horizontal normal entre o solo e a estaca e φ_a é o ângulo de atrito entre a fundação e o solo. Desta forma, o atrito lateral pode ser generalizado a partir da seguinte equação:

$$R_L = \int_0^L \pi D (c_a + \sigma_n \tan \varphi_a) dz \quad (2.11)$$

Onde: D é o diâmetro da estaca e L é o comprimento compreendido pela resistência por atrito lateral da estaca, de modo que a profundidade varia de 0 a L .

Niazi e Mayne (2013) relatam que as metodologias de estimativa de capacidade de carga vêm apresentando uma evolução constante nas últimas décadas. As primeiras metodologias associavam a parcela de atrito lateral exclusivamente a resistência ao cisalhamento do solo, propostas alternativas incorporavam o empuxo do solo, bem como o atrito entre a estaca e o solo. Em seguida, metodologias que consideravam aspectos como a história de tensões do solo, sensibilidade do solo, plasticidade de solos argilosos, densidade relativa de solos granulares, tensão efetiva do solo, mecanismo de ruptura progressivo, características de compressibilidade método de instalação das estacas foram desenvolvidas. Similarmente, a parcela da resistência de ponta é influenciada por diversas características, tais como: configuração da ponta da estaca, método de execução, tipo de carregamento e condições de drenagem.

Os autores descrevem que diversas teorias para avaliar a resistência de ponta das fundações vêm sendo desenvolvidas e analisadas, podendo-se citar: plasticidade limite, elasto-plasticidade, expansão de cavidade e quebra de partículas. Apesar destas significativas contribuições para o dimensionamento de fundações profundas, estas metodologias apresentam diversos fatores limitantes. Fazendo com que a prática de dimensionamento de fundações profundas seja abordada a partir de correlações com ensaios de campo.

Albuquerque e Garcia (2020) descrevem que a capacidade de carga de fundações por estacas pode ser obtida a partir de fórmulas estáticas (teóricas e semiempíricas), provas de carga e modelos numéricos. A utilização dos métodos teóricos ou indiretos são baseados em parâmetros mecânicos do solo tais como o ângulo de atrito e coesão obtidos a partir de ensaios de laboratório ou por meio de correlações com ensaios de campo, sendo estas posteriormente associadas as parcelas de resistência por atrito lateral e ponta. Ao passo que as metodologias semiempíricas ou diretas se fundamentam em correlações com parâmetros obtidos a partir de ensaios de campo, como o N_{SPT} do ensaio SPT, q_c do ensaio CPT e p_1 do ensaio PMT, sendo estes diretamente associados as parcelas de resistência (R_L e R_P) de um elemento de fundação.

Ao realizar a estimativa de capacidade de carga a partir de metodologias baseadas no SPT, CPT e PMT, Broms e Nord (1985) verificaram que as metodologias estimaram satisfatoriamente a capacidade de carga total de estacas metálicas equipadas com a tecnologia *Expander Body* assentes em solos arenosos e siltosos na Suécia. Estas análises foram realizadas para estacas submetidas a compressão e a tração a partir de provas de carga.

2.2.1. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas a partir de resultados de SPT

A utilização de metodologias de estimativa de capacidade de carga fundamentadas em resultados de SPT é amplamente difundida na engenharia de fundações (Décourt, 1982; Poulos, 1989; Décourt, 1989; Dung *et al.* 2011; Karimpour-Fard e Eslami, 2013; Anamali *et al.* 2015; Kumara *et al.* 2016; Shooshpasha *et al.* 2017; Dharmayasa, 2017; Benali *et al.* 2019; Bol e Genç, 2019; Jiang *et al.* 2019; Golafzani *et al.* 2020). No Brasil, os métodos baseados em ensaios penetrométricos com medida do N_{SPT} têm sido constantemente empregados na previsão da capacidade de carga de estacas (Cunha e Albuquerque, 2014; Silva, 2017; Albuquerque e Garcia, 2020).

Dentre as metodologias consagradas na prática geotécnica nacional, pode-se citar os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996) e Teixeira (1996). O apêndice A apresenta as metodologias de estimativa de capacidade de carga fundamentadas a partir de resultados de ensaios SPT empregadas nesta pesquisa. Neste trabalho, as seguintes metodologias de estimativa de capacidade de carga foram adotadas: Aoki e Velloso (1975), Meyerhof (1976), Velloso (1981), Décourt e Quaresma (1996), Shariatmadari *et al.* (2008) e IS (2010).

Verifica-se ainda, a importância do emprego de coeficientes propostos para elementos de fundação e solos do Distrito Federal, como realizado por Rodrigues *et al.* (1998). Os métodos semiempíricos baseados no SPT subestimam a resistência por atrito lateral, no entanto, quando se utiliza coeficientes regionais, as comparações apresentam melhoras significativas (Guimarães *et al.* 2004). Indicando assim, que os métodos merecem aprimoramento, pois os mesmos apresentam grande variabilidade quando adotam coeficientes que não são regionalizados.

O emprego de correlações com resultados de ensaios SPT necessita de uma razoável precaução, pois estas propostas semiempíricas de modo geral, não consideram fatores como a esbeltez da fundação (L/ϕ) ou até mesmo o nível de tensões que o elemento de fundação está sujeito. As metodologias propostas geralmente apresentam estimativas satisfatórias para os solos das regiões que compreendem os dados empregados para a calibração da metodologia concebida, além disso, salienta-se a importância de considerar os diferentes níveis de energia empregados em ensaios SPT desenvolvidos em outros países. Schnaid *et al.* (2002) ressalta que os valores de índice de resistência a penetração obtidos no Brasil ($N_{SPT} - N_{72}$) devem ser

majorados por um fator equivalente que varia entre 1,1 e 1,2 para se obter um índice de resistência a penetração com eficiência de 60% (N_{60}).

Alterações significativas de umidade podem influenciar diretamente a capacidade de carga de elementos de fundação por estacas (Mascarenha *et al.* 2004; Cunha, 2011; Sales *et al.* 2015). Mota (2003) relata que os métodos semiempíricos para estimativa de capacidade de carga têm sido comumente adotados em solos não saturados. As metodologias fundamentadas a partir de resultados de SPT, de forma geral, tem como parâmetros principais o tipo de solo e estaca, além da geometria do elemento de fundação e de sua metodologia construtiva. Dentre as principais desvantagens da utilização de ensaios SPT em solos lateríticos e saprolíticos, pode-se mencionar que o ensaio não retrata o comportamento de solos com granulometria fina de forma adequada (Mota, 2003). Milititsky e Schnaid (1996) descrevem que os fatores que controlam a resistência ao cisalhamento e o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) em solos coesivos, são a plasticidade, sensibilidade e fissuração da argila, história de tensões, estrutura, entre outros, motivo pelo qual existem relações diferentes entre S_u e N_{SPT} na literatura. Além destes aspectos, deve-se levar em conta que a resistência não drenada (S_u) não é uma propriedade do solo, pois depende da trajetória de tensões e como consequência do ensaio utilizado para sua determinação.

Os métodos empíricos de capacidade de carga a nível de projeto de fundações, podem ser considerados como metodologias simples de acordo com Anjos (2006), tornando os mesmos atraentes pela facilidade de uso, em geral. Contudo, sofrem do grande conservadorismo embutido nas formulações, os quais usualmente mitigam possíveis patologias advindas da heterogeneidade do solo, bem como falhas durante o processo executivo ou durante a etapa de projeto. Salienta-se que o bom projeto de fundações, deve atender as especificações preconizadas pelas normas vigentes, além de empregar a solução técnica que apresente o melhor custo-benefício, menor impacto ambiental e menor probabilidade de falha, sendo a última determinada a partir de análises probabilísticas.

O Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília a partir do Grupo de Pesquisas em Fundações, Ensaios de Campo e Estruturas de Contenção (GPFees) apresenta diversos trabalhos relativos a análise de capacidade de carga de estacas escavadas convencionais no solo tropical de Brasília (Camapum de Carvalho e Cunha, 1996; Cunha e Perez, 1998; Rodrigues *et al.* 1998; Camapum de Carvalho *et al.* 2002; Cunha *et al.* 2003; Mascarenha *et al.* 2004b; Mota *et al.* 2004; Anjos *et al.* 2006a; Anjos *et al.* 2006b; Rodrigues *et al.* 1998; Cunha, 2011; Mendoza *et al.* 2017). Os pesquisadores evidenciaram que os métodos de previsão de capacidade de carga propostos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e

Quaresma (1978) apresentam estimativas de capacidade de carga satisfatórias quando analisadas estacas escavadas no solo tropical de Brasília, no Distrito Federal. Outros pesquisadores avaliaram estacas escavadas em um perfil estratigráfico colapsível e não saturado do Estado de São Paulo (Albuquerque *et al.* 2004a; Albuquerque *et al.* 2006; Schulze e Albuquerque, 2013) e verificaram que as mesmas metodologias apresentam estimativas razoáveis.

Cunha (2011) avaliou o comportamento de diversos tipos de fundações profundas assentes no solo do Distrito Federal, as quais foram submetidas a carregamentos axiais de compressão e horizontais. O autor verificou que o efeito da sucção ou a sazonalidade do tempo influenciam na capacidade de carga vertical de estacas flutuantes instaladas neste tipo de solo e que estes fatores devem ser levados em conta especialmente para estacas curtas. O autor ainda relata que o método de Décourt e Quaresma (1996) pode ser aplicado com segurança para o dimensionamento de estacas escavadas sujeitas a carregamentos verticais com valores de N_{SPT} obtidos em qualquer época do ano, além de que estas estacas escavadas parecem se comportar como estacas flutuantes, com valores de capacidade de carga de ponta ínfimos para este tipo de solo. Verificando assim, que a capacidade de carga na ponta pode ser mais efetivamente mobilizada em níveis de deslocamento mais elevados.

Ao avaliar provas de cargas instrumentadas em estacas equipadas com a tecnologia EB, Fellenius (2017a) sugere o emprego da metodologia de O'Neill e Reese (1999) baseada no N_{SPT} , pois as previsões de capacidade de carga obtidas por esta metodologia apresentaram resultados satisfatórios. Terceros Herrera e Massarsch (2014) verificaram a partir de provas de carga instrumentadas que a combinação de estaca hélice de deslocamento em conjunto com o sistema EB podem apresentar um acréscimo de até quatro vezes a capacidade de carga total de uma estaca escavada *in loco* convencional de mesmo diâmetro e comprimento.

2.2.2. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas a partir de resultados de CPT

Segundo Niazi e Mayne (2013), o CPT é o método de investigação geotécnica mais frequentemente empregado para a estimativa de capacidade de carga fundações profundas. Diversas correlações diretas entre os parâmetros obtidos no ensaio (q_c , f_s , u_2) e as parcelas de resistência de uma fundação (R_L e R_P) foram desenvolvidas. Tais correlações, apesar de empíricas, são calibradas a partir de provas de carga com e sem instrumentação, avaliando indiretamente, variáveis de importância significativa como o efeito da instalação da estaca e condições de drenagem (velocidade empregada na prova de carga). O ensaio CPT pode ser

associado a uma fundação em escala reduzida, pois as grandezas mensuradas neste ensaio são a resistência de ponta do cone (q_c) e o atrito lateral do cone (f_s), as quais são correspondentes as parcelas de resistência de fundações profundas (Mayne, 2007).

Fatores como a tensão efetiva média, compressibilidade e a rigidez do solo são preponderantes na resposta mecânica de estacas, bem como a do cone empregado no ensaio CPT, eliminando assim, a necessidade de realização de ensaios complementares e de laboratório para avaliar a capacidade de carga de estacas (Eslami e Fellenius, 1997; Ardalan *et al.* 2009). Este conceito levou ao desenvolvimento de diversos métodos diretos baseados no ensaio CPT, onde os parâmetros medidos no ensaio (q_c e f_s) fossem empregados diretamente a partir de relações empíricas para avaliar uma estaca em escala real. Salienta-se que nestes métodos incipientes, o atrito lateral do cone (f_s) era muitas vezes determinado a partir de uma relação empírica com o valor da resistência de ponta do cone (q_c). Pode-se inferir ainda, que as metodologias de capacidade de carga baseadas em resultados de ensaios CPT, podem ser classificadas em duas categorias: as que propõem relações empíricas que associam os valores de resistência de ponta do cone (q_c) e atrito lateral do cone (f_s) diretamente com as parcelas de resistência lateral de ponta da estaca (R_L e R_P) baseadas em medidas de campo e aquelas que sugerem relações semiempíricas, onde características como geometria da estaca, condições da ponta da estaca, metodologia de construção, resistência ao cisalhamento do solo, compacidade ou consistência do solo são significativas no processo de calibração da metodologia.

Como mencionado anteriormente, a resistência de ponta do cone (q_c) está diretamente associada a parcela de resistência de ponta da estaca (R_P). Desta forma, para empregar-se um valor de resistência de ponta do cone (q_c) representativo, de modo a obter a resistência de ponta das estacas, adota-se um valor médio de q_c ao longo da profundidade próximos a base da estaca. De acordo com Niazi e Mayne (2013), esta faixa é denominada como a zona de influência. De modo geral, as metodologias de estimativa de capacidade de carga baseadas no CPT possuem uma formulação genérica, onde a maior diferença pode ser verificada na zona de influência considerada por cada metodologia, ou seja, o valor quantitativo correspondente ao diâmetro da estaca abaixo e acima da cota de assentamento da estaca.

Niazi e Mayne (2013) descrevem que essas recomendações variam de acordo com o mecanismo de ruptura da estaca adotado por cada metodologia (ruptura por puncionamento, ruptura generalizada ou ruptura localizada). Eslami e Fellenius (1997) ressaltam que ainda não existem evidências específicas que comprovem a aplicabilidade destas teorias para fundações profundas. No entanto, diversas recomendações são propostas em trabalhos experimentais e numéricos (Meyerhof, 1976; Altaee *et al.* 1992; Eslami e Fellenius 1997, Niazi e Mayne, 2016).

Dentre as diversas recomendações, segundo Niazi e Mayne (2013) pode-se citar: a tendência dos valores de q_c próximos a ponta da estaca, a variabilidade dos tipos de solo próximos a base da estaca, o diâmetro da estaca, o embutimento da estaca em horizonte competente, a ocorrência de camadas de baixa compactação ou de consistência mole abaixo do horizonte de solo competente e por fim, a compressibilidade do solo. Além da zona de influência, indica-se ainda que a metodologia empregada para definir a carga "última" (Q_{ult}) do conjunto estaca-solo nas provas de carga, bem como a geometria da estaca são características proeminentes na calibração das propostas de estimativa de capacidade de carga. A Figura 2.23 exibe a confiabilidade na estimativa das parcelas de resistência de estacas (R_L e R_P) a partir do tipo de metodologia fundamentada em resultados de CPT empregada.

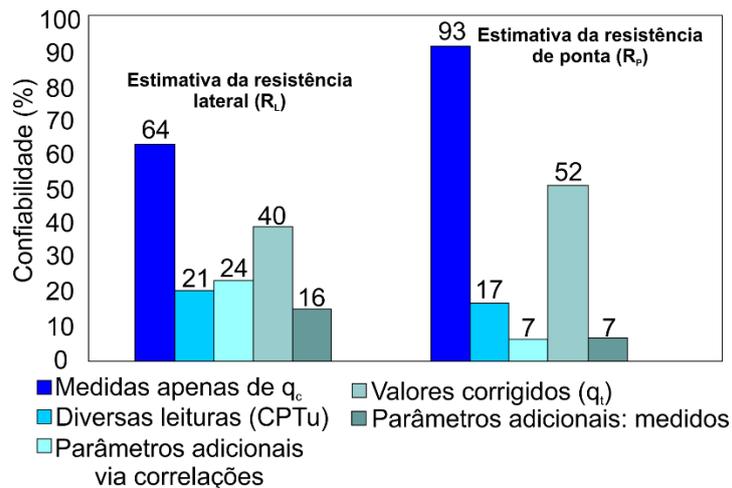


Figura 2.23. Confiabilidade de diferentes metodologias do CPT (Niazi e Mayne, 2013).

A estimativa de capacidade de carga a partir de métodos baseados no CPT tem sido objeto de investigação de diversos pesquisadores (Begemann, 1963; Vesic, 1964; Aoki e Velloso, 1975; Schmertmann, 1978; Philipponnat, 1980; Bustamante e Gianceselli, 1982; Cai *et al.* 2009; Kempfert e Becker, 2010; Cai *et al.* 2011; Thiyyakkandi *et al.* 2014; Hung *et al.*, 2016; Niazi e Mayne, 2016; Doan e Lehane, 2020). A notoriedade do ensaio SPT como ensaio de campo para a investigação geotécnica de obras de fundação fez com que o ensaio CPT fosse empregado apenas em projetos de grande porte como aeroportos, aterros sobre solos moles e barragens. No entanto, a utilização do ensaio CPT vem crescendo gradualmente tanto na prática de engenharia como em atividades de pesquisas (Lunne *et al.*, 1997; Dienstmann *et al.* 2018; Vardon *et al.* 2019). Na construção sobre solos moles, Coutinho e Schnaid (2010) relatam que o piezocone (CPTu) é uma ferramenta de investigação estabelecida, sendo esta usualmente utilizada em grandes projetos de infraestrutura. As experiências adquiridas em depósitos de

argila promoveram a execução deste ensaio em solos orgânicos, depósito de rejeitos e solos residuais que apresentam alto grau de intemperismo, como o solo tropical típico do Distrito Federal.

Ao analisar a eficiência de métodos de estimativa de capacidade de carga a partir do ensaio CPT, Campanella (1995) verificou que a metodologia proposta por Bustamante e Gianeselli (1982) apresentou resultados satisfatórios. Albuquerque (2001) verificou que para estacas escavadas, o método de Philipponat (1978) forneceram valores de capacidade de carga próximos à média obtida em provas de cargas lentas no solo colapsível, não-saturado e poroso do campo experimental da Unicamp.

Mota (2003) observou que os valores de capacidade de carga previstos utilizando as propostas de Bustamante e Gianeselli (1982) e Aoki e Velloso (1975) para o ensaio CPT foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais resultantes de provas de carga em estacas escavadas no campo experimental da UnB, o qual apresenta uma estratigrafia composta por solos não saturados e lateríticos. Cunha e Stewart (2010) verificaram que o método de Bustamante e Gianeselli (1982) forneceram previsões satisfatórias quando comparados com resultados experimentais em estacas mecanicamente escavadas.

Outros pesquisadores analisaram as propostas que avaliam a capacidade de carga de estacas escavadas em solos lateríticos e não saturados a partir de ensaios CPT, verificando assim que as metodologias de Bustamante e Gianeselli (1982), Philipponat (1978) e Aoki e Velloso (1975) apresentam uma eficiência satisfatória (Mota *et al*, 2000; Peixoto *et al*, 2000; Schnaid e Goulart, 2002; Anjos *et al*, 2005; Mota *et al*. 2006; Albuquerque *et al*. 2010; Albuquerque e Carvalho, 2012; Rodriguez *et al*, 2012; Albuquerque e Rodriguez, 2016).

Massarsch e Wetterling (1993) relatam que segundo o Comitê de Fundações Sueco (Expanderkroppar, 1988), a capacidade de carga dos EBs pode ser estimada a partir de resultados de ensaios de cone (CPT), ensaios pressiométricos (PMT) e da curva pressão *versus* volume obtida durante a expansão do EB. A resistência de ponta é calculada a partir de ensaios de cone (CPT), utilizando fatores empíricos de 0,5 e 1 para estacas assentes em areia e silte, respectivamente. Um valor médio de resistência a penetração do cone (\bar{q}_c) em uma zona compreendida por uma distância equivalente a três diâmetros (3ϕ) acima e um diâmetro (ϕ) abaixo da cota de assentamento da estaca é empregado na estimativa da resistência de ponta. A resistência de ponta unitária (r_p) da estaca é limitada a um valor máximo de 5 MPa. A resistência por atrito lateral (r_l) unitária é equivalente a 0,5% de \bar{q}_c , sendo esta limitada a 50 kPa.

Alguns pesquisadores avaliaram as diferenças das estimativas de capacidade de carga utilizando as mesmas metodologias de previsão adotando medidas da resistência de ponta do

cone (q_c) obtidas a partir de instrumentos mecânicos e elétricos (Fioravante *et al.* 1995; Alsamman 1995; Décourt, 1996; Albuquerque, 2001; Rodriguez *et al.* 2012). Apesar disso, na prática corrente de engenharia, diversos engenheiros não estão cientes dessa limitação, resultando assim, no emprego de metodologias de estimativa de capacidade de carga baseadas no CPT sem considerar o tipo de cone utilizado na campanha de investigação geotécnica. Diante de tal concepção, é necessário avaliar qual tipo de equipamento (mecânico, elétrico ou ambos) foi utilizado na calibração das propostas de cálculo de capacidade de carga. O trabalho desenvolvido por Albuquerque (2001), menciona que as estimativas de capacidade de carga baseadas em ensaios com cone elétrico, apresentavam de modo geral, previsões de capacidade de carga superiores, quando comparada com as estimativas produzidas a partir da utilização de cones mecânicos. Um outro estudo de caso a se levar em evidência, trata-se da pesquisa desenvolvida por Alsamman (1995), a qual indica uma tendência similar. Nesta pesquisa, as metodologias propostas por Nottingham e Schmertmann (1975;1978), Philipponnat (1978), Tumay and Fakhroo (1981), Price e Wardle (1982), Bustamante e Gianceselli (1982), Massarsch e Wetterling (1993), Alsamman (1995), Eslami e Fellenius (1996) e IS Code (2010) serão utilizadas para avaliar a capacidade de cargas das estacas escavadas equipadas com e sem EB. Maiores detalhes relativos a cada proposta serão apresentados no Apêndice B.

2.2.3. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas a partir de resultados de PMT

O emprego do ensaio pressiométrico (PMT) como ferramenta para a estimativa de capacidade de carga de estacas é extensamente difundido na França e no Canadá, bem como em alguns países da Europa (Frank *et al.* 1991; Gambin e Frank, 2009; Reiffsteck, 2009; Teixeira *et al.* 2012; Briaud, 2013; Burlon *et al.* 2014; Alimrina *et al.* 2016; Bahar *et al.* 2016; Frank 2017; Zhussupbekov *et al.* 2019). Enquanto no Brasil, a utilização desse ensaio de investigação geotécnica é limitada a grandes centros de pesquisa e algumas obras de infraestrutura de grande porte (Rocha Filho e Toledo Filho, 1990; Cavalcante *et al.* 2005; Albuquerque *et al.* 2008; Imamura e Albuquerque, 2018). Dentre os ensaios de campo para avaliação de parâmetros do solo, este é o mais se assemelha a tecnologia *Expander Body*, tais semelhanças foram detalhadamente evidenciadas no item 2.1.4.

As parcelas de resistência por atrito lateral e ponta da estaca (R_L e R_P) são associadas ao principal parâmetro determinado nos ensaios pressiométricos, a pressão limite efetiva (p_1^*). De modo geral, as metodologias de capacidade de carga fundamentadas a partir de ensaios pressiométricos consideram, além da pressão limite efetiva (p_1^*), o tipo de solo e da tecnologia

empregada na execução da fundação. A resistência por atrito lateral unitária (r_L) é usualmente determinada a partir de uma correlação direta com a pressão limite efetiva (p_1^*), podendo esta ser limitada por algumas metodologias de estimativa de capacidade de carga. Enquanto a resistência de ponta unitária (r_p) é associada a um fator de capacidade de carga (k_p), o qual é determinado por um conjunto de tabelas e grupos que são designados dependendo do tipo de solo e de estaca analisados na metodologia proposta. O apêndice C apresenta as metodologias de estimativa de capacidade de carga fundamentadas a partir de resultados de ensaios PMT empregados nesta pesquisa. Neste trabalho, as seguintes metodologias de estimativa de capacidade de carga foram adotadas: Ménard (1963), Baguelin *et al.* (1978), LCPC-SETRA (1985), Bustamante *et al.* (2009) e da NFP (2012).

Rocha Filho e Toledo Filho (1990) avaliaram a estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas empregando metodologias semiempíricas baseados no ensaio pressiométrico a partir de provas de carga instrumentadas em solo residual. Os autores identificaram que as metodologias propostas por Ménard (1963) e Bustamante e Ganeselli (1982) superestimaram a capacidade da estaca em 40%, quando comparado com a capacidade de carga última obtida em prova de carga. No entanto, o autor infere que tal discrepância é explicada pelo fato da resistência de ponta prevista ser bem superior ao valor mobilizado durante a prova de carga. Ao avaliar a eficiência de métodos de estimativa de capacidade de carga a partir do ensaio PMT em estacas apiloadas em solo arenoso tropical, Cavalcante *et al.* (2005) verificaram uma boa concordância entre os valores previstos da resistência por atrito lateral a partir do pressiômetro com aqueles medidos nas provas de carga instrumentadas, empregando a metodologia proposta pelo LCPC-SETRA (1985). Ao passo que as estimativas de resistência de ponta subestimaram em média 60 % a resistência de ponta obtida em provas de carga instrumentadas em estacas com comprimentos superiores a 7 m. No entanto, para estacas com comprimento de 4 m, observou-se uma superestimativa da resistência de ponta em 25%. Além disso, os autores propuseram um fator de capacidade de carga (k_p) da ordem de 2.

Albuquerque (2015) analisou a eficiência das metodologias de estimativa capacidade de carga baseadas no ensaio pressiométrico em estaca do tipo raiz (comprimento de 12 m e diâmetro de 0,41 m) assente em um solo poroso, não-saturado e laterítico de ocorrência típica no Estado de São Paulo, similar aos de ocorrência em Brasília, no Distrito Federal. O autor verificou que as propostas de Ménard (1963), Baguelin *et al.* (1978) e Bustamante *et al.* (2009) apresentaram estimativas de resistência por atrito lateral satisfatórias quando comparadas com os valores de referência obtidos em prova de carga instrumentada. Ao avaliar as propostas de estimativa de capacidade de carga de Ménard (1963), Baguelin *et al.* (1978), LCPC-SETRA

(1985) e da NFP (2012) para estaca pré-moldada de concreto (comprimento de 14 m e diâmetro de 0,18 m) assente em um solo colapsível, não-saturado e tropical, Imamura e Albuquerque (2018) verificaram a necessidade da realização de ajustes destas metodologias calibradas em solos sedimentares de ocorrência comum no continente europeu para solos residuais e tropicais recorrentes do Brasil. De modo geral, verificou-se que as propostas de estimativa de capacidade de carga mais antigas (Ménard, 1963 e Baguelin *et al.*, 1978) superestimam a capacidade de carga da estaca, enquanto as metodologias de capacidade de carga mais atuais (LCPC-SETRA, 1985 e NFP, 2012) subestimam a capacidade de carga desse tipo de estaca assente em solo tropical.

A utilização do ensaio pressiométrico no Brasil como uma metodologia de investigação geotécnica e caracterização de solos tropicais e residuais tem apresentado resultados satisfatórios (Ortigão *et al.* 1996; Schnaid e Mantaras, 1998; Schnaid e Coutinho, 2005; Cunha *et al.* 2011; Angelim *et al.* 2016; Rocha e Giacheti, 2018). No entanto, a aplicação desse ensaio para estimativa de capacidade de carga de fundações profundas em solos lateríticos típicos da cidade de Brasília ainda se encontra em um estado incipiente. Ao levar em consideração esta perspectiva, é importante ressaltar a necessidade da avaliação dessas metodologias de estimativa de capacidade de carga, bem como proposição de coeficientes de ajuste para estes tipos de solos e novas tecnologias construtivas aplicadas a fundação, como a tecnologia *Expander Body* e fundações típicas como estacas escavadas mecanicamente.

2.2.4. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas a partir de métodos teóricos

Os métodos teóricos de capacidade de carga de fundações profundas são frequentemente divididos em categorias de aplicação para solos puramente arenosos ou argilosos, sendo assim, empregados a partir de análises de tensões efetivas (método β proposto por Burland, 1973) ou totais (método α proposto por Tomlinson, 1957). Além disso, estes métodos constantemente adotam, apenas a parcela de resistência ao cisalhamento associada a coesão para solos puramente argilosos, enquanto para solos puramente arenosos, considera-se apenas a parcela de resistência ao cisalhamento relacionada ao confinamento e o atrito entre os grãos do solo.

Esta prática tem grande aceitação em países do continente europeu, pois há uma significativa ocorrência de solos majoritariamente sedimentares, fazendo com que a estimativa de capacidade de carga de fundações profundas seja satisfatoriamente representada pela utilização de uma proposta empregada para solos que apresentam um comportamento singular (exclusivamente coesivo ou friccional). Diante de tal concepção é necessário expor que no

Brasil, a ocorrência de solos tropicais, lateríticos e residuais é majoritária, sendo estes, solos que costumam apresentar um comportamento multiforme, ou seja, um comportamento coesivo-friccional. Sendo assim necessário considerar tanto a parcela de resistência ao cisalhamento relacionada a coesão do solo, bem como do confinamento e do atrito entre os grãos do solo ao avaliar a resistência por atrito lateral (R_L) ou resistência de ponta (R_P) de estacas. Ao levar em consideração esta perspectiva, Cintra e Aoki (2010) ressaltam que uma limitação dos métodos teóricos é a consideração exclusiva de solo coesivo ou granular, enquanto na natureza é frequente a existência de solos coesivos-friccionais ($c-\phi$), onde o mesmo apresenta resistência ao cisalhamento devido as componentes coesivas e de atrito.

A argila porosa de Brasília apresenta assim, um comportamento tipicamente coesivo-friccional, ou seja, além de ser caracterizada como um solo não saturado e intermediário quanto a textura (Mota, 2003). Milititsky e Schnaid (1996) descrevem ainda que a capacidade de carga de um elemento de fundação profunda pode ser determinada através de teoria clássica de capacidade de suporte, na qual, postulado um mecanismo de ruptura, calcula-se a capacidade de carga última utilizando-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Tal qual o ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ'), sendo este relacionado aos coeficientes de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ .

A teoria de capacidade de suporte aplicada a fundações profundas não é, no entanto, empregada com frequência na prática brasileira, contrariamente à prática geotécnica de países europeus (Milititsky e Schnaid, 1996; Décourt, 1996). O valor de N_q varia significativamente de acordo com o ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ') e o mecanismo de ruptura da estaca adotado pela metodologia de capacidade de carga. Cintra e Aoki (2010) descrevem que a ordem de grandeza dessa discrepância leva ao descrédito a utilização de propostas teóricas para o cálculo de capacidade de carga de elementos de fundação por estacas. Além disso, a estimativa do ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ') em função dos efeitos de instalação da estaca torna o procedimento excessivamente complexo. Em contraposição a essa ideia, Milititsky e Schnaid (1996) afirmam que os métodos teóricos de capacidade de carga de fundações profundas constituem-se em ferramentas valiosas à engenharia de fundações. Os autores ainda relatam a importância de reconhecer que a validade destas metodologias é limitada à prática construtiva regional e as condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento.

O apêndice D apresenta as metodologias teóricas de estimativa de capacidade de carga empregadas nesta pesquisa. Desta forma, as seguintes propostas teóricas de capacidade de carga serão analisadas neste trabalho: Berezantzev *et al.* (1961), Norlund (1963), Vesic (1967),

Burland (1973), Meyerhof (1976), Skov (1997), Burland (1973) modificado por Fellenius (2020), IS Code (2010). Além destas metodologias, serão empregadas análises considerando o efeito da sucção matricial ($u_a - u_w$). O efeito da sucção na resistência ao cisalhamento do solo foi considerado a partir da coesão do solo, onde admite-se que este parâmetro é dado pela soma da coesão saturada efetiva (c') com a parcela de resistência ao cisalhamento proporcionada pela sucção matricial $[(u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b]$. A consideração da influência da sucção na resistência ao cisalhamento do solo é descrita no Apêndice D. Outro aspecto relativo a algumas destas propostas, refere-se a estimativa da resistência por atrito lateral (R_L) ou resistência de ponta (R_p) de forma exclusiva, deste modo, dependendo da metodologia empregada, verifica-se a necessidade de realizar uma associação de métodos para realizar a estimativa da capacidade de carga total do elemento de fundação profunda.

Sadud *et al.* (2014) relatam que o método racional ou teórico proposto por Burland (1973) utilizando parâmetros sugeridos por Fellenius (2020) estimam de forma satisfatória a capacidade de carga de estacas escavadas equipadas com a tecnologia *Expander Body*. Ao avaliar a eficiência de métodos teóricos aplicados a estacas escavadas mecanicamente no solo poroso de Brasília, Mota *et al.* (2007) verificaram que estas propostas superestimam a capacidade de carga total quando comparado com os valores de referência obtidos em provas de carga instrumentadas com extensômetros elétricos.

Diversos pesquisadores no Brasil e no mundo avaliaram a eficiência da estimativa de capacidade de carga a partir de métodos teóricos para diferentes técnicas construtivas de estacas e solos, verificando assim a relevância dessas metodologias para a engenharia de fundações (Milititsky e Schnaid, 1996; Fenton e Griffiths, 2003; Randolph, 2003; Salgado *et al.* 2004; Madolini *et al.* 2005; Cintra e Aoki, 2010; Vanapalli e Taylan, 2012). Porém, necessita-se ressaltar a limitação destas propostas teóricas de estimativa de capacidade de carga devido ao tempo despendido para a coleta de amostras e realização de ensaios laboratoriais, sendo estes frequentemente incompatíveis com a etapa de investigações geotécnicas de obras civis correntes. Ao considerar os referidos aspectos, Guimarães *et al.* (2004) ressaltam que os métodos racionais necessitam de parâmetros obtidos em laboratório, portanto de difícil aplicação prática.

Cintra e Aoki (2010) destacam que diversos pesquisadores propuseram metodologias teóricas para avaliar a capacidade de carga de fundações profundas (Figura 2.24). Tal diversidade resulta da complexidade de ajustar um bom modelo matemático e físico relativo ao mecanismo de ruptura de elementos de fundações por estaca. Desta forma os autores recomendam a utilização dessas metodologias com cautela.

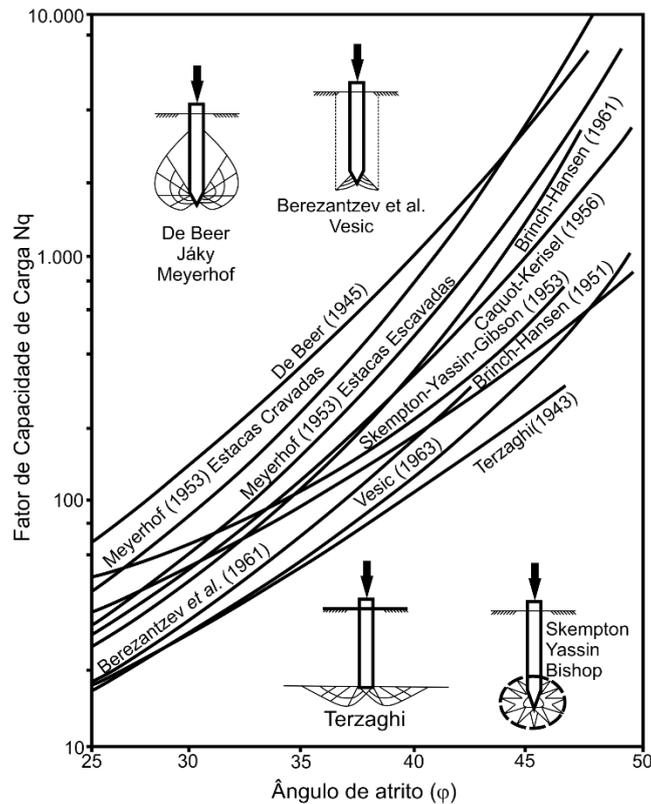


Figura 2.24. Mecanismos de ruptura em estacas (adaptado – Cintra e Aoki, 2010).

2.2.5. Estimativa da capacidade de carga de estacas equipadas com a tecnologia *Expander Body*

O advento da tecnologia *Expander Body* na Suécia promoveu a necessidade do desenvolvimento de metodologias de capacidade de carga para estacas equipadas com este sistema sujeitos a esforços de compressão e tração. Na década de 80, a utilização de metodologias teóricas de capacidade de carga para estacas foi frequentemente empregada em países europeus, assim, Broms e Nord (1985) propuseram uma metodologia preliminar para a estimativa da capacidade de carga de estacas equipadas com o sistema *Expander Body*. Segundo os autores, a capacidade de carga de estacas com bulbos em argila depende primariamente da coesão não drenada dos solos (S_u). Quando os EBs estão assentes em profundidades equivalentes entre quatro e seis diâmetros (4 e $6 \phi_{EB}$) do nível do terreno, a resistência de ponta unitária de argilas pré-adensadas pode ser definida a partir da relação a seguir. Caso os EBs estejam assentes em uma profundidade inferior a faixa mencionada anteriormente, a resistência de ponta unitária deve ser minorada (Broms e Nord, 1985).

$$r_p = 9S_u \text{ (kPa)} \quad (2.12)$$

Broms e Nord (1985) relatam que a capacidade de carga logo após a concretagem da estaca e da expansão do EB é usualmente baixa, devido ao rearranjo do solo durante a expansão do EB. Os autores estimam que a capacidade de carga aumente gradualmente com o tempo de 1 a 3 meses após a execução do elemento de fundação, devido a reconsolidação e a redução da umidade do solo. Os autores propõem que resistência unitária por atrito lateral do EB pode ser estimada pela seguinte equação:

$$r_L = \alpha S_u \quad (2.13)$$

Onde: α é um fator de adesão dependente coesão não drenada dos solos (S_u). Broms e Nord (1985) sugerem que para argilas médias a rijas ($S_u > 50$ kPa), o valor de α seja igual a 0,5 ao passo que para argilas moles com $S_u < 50$ kPa, o valor de α seja igual a 0,8.

A capacidade de carga do EB em solos granulares segundo Broms e Nord (1985) pode ser estimada a partir da máxima pressão de injeção (p_g) do EB, sendo esta a pressão requerida para a plena expansão do EB. Diante de tal concepção, os autores descrevem que esta proposta de estimativa de capacidade de carga é fundamentada na teoria aplicada para pressiômetros. Deste modo, a resistência de ponta unitária (r_p) de acordo com Baguelin *et al.* (1978) deve ser estimada a partir da pressão limite (p_l), determinada no ensaio pressiométrico. No caso do *Expander Body*, usualmente adota-se a máxima pressão de injeção (p_g) como a pressão limite (p_l) a ser empregada na teoria aplicada para pressiômetros, assim, a resistência de ponta unitária (r_p) é dada por:

$$r_p = k_p \cdot (p_g - \sigma_{h0}) \quad (2.14)$$

Onde: k_p é um fator de capacidade de carga que relaciona a pressão limite efetiva do pressiômetro, ou, a máxima pressão de injeção do EB com a resistência de ponta unitária da estaca. p_g é a máxima pressão de injeção do EB e σ_{h0} é a tensão geoestática horizontal de campo. O valor da tensão geoestática horizontal de campo é frequentemente irrisória quando comparada com a máxima pressão de injeção do EB, assim, a equação anterior pode ser reescrita como:

$$r_p = k_p \cdot p_g \quad (2.15)$$

O fator de capacidade de carga k_p depende do embutimento e do diâmetro da estaca, bem como do tipo de solo e da pressão limite efetiva (máxima pressão de injeção) registrada na expansão do EB. Broms e Nord (1985) descrevem que o acréscimo do coeficiente k_p está relacionado com o aumento da pressão limite e do comprimento da estaca. Para pedregulhos e areias compactas, observam-se valores do coeficiente k_p da ordem de 7,5. Os autores ainda sugerem a utilização de valores de k_p iguais aos propostos por Baguelin *et al.* (1978) para estacas escavadas. A expansão do EB densifica o solo ao seu redor, desta forma, a utilização de valores de k_p para estacas escavadas convencionais faz com que este tipo de análise seja conservadora.

A uma dada profundidade z , à máxima pressão de injeção efetiva do EB (p_g^*) durante a expansão é igual a:

$$p_g^* = p_g + (z \cdot \gamma_g) - \sigma_{ho} \quad (2.16)$$

Onde: p_g é a pressão de injeção do EB medida na superfície do nível do terreno, γ_g é o peso específico da calda de cimento utilizada na injeção do EB e σ_{ho} é a tensão geoestática horizontal de campo. Assim a máxima pressão de injeção efetiva do EB (p_g^*) é afetada pela altura da coluna de calda de cimento acima do EB. O acréscimo da máxima pressão de injeção efetiva do EB (p_g^*) devido a coluna de calda de cimento corresponde aproximadamente a tensão geoestática horizontal de campo na profundidade de assentamento do EB ($z \gamma_g \approx \sigma_{ho}$). A perda de pressão no tubo de injeção durante a expansão será parcialmente compensada pela diferença de pressão da coluna de calda de cimento e a tensão geoestática horizontal de campo na profundidade de assentamento do EB. Deste modo, considera-se que a máxima pressão de injeção efetiva do EB (p_g^*) equivalente a máxima pressão de injeção do EB (p_g), sendo assim possível empregar a máxima pressão de injeção do EB (p_g) de forma direta na Equação 2.15.

O Comitê de Fundações Sueco (Expanderkroppar, 1988) desenvolveu ábacos para a estimativa da capacidade de carga da tecnologia *Expander Body* assentes em diversos tipos de solo a partir da máxima pressão de injeção do EB (p_g), sendo os mesmos sujeitos a esforços de compressão e tração. A Figura 2.25 exhibe ábacos para estimativa da capacidade de carga do EB assente em solos granulares (pedregulhos e areias).

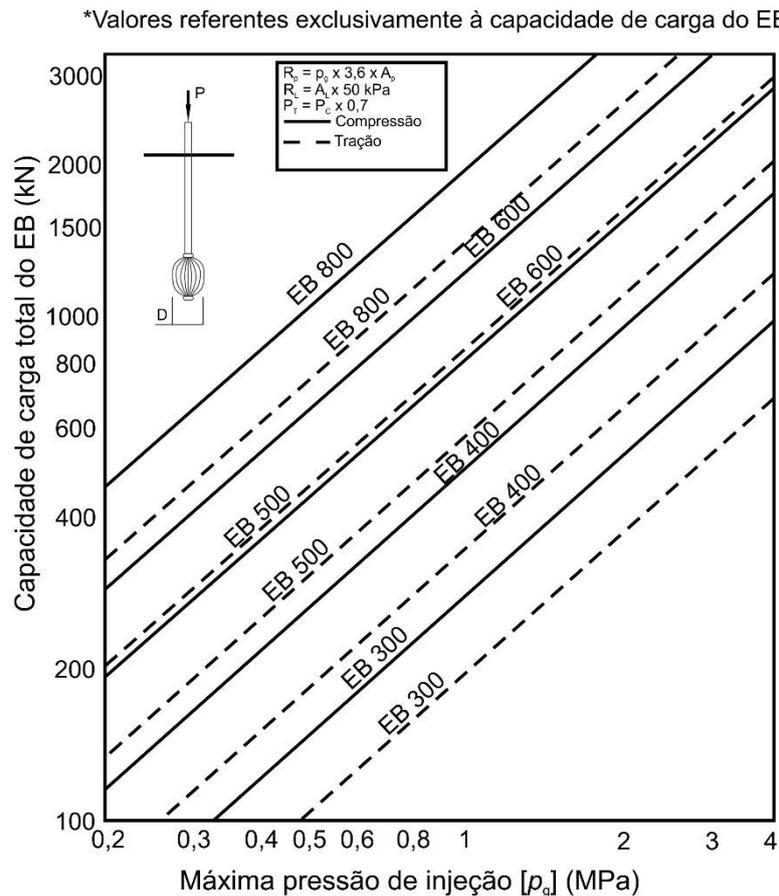


Figura 2.25. Capacidade de carga do EB em solos granulares (Expanderkroppar, 1988).

Segundo o Expanderkroppar (1988), a capacidade de carga total do EB sujeito a tração equivale a 70% da capacidade de carga total do EB submetido a compressão.

O item 2.1.1 descreve o histórico da tecnologia *Expander Body*, indicando alterações do modelo que era amplamente empregado na Suécia, bem como a inclusão de um sistema de injeção da zona descomprimida originada a partir do processo de expansão do EB e do encurtamento de sua seção longitudinal. A seguir, são apresentadas pesquisas relativas a este novo modelo desenvolvido na Bolívia. Ao analisar a capacidade de carga do EB em solos arenosos da Bolívia, Talarico (2007) sugere que a resistência de ponta unitária da estaca seja calculada a partir da máxima pressão de injeção do EB (p_g) e do fator de capacidade de carga (k_p), enquanto a resistência por atrito lateral do EB deve ser estimada de acordo com a proposta do LCPC-SETRA (1985) a partir da máxima pressão de injeção do EB (p_g). O autor analisou resultados de provas de carga em estacas escavadas equipadas com o EB assentes em solo arenoso com compacidades distintas.

Além de avaliar estimativas de capacidade de carga de estacas escavadas equipadas com o EB a partir da metodologia proposta por LCPC-SETRA (1985), por fim propondo coeficientes de ajuste para a metodologia aplicada para o tipo de solo estudado. O autor ainda indica que, a segunda etapa de injeção do EB (injeção de fundo) tem o objetivo de realizar um pré-carregamento do solo, reduzindo os deslocamentos necessários para desenvolver a capacidade de carga última do conjunto estaca-solo. Ao avaliar estimativas de capacidade de carga realizadas a partir da metodologia proposta por Expanderkroppar (1988), Talarico (2007) verificou que a capacidade de carga das estacas escavadas equipadas com EB assentes em solo arenoso foi superestimada, enquanto as estimativas realizadas empregando a metodologia desenvolvida pelo LCPC-SETRA (1985) subestimou a capacidade de carga das estacas analisadas em valores percentuais inferiores a 20%, quando comparados com os valores de referência obtidos em provas de carga estática.

Terceros Herrera e Massarsch (2014) apresentam uma metodologia de estimativa da capacidade de carga do EB baseada na teoria do pressiômetro, assim, a resistência total do EB é dada por:

$$Q_T = Q_p + Q_L \quad (2.17)$$

$$Q_p = A_{PEB} k_p \cdot p_g \quad (2.18)$$

$$Q_L = A_{LEB} \cdot k_p \cdot p_g \cdot \tan \varphi_a \quad (2.19)$$

Onde: k_p é um fator de capacidade de carga adotado como 1,95 para o EB, p_g é a máxima pressão de injeção do EB, A_{LEB} é a área lateral do EB após a expansão, φ_a : ângulo de atrito entre o solo e o aço, adotado usualmente como 10° .

Os autores relatam que estas equações são usualmente empregadas em areias medianamente compactas até areias compactas com N_{SPT} superior a 18. Baseados em uma extensa experiência com o projeto de EBs, os autores recomendam adotar um valor de 2 MPa como a máxima pressão de injeção (p_g) durante o projeto de fundações equipadas com a tecnologia EB. Terceros Herrera e Massarsch (2014) verificaram a partir de provas de carga instrumentadas que a combinação de estaca hélice de deslocamento em conjunto com o sistema EB podem apresentar um acréscimo de até quatro vezes a capacidade de carga total de uma estaca escavada *in loco*

convencional de mesmo diâmetro e comprimento. Terceros Arce e Terceros Herrera (2016) descrevem que capacidade de carga do EB pode ser descrita pela soma do atrito lateral (Q_L) e da resistência de ponta (Q_p). A resistência de ponta, pode então ser calculada de acordo com a metodologia proposta pelo LCPC-SETRA (1985), a qual foi desenvolvida baseada na teoria da expansão de cavidade.

$$Q_p = A_{PEB} [k_p \cdot (p_g - \sigma_{h0}) + \sigma_{v0}] \quad (2.20)$$

Onde: p_g é a máxima pressão de injeção do EB, σ_{h0} é a tensão geostática horizontal de campo, σ_{v0} é a tensão geostática vertical de campo, k_p é um fator de capacidade de carga que varia entre 1,95 e 2,24 para os solos arenosos de Santa Cruz de la Sierra, na Bolívia. Enquanto o atrito lateral é calculado de forma análoga a exposta na Equação 2.19. Ao levar em consideração esta perspectiva, é importante descrever que o atrito lateral promovido pelo fuste deve ser calculado por uma metodologia alternativa, sendo esta empregada de forma exclusiva para a capacidade de carga do EB.

A Tabela 2.3 apresenta um resumo das metodologias empregadas para estimar a capacidade de carga do EB a partir das curvas de pressão *versus* volume de injeção do EB.

Tabela 2.3. Métodos de estimativa da capacidade de carga do EB.

Tipo de Solo	Rp (kN)	RL (kN)	Referência
Areia	$k_p p_g A_{PEB}$	0,5 a 2 % de Rp	Broms e Nord (1985)
Argila	$9 S_u A_{PEB}$	$\alpha S_u A_{LEB}$ - α varia entre 0,5 e 0,8	Expanderkroppar (1988)
Areia	$360 p_g A_{PEB}$	$50 A_{LEB}$	Talarico (2007)
Areia	$k_p p_g A_{PEB}$	Pressão máxima de injeção (p_g) em conjunto com Tabela proposta por LCPC-SETRA (1985)	Terceros e Massarch (2014)
Areia	$k_p p_g A_{PEB}$	$p_g \tan \varphi_a A_{LEB}$	Terceros e Terceros (2016)
Areia	$[k_p (p_g - \sigma_{h0}) + \sigma_{v0}] A_{PEB}$	$p_g \tan \varphi_a A_{LEB}$	

2.2.6. Capacidade de carga de estacas com base alargada

O emprego de estacas escavadas com base alargada para suporte de cargas elevadas, onde existam limitações de soluções de fundação é uma prática usual da engenharia de fundações nacional. No entanto, não existe uma proposta bem estabelecida no meio técnico para a estimativa da capacidade de carga destes tipos de estacas. Desta forma, metodologias de estimativa de capacidade de carga frequentemente empregadas para estacas escavadas convencionais são adaptadas para estacas escavadas com base alargada, a partir da utilização de fatores de correção.

Diversos pesquisadores avaliaram o comportamento mecânico de estacas com base alargada em estratigrafias distintas de solo, bem como diferentes geometrias de base alargada no Brasil e no mundo (Neely, 1990; Marques e Massad, 2004; Marques *et al.* 2006; Zhang *et al.* 2018a; Gao *et al.* 2019; Yu *et al.* 2020; Qian *et al.* 2020). Sendo possível inferir que a inclusão do bulbo na estaca escavada promove um acréscimo significativo da capacidade de carga quando comparado com estacas escavadas convencionais de diâmetro e comprimento similar para níveis de deslocamento equivalentes. Estabelecendo assim, uma reposta a carga aplicada majoritariamente pela resistência de ponta, alterando o mecanismo de transferência de carga usual de estacas escavadas convencionais, cuja resistência desenvolvida ocorre predominantemente por atrito lateral.

Gao *et al.* (2019) denotam a importância da escolha da profundidade de embutimento da fundação profunda com base alargada, pois a mesma é essencialmente relevante para a plena mobilização da resistência de ponta, além disso, ressalta-se a importância da ausência de material solto na ponta da estaca. Os autores analisaram o efeito de fatores como a esbeltez (L/ϕ_b), comprimento (L) e o diâmetro da base alargada (ϕ_b) na capacidade de carga de estacas escavadas com base alargada a partir de dezesseis provas de carga em verdadeira grandeza. Verificando assim que o acréscimo do comprimento da fundação, bem como do diâmetro da base alargada contribuem para o acréscimo da capacidade de carga do elemento de fundação. Baseado nesse contexto, os autores indicam que o diâmetro da base alargada (ϕ_b) desempenha um papel mais significativo no aprimoramento da capacidade de carga, além de verificarem uma razão ótima de esbeltez (L/ϕ_b) da ordem de 3,2.

2.2.7. Estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas submetidas à esforços de tração

A capacidade de carga de uma estaca submetida a um esforço de tração é generalizadamente determinada a partir da soma da resistência por atrito lateral (R_L) do elemento de fundação com o peso próprio da fundação (P_P), como apresentando na Equação 2.21.

$$R_T = R_L + P_P = (r_L A_L) + P_P \quad (2.21)$$

Onde: r_L é a resistência lateral unitária, A_L é a área do fuste da estaca e P_P é o peso próprio da fundação.

Paschoalin Filho e Carvalho (2010) descrevem que a carga de ruptura de uma fundação tracionada pode ser quantificada como sendo o peso próprio do elemento de fundação, somado ao peso de uma massa de solo contida no interior da superfície de ruptura e a resistência por cisalhamento, que ocorre nesta superfície de ruptura. A definição da capacidade de carga de estacas sujeitas a esforços de tração apresenta uma complexidade pertinente, pois a quantificação do peso do solo deverá ser função do formato da superfície de ruptura, o que ainda representa um ponto de discussão importante entre os projetistas de fundações (Paschoalin Filho *et al.* 2006). Outra dificuldade consiste na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento desta superfície, pois estes dependerão tanto de características geomecânicas do solo, bem como do processo executivo do elemento de fundação.

Em geral, os mecanismos de ruptura assumidos na maioria das abordagens de dimensionamento de estacas sujeitas a tração podem ser classificados em três categorias segundo Dickin e Leung (1990): modelo de cilindro de atrito (Figura 2.26a), modelo de tronco de cone invertido (Figura 2.26b) e o modelo de superfície curvilínea (Figura 2.26c). Majer (1955) foi um dos primeiros pesquisadores a assumir que o mecanismo de ruptura ocorria a partir de uma superfície de ruptura vertical acima da cota de assentamento da fundação. Segundo o autor, a capacidade de carga à tração poderia ser definida pela quantidade de solo compreendida na superfície de ruptura, bem como pela resistência ao cisalhamento do solo ao longo do perímetro do elemento de fundação. Posteriormente, Balla (1961) propôs que o mecanismo de ruptura de fundações solicitadas à tração dava-se por uma superfície curvilínea tangencial ao nível do terreno, sendo o ponto de contato descrito por um ângulo de aproximadamente $45^\circ - \phi/2$.

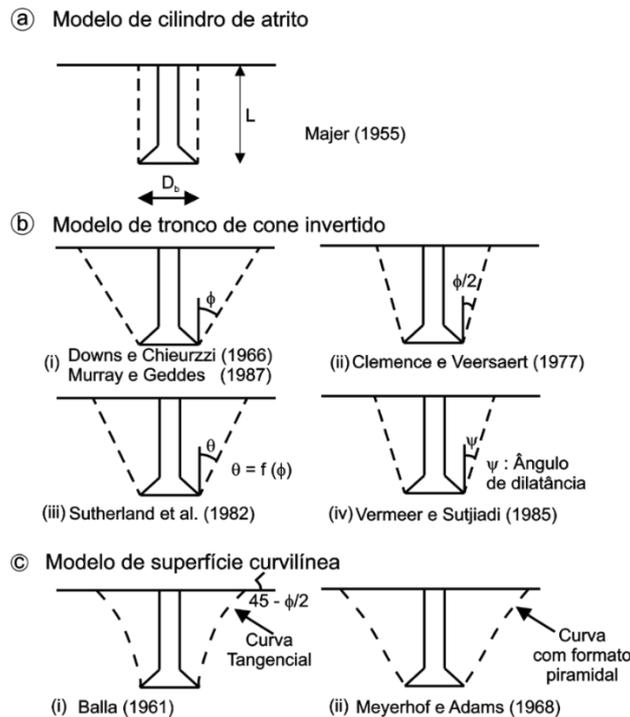


Figura 2.26. Mecanismo de ruptura propostos para estacas com base alargada sujeitas à tração (Dickin e Leung, 1990).

Ao realizarem observações em provas de carga de escala natural em estacas escavadas com base alargada, Downs e Chieurzzi (1966) propuseram que a capacidade de carga a tração de elementos de fundação por estaca seja descrita pelo peso do solo compreendido na região caracterizada pela superfície de ruptura com forma de tronco de cone invertido, somado a peso próprio da estaca. Em seguida, Meyerhof e Adams (1968) sugeriram uma superfície de ruptura com formato piramidal a partir de modelos físicos ensaiados em laboratório. De acordo com Clemence e Veersaert (1977), o ângulo compreendido entre superfície de ruptura que passa pela base da fundação ao nível do terreno e o plano vertical (α) no modelo de superfície deslizante do com invertido é igual a $0,5\phi$, onde ϕ é o ângulo de atrito do solo. As pesquisas realizadas no Brasil, a partir da análise da capacidade de carga de estacas escavadas submetidas à tração apontam que a utilização de um ângulo α de 0° denotam os resultados com maior convergência ao se comparar com os valores obtidos em provas de carga instrumentadas (Carvalho, 1991; Campelo e Cintra, 1994; Campelo *et al.* 1995; Paschoalin Filho *et al.* 2006; Carvalho e Albuquerque, 2013). Considerando este contexto, para estacas escavadas com base alargada assentes em areias compactas, verificam-se superfícies de ruptura curvilíneas com ângulo α correspondente a $0,5\phi$ (Dickin e Leung, 1992; Ilamparuthi e Dickin, 2001; Yang *et al.* 2018; Yu *et al.* 2020).

Na prática corrente de dimensionamento de estacas submetidas a esforços de tração, a utilização de métodos empíricos e semiempíricos desenvolvidos para estacas submetidas à esforços axiais de compressão é frequente, admitindo-se assim, que a resistência total à tração seja cerca de 70 a 100% da resistência lateral à compressão, desprezando-se assim, a parcela de resistência de ponta da estaca (Paschoalin Filho *et al.* 2006; Scipião e Moura, 2020). Poulos e Davis (1980) sugerem que a resistência última a tração pode ser considerada igual a dois terços da resistência à compressão da estaca na ausência de informações detalhadas do solo, ou seja, um valor próximo a 70% da capacidade de carga última por atrito lateral da estaca sujeita à compressão.

Paschoalin Filho (2008) ressalta que tal prática é exclusivamente empírica e não leva em consideração os mecanismos de ruptura à tração típicos de cada estaca. Tal suposição também poderá acarretar em discrepâncias, pois geralmente um determinado método que se apresenta como adequado para uma determinada condição de contorno ou processo executivo de fundação, poderá fornecer parâmetros de previsão de capacidade de carga à tração inadequados em condições distintas, além do fato de algumas equações, empíricas ou semiempíricas, apresentarem um elevado grau de dispersão de seus resultados, mesmo quando empregadas na estimativa da capacidade de carga de estacas submetidas à compressão.

Diversas pesquisas referentes a análise da capacidade de carga de estacas escavadas convencionais (Danziger, 1983; Chattopadhyay e Pise, 1986; Carvalho, 1991; Carvalho e Albuquerque, 1994; Campelo e Cintra, 1994; Campelo *et al.* 1995; Albuquerque *et al.* 2004b; Shanker *et al.* 2007; Paschoalin Filho *et al.* 2008; Paschoalin Filho e Carvalho, 2010; Poulos, 2011; Niroumand *et al.* 2012; Carvalho e Albuquerque, 2013; Gaaver, 2013; Su *et al.* 2014; Kyung e Lee, 2015; Danziger *et al.* 2018; Zhang *et al.* 2018b; Pu *et al.* 2020; Scipião e Moura, 2020) e estacas escavadas com base alargada (Orlando, 1999; Dickin e Leung, 1990; Harris e Madabhushi, 2015; Yang *et al.* 2018; Silva *et al.* 2018; Zambelli *et al.* 2019; Schafer e Madabhushi, 2020; Wang *et al.* 2020; Yu *et al.* 2020) sujeitas a solicitações de tração vêm sendo realizadas no Brasil e em diversos países.

Verificando-se assim, que a capacidade de carga última de estacas sofre a influência de fatores distintos como: o mecanismo de ruptura adotado pela metodologia de capacidade de carga empregada, a estratificação do perfil estratigráfico analisado, os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito), o ângulo de atrito do sistema estaca-solo, as características geométricas da fundação, bem como o seu processo de instalação em campo (estacas de deslocamento e escavadas). Carvalho (1991) avaliou a capacidade de carga de estacas escavadas com diâmetros distintos (0,35, 0,4 e 0,5 m) e comprimento de 10 m sujeitas à tração

e assente em solo tropical que apresenta grande similaridade com o perfil estratigráfico colapsível de Brasília. O autor verificou que os métodos de Meyehorf e Adams (1968) e Meyehorf (1973) apresentaram estimativas de capacidade de carga superestimadas, enquanto os métodos propostos por Das (1983) e por Biarez e Barraud (1968) indicaram previsões de capacidade de carga satisfatórias, sendo estas ligeiramente subestimadas. Quanto a utilização de métodos empíricos e semiempíricos, o autor destaca que as propostas para previsão de capacidade de carga de Velloso (1981) e Décourt e Quaresma (1996) denotaram resultados satisfatórios, considerando a capacidade de carga última à tração equivalente a totalidade da resistência por atrito lateral da estaca (100% de R_L). Danziger (1983), Orlando (1999), Carvalho (1991), Campelo e Cintra (1994), Campelo *et al.* (1995) e Paschoalin Filho (2008) apontam que a utilização da metodologia proposta por Biarez e Barraud (1968) resulta em estimativas satisfatórias da capacidade de carga à tração de estacas escavadas em solos tropicais e residuais.

Distintos tipos de estacas submetidas à esforços de tração assentes em solo tropical da cidade de Campinas no Estado de São Paulo foram analisados por Paschoalin Filho (2008). O autor verificou que as metodologias teóricas de modo geral superestimam a capacidade de carga das estacas avaliadas, ao passo que métodos empíricos e semiempíricos subestimaram a capacidade de carga dos elementos de fundação analisados. Paschoalin Filho e Carvalho (2010) observaram comportamento semelhante ao avaliar o comportamento de estacas escavadas convencionais no mesmo tipo de solo, no entanto, os autores verificaram que a utilização da proposta de Décourt e Quaresma (1996) adotando a capacidade de carga última à tração correspondente a integralidade da resistência por atrito lateral da estaca (100% de R_L) indicaram estimativas de capacidade satisfatórias quando comparados com valores de referência obtidos em provas de carga instrumentadas. Os métodos semiempíricos de capacidade de carga baseados no SPT de Décourt e Quaresma (1996) e no CPT de Bustamante e Gianceselli (1982) expuseram estimativas de capacidade de carga de estacas escavadas convencionais à tração concordantes com os valores identificados em provas de carga, segundo pesquisas realizadas por Carvalho e Albuquerque (2013).

A partir de pesquisa realizada com estacas escavadas convencionais em solos coesivo-friccionais, Su *et al.* (2014) avaliaram a estimativa de capacidade de carga à tração segundo distintas propostas. Os autores denotam as estimativas concordantes apresentadas pela proposta de Chattopadhyay e Pise (1986), ao passo que os resultados obtidos pela metodologia de Meyehorf (1973) evidenciaram estimativas inferiores aos valores de referência. Ao comparar estacas escavadas convencionais e estacas escavadas com base alargada de mesma seção em

argila mole, Yu *et al* (2020) verificaram que a capacidade de carga última à tração das estacas escavadas com base alargada apresentaram acréscimos da ordem de 50%, enquanto o consumo de concreto para a execução do elemento de fundação indicou um aumento de apenas 5%. Niroumand *et al.* (2012) destacam que estacas escavadas com base alargada são comprovadamente um processo executivo econômico de fundação, pois fornecem uma capacidade de carga considerável à ambas as solicitações de compressão e tração. As vantagens de custo das estacas escavadas com base alargada decorrem da redução do diâmetro do fuste, resultando em uma menor quantidade de concreto necessário para substituir o material escavado.

Nesta pesquisa, as metodologias propostas por Mors (1959), Downs e Chieurzzi, 1966; Biarez e Barraud (1968), Meyerhoff e Adams (1968), Meyerhoff (1973), Levacher e Sieffert (1984), Kulhawy (1985), Chattopadhyay e Pise (1986), Chen and Kulhawy (1994) serão utilizadas para avaliar a capacidade de cargas das estacas escavadas equipadas com e sem EB submetidas à tração. Além disso, serão realizadas análises considerando exclusivamente a resistência por atrito lateral (R_L) de metodologias empíricas e semiempíricas desenvolvidas para estacas sujeitas à compressão. Maiores detalhes relativos a cada proposta de capacidade de carga à tração serão apresentados no Apêndice E.

2.2.8. Provas de carga instrumentadas

A prova de carga estática em estacas verticais ou inclinadas no Brasil, é regulamentada pela NBR 16903 (ABNT, 2020) e consiste no carregamento com incrementos progressivos de carga no topo da estaca, medindo simultaneamente os respectivos recalques. A NBR 16903 (ABNT, 2020) ainda determina que os esforços aplicados podem ser axiais, de tração ou de compressão, ou ainda transversais, sendo propostos quatro tipos de carregamento, sendo eles: lento, rápido, misto e cíclico. Porém, no Brasil, o carregamento lento é o mais utilizado. Uma grande vantagem da prova de carga estática é o fato de tratar-se de um ensaio que submete o complexo conjunto solo-fundação às condições reais de trabalho. Ressalta-se que, quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande recalque, define-se na curva um trecho assintótico vertical, cuja carga correspondente é denominada carga de ruptura (Moura *et al.* 2011). A realização de provas de carga em estacas instrumentadas com extensômetros de resistência tem contribuído para o conhecimento dos regimes de tensão e deformação ao longo das estacas (Carvalho, 1991; Albuquerque 2001). Com as leituras da instrumentação da estaca, determina-se a carga correspondente em cada seção instrumentada, e as curvas de transferência de carga em função da profundidade, para cada estágio de carga e descarga.

Conhecidos os valores da carga de cada nível da seção instrumentada da estaca, determina-se o atrito lateral em cada trecho, a resistência lateral e a curva da mobilização da resistência em função de seu deslocamento. Obtém-se também a curva mobilizada da resistência de ponta da estaca em função do deslocamento. Em caso de provas de carga não instrumentadas, as metodologias de Décourt (1999) e Massad e Lazo (1998) para estimativa do atrito lateral em fundações profundas tem apresentado resultados satisfatórios (Massad e Fonseca, 2012; Alledi *et al.* 2015; Albuquerque e Melo, 2016; Pereira *et al.* 2016). Um grande avanço vem sendo observado ao se tratar da utilização de provas de carga instrumentadas a nível nacional. A técnica de instrumentação vem sendo empregada em diversos tipos de fundações, desde as mais simples, como as escavadas convencionais, até as mais complexas. É importante ressaltar a importância de pesquisas realizadas pela a Unicamp, USP, UFRGS e a UnB neste tema (Carvalho, 1991; Carneiro, 1999; Albuquerque, 2001; Mota, 2003; Albuquerque *et al.*, 2004b; Albuquerque *et al.*, 2005; Albuquerque *et al.*, 2007; Araújo, 2009; Araújo *et al.*, 2009; Albuquerque *et al.*, 2010; Cunha, 2011; Silva, 2011; Alledi, 2013; Schulze e Albuquerque, 2013; Garcia, 2015; Albuquerque e Melo, 2016; Alledi *et al.*, 2016; Sestrem, 2018; Barbosa e Albuquerque, 2018).

2.3. ESTIMATIVA DE RECALQUES DE ESTACAS

A estimativa do recalque de fundações por estacas é uma das principais premissas de projeto durante o desenvolvimento de soluções para a transferência da carga advinda da superestrutura de edificações. O recalque é geralmente associado a uma carga de trabalho, sendo o mesmo essencial para cumprimento de requisitos estabelecidos pelo estado limite de serviço da estrutura. Na literatura, diversos métodos de previsão de recalques assumem que a resistência do solo pode ser representada por uma série de molas independentes (a rigidez da mola é determinada por meios teóricos, experimentais ou empíricos) ou como um meio contínuo elástico. A abordagem com molas (Seed e Reese 1957; Coyle e Reese 1966; Randolph e Wroth 1978; Kraft *et al.* 1981; Armaleh e Desai 1987; Motta 1994; Guo e Randolph 1997) tem a vantagem de integrar soluções analíticas ou metodologias numéricas para a estimativa de recalque em estacas (Randolph e Wroth 1978; Armaleh e Desai 1987; Motta 1994).

Anjos (2006) descreve que os métodos de previsão de recalques podem ser classificados sob perspectivas distintas, sendo divididos em: métodos baseados em funções de transferência de carga, métodos baseados na Teoria da Elasticidade, métodos numéricos e métodos semiempíricos. O autor destaca que as metodologias propostas por Butterfield e Banerjee, (1971), Randolph e Wroth (1978) e Poulos e Davis (1980) configuram como alguns dos

principais trabalhos baseados na teoria da elasticidade linear e diferem, em geral, na hipótese feita com relação à distribuição de tensão cisalhante ao longo do fuste da estaca. O método de Poulos e Davis (1980) é um dos métodos mais difundidos na análise de comportamento do deslocamento de estacas sujeitas à cargas axiais. O desenvolvimento desta metodologia de previsão de recalques pode ser avaliado com mais detalhes em Poulos e Davis (1968) e Poulos (1979).

Ao analisar o deslocamento de fundações por estacas, Poulos e Davis (1980) verificaram que a rigidez relativa do sistema estaca-solo (K), a esbeltez da estaca (L/ϕ) e a razão entre o módulo de deformabilidade do solo da camada compressível abaixo da base da fundação e do solo acima da ponta da estaca (E_b/E_s) influenciam em distintos aspectos no recalque de estacas. Os autores destacam algumas das principais conclusões relativas ao tema:

1) O aumento do diâmetro da base da fundação resulta em uma maior quantidade de carga absorvida pela ponta da estaca. Para valores de L/ϕ baixos ($L/\phi < 15$), o acréscimo da base da fundação resulta na redução do deslocamento da estaca, inferido desta forma que o decréscimo do deslocamento eficiente para estacas curtas.

2) Ao passo que a rigidez relativa do sistema estaca-solo (K) decresce, as tensões próximas ao topo da estaca aumentam e a carga transferida para a base da estaca reduz. A influência da compressibilidade no comportamento de uma estaca é mais expressiva para estacas esbeltas ($L/\phi > 50$) que para estacas curtas ($L/\phi < 20$). À medida que a esbeltez (L/ϕ) cresce, a rigidez relativa do sistema estaca-solo (K) tende a aumentar, fazendo com que a estaca se torne incompressível.

3) Dentre as parcelas de recalque (imediate, primaria e secundária) a depender do tempo e do tipo de solo, a parcela mais significativa pode ser a de recalque imediato. Para valores de esbeltez (L/ϕ) empregados na prática corrente da engenharia de fundações, o recalque imediato corresponde a aproximadamente 90% do recalque total. A magnitude do recalque imediato tende a reduzir com decréscimo da rigidez relativa do sistema estaca-solo (K), ou seja, quando a compressibilidade da estaca aumenta, ainda assim, a parcela de recalque imediato permanece como a parcela mais significante.

4) Ao passo que a esbeltez (L/ϕ) e a rigidez relativa do sistema estaca-solo (K) aumentam, o deslocamento do topo da estaca diminui, verificando assim um efeito pouco expressivo do coeficiente de Poisson.

5) Para estacas em que a carga é majoritariamente transferida pela base ao solo, o comportamento é influenciado pela esbeltez (L/ϕ), rigidez relativa do sistema estaca-solo (K) e

pela razão entre o módulo de deformabilidade do solo da camada compressível abaixo da base da fundação e do solo acima da ponta da estaca (E_b/E_s).

Albuquerque (2001) descreve que alguns dos métodos de previsão de recalques consideram as estacas instaladas em um meio elástico ou elasto-plástico, ocupando um espaço semi-infinito; outros admitem um mecanismo simples de transferência de carga, através de funções de transferência, definidas de alguma forma. Carneiro (1999) indica que a maioria dos métodos existentes têm como base a teoria da elasticidade, como se o solo tivesse predominância da fase elástica. Apesar das maiorias das metodologias de previsão de recalque considerarem o solo como um material elástico, a aplicabilidade das mesmas é satisfatória, pois os níveis de carregamento em que a estaca está submetida, geralmente estão situados no trecho de comportamento "elástico" do solo. Os métodos fundamentados na teoria da elasticidade linear estão sujeitos à algumas limitações, tais como: assumir suporte do solo equivalente para esforços de compressão e tração, admitir o solo como semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico. Além de não considerar efeitos de construção ou de tensões residuais em estacas de deslocamento, bem como o efeito de instalação da estaca em parâmetros de deformabilidade do solo (módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson). Contudo, as soluções obtidas comparam bem com casos de fundações instrumentadas e também, com análises mais apuradas com o uso do método dos elementos finitos (Anjos, 2006).

Nos últimos anos, verifica-se um grande avanço na disponibilidade de ferramentas com satisfatória precisão para a estimativa de recalques, como por exemplo o método dos elementos finitos (Rebolledo, 2011; Rebolledo, *et al.* 2015; Buachart *et al.* 2018; Rebolledo e Guichard, 2019; Xu *et al.* 2020; Merifield *et al.* 2021) e métodos que empregam redes neurais artificiais (Pooya Nejad *et al.* 2009; Dantas Neto *et al.* 2016; Pooya Nejad e Jaksá 2017; Moayedi e Hayati, 2018) para a estimativa de recalques. Entretanto, Mota (2003) ressalta que quanto mais sofisticado for o método de análise, mais controlado e preciso deve ser o procedimento para obtenção dos parâmetros geotécnicos, pois os erros cometidos na avaliação destes podem ser muito superiores àqueles induzidos pelo método de cálculo. Os métodos que empregam redes neurais artificiais apresentam a necessidade de um banco de dados robusto para treinamento e validação dos modelos, resultando em limitações de acordo com a região onde a base de dados foi constituída. Além disso, o manuseio e a utilização destes modelos ainda não foram incorporados na etapa de projeto de fundações para aplicação em obras correntes, dado o seu grau de complexidade.

A análise do recalque em fundações por estacas utilizando o método dos elementos finitos está diretamente relacionada com a representatividade dos parâmetros utilizados, reincidindo

na mesma conjuntura de metodologias analíticas mais sofisticadas para a estimativa de recalque: a necessidade de realização de ensaios de laboratório como ensaios triaxiais e execução de ensaios de campo pouco usuais no meio técnico. Poulos (1989,1993,1994,2000) relata que uma escolha apropriada dos valores de módulos de deformabilidade pode desempenhar, no problema da determinação de recalques de uma estaca, um papel mais importante do que o método em si. Para determinação dos módulos de deformabilidade, vários procedimentos podem ser utilizados baseados em ensaios de campo, ensaios de laboratório, correlações empíricas ou retroanálise de provas de carga. A retroanálise é a forma mais adequada para determinação do módulo de deformabilidade do solo, este então é comparado com os módulos de deformabilidade obtidos através de vários tipos de ensaios de campo e laboratório, com o objetivo de indicar quais as metodologias mais adequadas para determinação das características de compressibilidade do solo visando ao projeto (Rocha Filho *et al.*, 1998; Poulos, 1989; Poulos, 1993; Poulos, 1994).

Para a argila porosa de Brasília em particular neste quesito, destacam-se os trabalhos de Cunha e Perez (1998), Cunha *et al.* (2001), Stewart *et al.* (2011) e Monteiro *et al.* (2021). Estes pesquisadores verificaram que os módulos de deformabilidade obtidos a partir de ensaios de campo como o SPT e o PMT tendem a indicar as melhores relações entre valores previstos e medidos de recalque em estacas escavadas e estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB.

Poulos (2000) descreve que ao estimar os parâmetros do solo a partir de ensaios de campo, é desejável que o caminho de tensões seguido pelo ensaio seja similar ao da fundação em análise. Pelo fato da tecnologia *Expander Body* apresentar uma similaridade com o ensaio pressiométrico (PMT), prevê-se que o mesmo deva expressar estimativas satisfatórias do módulo de deformabilidade do sistema solo-estaca.

A existência de distintos métodos de estimativa de recalques possibilita ao engenheiro geotécnico adotar a proposta mais adequada para um dado perfil estratigráfico de solo e condições de contorno do problema, visto ainda que a utilização de um módulo de deformabilidade adequado pode conduzir a estimativas de recalques satisfatórias. Desta forma, verifica-se a necessidade de conhecer a variedade de modelos existentes, limitações e margens de erro, bem como o seu intervalo de aplicação.

Diante de tal concepção, Burland (1989) enfatiza a existência e a importância do comportamento não-linear dos solos, mesmo quando as deformações são pequenas. O autor ainda ressalta que o módulo de deformabilidade não-drenado do solo varia de acordo com o tipo de obra e mostra que para um dado valor de carga, o módulo de deformabilidade do solo pode ser altamente dependente do tipo de obra avaliada, ou seja, observa-se valores de módulo

de deformabilidade do solo maiores para fundações profundas por estacas do que para fundações superficiais e contenções com escoras, ou para valores de módulo de deformabilidade do solo obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial, dado este também observado para módulos drenados na argila porosa de Brasília (Cunha e Perez, 1998).

O apêndice F apresenta as metodologias de estimativa de recalque empregadas nesta pesquisa. Desta forma, as seguintes propostas de estimativa de recalque serão analisadas neste trabalho: Poulos e Davis (1980), Bowles (1997) e Seo *et al.* (2007)

2.4. EXPANSÃO DE CAVIDADE

A teoria de expansão de cavidade em uma massa de solo tem sido objeto de estudo de diversos pesquisadores na engenharia geotécnica (Ménard, 1963; Baguelin *et al.* 1978; Clarke, 1995; Briaud, 2013; Benoit e Howie, 2014; Frank 2017; Gaone *et al.* 2019), sendo a mesma aplicada na avaliação da capacidade de carga de fundações e na interpretação de ensaios pressiométricos (Hughes *et al.* 1977; Carter *et al.* 1986; Cunha, 1994; Cunha, 1996; Cunha e Campanella, 1998; Cunha *et al.* 2000; Cunha *et al.* 2001; Fontaine *et al.* 2005), sendo esta uma condição similar a expansão do *Expander Body* estudado no presente trabalho.

O pressiômetro e o *Expander Body* podem ser modelados como a expansão de um cilindro infinitamente longo, assumindo-se que o solo é homogêneo e isotrópico. As direções radiais (r) e circunferenciais (θ) são consideradas, respectivamente, as direções principais maiores e menores de tensão e deformação. Assume-se que condição de tensão inicial é isotrópica no plano horizontal, de forma que a tensão horizontal (σ_h) é inicialmente igual as tensões radiais (σ_r) e circunferenciais (σ_θ). O sistema está na condição de repouso quando a pressão de cavidade interna é igual a tensão horizontal (σ_h). O solo circundante estará sujeito a um estado plano de deformação se o comprimento do pressiômetro ou do *Expander Body* for significativamente superior ao seu raio. Nesse caso, nenhuma deformação ocorrerá na direção vertical. À medida que a pressão é acrescida, o solo na parede da cavidade inicia o processo de plastificação. Assim, um espaço anelar de ruptura no solo começa a se desenvolver e sua abrangência ocorre do raio da cavidade deformada até a interface elasto-plástica. A Figura 2.27 mostra o estado de tensões na parede da cavidade durante a expansão.

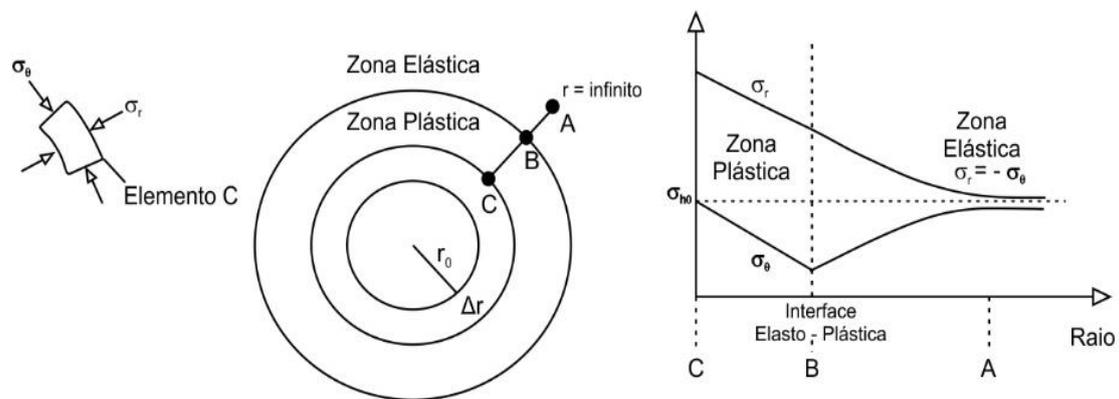


Figura 2.27. Expansão de cavidade (modificado - Cunha, 1994)

A Figura 2.28 apresenta um estágio particular do processo de expansão de cavidade, onde o raio inicial da cavidade (r_0) é expandido para um raio deformado e uma zona plástica de raio (r_p) é desenvolvida ao redor da cavidade. Nesse estágio, a expansão ocorre sob um incremento da tensão efetiva interna da cavidade ($d\sigma_{rw}$ ou $\sigma_{rw} - \sigma_h$, onde σ_h é a tensão horizontal original) superior a tensão horizontal inicial do solo. O deslocamento radial medido na parede a cavidade será a soma dos deslocamentos radiais elásticos e plásticos que são induzidos dentro da zona plástica mais a deformação elástica da zona elástica circundante. O deslocamento radial plástico na parede da cavidade (u_{rpw}) pode ser determinado, entre outras teorias, a partir do uso das equações de Hughes et al. (1997) na zona plástica e representa a dilatação plástica dessa zona.

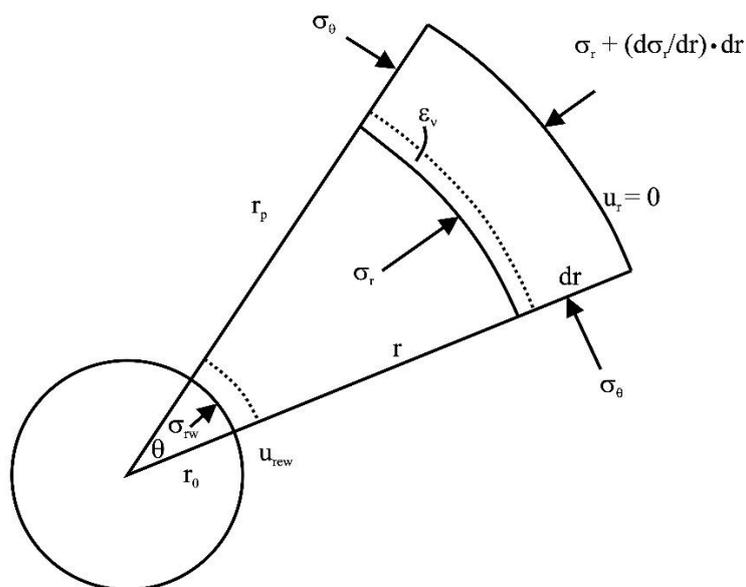


Figura 2.28. Deslocamento elástico na parede devido à mudança de volume compressivo de um elemento de solo. (modificado - Cunha, 1996)

Essas equações incluem as deformações elásticas da região circundante a zona elástica. O deslocamento elástico total medido na parede devido a compressão elástica da zona plástica (u_{rew}) pode ser avaliada aproximadamente assumindo que a zona de solo compreendida entre r_0 e r_p se comprime elasticamente. Nesta fase, assume-se que a interface elasto-plástica não se move ($u_r = 0$) e que as tensões dentro desta zona podem ser definidas pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, conforme a equação a seguir:

$$\sigma_r = \sigma_{rw} \cdot \left(\frac{r_0}{r}\right)^{(1-N)} \quad (2.22)$$

$$\sigma_\theta = N \cdot \sigma_{rw} \cdot \left(\frac{r_0}{r}\right)^{(1-N)} \quad (2.23)$$

O regime de tensões impostas irá gerar um aumento na tensão normal média do elemento de solo analisado, resultando em uma redução geral do volume. A contração de volume (elástico) unitário deste elemento é dada por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z \quad (2.24)$$

Onde ε_z é nulo, assumindo um estado plano de deformações. Combinando as equações reológicas elásticas entre tensões e deformações da Lei de Hooke com a Equação 2.24 e assumindo um estado plano de deformações, tem-se:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} \cdot [d\sigma_r \cdot (1 - \nu^2) - d\sigma_\theta \cdot (\nu - \nu^2)] + \frac{1}{E} \cdot [d\sigma_\theta \cdot (1 - \nu^2) - d\sigma_r \cdot (\nu - \nu^2)] \quad (2.25)$$

Onde $d\sigma_r$ é o incremento de tensão efetiva radial imposta no elemento de solo acima de σ_h e $d\sigma_\theta$ é o incremento de tensão efetiva tangencial imposta no elemento acima de σ_h . Usando as equações 2.22 e 2.23 na equação 2.25 obtêm-se:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} \cdot d\sigma_r \cdot (1 - 2 \cdot \nu^2 - \nu) \cdot (N + 1) \cdot \left(\frac{r_0}{r}\right)^{(1-N)} \quad (2.26)$$

Onde $E = 2G \cdot (1 + \nu)$ e $d\sigma_{rw}$ é o incremento de tensão radial efetiva na parede da cavidade acima de σ_h .

A fim de encontrar a contribuição de todos os elementos de solo compreendidos entre r_0 e r_p , e assim a mudança total de volume elástico dentro da zona elástica, é necessário integrar a equação 2.26 sobre a área dessa zona, portanto:

$$\varepsilon_{vtotal} = \frac{d\sigma_{rw}}{2G} \cdot \left(\frac{1-2\cdot\nu^2-\nu}{1+\nu} \right) \cdot (N+1) \cdot \int_0^{2\pi} \int_{r_0}^{r_p} \left(\frac{r_0}{r} \right)^{(1-N)} r \cdot dr \cdot d\theta \quad (2.27)$$

ou

$$\varepsilon_{vtotal} = \frac{d\sigma_{rw}}{2G} \cdot (1-2\cdot\nu^2) \cdot 2\pi \cdot \frac{r_p^{N+1} - r_0^{N+1}}{r_0^{N-1}} \quad (2.28)$$

Porém, a mudança total de volume dentro desta zona será equivalente a:

$$\varepsilon_{vtotal} = 2 \cdot \pi \cdot r_0 \cdot u_{rew} \quad (2.29)$$

Portanto

$$u_{rew} = \frac{d\sigma_{rw}}{2G} \cdot (1-2\cdot\nu) \cdot \left[\frac{r_p^{N+1} - r_0^{N+1}}{r_0^{N-1}} \right] \quad (2.30)$$

Como comentado anteriormente, em cada estágio da expansão, a componente elástica do deslocamento da cavidade deve ser adicionada ao componente plástico, que é derivada com o uso das equações de Hughes *et al.* (1977), metodologia plástica adotada na teoria de Cunha (1996). Com esse objetivo, um programa de computador na versão 3.0 do *Quickbasic* foi desenvolvido por Cunha (1994, 1996). Este programa varia incrementalmente o raio plástico (r_p) até uma extensão máxima de 15 vezes o raio inicial do pressiómetro (r_0), momento em que a deformação da cavidade se encontra na faixa usual ensaio (cerca de 10%). Para cada estágio (r_p/r_0), a tensão radial efetiva (cavidade) σ_{rw} é calculada com base em r_p , r_0 , Equação 2.22, a tensão radial efetiva na interface elasto-plástica [$\sigma_h (1 + \sin \varphi)$, Baguelin *et al.* (1978)] e os parâmetros do solo assumidos. O deslocamento radial elástico total em cada estágio (r_p/r_0) é calculado a partir da Equação 2.30 e somado ao deslocamento radial plástico total das equações de Hughes *et al.* (1977). Para os estágios iniciais de expansão, antes do desenvolvimento do raio plástico, assume-se que o solo circundante esteja totalmente no trecho elástico linear, e as equações de elasticidade apresentadas em Baguelin *et al.* (1978) são usadas para definir o comportamento tensão-deslocamento na parede da cavidade.

A deformação circunferencial ($\varepsilon_{\theta w}$) na parede da cavidade em qualquer estágio é então calculada considerando que a definição de pequena deformação (deformação de Cauchy) pode ser adotada, como segue (Baguelin *et al.*, 1978):

$$\varepsilon_{\theta w} = \frac{u_{rw}}{r_0} \quad (2.31)$$

Onde u_{rw} é o deslocamento total da parede da cavidade. Portanto, para qualquer estágio da expansão da cavidade, tanto $\varepsilon_{\theta w}$ quanto σ_{rw} são calculados, permitindo a determinação da curva de ensaio completa (idealizada) do pressiômetro quando um determinado conjunto de parâmetros de entrada é adotado. O objetivo de simular a resposta de expansão da cavidade da sonda pressiométrica é analisar os dados de campo sob um conceito de interpretação mais racional.

Uma vez que na zona plástica os níveis de tensão são maiores do que na zona elástica (Belloti *et al.*, 1987; Robertson, 1982), é mais apropriado presumir um módulo cisalhante (G) maior G do que G_i para calcular as deformações elásticas nesta zona. Isso se deve à dependência do módulo cisalhante em relação ao nível de tensão (Belloti *et al.*, 1987; Robertson, 1982). Portanto, sugere-se que a rigidez da zona plástica G possa ser medida aproximadamente ao realizar um ciclo de descarregamento-recarregamento durante o ensaio, uma vez que o ciclo de ensaio geralmente é realizado em um estágio em que uma zona plástica expandida existe ao redor da cavidade. Assim, segundo Cunha (1996), pode-se hipotetizar que $G \approx G_{ur}$, onde G_{ur} é o módulo de cisalhamento do ciclo de descarregamento-recarregamento.

A interpretação dos dados de ensaios pressiométricos, utilizado na previsão de parâmetros, pode ser feita de forma tradicional, como descrito por Baguelin *et al.* (1978), ou racional, utilizando-se de soluções analíticas (Hughes *et al.* 1977; Carter *et al.* 1986; Cunha, 1994; Cunha, 1996; Mántaras e Schnaid, 2002; Fontaine *et al.* 2005), ou até mesmo por simulações utilizando o método dos elementos finitos em conjunto com modelos constitutivos (Chen e Abousleiman, 2013; Mo *et al.* 2014; Bernardes *et al.* 2021). A maioria dos métodos de interpretação fundamentados em soluções analíticas emprega a técnica de ajuste de curva no qual a curva experimental fornecida pelo ensaio é comparada com o resultado de uma curva teórica gerada por um modelo analítico derivado da aplicação da teoria de expansão de cavidade cilíndrica (Figura 2.29).

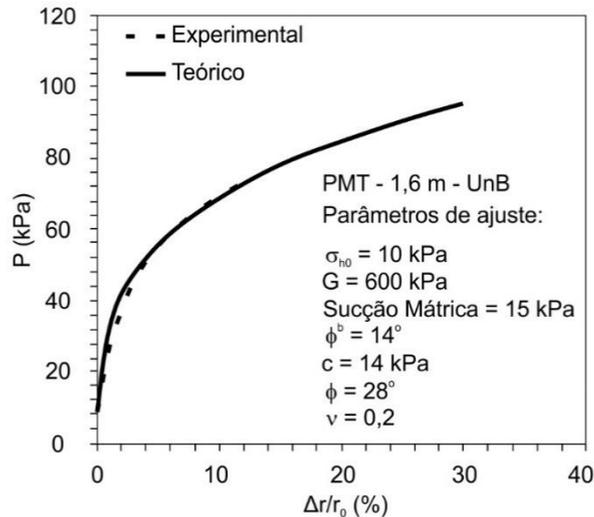


Figura 2.29. Exemplo de ajuste de curva (modificado - Mota, 2003)

Os parâmetros que levam à geração desta curva são escolhidos pelo usuário, que julga a qualidade do ajuste. A interdependência dos parâmetros constitutivos envolvidos (c , ϕ , σ_{h0} e G) elimina a ocorrência de erros grosseiros na interpretação dos ensaios pressiométricos, pois a escolha de um valor pouco realista para qualquer uma das variáveis reduz a possibilidade de ajuste (Cunha, 1996; Vecchi *et al.*, 2000). Como limitação a esta abordagem, no entanto, deve-se destacar que não se trata de um método determinístico de obtenção de parâmetros constitutivos do solo. Além disso, devido à grande quantidade de parâmetros envolvidos na técnica de ajuste de curva, nota-se que o ajuste de parâmetros pode não ser único (Fahey e Carter, 1993). Ou seja, mais de um conjunto de valores pode fornecer um ajuste satisfatório, exigindo julgamento geotécnico e bom senso para a escolha do conjunto de parâmetros representativo (Mota, 2003). Assim, outros ensaios *in situ* como os ensaios dos tipos CPT e SPT podem fornecer informações importantes para uma calibração satisfatória dos parâmetros de resistência do solo.

A utilização da teoria de expansão de cavidade nos solos, de acordo com Terceros Arce e Terceros Herrera (2016), têm se mostrado como um critério confiável para se avaliar os efeitos da instalação do EB no solo. Vesic (1972) propôs uma solução geral para solos coesivos-friccionais. Hughes *et al.* (1977) assumem que a taxa de variação do volume é constante durante a expansão de cavidade e está relacionada com o ângulo de atrito de pico, aplicando o conceito de dilatância, típico de areias muito compactas. Robertson e Hughes (1986) ampliaram este conceito para areias fofas e médias. De modo geral, Terceros Arce e Terceros Herrera (2016) indicam que o módulo cisalhante do solo (G) descreve uma curva de rigidez não-linear durante a expansão do solo. Estes conceitos auxiliam na interpretação das curvas de injeção do EB, pois

de um ponto de vista prático, a pressão limite é empregada para o cálculo da resistência lateral e de ponta do EB.

Neste trabalho, utiliza-se um modelo elasto-plástico modificado por Fontaine *et al.* (2005) a partir de Cunha (1996), para a interpretação de ensaios pressiométricos e das curvas pressão *versus* volume de expansão do EB. O modelo modificado incorpora mais duas variáveis que compreendem a sucção mátrica do solo ($u_a - u_w$) e o ângulo de atrito dependente da sucção mátrica (ϕ^b). Desta forma, considera-se as duas parcelas de coesão (c) para solos não saturados, a parcela relativa à coesão efetiva (c') dada pela cimentação do solo, e a parcela de coesão aparente, $tg\phi^b (u_a - u_w)$, fornecida pela sucção mátrica do solo, sendo a sucção obtida a partir da curva característica. O coeficiente de Poisson apresenta pequena influência nos resultados e devido à característica colapsível do solo em estudo, pois a microestrutura de solos colapsíveis não saturados tende a evoluir para uma estrutura isotrópica e homogênea após a ocorrência do colapso (Buscarnera e Nova, 2009). Além disso, considera-se o valor da dilatância (ψ) igual a zero. Tal hipótese apresenta-se como razoável, pois Chiu e Ng (2014) ao avaliarem a correlação entre a dilatância e o efeito do intemperismo químico em solos residuais com diferentes gradações de alteração, verificaram que a dilatância diminui de modo não-linear com o aumento dos índices de intemperismo químico. Ademais, em solos colapsíveis é uma hipótese razoável.

2.5. COMPORTAMENTO TRAÇÃO *VERSUS* COMPRESSÃO EM ESTACAS

A compreensão do comportamento de estacas submetidas à esforços axiais apresentam uma significativa relevância para o dimensionamento geotécnico e estrutural do sistema estaca-solo na engenharia de fundações. Kulhawy (1985) descreve que a ruptura do sistema estaca-solo em fundações sujeitas à esforço de tração com seção geométrica constante ocorre principalmente ao longo da interface solo-estaca, conduzindo a uma superfície cilíndrica de cisalhamento. No início do carregamento axial de tração nestes tipos de fundações, forma-se uma zona de cisalhamento no solo, ao longo de planos nos quais as condições de ruptura de Mohr-Coulomb são satisfeitas. No entanto, a ocorrência de grandes deslocamentos nesta zona não é permitida, fazendo com que o solo desenvolva deslocamentos cisalhantes, seguido por um movimento ascendente da estaca, resultando em um deslocamento contínuo. Pelo fato desse deslocamento ocorrer próximo à interface solo-estaca, este mecanismo define a superfície de ruptura para este tipo de fundação, sendo esta uma superfície de ruptura usualmente cilíndrica.

Ao passo em que a ruptura no conjunto estaca-solo sujeito à esforços axiais de compressão é caracterizada pela transferência de carga ao solo por atrito lateral, o qual é usualmente determinado pela resistência ao cisalhamento (τ) do solo circundante ao fuste do elemento de

fundação, sendo este mecanismo de ruptura descrito pela proposta por Mohr-Coulomb, bem como pela resistência na base de contato da estaca com solo adjacente da ponta do elemento de fundação. Diante desse contexto, diversos pesquisadores buscaram relacionar a transferência de carga por atrito lateral de fundações por estacas submetidas à esforços axiais de compressão e tração para diversas metodologias construtivas de fundações e tipos de solos (Hunter e Davisson, 1969; Kézdi, 1975; Orlando, 1985; Carvalho *et al.* 1991; de Nicola e Randolph, 1993; Campelo e Cintra, 1994; Paschoalin Filho, 2008; Poulos, 2011; Gaaver, 2013; Zhou *et al.* 2017; Yaegeshi *et al.* 2018), com o objetivo de definir diretrizes de projeto para estacas sujeitas à tração, fundamentada na resistência da mesma submetida a um esforço de compressão.

Anteriormente ao processo de execução da fundação por estaca, o solo encontra-se em um estado de tensões geostáticas, ou seja, em repouso. A instalação de estacas de deslocamento ou cravadas, originam um novo estado de tensões no solo adjacente ao fuste da estaca, ocasionando assim, o acréscimo das tensões normais atuantes (Kézdi, 1975). Enquanto em estacas escavadas mecanicamente, ocorre um decréscimo das tensões normais atuantes, devido ao alívio de tensões ocasionados durante a etapa de perfuração do solo.

Zeevaert (1983) indica que as tensões cisalhantes transmitidas ao solo pela estaca aumentam as tensões verticais no solo adjacente à estaca quando a estaca é submetida à compressão, conseqüentemente crescendo a tensão normal efetiva horizontal atuante sobre a área do fuste do elemento de fundação, resultando no acréscimo da resistência ao cisalhamento. Ao passo que em estacas sujeitas à tração, o autor descreve que as tensões cisalhantes reduzem as tensões efetivas verticais do solo adjacente ao fuste da esta, desse modo, pressupõe-se que o atrito lateral de um elemento de fundação é superior quando sujeito a esforços de compressão, quando comparado com carregamentos axiais de tração.

Ao avaliar a relação entre o atrito lateral em estacas de deslocamento ou cravadas assente em solos arenosos e sujeitas à compressão e a tração em fundações de estruturas de barramento, Mansur e Kaufman (1956) *apud* Campelo (1994) observaram razões entre 0,80 e 0,83. Hunter e Davisson (1969) analisaram seis provas de carga instrumentadas em estacas de deslocamento assente em areia submetidas à compressão e a tração, verificando que o atrito lateral em estacas sob compressão é 30% superior ao de estacas sob tração, notando assim uma razão de 0,7. Além disso, indicaram que o atrito lateral adjacente a base da estaca era significativamente inferior ao atrito lateral de outras seções do fuste do elemento de fundação. McClelland (1974) constatou razões da ordem de 0,7 avaliando estacas de deslocamento em solos arenosos na instalação de estruturas marítimas *offshore*. Enquanto outros pesquisadores observaram tendências distintas em tipos de fundações semelhantes assentes em perfis estratigráficos

similares (Ireland, 1957; Vésic, 1970, Ismael e Klym, 1979), verificando razões equivalentes a unidade ($Q_{LC} = Q_{LT}$), quando comparando o atrito lateral de estacas sujeitas á compressão e tração. As explicações para estas discrepâncias seriam justificadas pela diferença de esbeltez (L/ϕ) das fundações estudadas, sendo este aspecto posteriormente abordado por De Nicola e Randolph (1993). Além disso, a diferença do comportamento do atrito lateral em tipos de carregamentos distintos, pode ser influenciada por aspectos relativos a heterogeneidade dos solos (compacidade, tamanho e angulosidade das partículas, história de tensões, anisotropia e estado de tensões do solo) ao longo do fuste e do processo de instalação dos elementos de fundação estudados.

Poulos e Davis (1980) sugerem adotar uma razão da ordem de 0,66 ao considerar o atrito lateral de estacas sujeitas à esforços de compressão e tração. Ao analisar o comportamento de tubulões sem base alargada assentes em areias argilosas porosas submetidos à esforços axiais de tração, Orlando (1985) observou uma redução da resistência lateral á tração da ordem de 45%, ou seja, obtendo uma razão de 0,55 entre a resistência lateral da fundação sob esforços de tração e compressão. Carvalho e Souza (1990) realizaram provas de carga em estacas mecanicamente escavadas assentes em areias argilosas, aplicando cargas axiais de compressão e de tração, verificando uma redução da capacidade de carga total da ordem de 17% ($Q_T = 0,83 Q_C$), quando comparadas as cargas últimas observadas para solicitações de compressão e tração, respectivamente. Carvalho *et al.* (1991) constaram que para estacas do tipo raiz assente em areias argilosas colapsíveis, a razão entre o atrito lateral à tração e à compressão é da ordem de 0,84. Ao passo que Azevedo Junior (1991) observou para estaca do tipo raiz assente em um solo residual de São Paulo, uma razão de 0,6.

Lehane *et al.* (1993) ao realizar provas de carga instrumentadas em estacas de deslocamento assentes em solos arenosos, verificaram que a relação entre a transferência de carga por atrito lateral (Q_{LT}/Q_{LC}) em fundações sujeitas à esforços de tração e compressão é da ordem de 0,8. Além disso, demonstraram que as tensões desenvolvidas em um dado horizonte de solo dependem significativamente da distância deste horizonte para ponta da estaca, bem como do estado de tensões inicial do solo, reforçando a influência da esbeltez (L/ϕ) da estaca e da metodologia de instalação da fundação no comportamento do atrito lateral do sistema estaca-solo ao longo da profundidade. De Nicola e Randolph (1993) descrevem que em solos de baixa permeabilidade (solos finos), onde o carregamento pode ser considerado não drenado, admite-se que a relação da resistência por atrito lateral em estacas sujeitas à cargas de compressão e de tração seja equivalente a unidade ($Q_{LC} = Q_{LT}$). No entanto, para solos de elevada permeabilidade ou granulares, tornou-se prática usual limitar a resistência por atrito lateral de estacas

submetidas á tração, quando compara a estacas sob compressão. Os autores explicam que esta prática decorre de provas de carga instrumentadas realizadas durante as décadas de 60 e 70, onde a instrumentação foi empregada para quantificar a transferência de carga por atrito lateral e pela base da fundação para esforços de compressão. No entanto, os autores apontam que em diversas ocasiões, as medições foram realizadas apenas após a instalação do elemento de fundação, desprezando assim as tensões residuais existentes. Deste modo, subestimando a parcela relativa a resistência de ponta e superestimando a resistência por atrito lateral no estágio de carga correspondente a carga última do sistema solo-estaca, sendo esta então, a possível justificativa para as relações de atrito lateral á compressão e tração observadas em estudos anteriores.

Diante das discrepâncias constatadas em relação ao comportamento tração *versus* compressão de elementos de fundações por estacas, De Nicola e Randolph (1993) expõem alguns mecanismos potenciais que possam justificar essas observações. Inicialmente, os autores consideram que o coeficiente de Poisson de expansão e contração do fuste da estaca (ν_p) conduz a alterações nas tensões efetivas radiais no solo adjacente a estaca, resultando na mudança de diâmetro da estaca. Adicionalmente, os autores atribuem essas discrepâncias a tensão total em campo, de modo que o carregamento à compressão propende ao acréscimo na magnitude das tensões principais no solo, enquanto o esforço á tração apresenta o efeito contrário, ou seja, o decréscimo das tensões principais no solo. Além disso, cita-se ainda as alterações nas tensões efetivas principais, devido a rotação das direções das tensões principais, sendo assim dependente das tensões residuais de campo ao longo do fuste da estaca, fazendo com que o grau de rotação das tensões principais mude com o sentido do carregamento. Sendo este último mecanismo constatado a partir de instrumentações de campo (Campelo, 1994).

De Nicola e Randolph (1993) ainda relatam que em estacas sujeitas à carregamentos de tração, ocorre uma tendência para as tensões radiais atingirem um valor máximo na eminência da ruptura. Ao levar em consideração esta perspectiva, para estacas submetidas à compressão, nota-se um acréscimo de carga, mesmo que a resistência por atrito lateral já tenha sido mobilizada, devido a resistência adicional existente, decorrente do contato entre a base do elemento de fundação e o solo (resistência de ponta). Ponderando assim, magnitudes mais elevadas das tensões radiais próximas à superfície, sendo a razão entre a tensão radial final e a inicial sempre maior que a unidade em compressão, e menor que a unidade em tração. O máximo valor da razão do atrito lateral à tração e à compressão ocorre para estacas rijas (maiores valores de L/ϕ), ao passo que se observa uma tendência para a razão decrescer com o aumento da compressibilidade da estaca.

Carneiro *et al.* (1994) apresentam correlações experimentais entre cargas últimas à tração e à compressão de estacas escavadas mecanicamente e estacas apiloadas, bem como estacas do tipo *Strauss*, obtidas a partir de provas de carga realizadas no campo experimental de fundações da USP - São Carlos, caracterizado por um horizonte composto por uma areia argilosa colapsível, seguida por um horizonte de solo residual com maior resistência mecânica. Os autores observaram razões entre cargas últimas à tração e à compressão da ordem de 0,87 para estacas escavadas mecanicamente ($Q_T = 0,87 Q_C$). Ao passo que para estacas apiloadas e do tipo *Strauss*, constaram razões equivalentes a 0,47 e 0,63, respectivamente. Nota-se assim, valores semelhantes aos verificados por Carvalho *et al.* (1991) para estacas do tipo raiz ($Q_T = 0,84 Q_C$) e Carvalho e Souza (1990) para estacas escavadas mecanicamente ($Q_T = 0,83 Q_C$).

Orlando (1999) investigou o comportamento da resistência por atrito lateral empregando modelos físicos a partir da utilização de tubos de aço (estacas enterradas) com diferentes esbeltezes ($L/\phi = 5, 10$ e 15) assentes em solos arenosos com compacidades distintas (fofa e compacta) sujeitos à esforços de tração e compressão. O autor observou que em todos os casos analisados, a resistência lateral sob esforço de tração é sempre inferior a resistência lateral sujeita a cargas de compressão, além disso, constatou que a relação entre a resistência lateral à tração e a compressão diminui à medida que a profundidade relativa ou a esbeltez da fundação (L/ϕ) diminui. O autor ressalta a necessidade de prudência no dimensionamento de estacas curtas à tração, pois a regra prática que considera a resistência lateral a tração equivalente a 70% da resistência lateral a compressão pode apresentar estimativas contra a segurança.

Ao realizarem provas de carga instrumentadas e rápidas em estacas do tipo *Strauss* assente em um perfil estratigráfico caracterizado por um horizonte composto por uma areia argilosa colapsível, seguida por um horizonte de solo residual com maior resistência mecânica, Carvalho e Albuquerque (2002) constaram relações entre cargas últimas para esforços de tração e compressão, bem como verificaram também a relação entre a transferência por atrito lateral para carregamentos à tração e a compressão. Os autores observaram uma relação da ordem de 0,6 entre as capacidades de carga última medidas nas provas de carga ($Q_T = 0,6 Q_C$). Enquanto para a distribuição de carga a partir do atrito lateral, notaram uma razão equivalente a 0,85 ($Q_{LT} = 0,85 Q_{LC}$), identificando assim resultados semelhantes a Carneiro *et al.* (1994), para estacas do tipo *Strauss*.

Poulos (2011) relata que a resistência por atrito lateral em estacas submetidas à tração é equivalente para estacas sob compressão em argilas, ao passo que se verificam evidências divergentes em relação ao comportamento de estacas em areias, com alguns pesquisadores constatando valores de atrito lateral equivalentes tanto para carregamentos à compressão e

tração ($Q_{LT} = Q_{LC}$), enquanto outros observam valores de atrito lateral inferiores ao abordar esforços à tração. O autor ressalta que De Nicola e Randolph (1993) apresentaram um avanço significativo na compreensão deste problema, mostrando que a razão da resistência por atrito lateral de estacas sujeitas à tração e compressão ($Q_{LT} = Q_{LC}$) é dependente da compressibilidade relativa da estaca devido ao efeito de Poisson, derivando assim, a seguinte equação:

$$\frac{Q_{LT}}{Q_{LC}} = \left\{ 1 - 0,2 \cdot \log_{10} \left[\frac{100}{\frac{L}{\phi}} \right] \right\} \cdot (1 - 8 \cdot \eta - 25 \cdot \eta^2) \quad (2.32)$$

$$\eta = \nu_p \cdot \tan \delta \cdot \left(\frac{L}{\phi} \right) \cdot \left(\frac{G_m}{E_p} \right) \quad (2.33)$$

Onde L é o comprimento da estaca, ϕ é o diâmetro do fuste da estaca, η é um fator adimensional de compressibilidade, ν_p é o coeficiente de Poisson do material da estaca, δ é o ângulo de atrito da interface solo-estaca, G_m é o módulo cisalhante médio ao longo fuste da fundação e E_p é o módulo de elasticidade do material da estaca. Para estacas assentes em areias medianamente compactas a compactas, essa razão varia tipicamente entre 0,7 e 0,9 e tende a unidade para estacas relativamente curtas.

Gaaver (2017) investigou o comportamento das estacas sujeitas à tração a partir de modelos físicos de estacas isoladas e de grupos de estacas em areias. O autor avaliou estacas com esbeltezes (L/ϕ) de 14, 20, e 26, bem como diferentes densidades relativas do solo da ordem de 75%, 85% e 95%. O autor verificou que o comportamento de estacas individuais sob carga à tração depende principalmente tanto da relação profundidade/diâmetro das estacas (L/ϕ) quanto das propriedades do solo. Além disso, o autor observou a ocorrência do acréscimo da capacidade de carga da fundação com o aumento da esbeltez da estaca e da densidade relativa do solo. Zhou *et al.* (2017) avaliaram o comportamento de estacas injetadas com comprimento de 19,5 m e 0,8 m de diâmetro, assentes em um solo silto-argiloso a partir de provas de carga axiais de compressão e tração. As estacas analisadas foram executadas em um perfil estratigráfico composto por uma camada de silte argiloso, seguido por horizontes de solos residuais. Os autores notaram uma relação equivalente a unidade entre as capacidades de carga última medidas nas provas de carga sujeitas à cargas de tração e compressão ($Q_T = Q_C$).

Yaegashi *et al.* (2018) analisaram 52 provas de carga estática em estacas, sendo 24 submetidas à esforços verticais de tração e 28 submetidas a esforços verticais de compressão, as quais foram realizadas nos Campos Experimentais da Unicamp-Campinas, USP-São Carlos

e Unesp-Bauru. Os autores avaliam as relações entre da resistência por atrito lateral de estacas sujeitas à esforços de tração e compressão para diversas metodologias construtivas de fundações por estacas: escavada mecanicamente, hélice contínua, raiz, pré-moldada, apiload, Strauss, hélice de deslocamento, trilho e perfil metálico. Os autores verificam que, em geral, o atrito lateral médio à tração é inferior do que o atrito lateral médio à compressão. A Figura 2.30 apresenta um histograma das relações entre atrito lateral médio de ruptura à tração (Q_{LT}) e atrito lateral médio de ruptura à compressão (Q_{LC}).

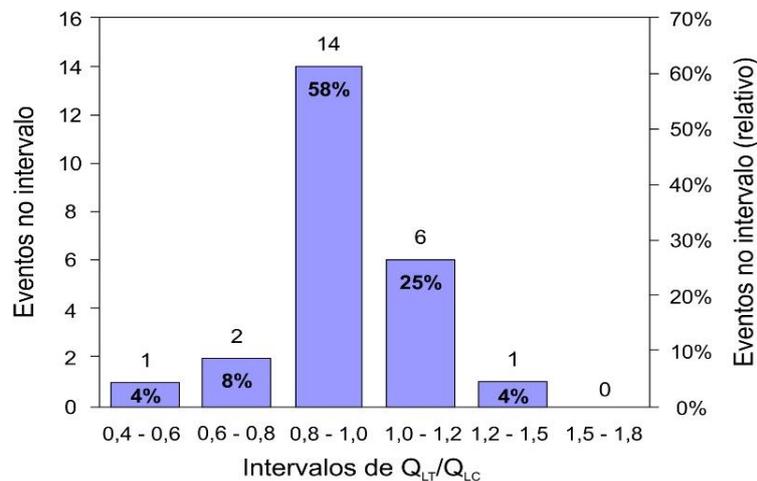


Figura 2.30. Histograma das relações Q_{LT}/Q_{LC} (modificado - Yaegashi *et al.* 2018)

Os autores destacam que a média desta razão (Q_{LT}/Q_{LC}) considerando-se todas as estacas é de 93% ($Q_{LT} = 0,93 Q_{LC}$), com coeficiente de variação 18%. Nota-se que 66% das estacas sob tração avaliadas pelos autores, quando comparados os valores de atrito lateral médio último aos de estacas sob compressão que possuem as mesmas dimensões e estão assentes no mesmo perfil estratigráfico interpretado, encontram-se dentro de uma faixa de razão (Q_{LT}/Q_{LC}) da ordem de 0,6 a 1. Ou seja, identifica-se que a razão do atrito lateral na ruptura para a maioria das metodologias construtivas de fundações profundas submetidas à tração e a compressão instaladas em solos lateríticos, porosos e não saturados apresenta uma tendência similar ao das areias, estando situada dentro do intervalo verificado (0,7 a 1) para estes tipos de solo. Esta verificação apresenta grande relevância, pois em diversas regiões do Brasil, nota-se a ocorrência de perfis estratigráficos semelhantes, formados inicialmente por uma camada intemperizada com baixos valores de índice de resistência a penetração (N_{SPT}), usualmente colapsível e não saturada, seguida por camadas de solo residual com eventual acréscimo dos valores de N_{SPT} . Além disso, percebe-se que 4% das estacas sob tração apresentaram atrito lateral médio de ruptura menor do que 60% do atrito lateral médio de ruptura sob compressão.

Ainda é possível identificar que 25% das estacas situam-se dentro de uma faixa de (Q_{LT}/Q_{LC}) que vai de 1 a 1,2 e 4% das estacas apresentaram valor de atrito lateral médio de ruptura à tração maior do que 1,2 vezes o atrito lateral médio de ruptura à compressão. Os autores destacam que as razões (Q_{LT}/Q_{LC}) superiores a unidade, podem ser justificadas pela heterogeneidade do solo, pelo processo construtivo das estacas e outras incertezas tais como a precisão das medidas das cargas através das provas de carga instrumentadas.

A Figura 2.31 apresenta as razões entre os valores de atrito lateral médio de ruptura à tração e à compressão (Q_{LT}/Q_{LC}) obtidas a partir de provas de carga em diversas metodologias construtivas de fundações que foram instaladas em campos experimentais com perfis estratigráficos semelhantes entre si, além de apresentarem características geométricas (diâmetro e comprimento) equivalentes. Os autores observaram (Q_{LT}/Q_{LC}) próxima da unidade (0,98) para estacas do tipo raiz, bem como o menor dos coeficientes de variação (7%), dentre os tipos de estacas com mais de dois pares de comparação. Para as estacas hélice de deslocamento, nota-se uma razão equivalente a 0,99, ao passo que para as estacas hélice contínua a razão média é de 1,03, com coeficiente de variação de 11%. As estacas escavadas apresentam média da relação (Q_{LT}/Q_{LC}) de 0,91 e um coeficiente de variação da ordem de 19%.

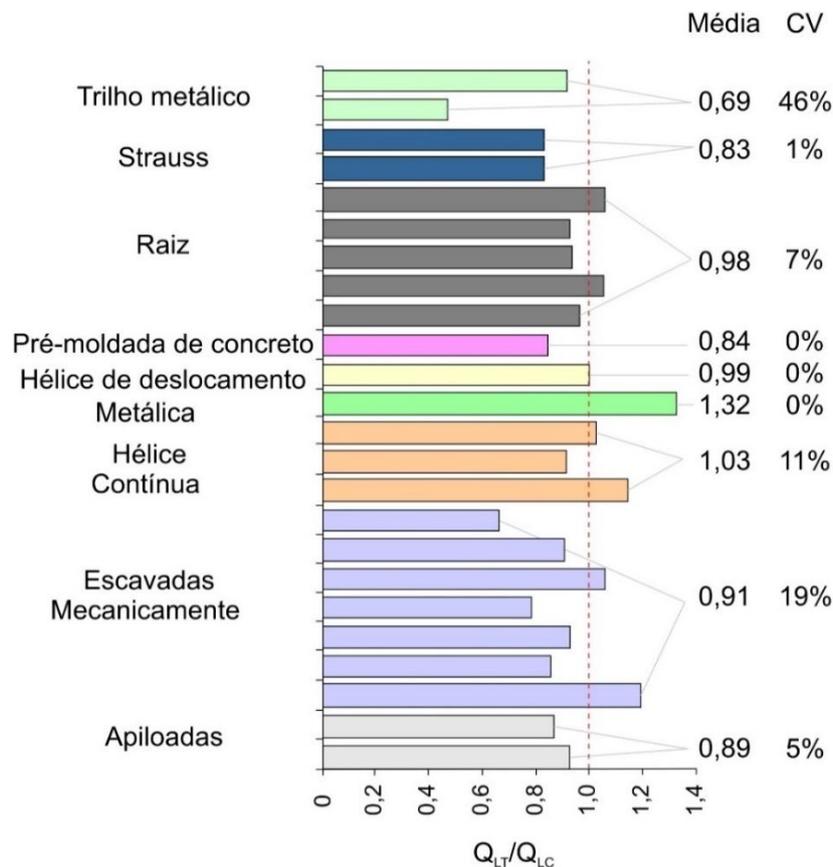


Figura 2.31. Razões Q_{LT}/Q_{LC} por tipo de estaca (modificado - Yaegashi *et al.* 2018)

Verifica-se ainda, relações (Q_{LT}/Q_{LC}) da ordem de 0,84 para estacas pré-moldadas de concreto. Enquanto para estacas tipo Strauss, constatam-se razões (Q_{LT}/Q_{LC}) de 0,83, com coeficiente de variação de 1%, bem como razões (Q_{LT}/Q_{LC}) da ordem de 0,89 e coeficiente de variação de 5% para estacas apiloadas. Por fim, ressalta-se que a maior razão (Q_{LT}/Q_{LC}) verificada é atribuída à estaca do tipo perfil metálico (1,32), ao passo que a menor razão (0,42) é observada para tipo trilho metálico. Os autores descrevem que devido às estacas metálicas serem esbeltas e o solo ser poroso, o efeito da vibração durante a cravação (drapejamento) provoca o descolamento da estaca do solo até certa profundidade, conduzindo a valores discrepantes de capacidade de carga para estacas semelhantes, em um mesmo perfil estratigráfico. Tais constatações apontam valores de referência ou de análise comparativa preliminar para estacas instaladas em perfis estratigráficos semelhantes (lateríticos, colapsíveis e não saturados), como o do campo experimental da Universidade de Brasília (UnB), no qual foram instaladas estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia *Expander Body* analisados nesta pesquisa.

2.6. SOLOS TROPICAIS

Os solos tropicais são caracterizados por apresentar propriedades singulares, resultantes da atuação de processos pedológicos e geológicos típicos de regiões tropicais úmidas. Os perfis de solos tropicais são reconhecidos por apresentar comportamento coesivo-friccional, além de frequentemente apresentar-se em uma condição não saturada, de modo que fatores como estrutura, microestrutura, anisotropia, gênese e desestruturação denotem maior influência no seu comportamento do que o histórico de tensões (Vaughan *et al.* 1988). Em virtude disso, o comportamento destes solos, quando sujeitos às solicitações axiais de compressão ou de tração, está intrinsecamente associado a condição não saturada, grau de alteração, estrutura, microestrutura e características herdadas da rocha mãe. Nogami e Villibor (1995) relatam que estes solos podem ser subdivididos em duas principais classes: solos lateríticos e saprolíticos.

Os solos saprolíticos derivam da decomposição da rocha mãe em campo, apresentando características e fragmentos de rocha intemperizada. As descontinuidades e juntas de uma saprólito são frequentemente preenchidas com argila, o que pode resultar em baixa resistência ao cisalhamento devido ao grau de saturação (Mitchell e Soga, 2005). Enquanto os solos lateríticos são originários de regiões de elevadas temperaturas e chuvas abundantes, onde a ação do intemperismo nas rochas é intensa, sendo a mesma caracterizada pela rápida quebra de feldspatos e minerais de ferro e magnésio, pela lixiviação de bases de sílica (Na_2O , K_2O , MgO) e concentração de óxidos de ferro e de alumínio. Esse processo é conhecido como laterização,

envolvendo assim, a lixiviação de SiO_2 e deposição de Fe_2O_3 e Al_2O_3 . Devido a abundância de chuvas, altas temperaturas, elevada drenagem e cristalinidade residuais, a intemperização inicialmente transforma feldspatos em caulinitas, formando ferro hidratado e óxidos de alumínio. A partir do avanço do processo de intemperização, o teor de caulinita decresce, e o ferro hidratado e óxidos de alumínio (goethita e gibsitais) são progressivamente transformadas em hematitas (Fe_2O_3). Devido a alta concentração de ferro, os solos costumam apresentar uma cor avermelhada, sendo usualmente denominados como oxissolos.

Camapum de Carvalho *et al.* (2015) descrevem que em regiões de clima tropical, ocorrem, frequentemente, solos na situação não saturada, principalmente, na região denominada de zona ativa, sendo esta caracterizada por um perfil de solo compreendido entre a superfície terrestre e a zona freática. No domínio da zona ativa, verifica-se a variação constante de umidade e grau de saturação do solo no decorrer do ano. O centro-oeste brasileiro, onde a cidade de Brasília é um exemplo clássico, apresenta duas épocas no ano bastante distintas quanto ao regime pluviométrico, uma bastante chuvosa (outubro a março) e outra seca (abril a setembro). Nessa região, a sazonalidade é bastante evidenciada. Para estudo dessa sazonalidade, costuma-se analisar perfis de umidade natural em distintas épocas do ano. Os autores ainda ressaltam que a dinâmica da sucção ocorre tanto devido às variações sazonais da umidade ao longo do ano, como também devido às diferentes curvas características de retenção de água para cada profundidade. Portanto, o uso da sucção nos cálculos para a definição de carga de ruptura de fundações consiste em um processo complexo. A Figura 2.32 exibe a variação do perfil de umidade natural do Anexo do Campo Experimental em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB) ao longo de períodos distintos.

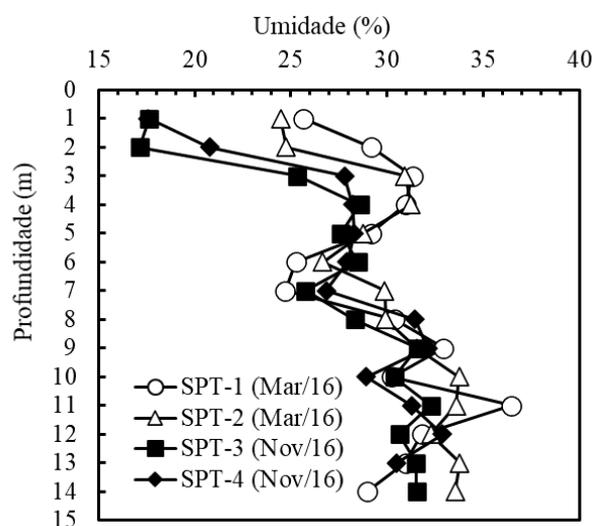


Figura 2.32. Perfil de umidade natural do Anexo do Campo Experimental da UnB (EMBRÉ, 2016).

Ao realizar ensaios de microscopia eletrônica de varredura, Cardoso (1995) concluiu que, na argila porosa de Brasília, a estrutura é composta, principalmente, por microconcreções interligadas por pontes de argila. Posteriormente, Araki (1997) observou que a sucção capilar não é o principal mecanismo de sustentação da estrutura porosa do solo de Brasília quando não carregado e com os teores de umidade natural (20-30%), normalmente encontrados na superfície. As pontes de argila ou os agentes cimentantes existentes entre os microagregados são estáveis na presença de água de origem pluviométrica, e o colapso pode ocorrer pela destruição da metaestabilidade do solo em situação geostática, pela alteração do estado de tensões atuantes combinado com a variação do teor de umidade. Deste modo, a argila porosa de Brasília pode ser classificada como “condicionalmente colapsível”, sendo que, para cada valor de sucção, há uma carga crítica que provocaria o colapso. A sucção, mesmo não sendo a causa principal da estrutura porosa, apresenta uma influência significativa na resistência ao seu cisalhamento.

A relação do índice de vazios inicial do solo (e_0) e o peso específico aparente seco (γ_d) também resultam em um impacto significativo sobre a potencial de colapso. Roullier *et al.* (1992), Williams e Rollins (1991), e Basma e Tuncer (1992) indicaram que os solos com valores mais baixos de peso específico aparente seco (γ_d) exibem deformações mais significativas devido ao colapso do que os solos com peso específico aparente seco mais altos. Além disso, Booth (1997) observou que o potencial de colapso é mínimo acima de um determinado valor de peso específico aparente seco. Apesar do peso específico aparente seco do solo e do grau de saturação apresentarem impactos distintos sobre o potencial de colapso, o mecanismo de colapso do solo devido à inundação é algo complexo, e nem grau de saturação do solo, nem o peso específico aparente seco do solo podem ser utilizados exclusivamente como indicadores de potencial de colapso.

A tensão aplicada ao solo na inundação também desempenha um papel fundamental na determinação da severidade do colapso à medida que o potencial de colapso aumenta com a pressão (Reginatto e Ferrero 1973; Williams e Rollins 1991; Basma e Tuncer 1992). Entretanto, o aumento do potencial de colapso com a tensão apresenta limites inferiores e superiores. O limite de tensão inferior varia com o grau de saturação do solo e é denotado por Popescu (1986) como a tensão de colapso. A resistência relativamente alta abaixo da tensão de colapso pode ser referida à cimentação intergranular do solo colapsível. Booth (1977) observou que a tensão limite superior também varia com o grau de saturação. A redução do potencial de colapso abaixo de algum valor crítico de tensão pode ser atribuída à ruptura por cisalhamento das ligações devido à alta tensão previamente à saturação. Outros parâmetros como o tipo e a

granulometria do solo denotam um impacto menos significativo no potencial de colapso (Booth 1997; Basma e Tuncer 1992). Basma e Tuncer (1992) descrevem que solos bem graduados tendem a apresentar maior potencial de colapso porque partículas menores preenchem os vazios existentes entre partículas maiores após a saturação.

Diversos pesquisadores realizaram provas de carga em estacas carregadas axialmente em solos colapsíveis, observando uma redução considerável na capacidade de estacas devido à inundação (Kalashinkova, 1976; Lobo *et al.* 1991; Carneiro, 1994; Camapum de Carvalho *et al.* 1995; Sales *et al.* 2001; Qian *et al.* 2014; Mashhour e Hanna, 2016; Abid-Awn e Hussain, 2017; Ashour e Abbas 2020)

Campelo (1994) executou cinco provas de carga à tração em diferentes tipos de estacas, sendo duas apiloadas, duas escavadas do tipo broca e uma escavada do tipo Strauss, realizando-se a inundação na carga correspondente a 50% da carga última à tração, observando assim reduções da ordem de 22 a 50% da capacidade de carga última à tração no estado saturado. Camapum de Carvalho *et al.* (1995) verificaram que no Distrito Federal, apesar das maiores variações de grau de saturação ocorrerem apenas nos três primeiros metros do perfil de solo (35%), a inundação provoca uma redução na capacidade de carga de estacas (redução da sucção).

Sales *et al.* (2001) avaliaram o comportamento de duas estacas escavadas a trado, moldadas *in loco* no Campo Experimental do programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), sendo um na umidade natural e outro com pré-inundação por 48 horas do solo. Verificando assim, que a inundação excessiva provoca uma redução da capacidade de carga da estaca (52 %) à compressão, porém a rigidez do sistema estaca-solo não é muito alterada. Ou seja, a inundação deste solo torna-se prejudicial apenas se a combinação com o estado de carregamento for suficiente para atingir o colapso. Mashhour e Hanna (2016) constataram o acréscimo do atrito negativo na estaca com o aumento do potencial de colapso e da pressão de inundação. Abid-Awn e Hussain (2017) observaram uma redução significativa na capacidade de carga de estacas sujeitas à tração após a inundação. Ashour e Abbas (2020) concluíram que o acréscimo do grau de saturação para valores acima de 60%, apresentam um efeito ínfimo no potencial de colapso e nas propriedades físicas do solo, bem como na mudança da resistência ao cisalhamento do solo.

2.7. TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS

O comportamento mecânico de uma estaca em distintos estágios de carga até uma carga convencional ou uma carga "última" é explicado a partir da análise de mecanismos de

transferência de carga da estaca para o solo (Velloso e Lopes, 2010). O estudo do mecanismo de transferência de carga é comumente conhecido também como interação estaca-solo. Mohan *et al.* (1963) e Tomlinson e Woodward (2020) indicam que a relação carga *versus* deslocamento de uma estaca instalada em horizonte arenoso e sujeita à carga axial de compressão pode ser descrita de acordo com a Figura 2.33a. Nos estágios iniciais de carga, o deslocamento é relativamente pequeno, sendo praticamente resultante do deslocamento elástico da estaca e do solo circundante. Supondo que ocorra um descarregamento no ponto A (Figura 2.33a), o deslocamento relativo à carga no topo da estaca retoma quase que na totalidade sua magnitude original. Assim, caso houvesse extensômetros elétricos instalados ao longo do fuste da estaca, seria possível verificar que a carga transmitida ao solo ocorreria majoritariamente por atrito lateral (Figura 2.33b). A medida que a carga aplicada no topo da estaca aumenta, a curva carga *versus* recalque torna-se mais íngreme (aumento da rigidez), e novamente, um descarregamento a partir do ponto B, resultaria na soma de um deslocamento elástico e de um deslocamento permanente. Neste momento, os extensômetros elétricos hipotéticos indicariam um acréscimo da carga transferida por atrito lateral e adicionalmente, parte desta carga estaria sendo transferida pela base da fundação.

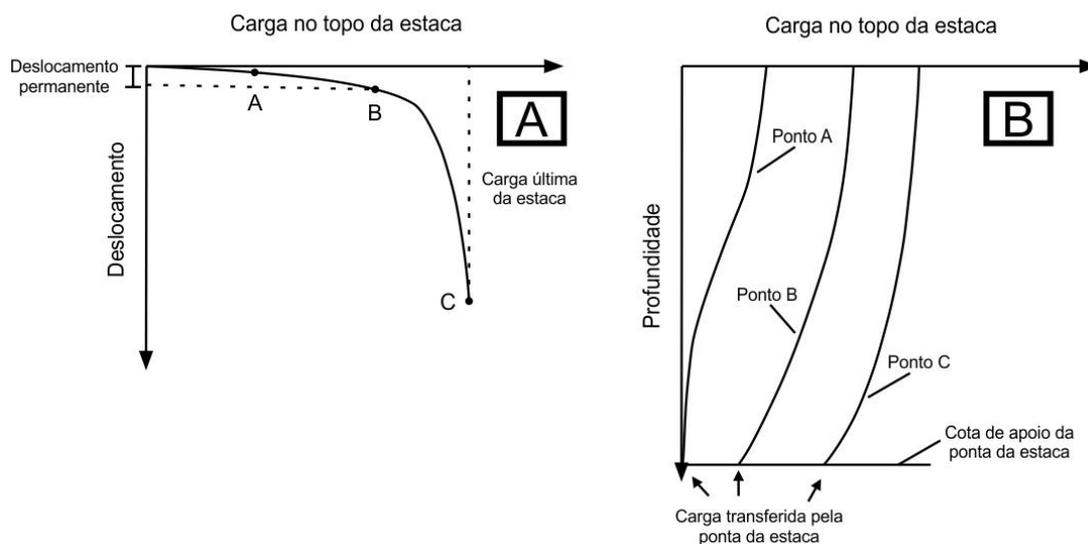


Figura 2.33. (a) – Relação carga *versus* recalque de uma estaca; (b) – Transferência de carga de uma estaca (modificado – Tomlinson e Woodward, 2020).

Ao atingir o ponto de "ruptura" C, verifica-se um acréscimo abrupto dos deslocamentos associado a um ínfimo acréscimo de carga, de modo que agora, a transferência de carga ocorreria tanto pelo fuste como pela base da estaca de forma significativa. A transferência da carga aplicada no topo da estaca para o solo circundante é um fenômeno complexo que depende de diversos fatores, tais como: o tipo de solo, bem como o respectivo estado de tensões e as

suas características de resistência e deformação, o método de instalação da estaca, a geometria e características do material que constitui a estaca, o tempo decorrente entre a instalação da estaca e a magnitude da solicitação, além da velocidade de aplicação e do tipo de carregamento (tração ou compressão).

A transferência de carga da estaca para o solo pode ser devidamente avaliada desde que se possua dados obtidos da instrumentação da estaca (Teixeira, 1993; Albuquerque, 2001). Estes dados são os relativos à distribuição de carga axial ou à distribuição de seu deslocamento vertical. Reese *et al.* (1976), Fontoura (1982) e Tomlinson e Woodward (2020) destacam uma discrepância qualitativa no mecanismo de transferência de carga, à medida em que o carregamento aumenta nas provas de carga. Para estacas submetidas à um primeiro carregamento, o trecho superior do elemento de fundação apresenta uma maior mobilização da resistência do conjunto estaca-solo. Massad (1991a; 1991b; 1991c) comprova este fenômeno em solos não saturados. Além disso, verificam que o acréscimo da carga no topo da estaca, acarreta numa progressiva mudança no mecanismo de transferência de carga do conjunto estaca-solo, no sentido do desenvolvimento de maiores tensões cisalhantes no trecho médio da estaca.

Na região da ponta verificam-se baixos valores da tensão cisalhante, mesmo quando o carregamento imposto é elevado. Teixeira (1993) a partir da sugestão de alguns pesquisadores (Reese *et al.* 1969; Toh *et al.* 1989; Chang e Broms, 1991) descreve que o percentual de transferência de carga pela ponta é da ordem de 10 a 25% de um modo geral, no entanto, para estacas escavadas, observam-se valores da ordem de 10%. Tomlinson e Woodward (2020) denotam deslocamentos da ordem de 0,3 a 1 % do diâmetro do fuste da estaca são necessários para a mobilização plena da resistência por atrito lateral, ao passo que para mobilização completa da resistência de ponta, são necessários deslocamentos equivalentes ao intervalo de 10 a 20 % do diâmetro do fuste do elemento de fundação. Broms e Nord (1985) descrevem que deslocamentos da ordem de 3 a 5% do diâmetro do EB (semelhantes a estacas de deslocamento) são necessárias para mobilizar completamente a resistência de ponta de estacas equipadas com a tecnologia EB.

A metodologia proposta por Décourt (1999) para identificar o domínio do atrito e da ponta na curva de rigidez consiste em identificar o trecho linear do diagrama de rigidez e ajustá-lo a uma reta. Para identificar o limite superior do atrito lateral (Q_{su}), a interceptação da reta com o eixo das cargas é calculada (Figura 2.34a). Este valor é denominado como Q_{su} , que representa a capacidade máxima de carga de atrito lateral da estaca. A Figura 2.34b apresenta o procedimento para determinação do limite inferior do atrito lateral (Q_{sl}), sendo este determinado

por uma reta traçada entre o ponto de regressão para determinação do domínio da ponta e o valor Q_{uc} (carga na curva carga *versus* recalque equivalente ao deslocamento de $0,1\phi$). Desta forma, o valor estimado do atrito lateral Q_s na ruptura é determinado pelo ponto central entre Q_{su} e Q_{sl} .

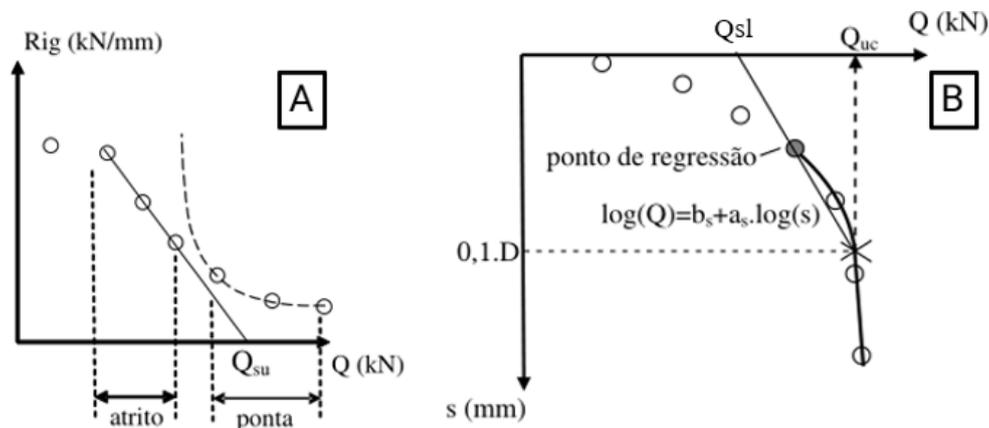


Figura 2.34. (a) – Domínios do atrito e da ponta, com ajuste linear e obtenção do limite superior do atrito Q_{su} ; (b) – reta para definição do limite inferior do atrito Q_{sl} na curva carga-recalque (Amann, 2012).

Décourt (2002) evidencia que a capacidade de carga de ponta (Q_p) para estacas escavadas em solo poroso e pouco consistente é pouco expressiva. Devido ao fato de sua rigidez decorrer, basicamente, de sua capacidade de carga por atrito lateral (Q_s). O autor ainda descreve que a estimativa de Q_s através do GR (gráfico de rigidez) deve utilizar pontos com valores de Q correspondente a deformações relativas inferiores a 2% e que o método da rigidez superestima o valor real de Q_s .

Outra metodologia bastante utilizada para separação para a interpretação dos resultados de provas de carga estáticas foi desenvolvida por Massad e Lazo (1998), que consiste na utilização de duas retas para representar o comportamento da estaca em relação à carga aplicada.

O método se baseia na ideia de que a curva carga *versus* recalque de uma estaca submetida a um carregamento estático pode ser dividida em duas partes distintas. Na primeira parte, a curva é quase linear, caracterizada por uma inclinação relativamente alta, correspondente ao atrito lateral ao longo da estaca. Na segunda parte, a curva torna-se mais curva, com inclinação mais baixa, caracterizando o comportamento da ponta da estaca. Assim, o método consiste em traçar duas retas separadas que correspondem a cada um dos dois comportamentos da estaca. A primeira reta, representa o comportamento do atrito lateral da estaca e é traçada até um ponto de inflexão, que corresponde à capacidade de carga do sistema estaca-solo, obtida a partir da

prova de carga. A partir deste ponto, a segunda reta, representa o comportamento da ponta da estaca (Figura 2.35).

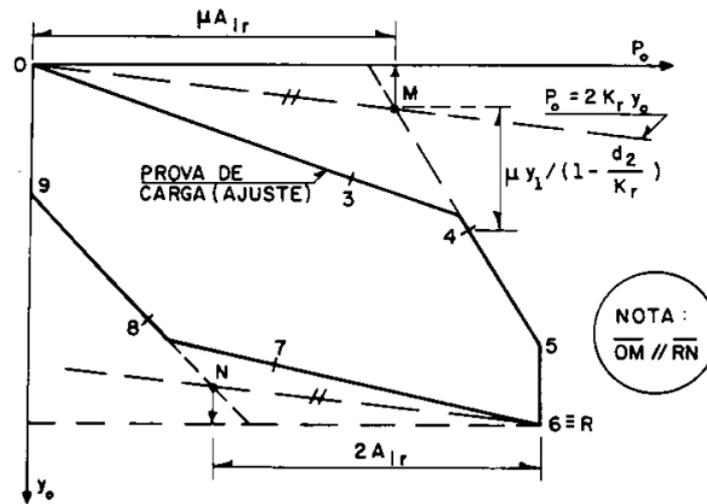


Figura 2.35. Construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura (A_{lr}) e da carga residual na ponta (P_h) (Massad e Lazo, 1998).

Anjos (2006) destaca que aspectos como profundidade crítica, tensão residual, efeito de escala, por exemplo, influenciam na avaliação da transferência de carga de elementos de fundação por estaca. Diversos pesquisadores sugerem a existência de um fenômeno limitante do atrito lateral unitário em estacas instaladas em perfis de solo arenosos, sendo este usualmente denominado como "profundidade crítica", ou seja, uma profundidade onde abaixo da qual as resistências lateral e da base seriam constantes e independentes do acréscimo da tensão efetiva (Vésic, 1967; Meyerhof, 1976; Coyle e Castelo, 1981).

Por outro lado, alguns pesquisadores (Fellenius e Altaee, 1995; Fellenius, 2002) preterem o conceito de profundidade crítica, alegando que este fenômeno decorre do desconhecimento do efeito das tensões residuais, acarretando assim na compreensão imprecisa do mecanismo de transferência de carga. O termo "cargas residuais" descreve as cargas atuantes no conjunto solo-estaca previamente as medidas com instrumentação (provas de carga instrumentadas), por exemplo, a cargas desenvolvidas no solo durante a cura do concreto após a instalação do elemento de fundação no solo ou logo após a cravação de estacas de deslocamento, caracterizando-se assim como uma "carga confinada" proveniente do processo executivo da estaca.

A negligência do efeito de cargas residuais, de acordo com Robert (1997), acarreta a superestimativa da resistência por atrito lateral e na subestimação da resistência de ponta da estaca durante a realização de um ensaio de prova de carga à compressão. Adicionalmente,

Kraft (1991) indica que a negligência das cargas residuais possui um efeito ínfimo no cálculo da capacidade de carga de estacas com comprimentos entre 15 e 25 m, ao passo que em estacas com comprimento entre 75 e 90 m, pode ocorrer uma subestimação da capacidade de carga.

Ao avaliar a influência das tensões residuais em estacas escavadas, Falconio e Mandolini (2003) descrevem que após a concretagem de uma estaca escavada, ocorre um processo químico exotérmico que propicia o surgimento de efeitos de expansão (+) ou contração (-) de acordo com as condições ambientais externas (seca ou úmida) e o tipo do cimento empregado. Assumindo que durante a instalação do concreto, desenvolva-se um estado de deformação nula na interface estaca-solo, o solo circundante à estaca reage a qualquer variação de deformação depois deste tempo. Numa condição ambiental seca, a estaca poderá contrair, mas o solo na interface desenvolverá atrito lateral, desta forma, permitindo uma redistribuição das deformações na estaca de acordo com a condição de carga externa total igual a zero. Um mecanismo similar ocorre no ambiente externo úmido, contudo, a estaca poderá experimentar expansão nesse cenário.

Segundo Silva (2011), nas estacas escavadas o fenômeno tensões residuais é de difícil entendimento, sendo consenso que ao final da execução (escavação e concretagem) o estado de tensões é diferente do estado inicial. Estado este que ainda é influenciado pelo processo de cura do concreto que depende das condições de cura e das características físicas e químicas do cimento, dos agregados e dos aditivos utilizados, e provoca retração ou até expansão.

Kulhawy (1995, 1984) reforça os aspectos descritos por Fellenius e Altaee (1995), no entanto, afirma que o fenômeno da "profundidade crítica" pode ser explicado pela alteração de parâmetros do solo, tais como: o ângulo de atrito do solo (ϕ), o coeficiente de empuxo horizontal do solo no repouso (K_0) e a razão de préadensamento do solo (RSA ou OCR), uma vez que seus valores diminuem com a profundidade, e a resistência de atrito unitária também tende a decrescer.

Kraft (1991) justifica a ocorrência do fenômeno de "profundidade crítica" a partir do desenvolvimento do efeito de arqueamento de tensões no solo adjacente a base de estacas de deslocamento, as quais densificam o solo abaixo da cota de apoio da fundação durante o processo executivo. No entanto, este movimento de penetração da fundação até a cota de apoio, desloca as partículas de areia ao redor do fuste, reduzindo assim o atrito lateral unitário, pois de acordo com o autor, esse mecanismo desenvolve uma zona de areia fofa ao redor do fuste da estaca, ocasionando assim o efeito de arqueamento do solo, bem como o de "profundidade crítica".

Silva (2011) destaca que durante a cravação de uma estaca, o estado de tensões inicial do solo muda, por exemplo, aumentando a compactação das areias e alterando a estrutura das argilas e após o término da cravação surge carga residual base da estaca que fica aprisionada pelo atrito negativo gerado ao longo do fuste (Vésic, 1977 e Massad, 1994). Além disso, o autor descreve que em solos coesivos-friccionais não saturados como os de Brasília, a influência da sucção pode impedir a contração ou expansão do elemento estrutural de fundação, mas também pode a ele dar origem. Logo, a obtenção adequada da real distribuição de carga ao longo de uma estaca escavada deve ser realizada a partir das provas de cargas instrumentadas, de modo que o efeito das tensões residuais seja mensurado de modo apropriado imediatamente após a instalação da fundação. Além disso, denota-se que tanto a temperatura como o tipo de ligação do cabo utilizado na instrumentação de estacas pode alterar os dados obtidos na avaliação do mecanismo de transferência de carga.

Massad e Lazo (1998) indicam que para estacas escavadas sujeitas ao primeiro carregamento, a carga residual "confinada" na base da fundação é equivalente a zero ($P_h = 0$) e que o fator majorador de atrito empregado no método das duas retas é igual a unidade ($\mu = 1$).

Kim e Chung (2012) detalham que a "falácia da profundidade crítica" não afeta a capacidade de carga do conjunto estaca-solo, no entanto, a mesma pode influenciar a interpretação da transferência de carga do elemento de fundação.

Hanna e Alharthi (2019) relatam que apesar da ampla pesquisa descrita na literatura, o mecanismo de transferência de carga ainda não é totalmente compreendido. As pesquisas produzem uma ampla gama de discrepâncias na previsão de capacidade de carga das estacas. Sendo tal fato devido à complexidade de incorporar a história de tensões solo, bem como pela dificuldade em identificar a ocorrência do fenômeno de "profundidade crítica". Os autores ainda ressaltam que propostas foram realizadas por ambas as linhas de pensamento, no entanto, ainda não foi possível chegar a uma conclusão definitiva.

Ao realizar provas de carga bidirecionais e provas de carga instrumentadas em estacas hélice de deslocamento e estacas escavadas mecanicamente com uso de lama bentonítica, equipadas com a tecnologia *Expander Body* e instaladas em horizontes areno-siltosos, Fellenius e Terceros Herrera (2014) observaram que a mobilização do atrito lateral em estacas escavadas com lama bentonítica em estacas equipadas com e sem EB são equivalentes acima da cota de apoio do EB. Similarmente, as estacas hélice de deslocamento equipadas com e sem EB apresentam uma resistência por atrito lateral similar na região acima da profundidade de assentamento do EB. Os autores ainda verificaram que apesar das estacas hélice de deslocamento apresentarem um diâmetro inferior ao das estacas escavadas com lama bentonítica, estas mobilizaram uma

resistência por atrito lateral equivalente ao dobro da resistência lateral desenvolvida pelas estacas escavadas com lama betonítica. Uma distribuição de carga comparativa similar foi verificada por Albuquerque (2001) ao comparar a transferência de carga por atrito lateral de estacas hélice de deslocamento e estacas escavadas mecanicamente em solos lateríticos (coesivos-friccionais).

Sadud *et al.* (2014) analisaram numericamente as estacas retratadas por Fellenius e Terceros Herrera (2014), utilizando o método dos elementos finitos, empregando os modelos constitutivos Mohr-Coulomb e Hardening Soil para simular o comportamento da areia constituinte do perfil estratigráfico típico da cidade de Santa Cruz de La Sierra na Bolívia. A partir das provas de carga instrumentadas, os autores observaram que a transferência de carga da estaca escavada com lama betonítica com as características geométricas e assente no perfil descrito por Fellenius e Terceros Herrera (2014) ocorre majoritariamente pelo atrito lateral (88%) do fuste da estaca, enquanto para o mesmo tipo de estaca, equipada com a tecnologia EB, nota-se um incremento da transferência de carga pela ponta do elemento de fundação, sendo este aumento percentual de 12 para 44 %, ao passo que a transferência por atrito lateral decresce percentualmente de 88 para 56%. Este fato pode ser explicado pelo aumento razoável da ponta da estaca (33%) a partir da expansão do EB, além da densificação do solo circundante a cota de assentamento do elemento de fundação devido as tensões induzidas ao maciço terroso. Ao passo que para estacas hélice de deslocamento, quando comparada a transferência de carga pela ponta entre esta técnica de fundação equipada sem e com o sistema EB, verifica-se um acréscimo percentual de 19 para 55%, enquanto para a transferência por atrito lateral, observa-se um decréscimo percentual de 81 para 45%, sendo esta alteração explicada pelo acréscimo da ponta devido a expansão do EB e da imposição de tensões ao solo devido a esta expansão.

O comitê de fundações profundas (TC 212) da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos (ISSMGE) organizou um campo experimental para ensaiar diferentes tipos de estacas sob diferentes condições de carga (Fellenius, 2017a, 2017b; Fellenius e Terceros Herrera, 2017; Fellenius *et al.* 2018). Neste campo experimental, foram avaliadas pares de estacas escavadas com lama betonítica, estacas hélice de deslocamento, microestacas e estacas do tipo hélice continua (equipadas com e sem o sistema EB) com comprimento de 9,5 m e diâmetros de 0,15 a 0,62 m a partir de provas de carga bidirecionais. Observa-se que o solo deste campo experimental é predominantemente areno-siltoso, a partir de uma campanha de investigação de ensaios de campo. Os autores constataram que para todos os quatro tipos de estacas, o emprego do EB na ponta da estaca com injeção pós-expansão aumentou consideravelmente a rigidez da ponta da estaca à carga aplicada.

Ao analisar as provas de carga bidirecionais realizadas em estacas escavadas mecanicamente com lama betonítica com e sem o emprego do EB, os autores verificaram que para um deslocamento de 30 mm, a estaca sem EB apresenta uma capacidade de carga total de 835 kN, de modo que 64% da carga total é transferida ao solo por atrito lateral (535 kN), enquanto 36% da carga total é transferida ao solo pela ponta da estaca (300 kN). Para o mesmo valor de deslocamento, a estaca equipada com a tecnologia *Expander Body* apresenta uma capacidade de carga total da ordem de 1900 kN, contudo, devido a problemas durante o ensaio, não foi possível registrar a efetiva distribuição das cargas. Apesar disso, nota-se que a inserção do sistema *Expander Body* ocasionou um acréscimo da capacidade de carga em uma ordem de magnitude de duas vezes.

No caso das microestacas sem a utilização da tecnologia *Expander Body*, a capacidade de carga total observada foi de 144 kN, sendo 84% (121 kN) transferidos ao solo por atrito lateral e 16% (23 kN) pela ponta da estaca. A inclusão do EB na ponta da estaca acarretou em uma mudança significativa do mecanismo de transferência de carga, além de aprimorar a capacidade de carga do elemento de fundação para um deslocamento da ordem de 15 mm ($10\% \phi$), quando comparada a estaca sem a utilização do EB. Constata-se assim, uma capacidade de carga total da ordem de 790 kN, de modo que 57% (450 kN) é transferida ao solo pelo fuste e 43% (340) pela ponta. Nota-se assim que, a utilização da tecnologia *Expander Body*, além de desenvolver um acréscimo significativo da resistência de ponta, confere também um ganho expressivo da resistência por atrito lateral. Tal fato, pode ser explicado pelo aumento da área de contato lateral do EB com o solo, bem como pela densificação da região em que o EB está apoiado.

A partir da interpretação dos resultados da prova de carga bidirecional, os autores ainda destacam que o acréscimo da resistência por atrito lateral unitário ocorre apenas na zona referente a cota de apoio do EB, ao passo que resistência por atrito lateral unitário permanece inalterada na região acima da célula bidirecional (Fellenius *et al.* 2018).

A partir da análise dos resultados de provas de carga bidirecionais em estacas do tipo hélice contínua monitorada com e sem EB, os autores perceberam uma maior mobilização do atrito lateral, quando comparada com as estacas escavadas mecanicamente com lama betonítica e microestacas. Para um deslocamento de 45 mm ($0,1\phi$), a estaca sem EB apresenta uma capacidade de carga total de 1400 kN, de modo que 79% da carga total é transferida ao solo por atrito lateral (535 kN), enquanto 21% da carga total é transferida ao solo pela ponta da estaca (300 kN). Para o mesmo valor de deslocamento, a estaca equipada com a tecnologia *Expander Body* apresenta uma capacidade de carga total da ordem de 2400 kN, contudo, devido a

problemas durante o ensaio, não foi possível registrar a efetiva distribuição das cargas, constatando-se assim, um acréscimo de capacidade de carga total da ordem de 41%.

Ao passo que para estacas hélice contínua de deslocamento e um deslocamento equivalente a 45 mm (10% ϕ), a estaca sem EB denota uma capacidade de carga total de 1830 kN, onde 76% da carga total é transferida ao solo por atrito lateral (1400 kN), enquanto 23% da carga total é transferida ao solo pela ponta da estaca (430 kN). Considerando a estaca equipada com a tecnologia *Expander Body*, nota-se uma capacidade de carga total superior, da ordem de 2600 kN, sendo 24% (620 kN) da carga total transferida pela ponta da estaca ao solo, à medida que 76% (1980 kN) da carga total é transferida por atrito lateral. Constata-se assim que para estacas hélice de deslocamento, um acréscimo razoável da capacidade de carga total (resistência de ponta e por atrito lateral), no entanto, o mecanismo de transferência de carga, em termos percentuais, apresenta uma ínfima alteração.

Avaliando o contexto geral da inserção da tecnologia EB nas distintas metodologias de instalação de fundações por estaca a partir de provas de carga bidirecionais em horizonte areno-siltoso, nota-se a ocorrência de dois fenômenos. O primeiro caracteriza-se pelo acréscimo da resistência lateral unitária ao longo da região de expansão do EB, decorrente da densificação do solo adjacente a base do elemento de fundação, devido as tensões induzidas ao maciço terroso. Outro fenômeno provém da modificação do mecanismo de transferência de carga, resultante do acréscimo da área da ponta (expansão do EB) e da segunda etapa de injeção do processo executivo da tecnologia *Expander Body*.

A modificação do mecanismo de transferência de carga é ainda mais significativa em estacas flutuantes (estacas cujo mecanismo de transferência de carga ocorre exclusivamente pelo atrito lateral), característica comum em estacas escavadas mecanizadas instaladas em horizontes lateríticos, onde a transferência de carga por ponta é praticamente nula ou inexpressiva (Albuquerque 2001; Mota, 2003).

Dentro deste contexto, Fellenius *et al.* (2018) denotam que o acréscimo da resistência de ponta devido a instalação do EB foi mais significativo para as estacas escavadas com lama betonítica e microestacas, enquanto para as estacas do tipo hélice contínua e hélice de deslocamento, esse acréscimo foi menor, mas ainda significativo, pois as respectivas metodologias construtivas melhoram a resistência por atrito lateral da estaca, fazendo com que este acréscimo de capacidade de carga relativo da ponta seja menos evidenciado.

Outro aspecto a ser abordado em relação ao mecanismo de transferência de carga é a superfície de ruptura desenvolvida pelo sistema estaca-solo quando sujeito a carregamentos axiais de compressão. A superfície de ruptura circundante a base da estaca estabelece o

comportamento da resistência de ponta do elemento de fundação, contudo, nenhuma evidência específica ainda determinou se o mecanismo de ruptura ocorre por puncionamento ou por ruptura generalizada (Karimpour-Fard e Eslami, 2013). Na Figura 2.36, são representadas diferentes superfícies de ruptura em torno da ponta da estaca, proposta por distintos pesquisadores.

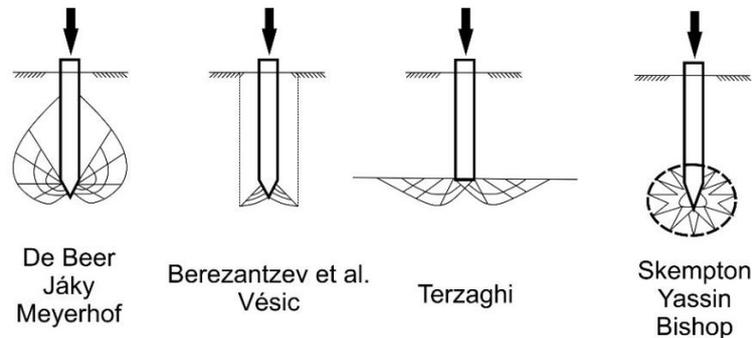


Figura 2.36. Superfícies de ruptura de estacas sujeitas à compressão.

Pesquisas experimentais conduzidas por Meyerhof (1956, 1976) indicam que uma estaca deve ser instalada a uma profundidade da ordem de dez vezes o diâmetro (10ϕ) do fuste para plena mobilização da resistência de ponta do sistema estaca-solo.

De Beer (1963) observou profundidades semelhantes para solos arenosos. Análises numéricas e experimentais conduzidas por Altaee *et al.* (1992a; 1992b) em areias uniformes compactas sugerem que a zona de influência na base da estaca possui uma extensão equivalente a cinco vezes o diâmetro (5ϕ) acima e abaixo da cota de apoio da estaca.

Meyerhof (1951) e De Beer (1963) sugeriram que em solos homogêneos, a superfície de ruptura assume um formato similar à de uma curva espiral logarítmica (Figura 2.37). A superfície de ruptura generalizada caracteriza-se por uma extensão da superfície de ruptura até o fuste da estaca numa dada distância acima da cota de apoio da estaca. Eslami e Fellenius (1997) utilizaram esse modelo para simular a ruptura local ao redor da estaca, de modo a analisar a zona de influência do mecanismo de transferência de carga. A partir de uma análise de sensibilidade (Figura 2.38), observaram que a zona espiral logarítmica pode ser compreendida por uma distância equivalente a um intervalo de quatro a nove diâmetros do fuste da estaca (4 a 9ϕ) acima da cota de apoio da estaca, enquanto para a zona abaixo desta mesma cota, os autores notaram uma distância compreendida por um intervalo de um a uma vez e meia o diâmetro do fuste (1 a $1,5\phi$), dependendo do ângulo de atrito do solo.

A extensão horizontal da zona de influência da ponta da estaca varia em um intervalo equivalente de dois a quatro diâmetros do fuste da estaca. Nos casos em que o solo adjacente a

ponta da estaca é heterogêneo, o padrão da superfície de ruptura pode ser distinto tanto em tamanho como em formato (Karimpour-Fard e Eslami, 2013).

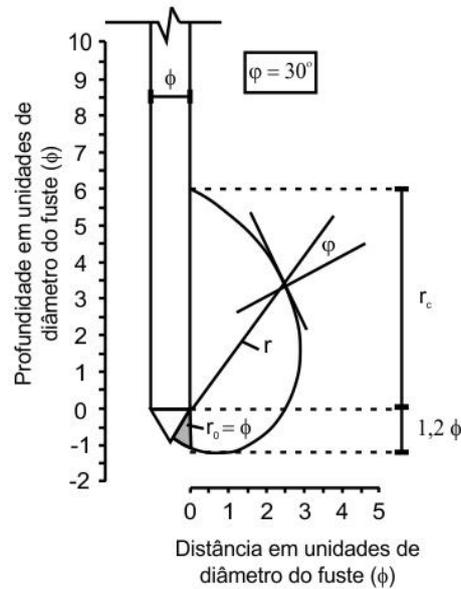


Figura 2.37. Superfícies de ruptura de estacas sujeitas à compressão (modificado – Karimpour-Fard e Eslami, 2013).

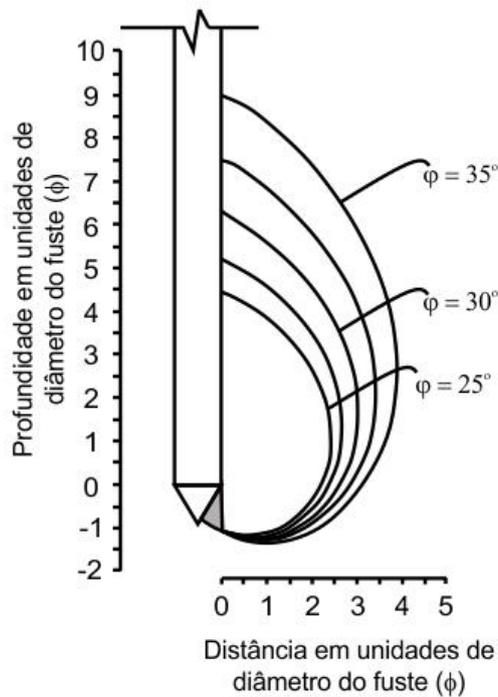


Figura 2.38. Influência do ângulo de atrito do solo na zona de influência da superfície de ruptura (modificado – Karimpour-Fard e Eslami, 2013).

2.8. MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Conceitos relativos à Teoria da Elasticidade e as teorias de análise limite (plasticidade), em conjunto com os fundamentos da Mecânica dos Solos, desenvolvida por Terzaghi tem usualmente sido empregados para análise de diversos desafios no contexto geotécnico. Deste modo, modelos constitutivos foram desenvolvidos para simular o comportamento mecânico, hidráulico e térmico dos solos, com base em ensaios de campo e laboratório, além da experiência acumulada em diversas obras ao longo dos anos. Os modelos constitutivos incipientes apresentavam uma reduzida quantidade parâmetros e simples aplicação, no entanto, indicavam limitações na reprodução do comportamento dos solos em obras geotécnicas. O emprego destes modelos constitutivos é mais frequente devido a facilidade na obtenção dos parâmetros, bem como pela velocidade de convergência e interpretação dos resultados.

Ao longo dos anos, novos modelos constitutivos foram desenvolvidos e implementados nos mais diversos *softwares* do mercado. Em alguns casos, o emprego de modelos constitutivos mais avançados como o *Cam-clay*, não resulta em uma maior complexidade, pois os parâmetros podem ser determinados em ensaios de laboratório correntes. Ao passo que a utilização de modelos constitutivos mais refinados, pode requerer a obtenção de parâmetros complexos, necessitando assim, da realização de ensaios de laboratório destoantes da prática geotécnica corrente no Brasil. Além disso, dependendo da complexidade do modelo constitutivo adotado (quantidade e diversidade de ensaios de laboratório necessários), pode-se observar um acréscimo significativo do tempo de processamento e convergência da solução, tornando a utilização do mesmo inviável, e por vezes até, discutível. Deste modo, infere-se que uma boa prática da modelagem numérica consista no emprego do modelo constitutivo que reúna características tais como: menor tempo de processamento, menor quantidade de parâmetros além disso, uma maior representatividade do comportamento real do solo.

A modelagem numérica de um fenômeno físico consiste inicialmente na identificação dos fatores que influenciam o problema. Em seguida, devem ser escolhidos adequadamente os princípios físicos e as variáveis, dependentes e independentes, que descrevem o problema, resultando num modelo matemático constituído por um conjunto de equações diferenciais (Silva, 2015). A solução destas equações é atribuída aos métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos (MEF).

O princípio fundamental do método dos elementos finitos consiste na divisão do contínuo em elementos conectados por nós, que interagem entre si (Figura 2.39). O comportamento é formulado em função da geometria e das condições de contorno. Como a divisão do domínio

pode ser qualquer, este método tem grande vantagem em casos de geometria complexa. Além disso, como cada elemento pode ter propriedades próprias pode-se resolver problemas com materiais heterogêneos.

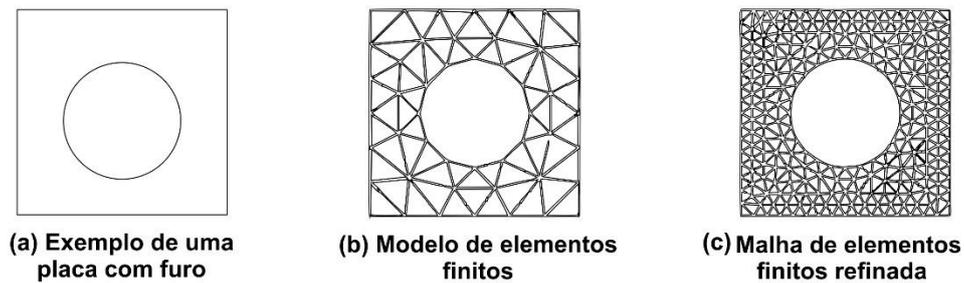


Figura 2.39. Geometria e malha de elementos finitos (modificado – Fish e Belytschko, 2007).

Briançon *et al.* (2011) denotam que os resultados obtidos a partir destes métodos produz uma solução aproximada cuja precisão depende de algumas características, tais como: modelo de leis constitutivas de materiais e interfaces, discretização adequada da malha (mais fina onde as variações de campo de tensão são maiores), tipos de elementos empregados (número de nós) e leis de interpolação incorporadas em cada elemento, uso de interfaces entre elementos estruturais e do solo, a fim de permitir a integração de fenômenos de interação solo-estrutura, bem como das condições de contorno adotadas.

O método dos elementos finitos (MEF) é de aplicação usual na engenharia geotécnica, dada a característica de simular problemas com distintos, materiais, geometria e condições de contorno. Um processo simplificado do método é descrito a seguir:

1) Discretização do domínio: Neste estágio, o domínio é discretizado em elementos infinitesimais denominadas de elementos. Os elementos são descritos por nós nas extremidades, assim, os elementos e os nós são numerados, fazendo-se uma conexão local entre o número local do nó e o global, determinando deste modo as coordenadas para cada nó. Para problemas bidimensionais, os elementos finitos costumam ser triangulares ou quadrangulares (Figura 2.40), de forma que os nós geralmente são designados nos vértices dos elementos, podendo-se introduzir nós adicionais nos elementos.

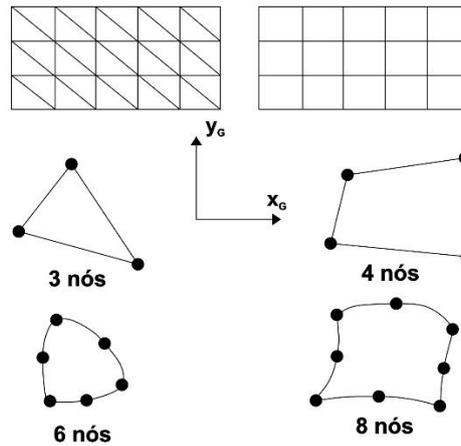


Figura 2.40. Típica divisão de elementos finitos 2D (Pott e Zdravkovic, 2001).

2) Aproximação da variável primária. Nesta etapa, a variável é selecionada (como por exemplo, deslocamentos) e são estabelecidas regras de como esta variável se comportará nos elementos.

3) Equações dos elementos. As equações dos elementos são aquelas que governam o comportamento de cada elemento, combinando as condições de compatibilidade, equilíbrio e condição constitutiva. As equações de equilíbrio do elemento podem ser obtidas aplicando os princípios da energia potencial mínima ou do trabalho virtual (Equação 2.34).

$$[K_E] \cdot \{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad (2.34)$$

Onde $[K_E]$ é a matriz de rigidez do elemento, $\{\Delta d_E\}$ é o vetor incremento de deslocamentos do elemento, e $\{\Delta R_E\}$ é o vetor da matriz de forças do elemento.

4) Resolução das equações globais. As equações de equilíbrio globais são obtidas a partir de todos os elementos do domínio, (Equação 2.35).

$$[K_G] \cdot \{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (2.35)$$

Onde $[K_E]$ é a matriz de rigidez global, $\{\Delta d_E\}$ é o vetor global dos incrementos de deslocamentos, e $\{\Delta R_E\}$ é o vetor da matriz global de forças.

5) Condições de contorno. Nesta etapa, são formuladas as equações de contorno do problema e as equações globais são modificadas. Sobrecargas afetam $\{\Delta R_G\}$, enquanto deslocamentos afetam $\{\Delta d_G\}$.

6) Resolução das equações globais. As equações globais estão sob a forma de diversas equações simultâneas. Após a resolução dos sistemas de equações são obtidos os deslocamentos $\{\Delta d_G\}$ de todos os nós. A partir destes deslocamentos nodais, são calculadas as tensões e as deformações.

Dentre os diversos desafios da engenharia geotécnica, destaca-se a análise do comportamento mecânico de fundações por estacas sujeitas à carregamentos axiais de compressão e de tração a partir de métodos numéricos (Baars e Niekerk, 1999; Lee e Salgado, 1999; Wehnert e Vermeer, 2004; Rebolledo *et al.* 2019). Diante desse contexto, evidencia-se ainda, a relevância da compreensão da superfície de ruptura de estacas submetidas à solicitações axiais de compressão e tração (Harris e Madabhushi 2015; Zeinoddini *et al.* 2015; Faizi *et al.* 2015; Baars, 2017; Chen *et al.* 2020), com ênfase em estacas equipadas com a tecnologia *Expander Body*, as quais apresentam uma base alargada similar a estacas do tipo Franki e Tubulões, além de instituírem um novo estado de tensão nos solos a partir das distintas etapas de injeção do EB, tendo em vista uma lacuna significativa na literatura em relação a este processo executivo. O avanço tecnológico computadores tornou o método de elementos finitos (MEF) mais acessível, fazendo com que diversos engenheiros e pesquisadores utilizassem *softwares* comerciais (PLAXIS, MIDAS, RSPile, Cesar - LCPC e outros) para o desenvolvimento de pesquisas, bem como para o dimensionamento e a análise de desempenho de projetos geotécnicos.

2.8.1. Informações Relativas ao *Software* Plaxis

Rebolledo *et al.* (2019) descrevem que o uso de ferramentas numéricas para pesquisas relacionadas a solos lateríticos está se tornando cada vez mais comum, incluindo o *software* Plaxis, entre outros. O Plaxis é uma ferramenta de análise mais versátil do que outros programas comerciais para a análise de problemas práticos e é cada vez mais empregado por empresas geotécnicas em todo o mundo.

O PLAXIS é utilizado para análise de tensões e deformações em solos, possuindo a versão 2D, utilizada para o caso de estado plano de deformações ou em modelos axissimétricos, além da possibilidade da utilização da versão 3D. Para os casos estudados nesta tese, serão realizadas simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos por meio do programa

comercial PLAXIS V 23 ULTIMATE 1.0.136, bidimensional (2D). Basicamente, tal método consiste na divisão de um meio contínuo utilizando uma malha, constituída de vários elementos. Cada elemento, dependendo da sua forma geométrica e da acurácia desejada, possui uma determinada quantidade de nós. No caso do PLAXIS 2D, o contínuo é dividido em elementos triangulares com 15 nós ou 6 nós (Figura 2.41).

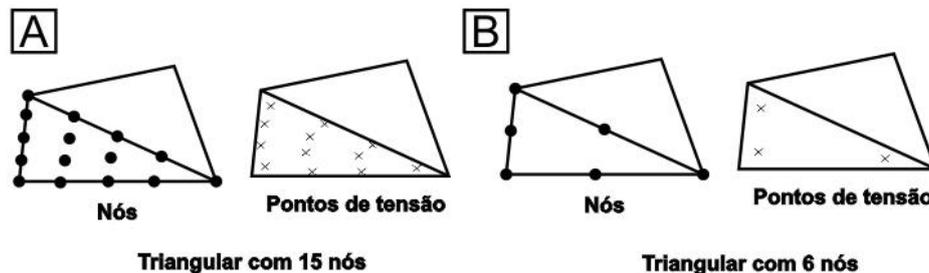


Figura 2.41. Tipos de elementos finitos do PLAXIS 2D (PLAXIS, 2023).

Para prever o comportamento do solo, um modelo constitutivo é utilizado. O programa Plaxis disponibiliza diversos modelos: Elástico Linear, Mohr-Coulomb, *Soft-Soil*, *Hardening-Soil*, *Soft-Soil Creep* e outros. Definida a geometria do problema, o modelo constitutivo de cada material, as condições de contorno (carregamentos, deslocamentos prescritos, nível de água, etc.) e a malha, um sistema linear é fornecido. A resolução do sistema linear fornece os deslocamentos dos nós do elemento ou as tensões geradas em nós internos ao elemento (pontos de integração ou pontos de Gauss), para o caso do problema analisado ser o de análise de tensões. Um outro tipo de problema que pode ser analisado pelo programa é o de fluxo, que trata da análise de poropressões geradas, seja por carregamento ou por inserção de uma linha freática na geometria do problema (Araújo, 2009). O programa possui interface gráfica, o que permite uma boa interação com o usuário. Além disso, está dividido em quatro sub-rotinas: *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*. Na primeira, definem-se a geometria do problema, os modelos e os parâmetros dos solos, as condições de contorno e a malha, que no caso do PLAXIS V 23 ULTIMATE 1.0.136, é triangular, sendo esta gerada automaticamente. Na segunda, definem-se o tipo de análise, carregamento e deslocamento aplicado ou construção em estágios e os pontos para os quais o programa deve calcular os deslocamentos/força ou tensões/deformações. A terceira sub-rotina apresenta graficamente os resultados obtidos: malha deformada, deslocamentos ou deformações ao longo da malha, poropressões, etc. A última interface traça os gráficos que o usuário deseja nos pontos selecionados na sub-rotina *Calculation*. Maiores detalhes sobre o programa são apresentados em Brinkgreve *et al.* (2014).

Neste trabalho, serão empregados os modelos constitutivos *Hardening-Soil* e Mohr-Coulomb. O modelo Mohr-Coulomb é um modelo linear elástico perfeitamente plástico, com formulação simples e amplamente difundido no contexto geotécnico, devido a reduzida quantidade de parâmetros necessários para simulação do comportamento do solo. Neste modelo, as deformações são caracterizadas como elásticas e plásticas, de modo que o trecho linear é fundamentado na lei de Hooke, enquanto o trecho perfeitamente plástico é descrito de acordo com o critério de resistência de Mohr-Coulomb. O modelo utiliza quatro parâmetros de resistência e deformabilidade do solo: o ângulo de atrito (ϕ), coesão (c), ângulo de dilatância do solo (ψ), módulo de deformabilidade elástico (E_s) e coeficiente de Poisson (ν).

O modelo constitutivo *Hardening Soil* é um modelo hiperbólico avançado desenvolvido para materiais com comportamento elasto-plástico (Schanz *et al.* 1999). Schanz *et al.* (1999) utilizaram o modelo para análise de grandes deformações em problemas de expansão de cavidade em ensaios pressiométricos realizados em areia fofa. O modelo utiliza o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o qual é governado pelo ângulo de atrito do solo (ϕ), coesão do solo (c), ângulo de dilatância do solo (ψ), contudo, apresenta uma superfície de plastificação adicional para modelar deformações plásticas irreversíveis devido a compressão primária em um carregamento isotrópico. O modelo emprega três módulos de deformabilidade distintos para descrever a rigidez do solo: o módulo de deformabilidade edométrico (E_{oed}), o módulo de deformabilidade secante (E_{50}) e o módulo de deformabilidade de carregamento e descarregamento (E_{ur}), os quais podem ser obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial. Além disso, o modelo considera a dependência dos parâmetros de rigidez de acordo com o estado de tensões do solo, a partir de uma função exponencial descrita por um parâmetro m , o qual define a dependência das tensões.

O apêndice G apresenta maiores detalhes relativos aos modelos constitutivos empregados nesta pesquisa (*Hardening-Soil* e Mohr-Coulomb), tais como: Função de Plastificação, Lei de Endurecimento, Lei de Fluxo e parâmetros adotados.

2.8.2. Estudos numéricos realizados previamente

As fundações por estacas estão entre os tipos mais clássicos de fundações na engenharia geotécnica e são de particular interesse em perfis estratigráficos lateríticos, colapsíveis e não-saturados, devido as possíveis limitações diante do emprego de fundações superficiais. Além disso, o adequado desempenho da superestrutura está diretamente relacionado com o comportamento do sistema estaca-solo. Um aspecto fundamental para uma previsão confiável

da capacidade de carga axial de estacas para fins de projeto, é compreender como o método de instalação influencia os estados de tensão no solo circundante a fundação.

Schmüdderich *et al.* (2020) apontam que diversos estudos têm sido conduzidos adotando a análise do efeito de instalação a partir do método dos elementos finitos. O emprego do método dos elementos finitos para tais problemas requer algumas suposições simplificadoras para abordar a alteração do estado de tensões no solo em torno da estaca durante a instalação. Como as ferramentas de execução de estacas alteram as tensões horizontais devido a movimentos laterais no solo, devem ser feitas suposições em modelos numéricos para lidar com tal efeito. Este efeito pode ser simulado pela aplicação de expansão de volume, deslocamento radial ou mudança de tensões radiais devido à instalação da estaca.

A utilização da tecnologia *Expander Body* na base do elemento de fundação apresenta-se como uma alternativa proeminente nos casos em que o sistema estaca-solo não apresenta capacidade de carga adequada. Apesar da difusão e do amplo crescimento no uso desta alternativa, Schmüdderich *et al.* (2020) descrevem a necessidade da investigação de uma abordagem numérica para simular o processo de instalação do EB (expansão e a segunda etapa de injeção). Verificando assim a existência de uma lacuna quanto ao método apropriado para estimar numericamente o aumento da capacidade de carga de estacas equipadas com o EB. Para prever com precisão a resposta do sistema, um modelo numérico em conjunto com parâmetros constitutivos apropriados tem de ser adotado. Portanto, as imprecisões associadas aos modelos numéricos podem estar relacionadas à técnica de simulação, bem como às incertezas dos parâmetros constitutivos.

Sadud *et al.* (2014) analisaram numericamente a realização de provas de cargas (Figura 2.42b) nas estacas retratadas por Fellenius e Terceros Herrera (2014), utilizando o método dos elementos finitos, empregando os modelos constitutivos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil* para simular o comportamento da areia constituinte do perfil estratigráfico típico da cidade de Santa Cruz de La Sierra na Bolívia. Os autores utilizaram o *software* Plaxis e adotaram o domínio retangular, com uma profundidade equivalente a 20 m (1,1 a 2,1 L) e 15 m de comprimento (aproximadamente 45ϕ), como indicado na Figura 2.42a. Além disso, empregaram elementos triangulares de quinze nós e doze pontos de integração e a discretização da malha foi definida em um nível médio para a zona de baixa concentração de tensão entre os 3 e 15 m horizontais do modelo e para a zona de alta concentração de tensão entre os 0 e 3 m horizontais, o tamanho da malha é refinado a um nível fino.

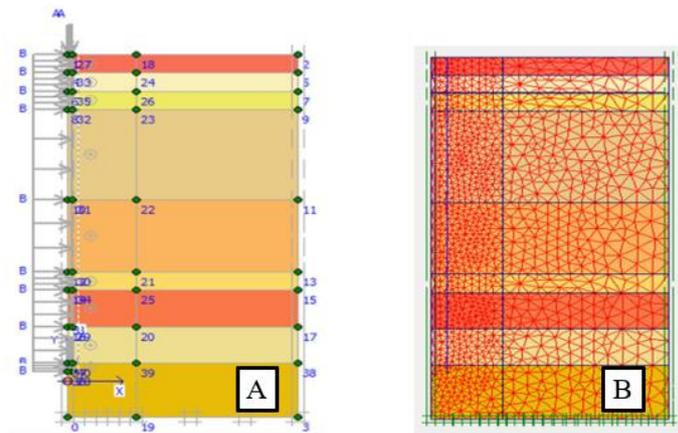


Figura 2.42. Simulação numérica: (a) – domínio; (b) – discretização da malha (modificado - Sadud *et al.* 2014).

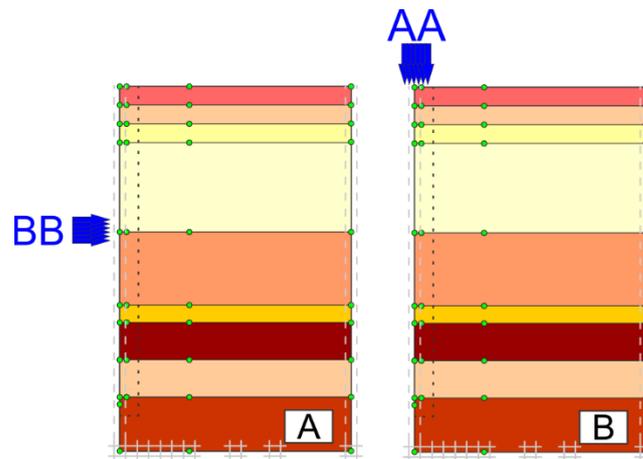


Figura 2.43. Simulação numérica: (a) – Expansão EB; (b) – prova de carga (modificado - Sadud *et al.* 2014).

Os autores descrevem que as simulações numéricas supracitadas empregando o modelo *Hardening Soil* simularam satisfatoriamente provas de carga em estacas escavadas com lama betonítica e hélice de deslocamento equipadas com e sem a tecnologia EB em perfil estratigráfico composto majoritariamente por solos granulares (areia e areias siltsas). Buscando simular a expansão do EB no solo, os autores consideraram que a mesma seria equivalente ao carregamento horizontal induzido ao maciço de solo que circunda o EB, sendo este carregamento estimado a partir da pressão máxima de injeção durante a expansão do EB (Figura 2.43a). A Figura 2.43b apresenta a simulação numérica do carregamento da estaca.

Rebolledo *et al.* (2019) obtiveram, calibraram e validaram parâmetros mecânicos característicos dos solos lateríticos da cidade de Brasília para o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS), com base em ensaios de laboratório e de campo conduzidos em pesquisas realizadas (Sales, 2000; Guimarães, 2002; Mota 2003) no campo experimental da Universidade de Brasília

(CEGUnB). Os autores descrevem que o *Hardening Soil* (HS) é um dos modelos constitutivos mais completos disponíveis no *software* Plaxis (Schanz *et al.* 1999; Brinkgreve *et al.* 2014, 2015), sendo este capaz de calcular as deformações totais utilizando módulos de deformabilidade distintos que descrevem a rigidez do solo em função do nível de tensões em trajetórias de tensões de carregamento, descarregamento e recarregamento. Além de considerar o endurecimento devido ao cisalhamento, que é usado para modelar deformações plásticas irreversíveis ocasionadas por um carregamento primário desviatório, e o endurecimento devido à compressão, que é usado para modelar deformações plásticas irreversíveis devido à compressão primária em um carregamento edométrico e isotrópico.

Um dos processos de validação empregados por Rebolledo *et al.* (2019) consistiu na simulação numérica de provas de carga em estaca escavada mecanicamente com comprimentos entre 7,2 e 7,8 m. e um diâmetro de 0,3 m. Devido à geometria cilíndrica do problema, o modelo foi considerado como sendo axissimétrico (Figura 2.44). O domínio retangular, com uma profundidade equivalente a 20 m (2,6 a 2,7 L) e 15 m de comprimento (aproximadamente 50ϕ), foi discretizado por uma malha de elementos finitos com 4,298 elementos triangulares de 15 nós, considerando o refinamento da malha ao redor da estaca. As condições de contorno lateral foram fixadas no sentido horizontal, e as condições de contorno vertical da base do domínio foi fixada em ambos os sentidos. Os autores ainda descrevem que as análises de sensibilidade demonstraram que o refinamento da malha era suficiente para obter resultados precisos. A estaca de concreto foi assumida como linearmente elástica, com um módulo de deformabilidade de 25 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,20. Para considerar adequadamente as interações entre a superfície da estaca e o solo, foram adicionados cinco pares de elementos de interface dos nós.

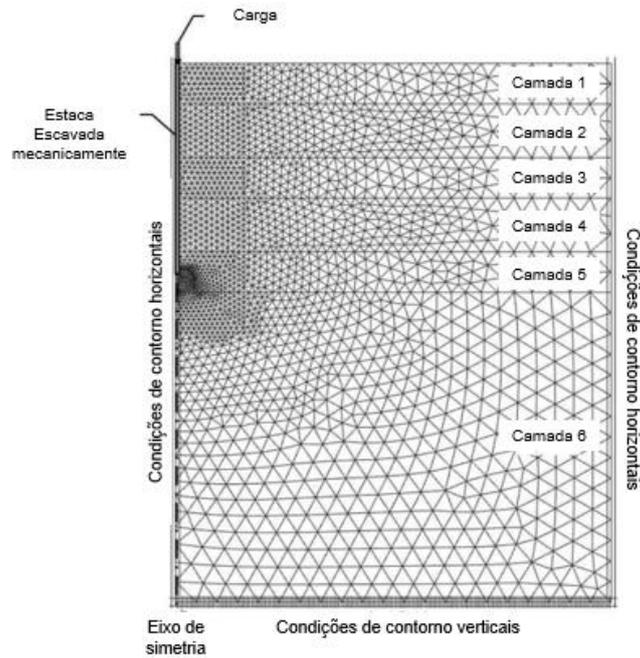


Figura 2.44. Simulação numérica de prova de carga (modificado - Rebolledo *et al.* 2019).

A simulação numérica foi realizada considerando três etapas de análise, a primeira consiste da instalação da estaca a partir da substituição do material de solo pelo material da estaca (concreto armado), a segunda da aplicação e incremento dos estágios de carga de acordo com os realizados em provas de cargas (30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240 e 270 kN), e por fim, o descarregamento total da estaca. A Figura 2.45 exibe a comparação das curvas carga *versus* recalque experimentalis e numéricas, observando assim um bom ajuste entre os dados medidos e as estimativas numéricas.

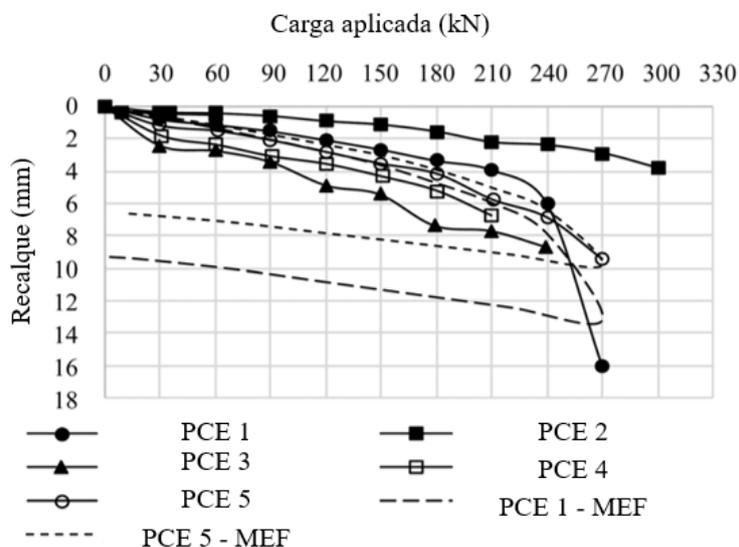


Figura 2.45. Comparação das curvas carga *versus* recalque experimentais e numéricas (modificado - Rebolledo *et al.* 2019).

Ao utilizar o *software* Plaxis 2D, Schmüdderich *et al.* (2020) conduziram análises numéricas de três estacas do campo experimental desenvolvido pelo comitê de fundações profundas (TC 212) da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos (ISSMGE), localizada na cidade de Santa Cruz de la Sierra, na Bolívia. Os autores utilizaram o método dos elementos finitos associado a parâmetros estimados a partir de distintos ensaios de campo (DMT, SDMT, CPTu), empregando o modelo constitutivo Hardening Soil-Small (HSS), para realizar a modelagem numérica de uma estaca escavada com lama bentonítica, uma estaca hélice de deslocamento e uma estaca hélice de deslocamento equipada com a tecnologia *Expander Body*. Além disso, os autores realizaram uma análise de sensibilidade buscando identificar os parâmetros constitutivos mais relevantes, bem como retroanálises para aprimorar as simulações.

Devido à geometria cilíndrica do problema, os autores empregaram uma análise bidimensional e axissimétrica (Figura 2.46a). Assim, a largura e a altura do modelo são de 15 e 20 m, o que equivale a aproximadamente 24 e 2 vezes o diâmetro e o comprimento do fuste da estaca, respectivamente (Figura 2.46a). Como mostrado na Figura 2.46b, o domínio do modelo é discretizado usando um número total de 3424 elementos triangulares de 15 nós. Para minimizar as aproximações associadas à discretização do modelo na análise de elementos finitos, os autores refinaram a malha dentro da estrutura da estaca, bem como em uma zona primária equivalente a três diâmetros (3ϕ) e em uma zona secundária de cinco diâmetros (5ϕ) abaixo da ponta e circundante ao fuste, sendo ϕ o diâmetro do fuste da estaca.

O tamanho da malha foi gradualmente aumentado em direção aos limites do modelo para minimizar o esforço computacional, enquanto assegura-se que os resultados apresentem alterações irrisórias, independentemente do aumento do tamanho da malha. Para assimilar de modo realístico a interação solo-estaca e para evitar concentrações de tensão nos contornos da base da fundação, elementos de interface são introduzidos nos contatos solo-estaca, estendendo-se 0,5 m verticalmente e horizontalmente das adjacências da ponta da estaca na quarta camada (Figura 2.46c). Além disso, para abordar a possibilidade de abertura ou fechamento da folga no contato entre a estaca e o solo, bem como deslocamento relativo e deslizamento plástico paralelo ao contato solo-estaca, os autores empregaram um elemento de interface elastoplástico no contato intermediário entre a estaca e o solo. Para definir as propriedades da interface, um conjunto completo de parâmetros com rigidez idêntica à do solo circundante e resistência ao cisalhamento reduzida ($\delta/\varphi' = 0,67$ para estaca escavada, $\delta/\varphi' = 0,9$ para hélice de deslocamento e $\delta/\varphi' = 1,0$ para a estaca equipada com o EB) foi adotada para a interface solo-estaca.

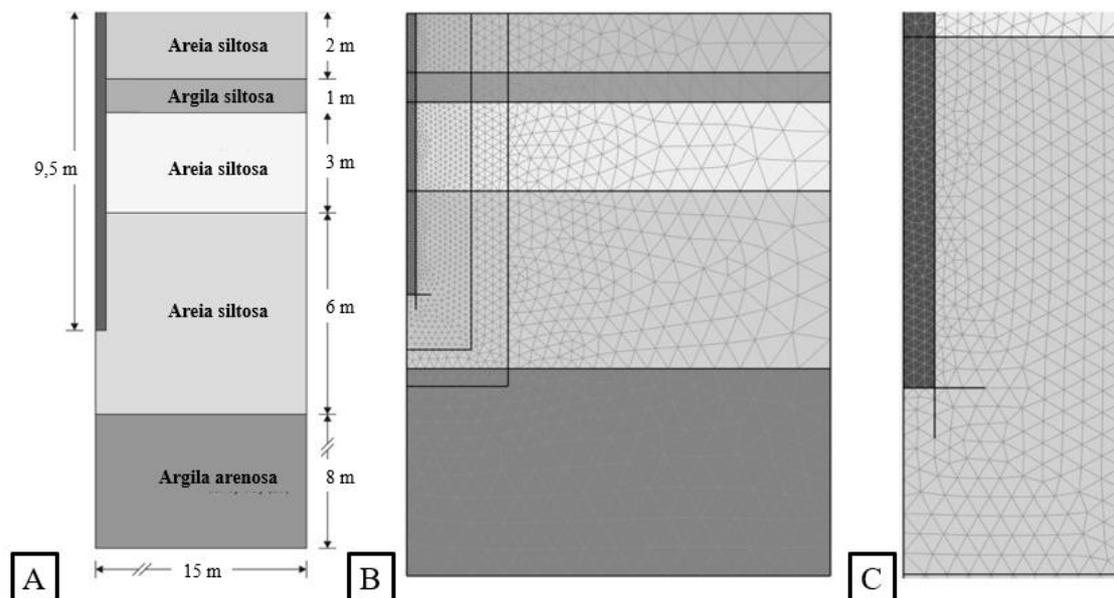


Figura 2.46. Modelagem numérica: (a) – Geometria do modelo; (b) – Discretização do modelo; (c) – vista ampliada da ponta e do fuste (modificado - Schmüdderich *et al.* 2020).

Nesta pesquisa realizada por Schmüdderich *et al.* (2020), a modelagem numérica para simular a construção e processo de carregamento da estaca escavada mecanicamente foi realizada como descrito em Wehnert e Vermeer (2004) e Han *et al.* (2017). Na fase inicial, as tensões geostáticas são ativadas (procedimento K_0). Na etapa de escavação, o volume do solo é removido, em seguida, na etapa de instalação da estaca, o volume da estaca é ativado e o material concreto é designado. Além disso, os elementos de interface são ativados para permitir uma interação realista entre a estaca e o solo. Por fim, na etapa de carregamento, aplica-se uma carga distribuída no topo da fundação (prova de carga). O processo de modelagem é esquematicamente apresentado na Figura 2.47.

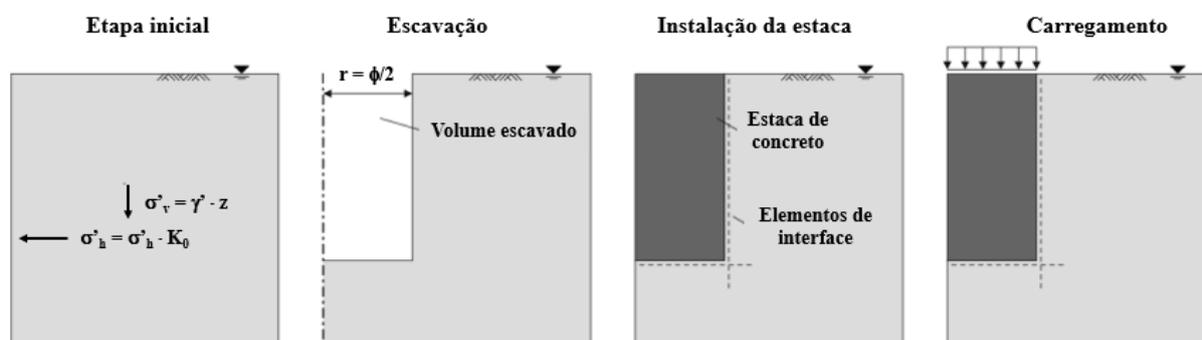


Figura 2.47. Etapas da modelagem numérica de uma estaca escavada (modificado - Schmüdderich *et al.* 2020).

Schmüdderich *et al.* (2020) ao abordarem o processo de modelagem numérica da tecnologia *Expander Body*, indicam que embora a expansão do EB altere as propriedades físicas do solo em seu entorno (ou seja, densidade, porosidade), a variação do estado de tensão e modificação da condição do solo do estado de repouso para o estado passivo tem o impacto mais significativo sobre a capacidade de carga da estaca. Isto pode ser atribuído a um maior coeficiente de empuxo de terra, bem como a mobilização completa da resistência ao cisalhamento do solo circundante ao EB. O acréscimo do estado de tensões em campo e o empuxo de terra ao redor da EB foram abordados pelos autores a partir da aplicação da deformação radial em torno do EB nas simulações numéricas, enquanto os impactos físicos foram negligenciados. Neste cenário, os autores adotaram uma zona de influência radial da expansão de cavidade da ordem de 0,3 m, correspondendo ao diâmetro da ferramenta de deslocamento utilizada para a instalação da estaca hélice de deslocamento. Maiores detalhes sobre a hipótese da zona de influência radial da expansão de cavidade podem ser encontrados em Basu *et al.* (2013), Krasíński (2014) e Schmüdderich *et al.* (2020).

Na modelagem numérica do problema, os elementos de solo dessa zona escavada são inicialmente desativados (Figura 2.48a). Em seguida, a expansão de cavidade decorrente da primeira etapa de injeção do EB (expansão) é modelada de acordo com o procedimento descrito em Krasíński (2014), sendo esta etapa descrita pela Figura 2.48b. Como mencionado anteriormente, o comprimento inicial do EB é de 1,2 m. Contudo, a instalação apropriada do EB com expansão uniforme, resulta no encurtamento de 0,2 m do comprimento inicial. Para efeitos da modelagem numérica, os autores consideram esta redução de comprimento como um fenômeno cinemático. A segunda etapa de injeção do EB pode ser simulada inicialmente pela desativação da zona com espessura de 0,2 m abaixo da zona de simulação do EB, seguida pela aplicação da pressão de injeção correspondente a esta etapa (Figura 2.48c).

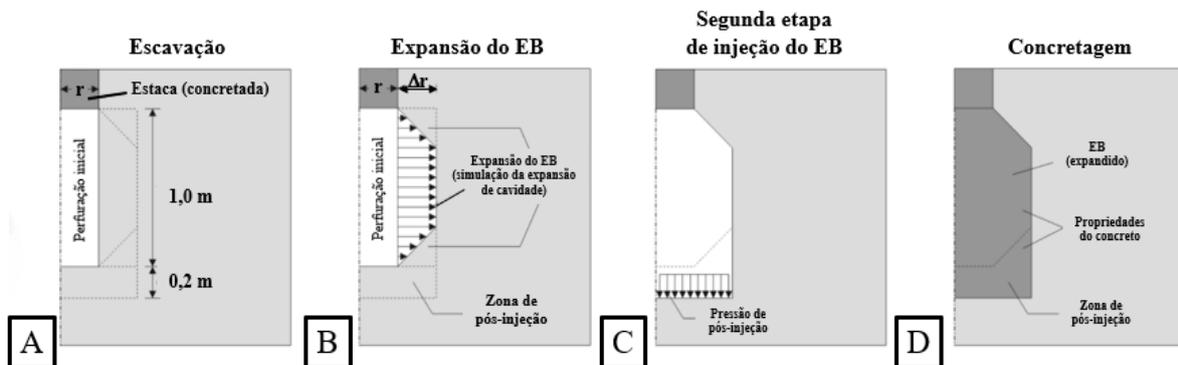


Figura 2.48. Modelagem numérica da instalação do EB: (a) – Escavação; (b) – Expansão do EB; (c) – Segunda etapa de injeção do EB; (d) – Concretagem; (modificado - Schmüdderich *et al.* 2020).

Pelo fato de os autores não possuírem os valores de pressão de injeção correspondente a segunda etapa de injeção do EB, diversos testes foram realizados em um estágio preliminar, utilizando pressões da ordem de 1 a 3 MPa. Contudo, os autores verificaram uma influência ínfima deste parâmetro na estimativa da curva carga *versus* recalque experimental desta estaca. Por fim, os elementos presentes na zona escavada são ativados e as propriedades do concreto endurecido são atribuídas. Adicionalmente, elementos de interface são introduzidos no limite da zona de instalação simulada do EB (Figura 2.48d), de modo que o ângulo de atrito adotado na interface do sistema solo-estaca seja $\delta = \varphi$ ($R_{int} = 1.0$).

Por fim, Schmüdderich *et al.* (2020) concluíram que a comparação dos resultados para a estaca hélice de deslocamento equipada com o EB mostrou-se satisfatória, pois a simulação do efeito de instalação do EB foi bem capturada a partir de procedimentos de expansão de cavidade e pré-carga da base, objetivando assim uma aproximação do procedimento de expansão e pós-injeção, respectivamente. A Figura 2.49 exibe uma análise comparativa das curvas carga *versus* recalque experimentais e numéricas utilizando distintas abordagens de expansão de cavidade para simular o processo de instalação da estaca equipada com o EB (as curvas pontilhadas, indicam a abordagem utilizando sub-camadas, enquanto as curvas cheias, denotam a abordagem com cisalhamento vertical).

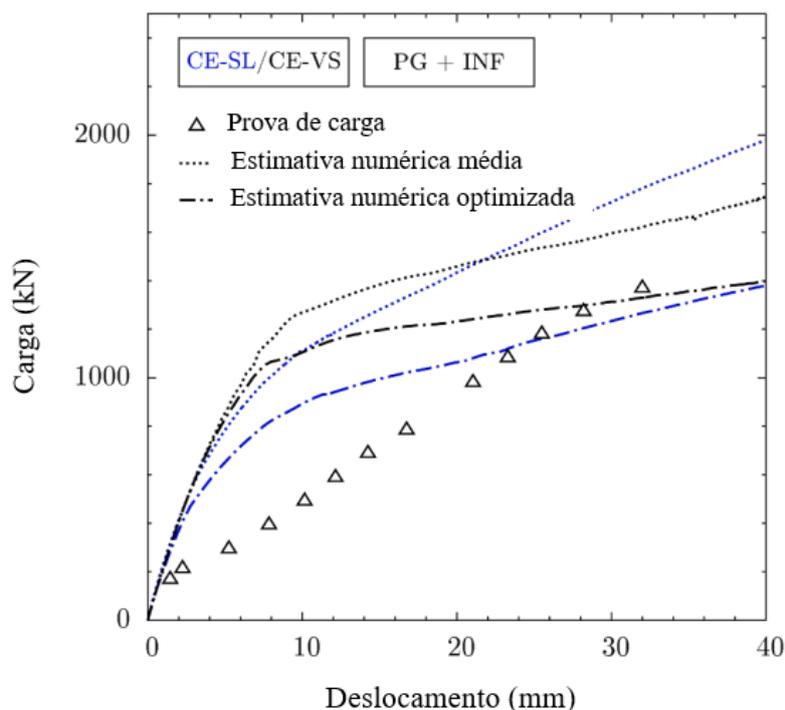


Figura 2.49. Análise comparativa das estimativas numéricas no caso da estaca hélice de deslocamento equipada com EB (modificado - Schmüdderich *et al.* 2020).

2.9. ASPECTOS GERAIS ABORDADOS NA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo de revisão bibliográfica, foram explorados diversos tópicos relacionados à capacidade de carga e deslocamento de fundações profundas. Além disso, foram discutidos os aspectos relativos aos processos construtivos e à influência da instalação da tecnologia *Expander Body*, bem como a teoria relacionada à expansão de cavidade associada a esse sistema. Especial destaque foi dado ao comportamento das estacas quando submetidas a forças de tração e compressão, assim como às particularidades dos solos tropicais. Adicionalmente, foram analisados em detalhes os mecanismos envolvidos na transferência de carga em estacas, abordando suas complexidades e implicações. Por fim, foram apresentadas estratégias empregadas na modelagem numérica de fundações profundas, com ênfase nas estacas equipadas com a tecnologia EB. A seguir, são apresentados alguns dos principais aspectos relacionados aos tópicos abordados na revisão bibliográfica.

Quanto aos aspectos relativos à tecnologia *Expander Body*:

O *Expander Body* (EB) é fabricado a partir de chapas de aço dobradas e sanfonadas, as quais são moldadas em um formato cilíndrico. Essas estruturas são instaladas na extremidade das estacas ou tirantes no solo. O corpo expansivo é inflado por meio da injeção de uma mistura de cimento, resultando na formação de um balão de aço altamente resistente à água (primeira etapa de injeção ou expansão do EB). Ao longo dos avanços tecnológicos, um novo dispositivo de injeção foi desenvolvido para ser aplicado após a expansão inicial do EB (segunda etapa de injeção do EB). Essa etapa adicional permite aprimorar as características do solo adjacente ao EB, além de preencher o volume de vazios gerado pela redução da seção longitudinal do EB durante a primeira etapa de injeção ou expansão. Uma das principais vantagens do sistema de monitoramento da injeção do EB reside na capacidade de avaliar as condições do solo circundante ao EB.

Quanto aos aspectos relativos à estimativa da capacidade de carga de estacas:

Niazi e Mayne (2013) relatam que as metodologias de estimativa de capacidade de carga têm evoluído constantemente nas últimas décadas. As primeiras metodologias associavam exclusivamente a parcela de atrito lateral à resistência ao cisalhamento do solo, enquanto propostas alternativas passaram a considerar também o empuxo do solo e o atrito entre a estaca e o solo. Posteriormente, foram desenvolvidas metodologias que levavam em conta aspectos como a história de tensões do solo, sensibilidade do solo, plasticidade de solos argilosos, densidade relativa de solos granulares, tensão efetiva do solo, mecanismo de ruptura progressivo, características de compressibilidade e método de instalação das estacas.

De forma similar, a parcela da resistência de ponta é influenciada por diversas características, tais como a configuração da ponta da estaca, o método de execução, o tipo de carregamento e as condições de drenagem. Albuquerque e Garcia (2020) descrevem que a capacidade de carga de fundações por estacas pode ser obtida através de fórmulas estáticas (teóricas e semiempíricas), provas de carga e modelos numéricos. Diversos pesquisadores destacam que os métodos de previsão de capacidade de carga propostos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1996) fornecem estimativas satisfatórias quando analisadas estacas escavadas no solo tropical de Brasília, no Distrito Federal (Camapum de Carvalho e Cunha, 1996; Cunha e Perez, 1998; Rodrigues *et al.* 1998; Camapum de Carvalho *et al.* 2002; Cunha *et al.* 2003; Mascarenha *et al.* 2004b; Mota *et al.* 2004; Anjos *et al.* 2006a; Anjos *et al.* 2006b; Rodrigues *et al.* 1998; Cunha, 2011; Mendoza *et al.* 2017).

Albuquerque (2001) verificou que, para estacas escavadas, o método de Philipponat (1978) forneceu valores de capacidade de carga próximos à média obtida em provas de carga lentas realizadas no solo colapsível, não-saturado e poroso do campo experimental da Unicamp.

A utilização do ensaio pressiométrico no Brasil como uma metodologia de investigação geotécnica e caracterização de solos tropicais e residuais tem apresentado resultados satisfatórios (Ortigão *et al.*, 1996; Schnaid e Mantaras, 1998; Schnaid e Coutinho, 2005; Cunha *et al.*, 2011; Angelim *et al.*, 2016; Rocha e Giacheti, 2018).

Ao avaliar a eficiência de métodos teóricos aplicados a estacas escavadas mecanicamente em solos porosos de Brasília, Mota *et al.* (2007) constataram que essas propostas superestimam consideravelmente a capacidade de carga total em comparação com os valores de referência obtidos em provas de carga instrumentadas com extensômetros elétricos.

Paschoalin Filho e Carvalho (2010) descrevem que a carga de ruptura de uma fundação tracionada pode ser quantificada como a soma do peso próprio do elemento de fundação, do peso de uma massa de solo contida no interior da superfície de ruptura e da resistência por cisalhamento que ocorre nessa.

Quanto aos aspectos relativos à estimativa do deslocamento de estacas:

A estimativa do deslocamento de fundações por estacas é uma das principais considerações de projeto durante o desenvolvimento de soluções para a transferência de carga das superestruturas de edifícios. A análise do recalque em fundações por estacas utilizando o método dos elementos finitos está diretamente relacionada à representatividade dos parâmetros utilizados. Isso ressalta a mesma questão encontrada em metodologias analíticas mais avançadas para a estimativa de recalque: a necessidade de realizar ensaios de laboratório, como ensaios triaxiais, e ensaios de campo que são pouco comuns no meio técnico.

Poulos (1989, 1993, 1994, 2000) destaca que a seleção apropriada dos valores de módulos de deformabilidade desempenha um papel mais importante na determinação do recalque de uma estaca do que o próprio método utilizado. Existem vários procedimentos para determinar os módulos de deformabilidade, incluindo ensaios de campo, ensaios de laboratório, correlações empíricas e retroanálise de provas de carga. A retroanálise é a abordagem mais adequada para determinar o módulo de deformabilidade do solo, que pode então ser comparado com os módulos obtidos por meio de vários tipos de ensaios de campo e laboratório, com o objetivo de indicar as metodologias mais adequadas para determinar as características de compressibilidade do solo para fins de projeto (Rocha Filho et al., 1998; Poulos, 1989, 1993, 1994).

No caso específico da argila porosa de Brasília, destacam-se os estudos de Cunha e Perez (1998), Cunha *et al.* (2001), Stewart *et al.* (2011) e Monteiro *et al.* (2021). Esses pesquisadores verificaram que os módulos de deformabilidade obtidos por meio de ensaios de campo, como SPT (Standard Penetration Test) e PMT (Pressiômetro), tendem a apresentar as melhores correspondências entre os valores previstos e medidos de recalque em estacas escavadas e estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB.

Quanto aos aspectos relativos à expansão de cavidade:

O pressiômetro e o *Expander Body* podem ser modelados como a expansão de um cilindro infinitamente longo, assumindo-se que o solo é homogêneo e isotrópico. A interpretação dos dados de ensaios pressiométricos para a previsão de parâmetros pode ser feita de forma tradicional, conforme descrito por Baguelin et al. (1978), ou de maneira racional, utilizando soluções analíticas (Hughes et al., 1977; Carter et al., 1986; Cunha, 1994; Cunha, 1996; Mántaras e Schnaid, 2002; Fontaine et al., 2005), ou até mesmo por meio de simulações utilizando o método dos elementos finitos em conjunto com modelos constitutivos (Chen e Abousleiman, 2013; Mo et al., 2014; Bernardes et al., 2021).

A maioria dos métodos de interpretação baseados em soluções analíticas utiliza a técnica de ajuste de curva, na qual a curva experimental fornecida pelo ensaio é comparada com o resultado de uma curva teórica gerada por um modelo analítico derivado da teoria de expansão de cavidade cilíndrica. Os parâmetros que determinam essa curva são selecionados pelo usuário, que avalia a qualidade do ajuste. A interdependência dos parâmetros constitutivos envolvidos (c , ϕ , σ_{h0} e G) evita erros significativos na interpretação dos ensaios pressiométricos, pois a escolha de um valor pouco realista para qualquer uma das variáveis reduz a possibilidade de ajuste (Cunha, 1996; Vecchi et al., 2000).

De acordo com Terceros Arce e Terceros Herrera (2016), a utilização da teoria de expansão de cavidade em solos tem se mostrado um critério confiável para avaliar os efeitos da instalação do EB no solo.

Quanto aos aspectos relativos ao comportamento tração *versus* compressão das estacas:

Yaegashi *et al.* (2018) analisaram 52 provas de carga estática em estacas, das quais 24 foram submetidas a esforços verticais de tração e 28 a esforços verticais de compressão. Essas provas foram realizadas nos Campos Experimentais da Unicamp-Campinas, USP-São Carlos e Unesp-Bauru. Os autores examinaram as relações entre a resistência por atrito lateral de estacas sujeitas a esforços de tração e compressão, considerando várias metodologias construtivas de fundações por estacas, como escavadas mecanicamente, hélice contínua, raiz, pré-moldada, apiloadas, Strauss, hélice de deslocamento, trilho e perfil metálico. Os resultados mostraram que a média dessa relação (Q_{LT}/Q_{LC}), considerando todas as estacas, foi de 93% ($Q_{LT} = 0,93 Q_{LC}$), com um coeficiente de variação de 18%.

Observou-se que a razão do atrito lateral na ruptura para a maioria das metodologias construtivas de fundações profundas submetidas a tração e compressão, instaladas em solos lateríticos, porosos e não saturados, apresentou uma tendência semelhante à das areias, situando-se dentro do intervalo verificado (0,7 a 1) para esses tipos de solo. Essa constatação é de grande relevância, pois em várias regiões do Brasil, é possível observar perfis estratigráficos semelhantes, com uma camada intemperizada inicialmente, que possui baixos valores de índice de resistência à penetração (N_{SPT}), geralmente sendo colapsível e não saturada, seguida por camadas de solo residual com valores de N_{SPT} eventualmente maiores.

Quanto aos aspectos relativos aos solos tropicais:

Os solos tropicais são caracterizados por apresentar propriedades singulares resultantes da atuação de processos pedológicos e geológicos típicos de regiões tropicais úmidas. Os perfis de solos tropicais são reconhecidos por apresentarem um comportamento coesivo-friccional e frequentemente estarem em condição não saturada. Nesses solos, fatores como estrutura, microestrutura, anisotropia, gênese e desestruturação têm uma influência maior em seu comportamento do que o histórico de tensões (Vaughan *et al.*, 1988). Portanto, o comportamento desses solos residuais, quando sujeitos a solicitações axiais de compressão ou tração, está intrinsecamente associado à condição não saturada, ao grau de alteração, à estrutura, à microestrutura e às características herdadas da rocha mãe.

Quanto aos aspectos relativos à transferência de carga de estacas:

O comportamento mecânico de uma estaca em diferentes estágios de carga até uma carga convencional ou uma carga "última" é explicado a partir da análise dos mecanismos de transferência de carga da estaca para o solo (Velloso e Lopes, 2010). Teixeira (1993), com base nas sugestões de alguns pesquisadores (Reese *et al.*, 1969; Toh *et al.*, 1989; Chang e Broms, 1991), descreve que o percentual de transferência de carga pela ponta geralmente varia de 10% a 25%. No entanto, para estacas escavadas, observam-se valores em torno de 10%. Tomlinson e Woodward (2020) indicam que deslocamentos na faixa de 0,3% a 1% do diâmetro do fuste da estaca são necessários para a mobilização total da resistência por atrito lateral, enquanto para a mobilização completa da resistência de ponta, são necessários deslocamentos equivalentes a 10% a 20% do diâmetro do fuste da estaca. Broms e Nord (1985) mencionam que deslocamentos de aproximadamente 3% a 5% do diâmetro do *Expander Body* (EB) são necessários para a mobilização completa da resistência de ponta em estacas equipadas com a tecnologia EB.

Quanto aos aspectos relativos à modelagem numérica de estacas:

Sadud *et al.* (2014) descrevem que as simulações numéricas empregando o modelo *Hardening Soil* foram capazes de simular satisfatoriamente provas de carga em estacas escavadas com lama betonítica e estacas hélice de deslocamento, equipadas ou não com a tecnologia EB, em perfis estratigráficos compostos principalmente por solos granulares, como areia e areias siltsas.

Schmüdderich *et al.* (2020) concluíram que o uso do modelo constitutivo *Hardening Soil-Small* (HSS) para a simulação de estacas hélice de deslocamento equipadas com o EB foi satisfatório. A simulação do efeito de instalação do EB foi bem capturada por meio dos procedimentos de expansão de cavidade e pré-carga da base, aproximando-se assim dos procedimentos de expansão e pós-injeção, respectivamente.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritas as informações gerais sobre o Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília, destacando-se os aspectos geológicos e geotécnicos dos solos constituintes do perfil estratigráfico analisado nesta pesquisa. Adicionalmente, são apresentados os procedimentos experimentais e os materiais empregados na execução das provas de cargas em estaca desta pesquisa. Em seguida, expõem-se as metodologias empregadas para estimativa da capacidade de carga e dos recalques das fundações por estacas analisadas nesta pesquisa. Os resultados de provas de carga em diferentes tipos de estacas executadas no Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília (CEFECUnB) são também apresentados neste capítulo. Por fim, aborda-se as distintas etapas de modelagem numérica das provas de carga em estacas equipadas com e sem a tecnologia *Expander Body*, utilizando o *software* Plaxis 2D.

3.1. INFORMAÇÕES GERAIS

A pesquisa foi conduzida em um anexo do Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEFECUnB), Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte – Brasília – DF. Este anexo encontra-se a uma distância da ordem de 20 m do CEFECUnB, no qual já foram realizados distintos ensaios de campo (SPT, SPT-T, CPT, PMT, DMT, DPL) e ensaios laboratoriais em amostras deformadas (ensaios de caracterização) e indeformadas (ensaios de compressão triaxial drenados e não-drenados, cisalhamento direto, e adensamento), retiradas de um poço de 12 m de profundidade. Adicionalmente, foram realizadas provas de carga estáticas de compressão vertical e horizontal. Cunha (2011) descreve em maiores detalhes as provas de carga realizadas neste campo experimental por pesquisadores predecessores. Ainda em relação aos ensaios previamente realizados, destacam-se os trabalhos de Guimarães (2002) e Mota (2003), no que se refere a caracterização do campo experimental a partir de ensaios de laboratório e de campo, respectivamente. Quanto aos parâmetros de resistência e deformabilidade das diversas camadas de solo do campo experimental validados para o modelo constitutivo *Hardening Soil*, cita-se o trabalho desenvolvido por Rebolledo *et al.* (2019).

3.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS E CLIMÁTICOS DO DISTRITO FEDERAL

O Distrito Federal é uma das 27 unidades federativas do Brasil. Situado na Região Centro-Oeste, é a menor unidade federativa brasileira e a única que não tem municípios, sendo dividida

em 33 regiões administrativas, totalizando uma área de aproximadamente 5761 km². Sendo limitado ao norte e ao sul pelos paralelos de 15°30' e 16°03', e a leste e oeste pelos rios Preto e Descoberto, nas proximidades dos meridianos 47°25', longitude extremo leste, e 48°12', longitude extremo oeste. Em seu território, está localizada a capital federal do Brasil, Brasília, que é também a sede de governo do Distrito Federal, localizada no Planalto Central (Figura 3.1).

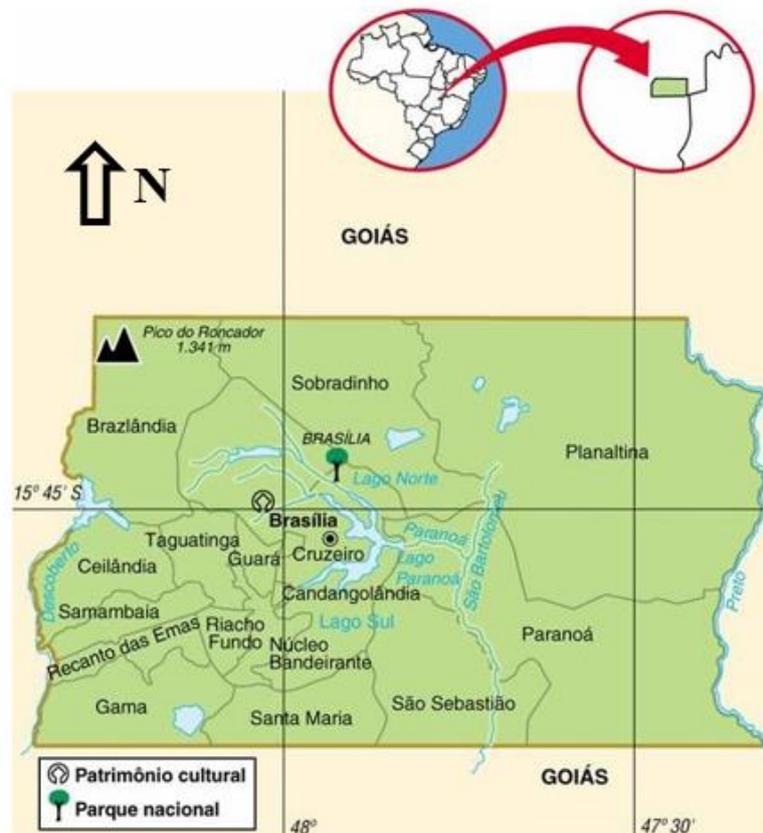


Figura 3.1. Mapa Geográfico do Distrito Federal (modificado – Mende, 2021).

Novaes Pinto (1993) descreve que o relevo se caracteriza pela predominância de grandes superfícies planas e suavemente onduladas, conhecidas como chapadas, situadas acima da cota de 1000 m. A altitude média situa-se em torno de 1100 m, e o ponto culminante a 1349 m, localizado a noroeste na Chapada da Contagem. A área do Distrito Federal constitui-se por cerca de 57% de terras altas que se apresentam como dispersoras das drenagens que fluem para as três mais importantes bacias fluviais do Brasil: Platina, rios São Bartolomeu e Descoberto, Tocantins/Araguaia, rio Maranhão e a do São Francisco, rio Preto.

Com base na classificação climática de Köppen, Alvares *et al.* (2013) definiram o clima de Goiás e do Distrito Federal como sendo do tipo Aw (clima tropical com inverno seco), com exceção de uma pequena porção localizada ao sul, na divisa com Mato Grosso do Sul,

classificada como do tipo Am (clima tropical de monção). Os mesmos autores definiram médias de temperatura anuais para o estado variando de 20 a 26 °C e índices pluviométricos anuais de 1.300 a 1.900 mm (Figura 3.2).

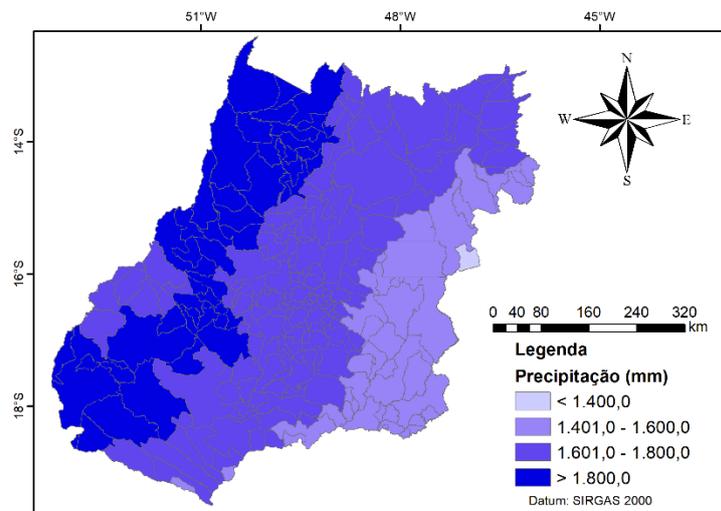


Figura 3.2. Médias de precipitação anual para o estado de Goiás e o Distrito Federal (Alvares *et al.* 2013).

De acordo com o INMET (2021), entre os anos de 2016 e 2020, período da realização das provas de carga realizadas no anexo do campo experimental apresentados nesta pesquisa, a média total mensal de precipitação na estação seca foi de 15 mm, enquanto na estação chuvosa foi de 178 mm. A precipitação média anual no período foi de 1416 mm (Figura 3.3).

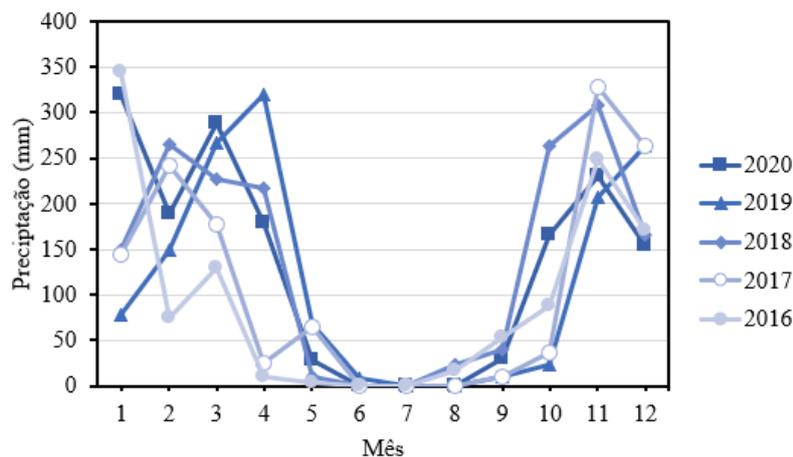


Figura 3.3. Distribuição da precipitação no Distrito Federal (INMET, 2021).

Blanco (1995) indica que a geomorfologia do Planalto Central possui características próprias, devido às características climáticas, geológicas e antrópicas. Em grande parte do Distrito Federal são encontradas chapadas, onde predomina um relevo residual e de aplainamento, com topografia plana e levemente ondulada. Zoby e Duarte (2001) ressaltam

que sob o aspecto geológico, o Distrito Federal está localizado na transição entre as zonas externa e interna da Faixa Brasília, tendo sido reconhecidas rochas pertencentes aos grupos Canastra, Araxá, Paranoá e Bambuí (Figura 3.4). Na área de estudo são identificadas rochas pertencentes aos grupos Paranoá e Canastra. O Grupo Paranoá é a unidade de mais ampla distribuição no DF ocupando cerca de 65% da área do DF. A sua estratigrafia na região é representada por seis unidades que, da base para o topo, são S, A, R3, Q3, R4 e PPC (Freitas Silva e Campos, 1998).

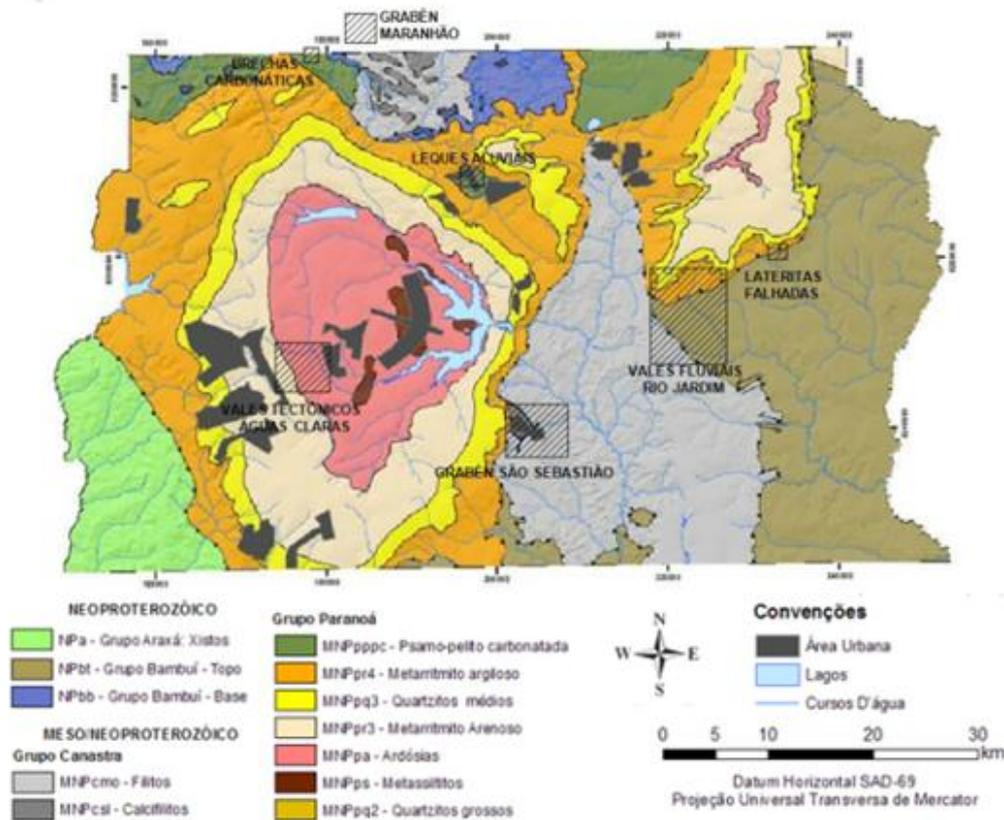


Figura 3.4. Mapa geológico do DF (modificado – Freitas Silva e Campos, 1998).

Freitas Silva e Campos (1998) descrevem estas unidades como uma alternância de estratos de quartzitos com granulometria fina a média (unidade Q3), metassiltito argiloso (unidade S), metarritmito arenoso (unidade R3), metarritmito argiloso (unidade R4) e ardósia (unidade A).

3.3. SOLOS DA REGIÃO DO DISTRITO FEDERAL

Os solos constituintes do subleito do Distrito Federal são bastante característicos daqueles que compõem a região do cerrado brasileiro, os quais apresentam uma característica peculiar em estado natural, elevada condutividade hidráulica, mesmo em elevadas ocorrências de argila na composição granulométrica do solo (até 90%). Nestes tipos de solos, usualmente ácidos, a

argila encontra-se agregada em grãos com tamanhos similares ao de areias, exibindo uma elevada condutividade hidráulica quando comparada a solos argilosos usuais (Mota, 2003). Ao contrário das regiões secas (menos de 800 mm/ano em média) onde solos muito argilosos são secos circun neutros ou alcalinos, fazendo com que a argila fique defloculada, sem poros, com baixa condutividade hidráulica e com pequena capacidade de armazenar água (Eiten, 1994).

Eiten (1994) descreve que quando a cobertura de solo é suficientemente profunda, o lençol freático no cerrado situa-se entre 15 e 35 m, ao passo que em áreas planas, o nível freático encontra-se em torno de 6 m. Sendo o mesmo identificado mais próximo à superfície, somente onde o cerrado faz contato com o campo úmido. Mota (2003) cita que diversos trabalhos foram desenvolvidos visando estudar os solos do Distrito Federal, sendo as primeiras fontes de informações encontradas no levantamento realizado pelo Serviço Nacional de Levantamento de Solos (EMBRAPA, 1978), de onde se obteve o mapa pedológico do DF (Figura 3.5) na escala 1:100.000.

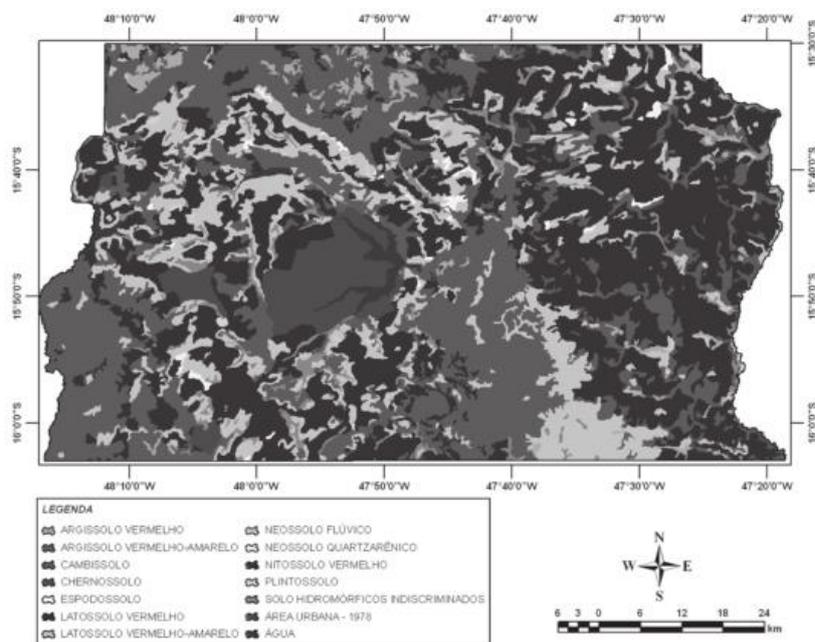


Figura 3.5. Mapa geológico do DF (modificado – EMBRAPA, 1978).

Ao longo dos anos, diversos pesquisadores abordaram aspectos relativos as características geotécnicas e geológicas do solo do Distrito Federal, buscando reproduzir uma melhor compreensão da camada superficial residual de solo que compõe majoritariamente a capital brasileira. Diante desse contexto, ressalta-se que o solo superficial do Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília apresenta características mecânicas e hidráulicas semelhantes aos dos solos ocorrentes no Distrito Federal. De acordo com Camapum de Carvalho e Mortari (1994), no Distrito Federal, as obras subterrâneas rasas

geralmente se localizam em horizontes de solos colapsíveis, argilosos de cor vermelha a vermelha amarelada, denominados pelos engenheiros geotécnicos da região como argila porosa.

Camapum de Carvalho *et al.* (1993) descrevem que a argila porosa é constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes proporções dependendo do domínio geológico local. Diversos pesquisadores observaram que os solos porosos colapsíveis de Brasília apresentam estrutura constituída por microporos e macroporos, sendo a instabilização desta o motivo do colapso (Camapum de Carvalho *et al.* 1994. Paixão e Camapum de Carvalho, 1994; Araki, 1997; Guimarães, 2002; Senaha, 2019; Camapum de Carvalho e Gitirana Jr, 2021), como indicado na Figura 3.6. Cardoso (1995) apresentou um estudo micromorfológico sobre solos profundamente intemperizados de diferentes áreas do DF, e constatou que estes são formados por agregados de matriz fortemente argilosa, interligados entre eles e a grãos de quartzo (areia) por pontes de argila, com índices de vazios elevados entre 1,0 e 2,0.

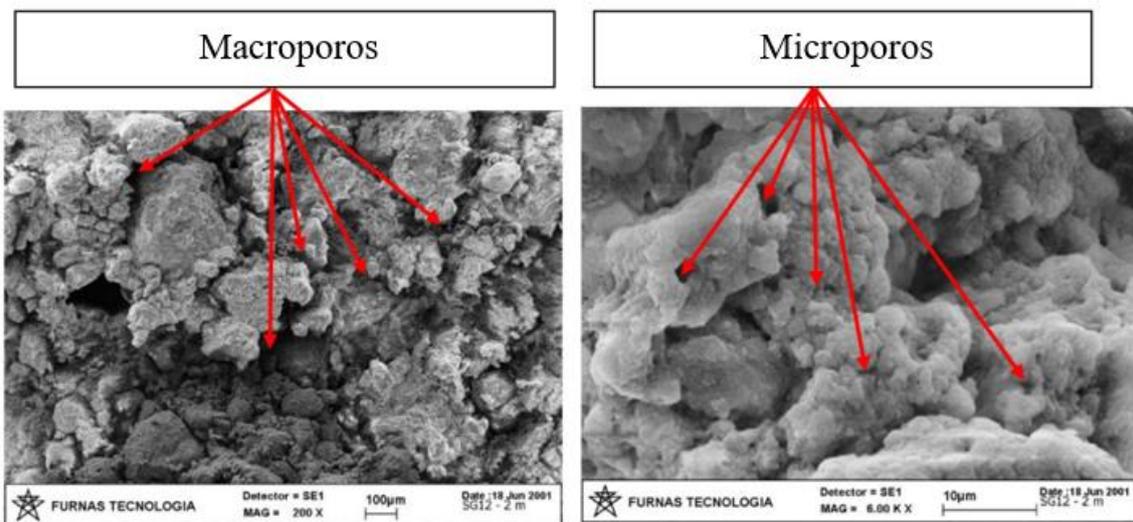


Figura 3.6. Microestrutura de solos lateríticos do Distrito Federal (modificado – Camapum de Carvalho e Gitirana Jr, 2021).

Ao analisar os solos ao longo da diretriz projetada para o metrô do Distrito Federal localizado na Asa Sul, Ortigão (1993), Ortigão (1994a) e Ortigão (1994b) verificaram que a argila porosa apresenta espessura variável com intervalo de 20 a 30 m e índices SPT entre 2 e 3 golpes, em geral com nível d'água profundo, sendo em alguns casos encontrado a 5,0 m de profundidade, como no final da Asa Sul. Araki (1997) verificou que a gibbsita e os minerais paracrystalinos de alumínio são predominantes nos primeiros metros, e sofrem uma redução gradual em seus teores de acordo com a profundidade, o que se reflete nos valores referentes a índices de vazios. Tal fenômeno sendo resultado do intemperismo químico mais intenso em condições

superficiais. Segundo Camapum de Carvalho e Gitirana Jr (2021), a camada de argila porosa apresenta um baixo índice de resistência à penetração (N_{SPT} variando de 1 a 6 golpes) e elevada condutividade hidráulica (10^{-5} a 10^{-6} m/s), apesar da matriz argilosa, sendo o comportamento em termos de permeabilidade similar aos solos granulares finos. Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentícias, apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominada colapso.

3.4. CAMPO EXPERIMENTAL DA UNB

Neste item são apresentados aspectos geológicos e geotécnicos do Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEFECUnB), além de abordar resultados de ensaios de laboratório e de campo realizados por pesquisadores predecessores (Guimarães, 2002; Mota, 2003), bem como a sua localização no Distrito Federal.

3.4.1. Localização

O CEFECUnB, situa-se no Campus Darcy Ribeiro, situado na Asa Norte de Brasília, DF. A posição geográfica do campo experimental é determinada pelas coordenadas $15^{\circ}45'56''$ de latitude sul e $47^{\circ}52'20''$ de longitude oeste, em uma área de aproximadamente 1000 m^2 (Figura 3.7). A distância média entre os eixos do Anexo do CEFECUnB e do CEFECUnB é da ordem de vinte metros (Figura 3.8).

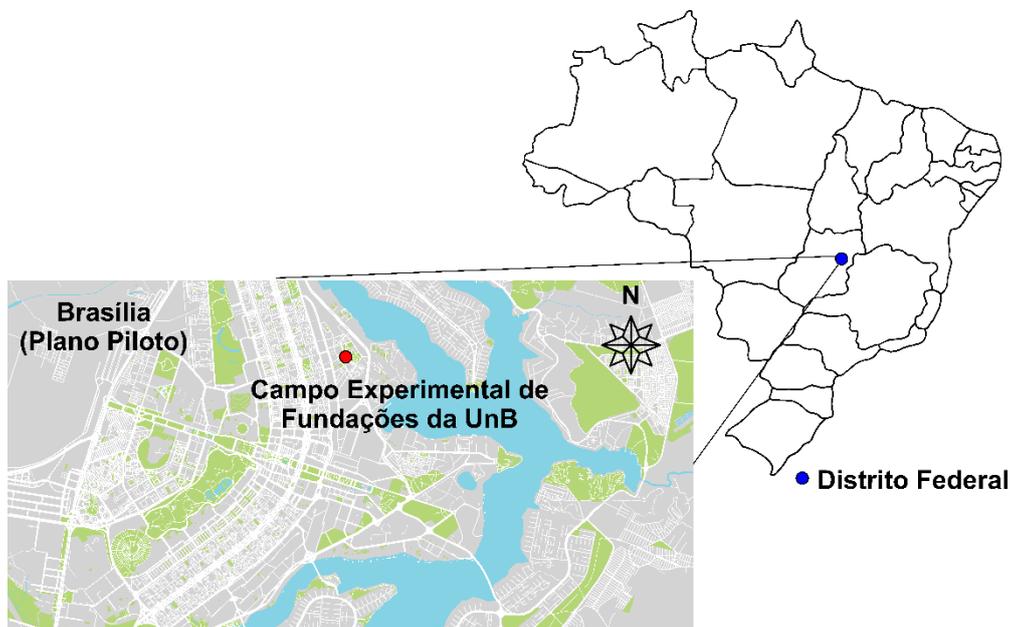


Figura 3.7. Localização do CEFECUnB.

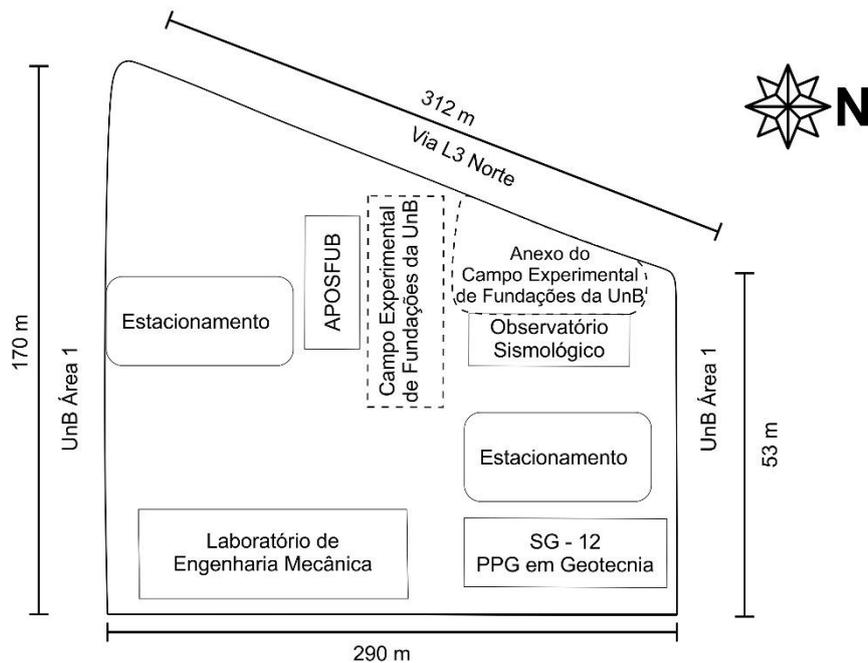
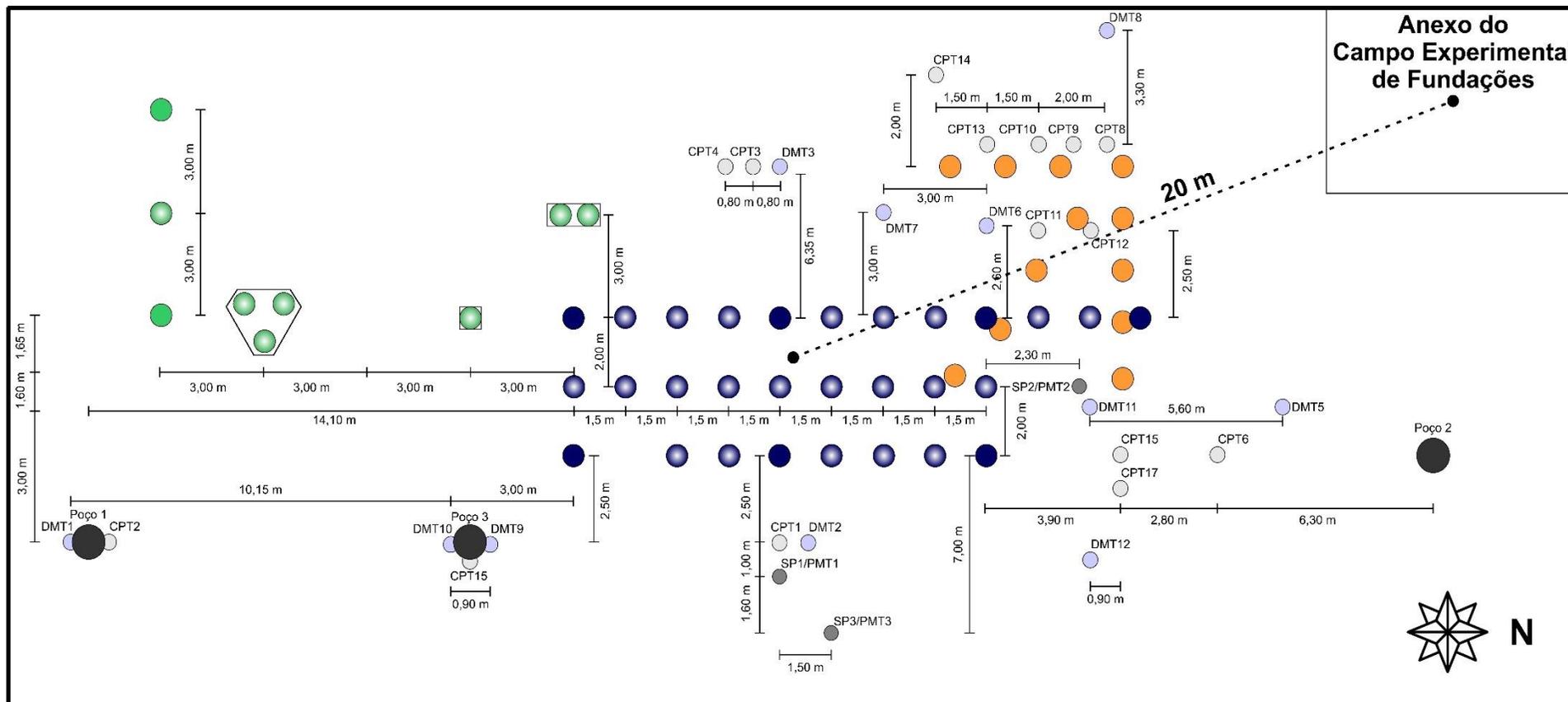


Figura 3.8. Localização do Anexo do CEFECUnB.

No CEFECUnB, Mota (2003) realizou ensaios de campo, tais como CPT e PMT, cujos resultados serão empregados nesta pesquisa. Diversas provas de carga em estacas foram realizadas em distintas metodologias construtivas de fundações profundas, tais como, estacas broca e escavadas mecanicamente, raiz, pré-moldada de concreto, strauss, apiloada, tubulão e hélice contínua monitorada. A Figura 3.9 apresenta a localização destas estacas no Campo Experimental de Fundações da UnB.

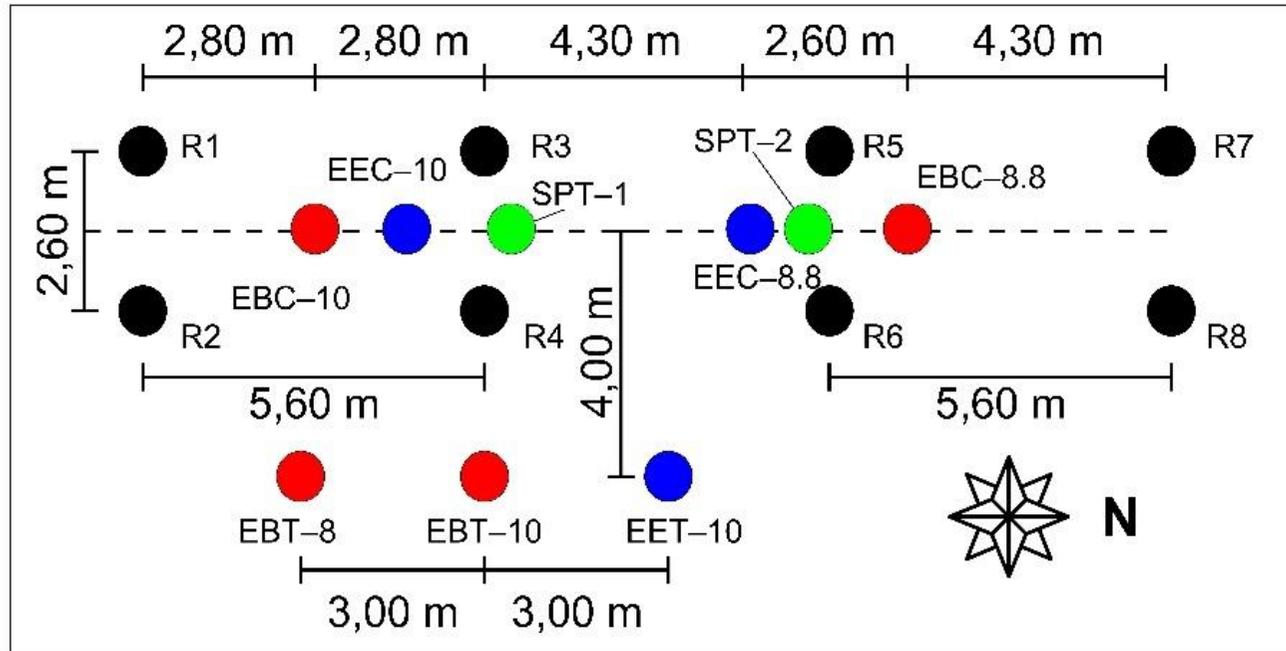


- | | |
|------------------------------------|---|
| ● Estacas Teste - Pérez (1997) | ● Poço de inspeção |
| ● Estacas de Reação - Pérez (1997) | ● Ensaio CPT |
| ● Estacas Teste - Anjos (2006) | ● Ensaio PMT |
| ● Estacas de Reação - Anjos (2006) | ● Ensaio DMT |
| ● Estacas Teste - Araújo (2009) | ● - - - - - ● Distância média entre o eixo do Anexo e do Campo Experimental de Fundações da UnB |

Figura 3.9. Localização das estacas e ensaios no Campo Experimental de Fundações da UnB (sem escala).

A Figura 3.10 exibe a localização das estacas teste, estacas de reação e dos furos para realização dos ensaios SPT no anexo Campo Experimental da UnB. Para possibilitar uma análise comparativa dos resultados, optou-se por utilizar os ensaios realizados durante a estação chuvosa do Distrito Federal (Dezembro a Maio), tendo em vista que a execução das provas de carga foram realizadas neste mesmo período. Nas análises realizadas nesta pesquisa em relação aos ensaios SPT, adotou-se os ensaios SPT-1 e SPT-2, pois os mesmos foram executados durante o período chuvoso, remetendo assim a condições similares da execução das provas de carga, além de apresentarem uma maior proximidade as estacas teste desta pesquisa. Já para os ensaios CPT e PMT, utilizou-se os ensaios mais próximos do Anexo do Campo Experimental da UnB, além de se empregar apenas ensaios realizados durante a estação chuvosa. Assim os ensaios CPT-8 a CPT-14 e PMT-1 realizados por Mota (2003) foram selecionados para as análises desta tese (Figura 3.9).

VIA L3 SENTIDO NORTE



- Estacas Teste sem Expander Body
- Estacas Teste com Expander Body
- Estacas de Reação
- Ensaio SPT

EEC -10: L = 10 m; ϕ = 0,3 m; Compressão

EBC -10: L = 10 m; ϕ = 0,3 m; ϕ_{EB} = 0,6 m; Compressão

EEC -8.8: L = 8,8 m; ϕ = 0,3 m; Compressão

EBC -8.8: L = 8,8 m; ϕ = 0,3 m; ϕ_{EB} = 0,6 m; Compressão

EET- 10: L = 10 m; ϕ = 0,25 m; Tração

EBT- 10: L = 10 m; ϕ = 0,25 m; ϕ_{EB} = 0,6 m; Tração

EBT- 8: L = 8 m; ϕ = 0,25 m; ϕ_{EB} = 0,6 m; Tração

Figura 3.10. Localização das estacas e ensaios no Anexo do Campo Experimental de Fundações da UnB.

3.4.2. Características Geotécnicas e Geológicas

O perfil estratigráfico do Campo Experimental de Fundações da UnB é composto superficialmente por uma camada de solo laterítico vermelho argiloso, regionalmente denominada como "argila porosa", que apresenta valores de resistência reduzidos quando analisados com resultados dos ensaios de campo do tipo SPT, CPT ou DMT (Mota, 2003). Esta camada superficial, também apresenta elevada condutividade hidráulica (10^{-5} a 10^{-6} m/s), observando assim grande similaridade com as propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos superficiais do Distrito Federal, como exposto por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr (2021). No Campo Experimental de Fundações da UnB, a ocorrência desse solo característico do Distrito Federal sobrevém até profundidades da ordem de 6m. Em consequência da elevada porosidade e dos tipos de ligações cimentícias, este solo apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, sobretudo para profundidades superficiais inferiores a 6 m. Cunha e Camapum de Carvalho (1997) descrevem que este material é sobrejacente a uma camada de solo residual proveniente da alteração de ardósias, denominado de silte argiloso de comportamento extremamente anisotrópico. A identificação da transição entre estas camadas é caracterizada pelo acréscimo dos índices de resistência a penetração dos ensaios de campo, tais como SPT, CPT e DMT, ao atingirem o solo residual.

Pastore (1996) *apud* Anjos (2006) descreve que o perfil estratigráfico do campo experimental da UnB apresenta horizontes bem distintos. A Figura 3.11 exhibe amostras deformadas obtidas durante a realização de ensaios do tipo SPT.

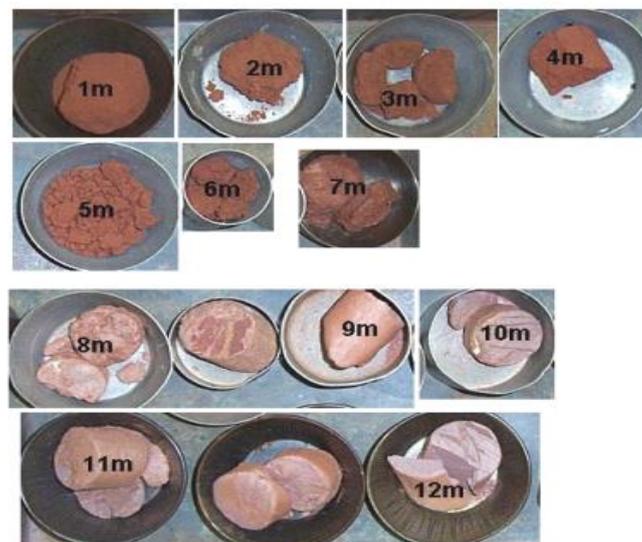


Figura 3.11. Amostras deformadas obtidas em ensaios SPT (modificado – Anjos, 2006).

O perfil estratigráfico é inicialmente composto por um horizonte de solo residual laterítico sendo constituído por uma argila arenosa vermelho escura (0 a 5 m) e uma argila pedregulho arenosa vermelho escura (5 a 8,8 m), seguido por um horizonte de transição, composto de um solo laterítico (8,8 a 9,8 m) e poucas estruturas reliquiárias (9,8 a 10,3 m). Por fim, identifica-se um horizonte de solo saprolítico de ardósia, constituído por intercalações de quartzo (10,3 a 11,3 m) e um silte argiloso vermelho (11,3 a 15,0 m).

Mota (2003) e Anjos (2006) relatam que até 18 m de profundidade (profundidade limite das sondagens realizadas no campo experimental), a presença do nível do lençol freático não foi identificada. Ainda diante desse contexto, destaca-se que a presença do nível do lençol freático também não foi identificada nos ensaios SPT realizados no Anexo do Campo Experimental de Fundações da UnB, os quais apresentaram uma profundidade máxima de ensaio de 14m.

Quanto a avaliação de propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas de amostras indeformadas, Guimarães (2002) e Mota (2003) descrevem que foram retirados dez blocos indeformados a cada metro de profundidade e realizados ensaios de caracterização, plasticidade e micro estrutura, bem como ensaios para determinação da curva característica, com medidas de sucção matricial e total, ensaios de adensamento, cisalhamento direto, cisalhamento metal-solo e ensaios triaxiais do tipo K_0 e adensado não drenado (CIU) tanto em estado natural quanto saturado. Guimarães (2002) ainda apresenta um estudo da microestrutura por análises feitas utilizando microscopia eletrônica de varredura em amostras indeformadas. Maiores detalhes relativos a estes ensaios são descritos em Camapum de Carvalho *et al.* (1994), Camapum de Carvalho *et al.* (1995), Blanco (1995), Cardoso (1995), Ortigão *et al.* (1996), Araki (1997), Cunha e Camapum de Carvalho (1997), Jardim (1998), Peixoto (1999), Cardoso (2002), Guimarães (2002), Mota (2003), Mascarenhas *et al.* (2004a), Araújo (2009), Cunha (2011), Senaha (2019) e Camapum de Carvalho e Gitirana Jr (2021).

Guimarães (2002) relata a existência de uma boa relação das propriedades físicas com as características mineralógicas e microestruturais, permitindo assim uma subdivisão do perfil estratigráfico do Campo Experimental de Fundações da UnB. O autor descreve que o perfil estratigráfico então pode ser identificado inicialmente por um horizonte de areia argilo-siltosa porosa (0 a 3,5 m), com predominância de gibbsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (entre 1,27 e 1,60), peso específico dos sólidos (γ_s) em torno de 26,5 kN/m³ e IP médio de 10. Seguido por um horizonte de argila areno-siltosa (3,5 a 8,5 m), zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais vão gradualmente se alterando até encontrar o residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gibbsita, a porosidade e a macroporosidade vão paulatinamente diminuindo, com índice de vazios decrescente (1,27 para

0,89), peso específico dos sólidos e índice de plasticidade semelhante à camada anterior. A profundidade de 8 m corresponde à zona de transição. Por fim, observa-se um horizonte a partir da qual o solo assume textura mais siltosa, caracterizada pelo aumento do índice de vazios (0,96 a 1,08), do peso específico dos sólidos (em torno de $27,4 \text{ kN/m}^3$) e do IP (valor médio 17) com distribuição de poros mais homogênea. A ocorrência de gibbsita nesta profundidade já não é mais verificada. A Figura 3.12 apresenta a caracterização física do solo do Campo Experimental de Fundações da UnB ao longo da profundidade.

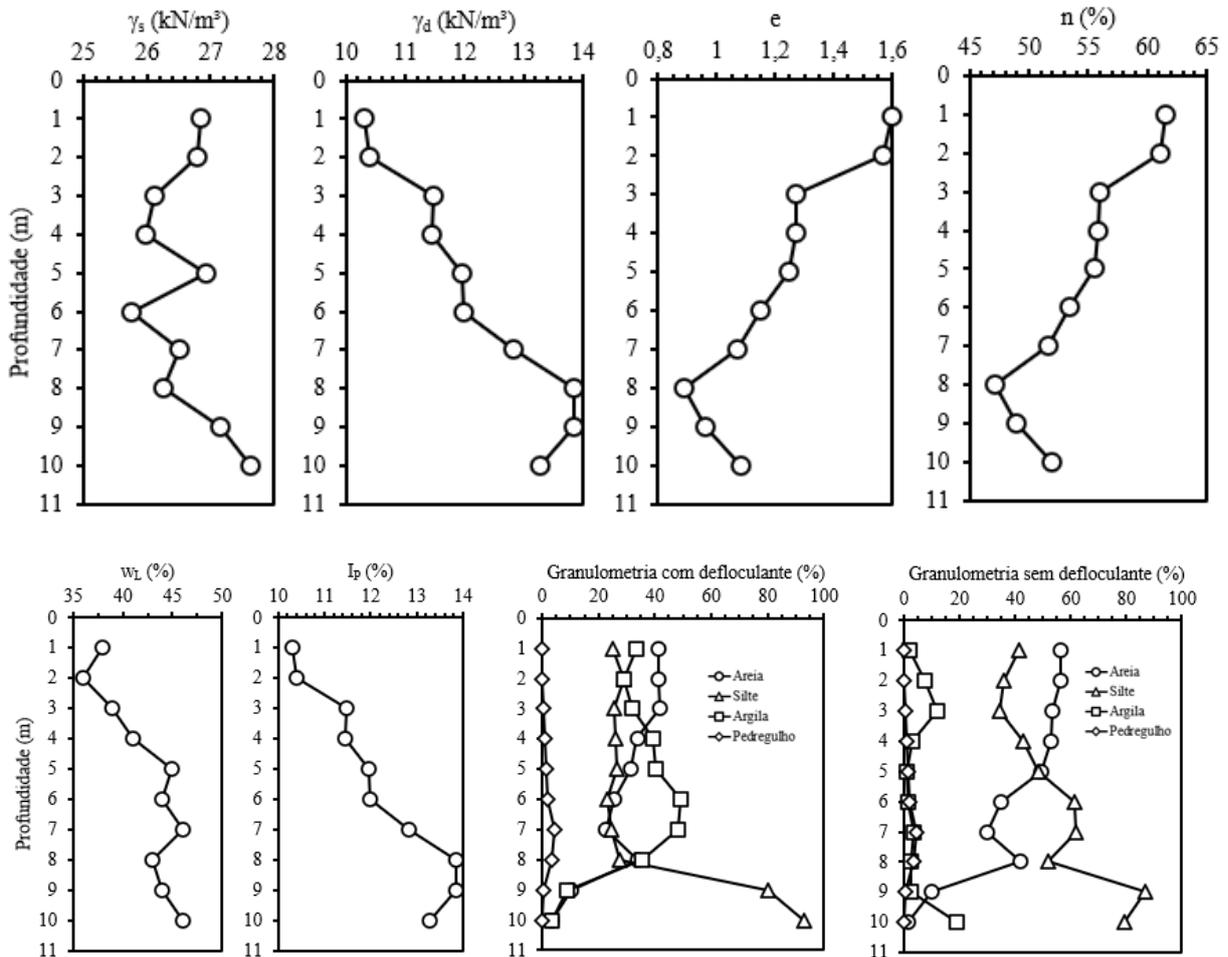


Figura 3.12. Caracterização física do Campo Experimental de Fundações da UnB (modificado – Guimarães, 2002).

Guimarães (2002) descreve que o decréscimo do índice de vazios ao longo da profundidade até 8m, tal característica pode ser associada com a redução do grau de intemperização ao longo da profundidade. O índice de plasticidade (I_p) apresenta valores similares até uma profundidade de aproximadamente 8 m, observando um acréscimo do mesmo a partir deste horizonte de solo. Esta tendência verificada para o índice de plasticidade (I_p) mostra que as variações de limite de plasticidade (w_p) e limite de liquidez (w_L) até a profundidade de 8 m são iguais para os dois

parâmetros, sendo que para as profundidades de 9 e 10 m, verifica-se uma redução do limite de plasticidade (w_p), ao passo que constata-se um pequeno acréscimo do limite de liquidez (w_L), tal fato, pode ser explicado por uma maior predominância de argilomineral do tipo caulinita, o qual apresenta uma menor coesão e plasticidade, quando comparados com argilominerais do tipo 2:1 (Ilita e Montmorilonita), sendo estes mais comuns em camadas com maior grau de intemperização, ou seja, as camadas superficiais do Campo Experimental de Fundações da UnB.

O perfil de solo apresenta uma camada areno argilo-siltoso até 3,5 metros com alto índice de vazios (entre 1,27 e 1,60), peso específico dos sólidos em torno de $26,5 \text{ kN/m}^3$ é típico deste solo, formado por argilominerais do tipo caulinita ($\gamma_s = 25,5 \text{ kN/m}^3$), bem como do mineral quartzo ($\gamma_s = 26,0 \text{ kN/m}^3$), óxido-hidróxido de ferro (hematita, $\gamma_s = 51,0 \text{ kN/m}^3$) e alumínio (gibbsita, $\gamma_s = 24,0 \text{ kN/m}^3$). O aumento de γ_s a partir de 8 m se deve provavelmente a gradual redução de gibbsita, enquanto o teor de hematita é mantido (Guimarães, 2002). A granulometria das amostras apresenta diferenças quando feitas com e sem defloculante, sendo que sem defloculantes a parcela de argila forma microagregados areno siltoso, dando características de um solo areno siltoso até 5 m de profundidade e silto arenosos de 6 a 9 m.

Um total de dezessete furos de ensaios de cone elétrico, CP-1 a CP-17, foram executados por Mota (2003) no campo experimental. Os valores de q_c e f_s foram medidos a cada 0,1 m com velocidade de cravação estática de $2 \times 10^{-2} \text{ m/s}$, conforme as normas D-3441 (ASTM, 1995a), D-5778 (ASTM, 1995b) e NBR 12069 (ABNT, 1991). Os ensaios CPT-8 a CPT-14 foram selecionados para as análises da presente pesquisa, pois os mesmos satisfazem os critérios de maior proximidade das estacas ensaiadas e de execução dos ensaios durante a estação chuvosa. Os valores de resistência a penetração do cone (q_c) apresentam uma boa concordância até uma profundidade de 7 m, ao passo que os valores de f_s apresentam uma convergência razoável até uma profundidade de 6 m. O acréscimo dos valores de q_c e f_s a partir de 8 m de profundidade, apresentam uma convergência satisfatória com o crescimento do índice de resistência a penetração do ensaio SPT (N_{SPT}), tal fato é explicado por se tratar de uma zona de transição entre o horizonte laterizado e o saprólito, sendo esta camada composta por concreções lateríticas. A Figura 3.13 mostra os valores de q_c , f_s e R_f (%) medidos ao longo da profundidade nos ensaios CPT-8 a CPT-14, enquanto a Figura 3.14 exhibe os valores médios q_c e f_s (média dos valores medidos a cada metro). Adicionalmente, são exibidas as variações dos respectivos desvios padrões bem como a dos coeficientes de variação ao longo da profundidade.

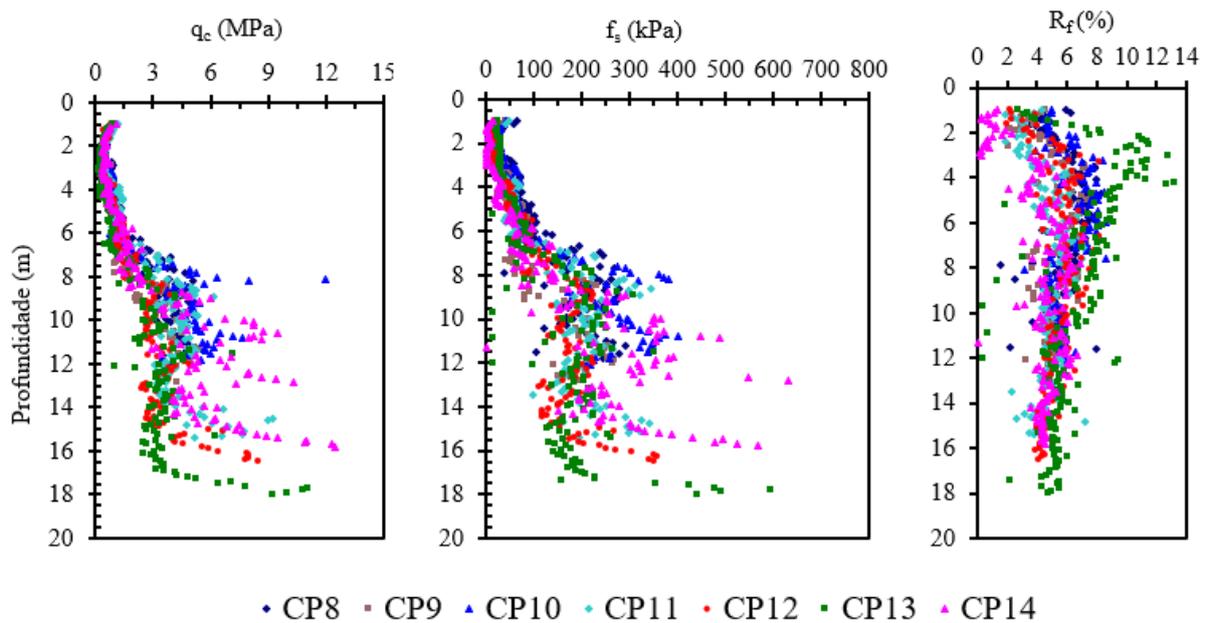


Figura 3.13. Resultados de ensaios de CPT (modificado – Mota, 2003).

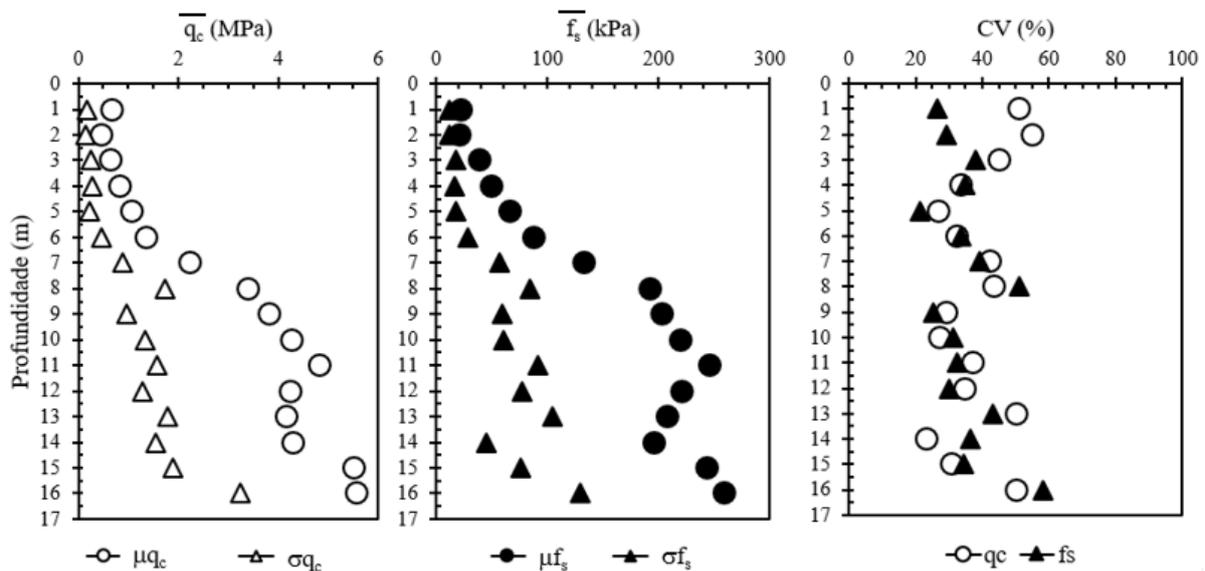


Figura 3.14. Valores médios, desvios padrões e coeficientes de variação dos resultados de ensaios CPT (modificado – Mota, 2003).

Mota (2003) realizou um ensaio pressiométrico (PMT-1) na umidade natural durante a estação chuvosa, com o pressiómetro tipo Ménard (sonda NX de 74 mm). O ensaio foi executado de acordo com os procedimentos recomendados pela norma D-4719 (ASTM, 1987), e durante o mesmo foram medidas as pressões aplicadas e as variações volumétricas correspondentes à expansão da cavidade cilíndrica na massa de solo, obtendo-se a curva pressiométrica necessária à determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade do

solo, bem como a previsão da tensão horizontal em campo. Este ensaio será empregado neste trabalho por satisfazer os critérios de maior proximidade das estacas ensaiadas e de execução do ensaio durante a estação chuvosa. A Figura 3.15 apresenta as curvas pressiométricas obtidas para o ensaio PMT - 1, realizados no campo experimental. As curvas foram corrigidas (correção de volume e pressão) e ajustadas de acordo com a metodologia proposta por Fontaine *et al.*, (2005). Dessa forma, as curvas são apresentadas a partir do P_0 (pressão inicial do tramo pseudo-elástico), removendo assim o trecho de recompressão. Ainda segundo Mota (2003), o método de análise dos resultados de PMT através de simulação teórica da curva de expansão de cavidade não apresentou resultados satisfatórios para os ensaios realizados na estação seca.

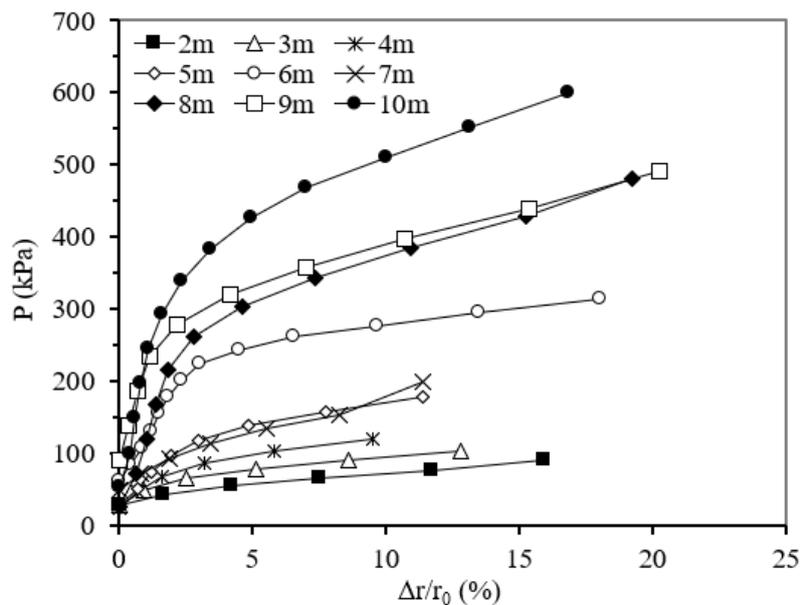


Figura 3.15. Curvas pressiométricas do ensaio PMT – 1 (modificado – Mota, 2003).

A partir das curvas pressiométricas, é possível determinar parâmetros necessários como a pressão efetiva (p_1^*), e o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), para se utilizar metodologias de estimativa de capacidade de carga a partir de ensaios pressiométricos. A Figura 3.16 apresenta os valores dos parâmetros supracitados. O valor obtido para a profundidade de 1 m foi descartado por apresentar problemas na medição do ensaio. Observa-se um acréscimo da pressão efetiva com a profundidade, bem como um desenvolvimento expressivo da pressão efetiva no horizonte saprolítico.

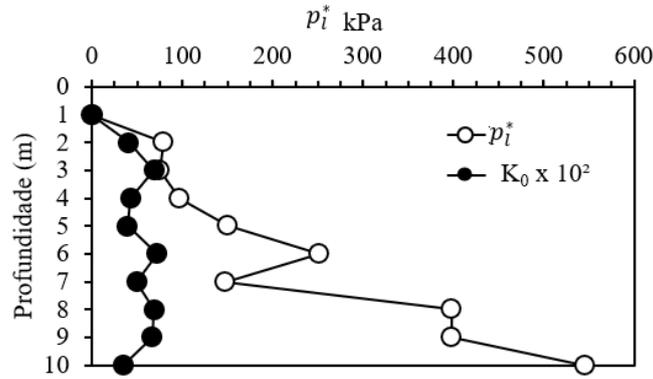


Figura 3.16. Valores de pressão efetiva do PMT e coeficiente de empuxo no repouso

Quatro sondagens do tipo SPT foram realizadas no Anexo do Campo Experimental de Fundações da UnB, no entanto, apenas as sondagens realizadas na estação chuvosa são apresentadas na Figura 3.17. Os furos SP-1 e SP-2 com 14,45 m de profundidade, executados de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001). Coletaram-se amostras de solo do trado, no final de cada avanço, e do amostrador, ambas para uma descrição táctil visual. Na Figura 3.17 são apresentados os valores de N_{SPT} ao longo da profundidade, bem como os valores médios e os respectivos coeficientes de variação ao longo da profundidade. Harr (1984) e Kulhawy (1992) indicam valores típicos de coeficiente de variação entre 15% e 45% para o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), dessa forma, observa-se que os coeficientes de variação estão situados dentro variabilidade encontrada na literatura. Robertson (2012) relata que o índice de resistência a penetração é inexpressivo quando o mesmo é maior que 50, devido a limitação da energia do martelo utilizado no ensaio SPT. Deste modo, adota-se um valor máximo de 50 para os valores de N_{SPT} empregados nesta pesquisa.

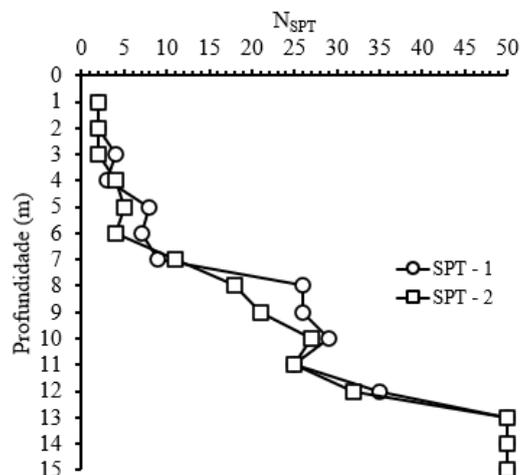


Figura 3.17. Valores de N_{SPT} versus profundidade.

A Figura 3.18 exibe distintas curvas características de sucção mátrica obtidas por Guimarães (2002) para diferentes profundidades. O formato da curva é influenciado tamanhos dos poros, bem como pelo tipo e distribuição dos solos.

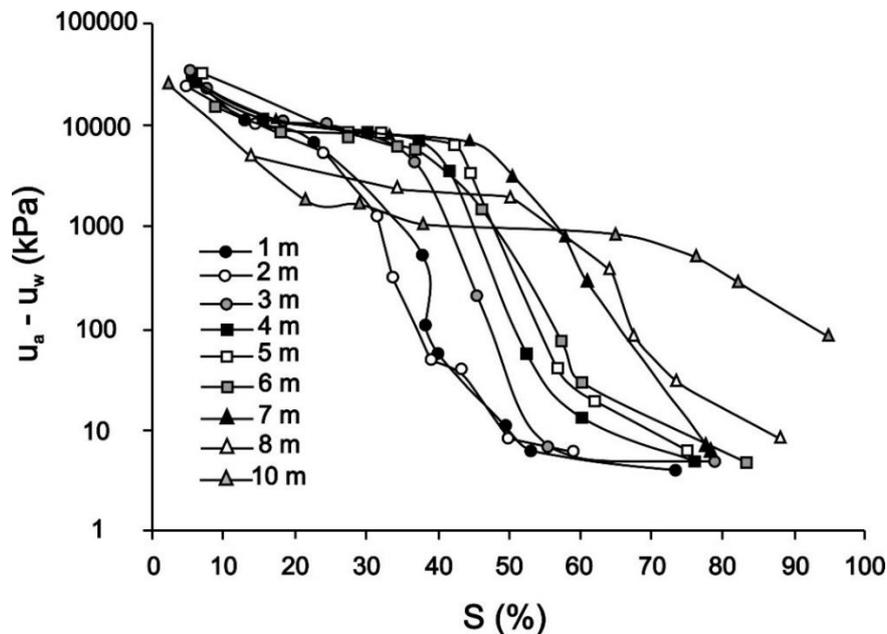


Figura 3.18. Curvas características do Campo Experimental da UnB (modificado – Mota, 2003).

O ponto de entrada de ar dos macroporos nas curvas características do Campo Experimental da UnB indica valores da ordem de 4 a 6 kPa para as amostras até 8 m de profundidade, ao passo que para amostras retiradas a uma profundidade de 10 m, verifica-se um valor da ordem de 100 kPa. Entre 1 e 6 metros de profundidade, as curvas apresentam formas semelhantes, mas deslocadas horizontalmente passando a ter sua inclinação cada vez mais suave a partir de 7 m de profundidade. Verifica-se que até 8 m de profundidade ocorre um aumento do valor do ponto de entrada de ar nos macroporos, bem como uma diminuição do índice de vazios (1,6 para 0,89), evidenciando o efeito do índice de vazios na análise da sucção nos solos tropicais. As curvas características são típicas de solos tropicais, com uma distribuição de poros bimodal. Camapum de Carvalho e Leroueil (2004) denotam que a distribuição de poros bimodal apresenta dois pontos de entrada de ar, sendo um nos macroporos e outro nos microporos. Para os solos estudados, o ponto de entrada de ar do macroporo é atingido para pequenos valores de sucção, ocorrendo, a partir deste ponto, grandes variações do grau de saturação para pequenas variações de sucção, até atingir-se o ponto correspondente ao término da entrada de ar nos macroporos. Neste ponto ocorre um aumento significativo da sucção até atingir-se o ponto de entrada de ar nos microporos.

A Figura 3.19 exibe a variação do perfil de umidade natural do Anexo do Campo Experimental em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB) ao longo de períodos distintos. A medição da umidade natural foi realizada a partir da coleta de amostras durante a execução dos ensaios SPT realizadas por EMBRE (2016). Verifica-se que a variação da umidade de acordo com a estação do ano (seca e chuvosa) é mais significativa (variações da ordem de 8 a 12%) nas camadas superficiais do Anexo do Campo Experimental (entre 1 e 3 m de profundidade). Enquanto nas profundidades entre 4 e 14 m, observa-se uma tendência oposta, ou seja, uma pequena variação do teor de umidade (variações da ordem de 3 a 5%). A Figura 3.20 exibe os valores de teor de umidade e grau de saturação do Anexo do Campo Experimental da UnB ao longo da profundidade.

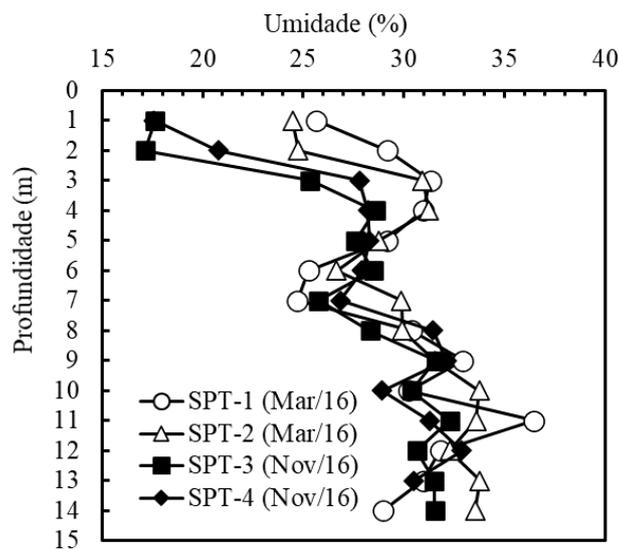


Figura 3.19. Perfil de umidade natural do Anexo do Campo Experimental da UnB.

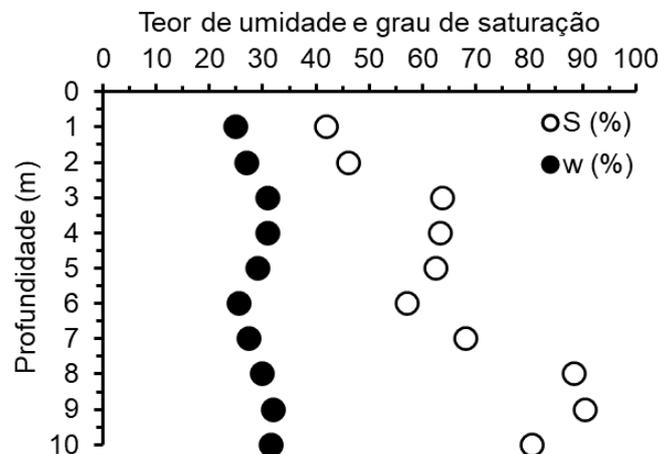


Figura 3.20. Valores de teor de umidade e grau de saturação do Anexo do Campo Experimental da UnB ao longo da profundidade (estação chuvosa).

A Figura 3.21 exibe o perfil estratigráfico interpretado do Anexo do Campo Experimental da UnB, além disso, indica alguns parâmetros geotécnicos médios por camada, bem como apresenta as classificações dos tipos de solo a partir do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e da Metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical).

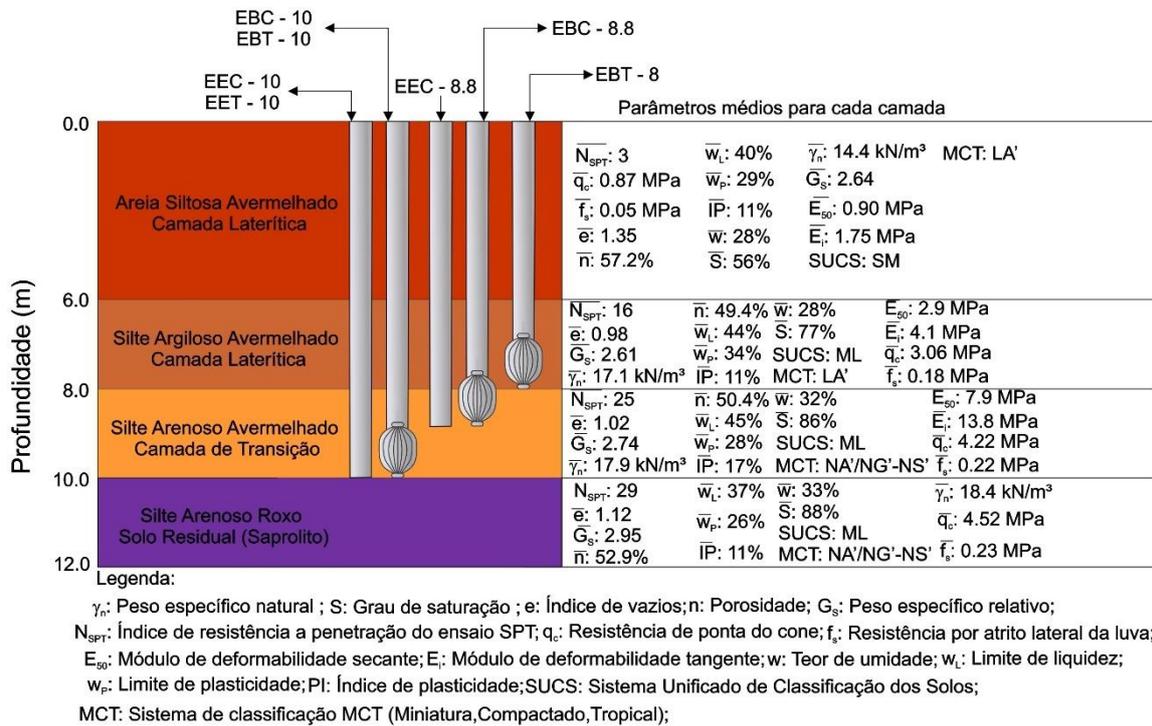


Figura 3.21. Perfil estratigráfico interpretado do Anexo do Campo Experimental da UnB.

Os solos que compõem o perfil estratigráfico Anexo do Campo Experimental da UnB, apresentam uma elevada condutividade hidráulica (10^{-5} a 10^{-6} m/s), desta forma, nesta pesquisa, considera-se os parâmetros de resistência obtidos por Guimarães (2002) em ensaios triaxiais adensados e drenados (CD), apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Parâmetros de resistência dos solos do Anexo do Campo Experimental da UnB (Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)		
	3	6	9
c' (kPa)	0	11	23
φ' (°)	26	33	29

3.4.3. Características Mineralógicas

As propriedades e o comportamento dos solos tropicais estão usualmente relacionados a microestrutura desenvolvida no processo de alteração ocasionado pela ação do intemperismo. A Figura 3.22 exibe uma micrografia de uma amostra de solo coletada a um metro de profundidade Campo Experimental da UnB, obtida a partir do emprego de microscópio eletrônico de varredura (MEV) realizado por Guimarães (2002). O autor descreve que nos solos do Distrito Federal, existe uma elevada frequência da ocorrência de raízes de gramíneas até três metros de profundidade.

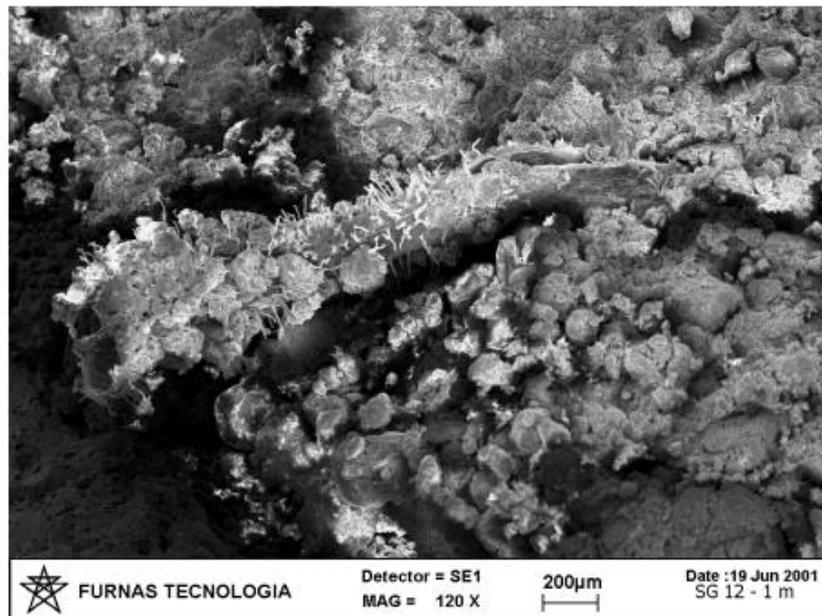


Figura 3.22. Micrografia de amostra de solo do Campo Experimental da UnB a profundidade de 1 m (Guimarães, 2002).

Guimarães (2002) ainda retrata que o processo de alteração faz aparecer no solo diferentes formas de agregação como mostram as Figuras 3.23a e 3.23b obtidas para as profundidades 2 m e 5m, respectivamente. A forma das partículas correspondente a 5 m de profundidade é observada em todas as profundidades de entre 1 e 8 m. Ao atingir o horizonte de solo residual jovem estas formações de agregados por atuação dos óxidos de ferro e alumínio contemporizam espaço a aglomerações ou pacotes de argilominerais como indicados na Figura 3.24, ao avaliar amostras retiradas de uma profundidade de 10 m.

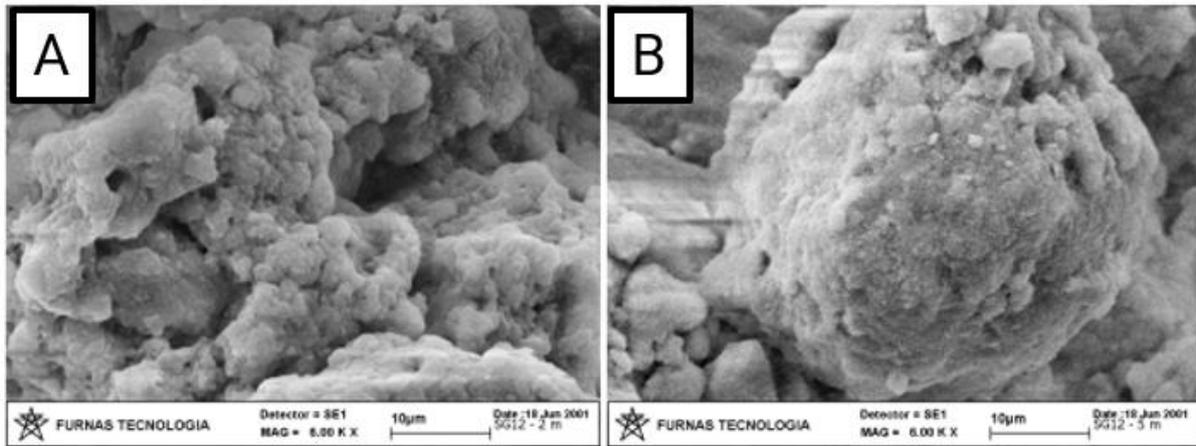


Figura 3.23. Micrografias de amostras de solo do Campo Experimental da UnB: (a) – a profundidade de 2 m; (b) – a profundidade de 5 m (modificado – Guimarães, 2002).

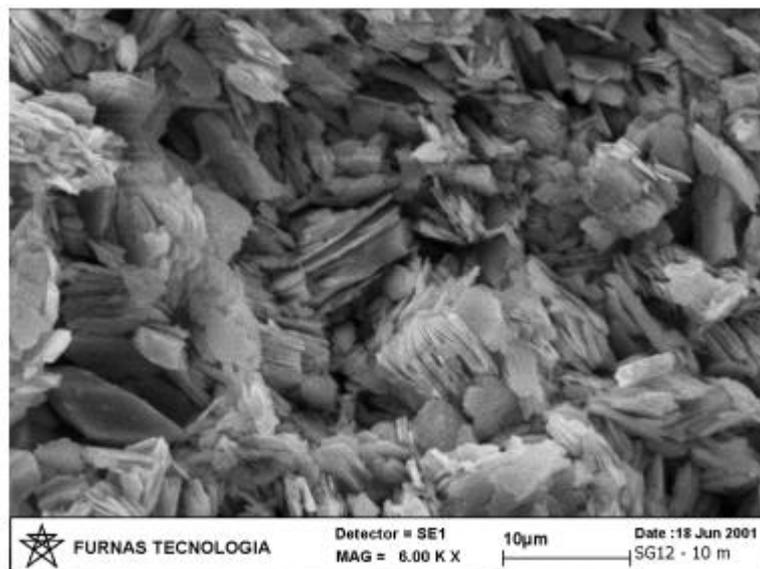


Figura 3.24. Micrografia de amostra de solo do Campo Experimental da UnB a profundidade de 10 m (Guimarães, 2002).

As Figuras 3.25a, 3.25b, 3.26a, 3.26b e 3.27 exibem o desenvolvimento da estrutura e da distribuição dos poros ao longo da profundidade. Observa-se uma maior homogeneidade da porosidade e da distribuição com o acréscimo da profundidade, de modo que os maiores poros entre agregados são verificados nas porções de solo mais superficiais.

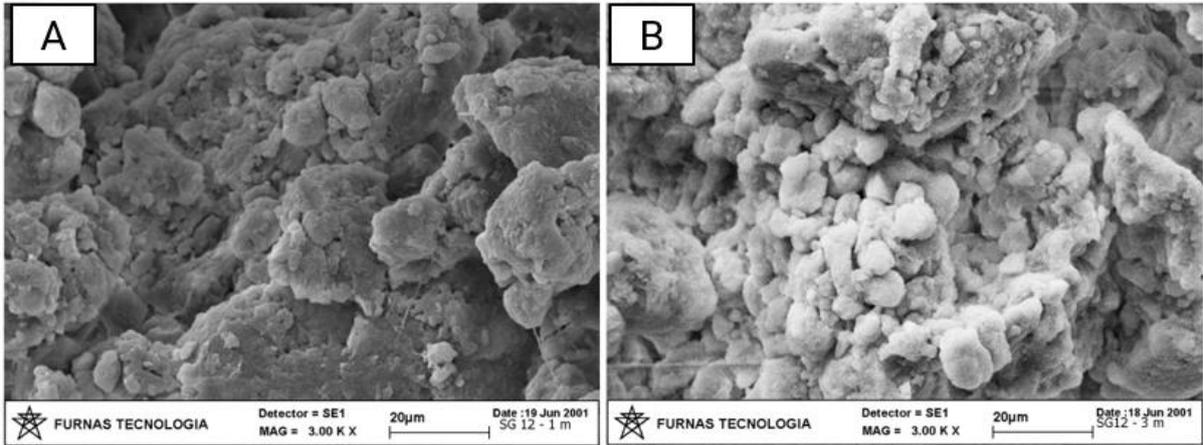


Figura 3.25. Micrografias de amostras de solo do Campo Experimental da UnB: (a) – a profundidade de 1 m; (b) – a profundidade de 3 m (modificado – Guimarães, 2002).

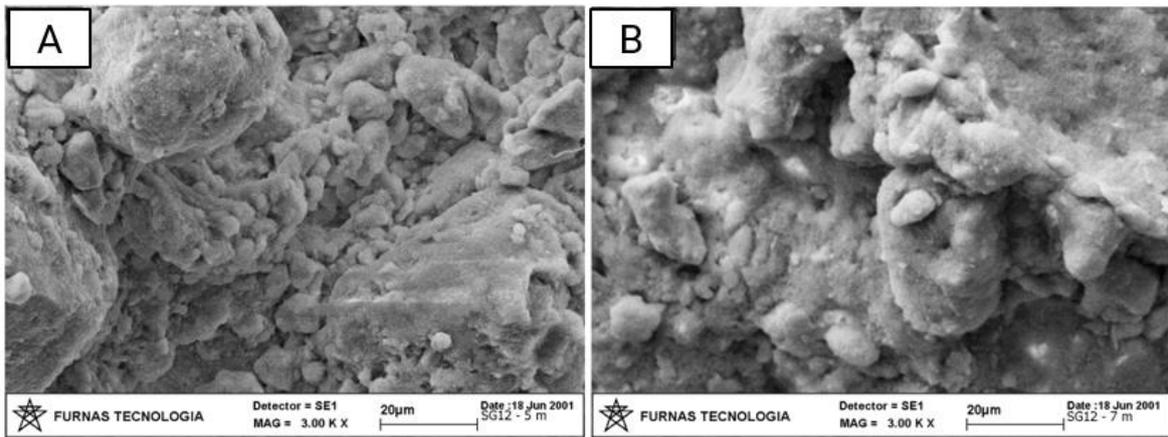


Figura 3.26. Micrografias de amostras de solo do Campo Experimental da UnB: (a) – a profundidade de 5 m; (b) – a profundidade de 7 m (modificado – Guimarães, 2002).

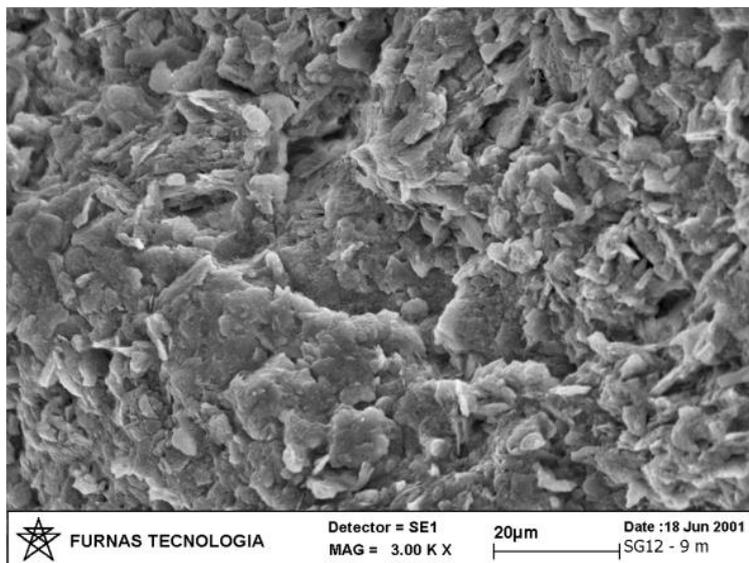


Figura 3.27. Micrografias de amostras de solo do Campo Experimental da UnB: a profundidade de 9 m (modificado – Guimarães, 2002).

A Figura 3.28 apresenta um perfil de intemperismo do Campo Experimental da UnB. O teor de gibbsita que é mais elevado próximo a superfície do solo, permanecendo constante entre 2 e 4 m de profundidade, em seguida, indica uma redução de sua ocorrência com o acréscimo da profundidade, ao passo que observa-se o comportamento oposto a caulinita. Este padrão ocorre porque a gibbsita provém da intemperização da caulinita (Cardoso, 2002). A caulinita, neste caso, é provavelmente originada pela intemperização da muscovita. A Figura 3.28 também mostra que existe uma notável semelhança entre o teor de quartzo e gibbsita, ao longo da profundidade. Essa semelhança pode ser atribuída ao fato de que o quartzo é neoformado, como explicado por Senaha (2019). Neste caso, o quartzo seria formado a partir do silício liberado quando a caulinita é intemperizada, produzindo a gibbsita. Tal neoformação também ocorre durante a formação da caulinita a partir de minerais argilosos do tipo 2:1. Camapum de Carvalho e Gitirana Jr (2021) descrevem que no estado neoformado, o quartzo está presente em quantidades significativas dentro das agregações, como observado em lateritas do Distrito Federal.

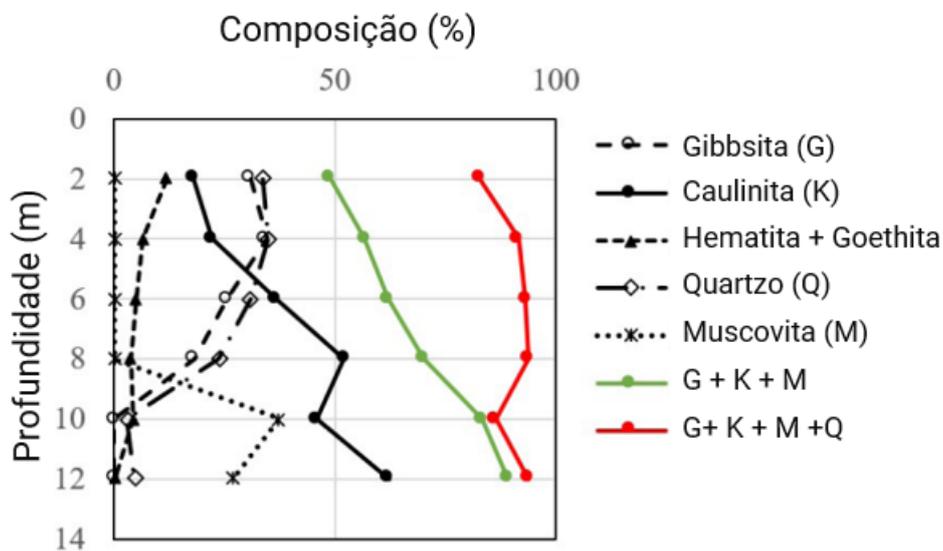


Figura 3.28. Perfil mineralógico do Campo Experimental da UnB (modificado – Camapum de Carvalho e Gitirana Jr, 2021).

Os autores ainda destacam que os processos de lixiviação resultam em mudanças nas propriedades do solo e na composição mineralógica ao longo dos perfis de solos tropicais. A Figura 3.27 mostra que a soma das frações de gibbsita, caulinita, muscovita e quartzo resulta em quantidades menores a 2 e 10 m de profundidade. A região próxima à superfície do terreno é afetada pela infiltração da água da chuva, gerando a migração de gibbsita formado a uma profundidade de 2 m. O solo na região próxima a 10 m de profundidade é menos poroso e menos permeável, resultando no acúmulo de água durante a estação chuvosa, que é

posteriormente exfiltrada durante a estação seca, causando assim a migração gradual da caulinita para profundidades menores.

3.5. ESTACAS: EXECUÇÃO E PROVAS DE CARGA

Neste item são descritas as informações gerais sobre o processo executivo das estacas teste, bem como do emprego da tecnologia *Expander Body* no Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da Universidade de Brasília. Adicionalmente, são apresentados os procedimentos experimentais para execução das provas de carga realizadas pela EMBRE (2017), utilizadas para análise nesta pesquisa.

3.5.1. Estacas Teste

Para a realização da pesquisa foram executadas sete estacas testes com diâmetro e comprimento variando entre 0,25 e 0,30 m e 8 e 10 m, sendo quatro estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia *Expander Body* (EB) e três estacas sem a utilização do EB. A Tabela 3.2 apresenta o comprimento, o diâmetro, o diâmetro do EB empregado, o tipo de solicitação que à estaca foi submetida. Na nomenclatura adotada nesta pesquisa, as duas primeiras letras indicam o tipo de estaca ensaiada (EE – estaca escavada sem EB e EB – estaca escavada equipada com o EB), seguido pelo tipo de solicitação da estaca (C - compressão e T – tração) e por fim o comprimento da estaca.

Tabela 3.2. Características geométricas das estacas teste.

Estaca	L (m)	ϕ (m)	ϕ_{EB} (m)	Solicitação
EEC – 8.8	8,8	0,3	-	Compressão
EBC – 8.8	8,8	0,3	0,6	Compressão
EEC – 10	10,0	0,3	-	Compressão
EBC – 10	10,0	0,3	0,6	Compressão
EET – 10	10,0	0,25	-	Tração
EBT – 10	10,0	0,25	0,6	Tração
EBT – 8	8,0	0,25	0,6	Tração

Nota: ϕ = Diâmetro do fuste da estaca; ϕ_{EB} = Diâmetro do *Expander Body* após a expansão.

O processo de instalação de estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia EB pode ser dividido em cinco etapas (Figura 3.29). Inicialmente, a escavação das estacas é realizada. Posteriormente, o EB é instalado na profundidade de projeto em conjunto com a armadura da estaca. A partir desta etapa, realiza-se a concretagem da estaca. A armadura longitudinal das estacas empregadas na pesquisa constituiu-se de 6 barras com diâmetro de

16,0 mm, com 3 m de comprimento e estribos de $\phi 6,4$ mm, a cada 0,2 m (Aço CA-50). Além disso, uma monobarra DW 47 mm foi anexada ao centro do EB, bem como tubulações para a injeção do EB (1ª etapa de injeção) e para a injeção de fundo do EB (2ª etapa de injeção). A etapa seguinte consiste em uma injeção de calda de cimento com o objetivo de expandir o EB, sendo esta conduzida a partir de um tubo de aço galvanizado vazado de 12,7 mm anexado ao corpo do EB. Após o término da expansão EB, é realizada a segunda etapa de injeção de calda de cimento, para que a região descomprimida (ponta de estaca) seja preenchida com calda de cimento pressurizada. Tanto a pressão de injeção quanto o volume são continuamente monitorados utilizando bomba de argamassa e manômetro. Este equipamento não só proporciona um monitoramento adequado da expansão EB, mas também fornece curvas de pressão *versus* volume. O diâmetro efetivo do EB é determinado a partir da curva de calibração para o modelo EB 612 (Figura 2.7), o qual foi empregado nesta pesquisa. Para estacas escavadas mecanicamente convencionais (sem o emprego da tecnologia EB), o processo executivo foi composto por etapas de escavação, inserção da armadura da estaca e concretagem da mesma.

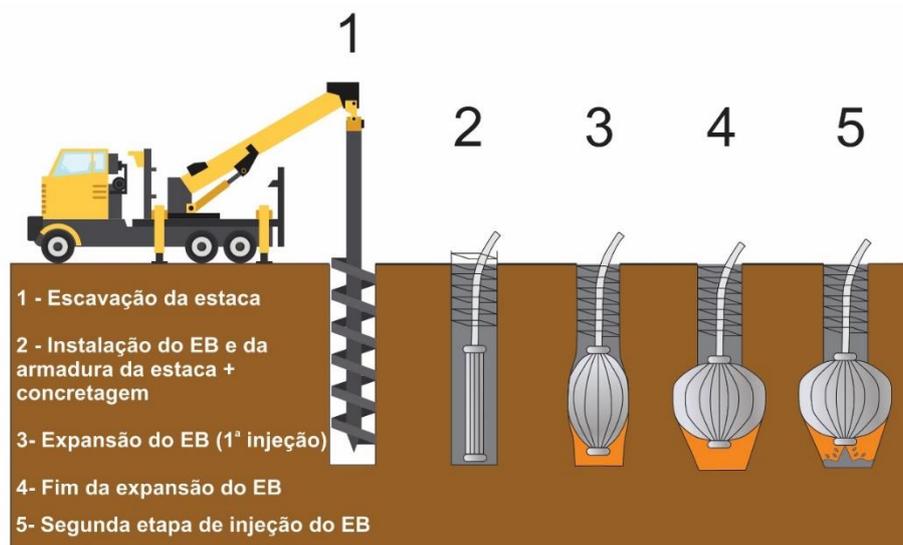


Figura 3.29. Processo executivo de estacas escavadas mecanicamente com a tecnologia EB

O concreto utilizado nas estacas desta pesquisa possui um *slump* de ± 125 mm e *fck* do concreto da ordem 20 MPa. As estacas equipadas seguiram um alinhamento pré-definido e o espaçamento entre elas ficou entre 1,2 e 2,4 m (4 a 8 ϕ). Os eixos das estacas foram posicionados, em planta, com auxílio de teodolito e marcação com piquetes. Destaca-se ainda que a tubulação utilizada para a expansão dos EBs nesta pesquisa difere da metodologia descrita na revisão bibliográfica deste trabalho, à qual é convencionalmente utilizada em estacas equipadas com EB (Figura 3.30). Usualmente, utiliza-se uma monobarra vazada anexada ao

EB, e dentro desta barra, acopla-se uma tubulação vazada de diâmetro inferior vedada por um cap, que passa por dentro do EB até a sua extremidade, a qual realiza a injeção de fundo do EB (2ª etapa de injeção do EB).

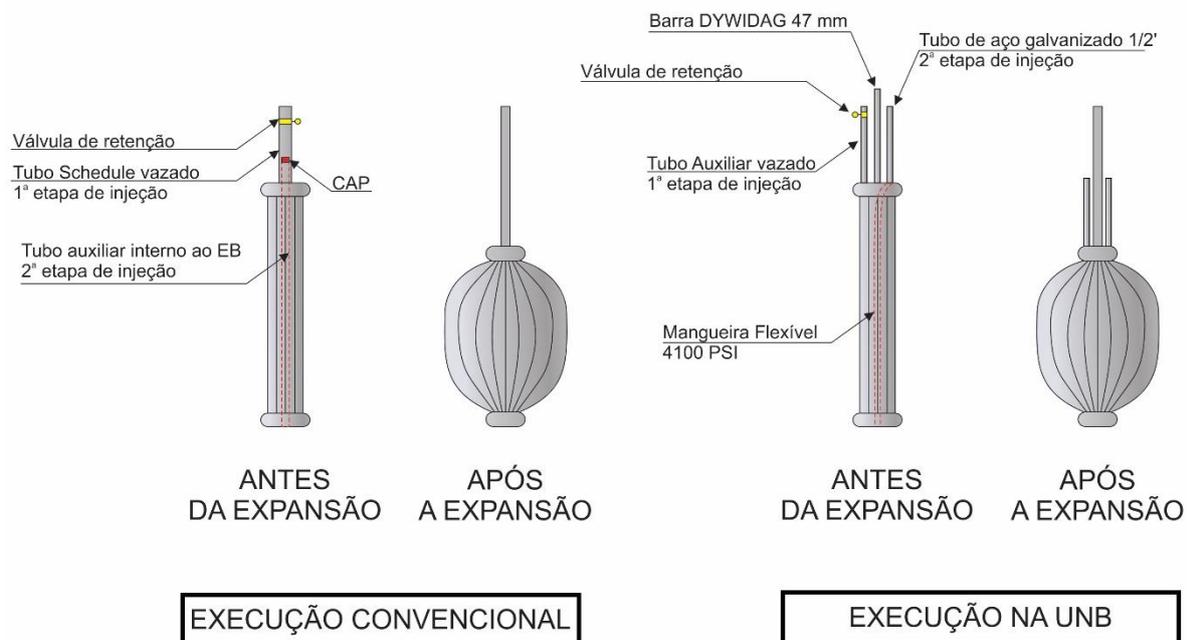


Figura 3.30. Procedimentos de injeção do EB.

Um registro é empregado para conservar a pressão induzida ao maciço de solo durante a primeira fase de injeção do EB (expansão do balão metálico propriamente dito). Nesta pesquisa, dois tubos schedules distintos de pequeno diâmetro (12,7 mm) foram empregados para as duas fases de injeção. Nas estacas submetidas a solicitações de tração, a injeção de fundo (segunda etapa de injeção) não foi realizada, assim, empregou-se apenas um tubo schedule para a primeira etapa de injeção dos EB nessas estacas (Figura 3.31). Além disso, ressalta-se que a segunda etapa de injeção do EB foi realizada logo após a conclusão da primeira etapa de injeção (expansão do EB). A calda de cimento empregada na expansão dos EB possuía uma relação a/c entre 0,4 e 0,5.



Figura 3.31. Processo executivo de estaca equipada com EB no Campo Experimental de Fundações da UnB (modificado – Silva *et al.* 2018).

3.5.2. Sistema de Reação

Nesta pesquisa, o sistema de reação foi composto de viga de reação, sistema de atirantamento Dywidag e estacas de reação. Para as estacas teste submetidas à compressão, utilizou-se quatro estacas de reação alinhadas e espaçadas a 2,80m ($\approx 9\phi$) da estaca teste (Figura 3.32). Estas estacas são do tipo escavadas mecanicamente, com 0,60m de diâmetro e 12m de comprimento. A configuração das provas de carga à compressão foi realizada com um sistema de reação em forma de H, utilizando duas vigas secundárias vazadas de 3,2 m e uma viga principal de 6 m de comprimento. O sistema de atirantamento utilizado foi composto por barras especiais de aço DW-47 mm, porcas, placas e luvas de aço, todos fabricados com o mesmo material empregado nos tirantes, do tipo Dywidag. No interior de cada estaca de reação foi colocada uma barra de 14,5 m de comprimento, imediatamente após a sua execução (Figura 3.33). Para as estacas teste submetidas à tração, utilizou-se um sistema de reação em forma de H (Figura 3.34), composto por uma viga principal vazada de 3,6 m de comprimento e duas vigas de concreto que foram apoiadas no terreno utilizando o próprio solo como reação. As vigas de concreto possuem 1 m de altura, 6 m de comprimento e 0,6 m de base, totalizando 3,6 m² cada viga (Figura 3.35).

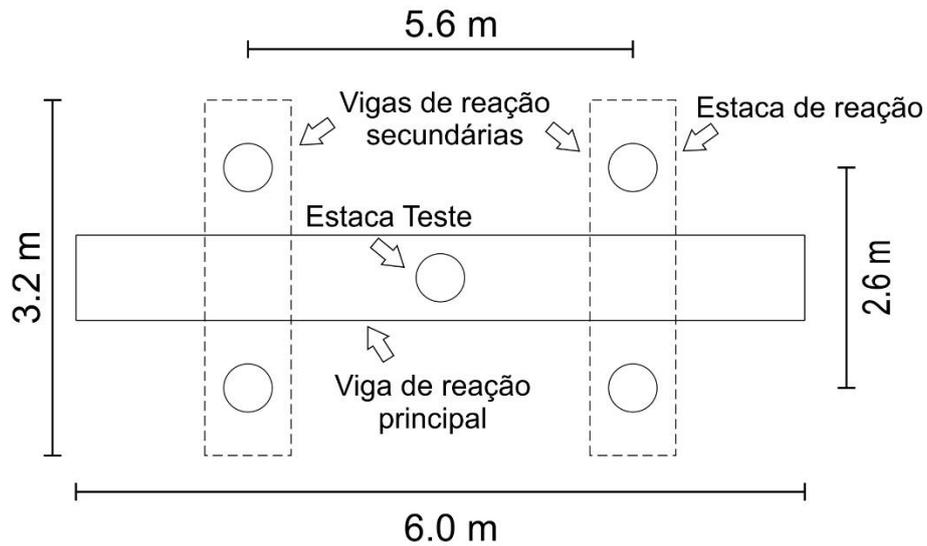


Figura 3.32. Sistema de reação das provas de carga à compressão.

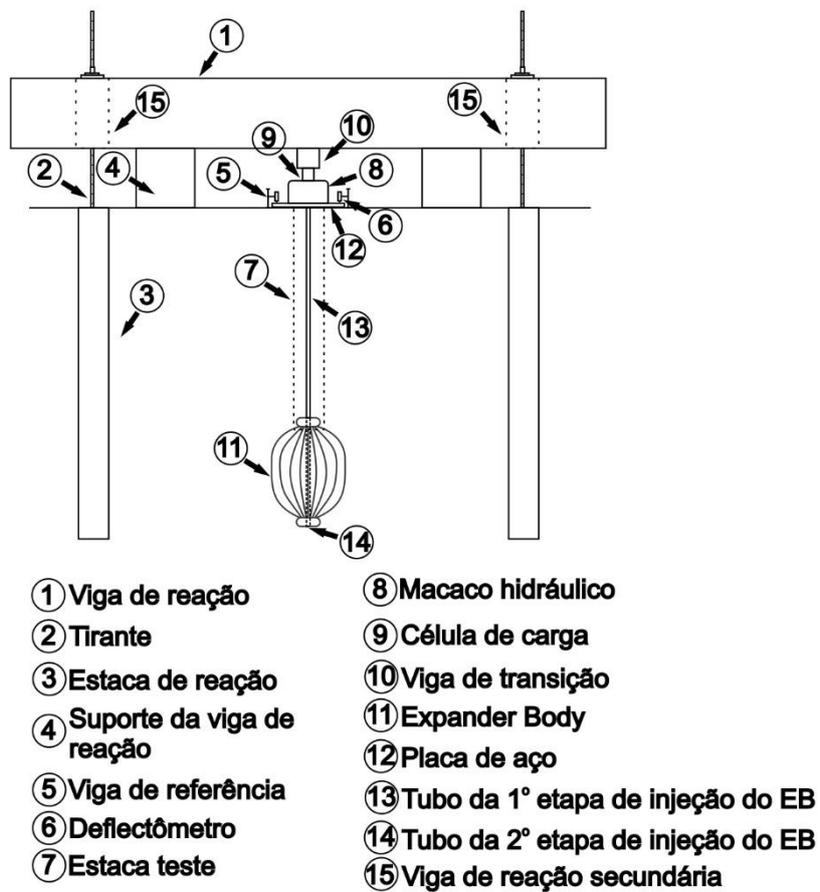


Figura 3.33. Vista transversal do sistema de reação das provas de carga à compressão.

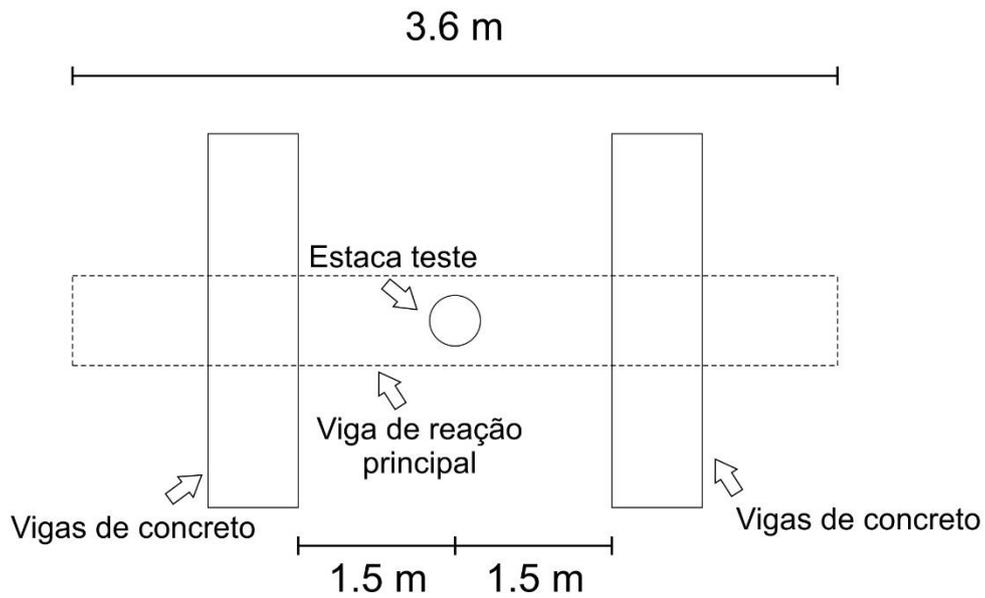


Figura 3.34. Sistema de reação das provas de carga à tração.

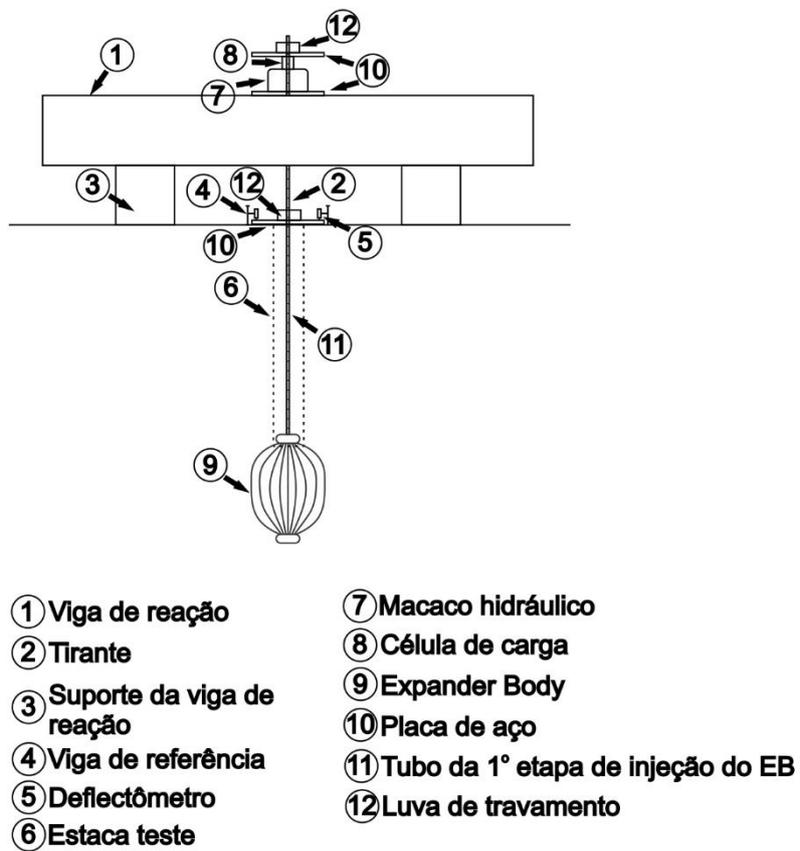


Figura 3.35. Vista transversal do sistema de reação das provas de carga à tração.

3.5.3. Expander Body

O sistema *Expander Body* (EB) empregado nesta pesquisa foi o EB 612. O comprimento inicial do balão metálico é de 1,2 m e o diâmetro final após a expansão (ϕ_{EB}) é de 0,6 m. A Figura 3.36 apresenta as características geométricas do modelo EB 612 no estado inicial e após a expansão.

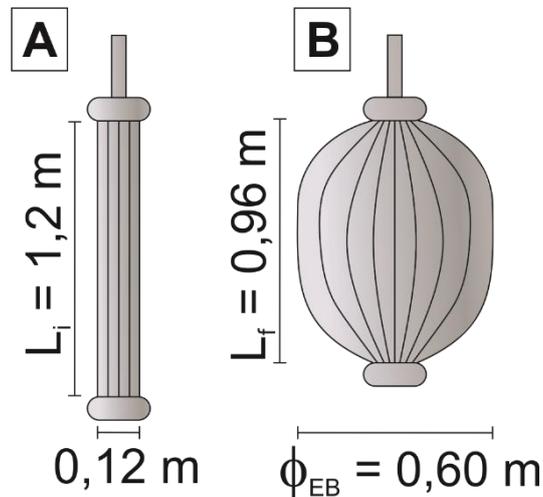


Figura 3.36. *Expander Body* 612: (a) estado inicial; (b) após a expansão.

A Figura 3.37 exibe o detalhamento das conexões existentes no sistema EB para realização das distintas etapas de injeção, a expansão do EB (Figura 3.37a) e a injeção de fundo (Figura 3.37b).

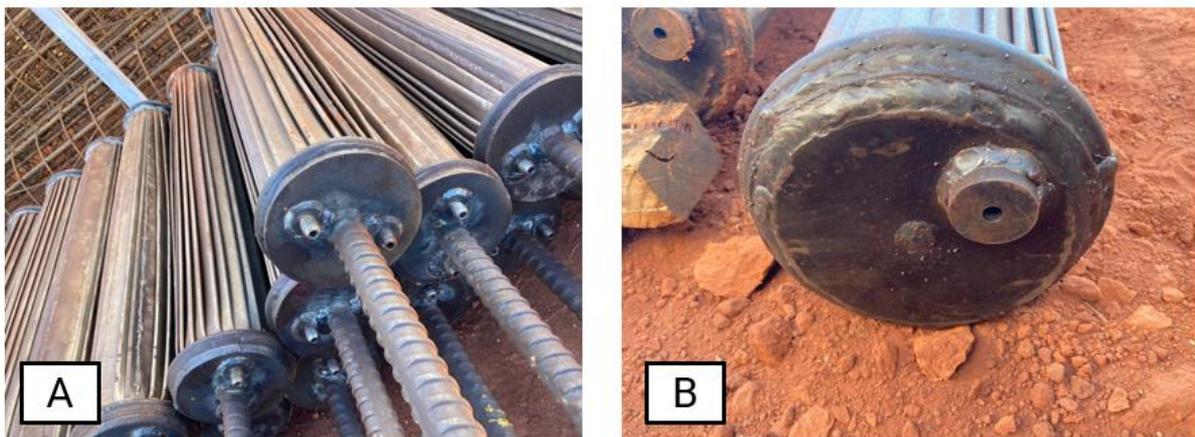


Figura 3.37. Conexões de injeção do sistema EB: (a) topo; (b) fundo.

O processo de injeção foi realizado mediante uma bomba de argamassa de cimento com capacidade de 8 MPa (Figura 3.38), a qual recebe a calda de cimento de um misturador que também foi utilizado para medir a quantidade de volume de injeção de calda de cimento. A bomba de argamassa envia a mistura para um cavalete de pressão onde é possível controlar a

pressão por meio da utilização de manômetro com capacidade máxima de 30 MPa (Figura 3.39). O volume de injeção foi controlado por meio de medidor de vazão instalado no misturador de alta turbulência. Ao final das distintas etapas de injeção, obtêm-se as curvas pressão *versus* injeção.



Figura 3.38. Conjunto bomba de argamassa de cimento e misturador.



Figura 3.39. Cavalete de pressão e manômetro.

3.5.4. Provas de Carga

Para a realização das provas de carga empregou-se de um macaco hidráulico com capacidade de 2000 kN (Figura 3.40), para aplicação do carregamento. A medição da carga foi realizada com uma célula de carga de 2000 kN com sensibilidade de 1 kN. Para medir o deslocamento no topo da fundação, colocaram-se quatro deflectômetros com curso máximo de leitura de 70 mm (Figura 3.39) na placa de aço situada na base do macaco hidráulico. Esta placa também serviu para verificar efeitos de excentricidade com as medições dos deflectômetros.



Figura 3.40. Equipamentos utilizados nas provas de carga.

As estacas teste foram submetidas a provas de carga lenta, de acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006). O carregamento das estacas ensaiadas foi realizado em dez estágios de carga. A partir dos dados das provas de carga disponibilizados para esta pesquisa, observou-se que o deslocamento das estacas variou entre 23,1 e 66,5 mm, atingindo deslocamentos próximos ao limite do deflectômetro (70mm). Os deslocamentos observados durante a realização das provas de carga foram superiores a 10% do diâmetro do fuste das estacas, com exceção da estaca EEC – 8.8. A Tabela 3.3 exibe as datas de execução dos ensaios *in situ* realizados por Mota (2003) e EMBRE (2016), bem como as datas de instalação das estacas de teste e reação, além das datas de execução das provas de carga. Nota-se que as provas de carga foram realizadas durante a estação chuvosa do Distrito Federal, deste modo, foram utilizados dados de ensaios *in situ* que satisfazem os critérios de maior proximidade das estacas ensaiadas e de execução dos ensaios durante a estação chuvosa.

Tabela 3.3. Descrição das atividades realizadas no Campo Experimental da UnB.

Atividade	Período
Execução das estacas de reação	26/01/2017 (EMBRE, 2017)
Execução das estacas teste	05/10/2017 (EMBRE, 2017)
Provas de Carga	30/11/17 - 28/02/18 (EMBRE, 2017)
SPT 1 e 2	08/03/2016 (EMBRE, 2016)
CPT 8-14	01/12/1999 - 01/03/2000 (Mota, 2003)
PMT 1	01/12/1999 - 01/03/2000 (Mota, 2003)

A Tabela 3.4 apresenta informações gerais das provas de carga realizadas no Anexo do Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília, tais como: características geométricas das estacas teste, velocidade e tipo de carregamento, bem como os diferentes incrementos de carga para cada estaca.

Tabela 3.4. Informações gerais das provas de carga realizadas.

ESTACA	ϕ (m)	ϕ_{EB} (m)	Velocidade de carregamento	Incremento de carga (kN)	Tipo de carregamento
EEC-8.8	0,30	-	Lento	55	Compressão
EBC-8.8	0,30	0,6	Lento	100	Compressão
EEC-10	0,30	-	Lento	70	Compressão
EBC-10	0,30	0,6	Lento	120	Compressão
EET-10	0,25	-	Lento	68	Tração
EBT-10	0,25	0,6	Lento	98	Tração
EBT-8	0,25	0,6	Lento	63	Tração

Legenda:

ϕ = Diâmetro do fuste do elemento de fundação, em metros;

ϕ_{EB} = Diâmetro do EB após a expansão (da base alargada), em metros;

3.6. RESULTADOS DE PROVA DE CARGA EM OUTROS TIPOS DE ESTACA DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES DA UNB

Diversas provas de carga em distintas metodologias executivas de fundações por estacas foram realizadas no Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília (Perez, 1997; Jardim, 1998; Mota, 2003; Anjos, 2006). Neste item, serão apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento destes ensaios os resultados de provas de carga nos distintos tipos de fundações por estaca. A Tabela 3.5 apresenta características geométricas e de ensaio destas estacas.

Tabela 3.5. Informações gerais das provas de carga previamente realizadas Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília.

Referência	Tipo de Fundação	Comprimento (m)	Diâmetro do Fuste (m)	Diâmetro da base (m)	Tipo de Ensaio	Tipo de Carregamento
Perez (1997)	Raiz p-0kPa	10,1	0,20	0,20	Rápido	Compressão
	Raiz p-200kPa	10,1	0,20	0,20		Compressão
	Raiz p-300kPa	10,0	0,20	0,20		Compressão
	Raiz p-500kPa	10,0	0,20	0,20		Compressão
	Broca	7,9	0,28	0,28	Lento	Compressão
	Escavada mecanicamente 0d	7,9	0,30	0,30	Lento	Compressão
	Escavada mecanicamente 1d	8,0	0,30	0,30		Compressão
	Escavada mecanicamente 5d	8,0	0,30	0,30		Compressão
	Escavada mecanicamente 7d	8,0	0,30	0,30	Lento	Compressão
	Escavada mecanicamente 15d	8,0	0,30	0,30		Compressão
	Strauss revestida e apiloada	8,9	0,30	0,30		Compressão
	Strauss revestida e não apiloada	8,1	0,30	0,30	Lento	Compressão
	Strauss não revestida e não apiloada	8,3	0,30	0,30	Rápido	Compressão
	Apiloada	5,0	0,30	0,30		Compressão
	Jardim (1998)	Pré-moldada de concreto	8,4	0,33	0,33	Lento
Anjos (2006)	Tubulão	8,0	0,70	1,65	Lento	Compressão
	Escavada mecanicamente	8,0	0,30	0,30	Lento	Compressão
	Hélice contínua monitorada	8,0	0,30	0,30	Lento	Compressão

3.6.1. Estaca Apiloada

Neste item apresenta-se a curva carga *versus* deslocamento da estaca apiloada (Figura 3.41). A carga de ruptura obtida no carregamento rápido foi da ordem de 100 kN, além disso, observa-

se um deslocamento máximo da ordem de 30 mm (equivalente a 10% do diâmetro do fuste da estaca).

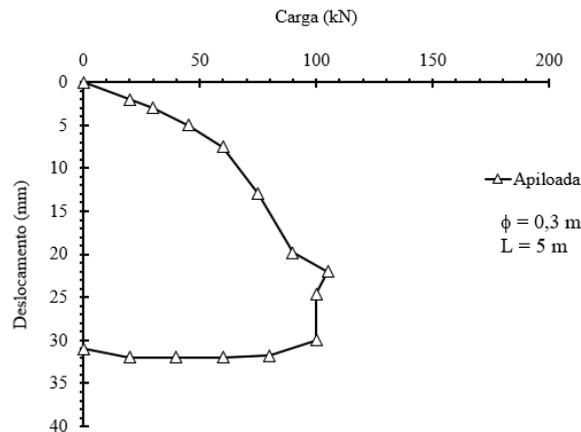


Figura 3.41. Curva carga *versus* recalque da estaca apiloada (modificado – Jardim, 1998).

3.6.2. Estaca Strauss

Neste item são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento das estacas strauss (Figura 3.42). Os processos executivos foram realizados de formas distintas, revestida e apiloada (SRA), revestida e não apiloada (SRNa), além de não revestida e não apiloada (SNrNa). As cargas aplicadas no estágio final de carregamento lento variaram entre 230 e 470 kN, adicionalmente, observam-se deslocamentos máximos entre 8,2 e 45,3 mm. Observa-se que a estaca strauss não revestida e não apiloada (SNrNa) apresenta deslocamento equivalente a 10% do diâmetro do fuste da estaca.

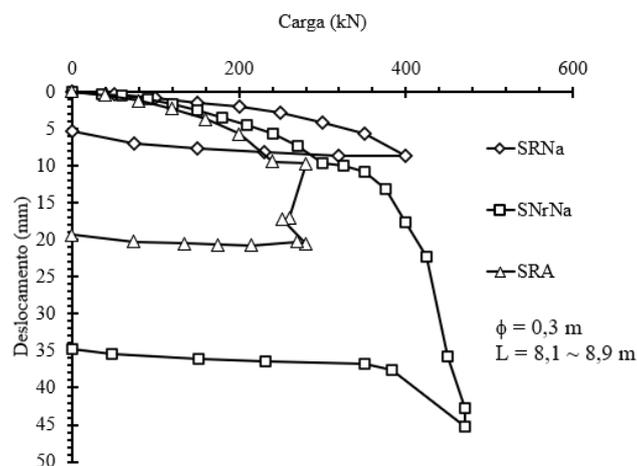


Figura 3.42. Curvas carga *versus* recalque das estacas strauss (modificado – Perez, 1997).

3.6.3. Estaca Escavada Mecanicamente

Neste item são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento das estacas escavadas mecanicamente com diferentes intervalos de tempo decorridos entre o final da escavação e o início da concretagem (Figura 3.43). Deste modo, as estacas são nomeadas como E0 TMEC

(concretagem seguida da escavação), E1 TMEC (concretagem realizada após um dia da escavação) e por fim, E15 TMEC (concretagem realizada após quinze dias da escavação). As cargas aplicadas no estágio final de carregamento lento variaram entre 200 e 320 kN, adicionalmente, observam-se deslocamentos máximos entre 2,8 e 29,5 mm. Identifica-se que as estacas E0 TMEC e E7 TMEC mobilizaram deslocamentos próximos a 10% do diâmetro do fuste da estaca.

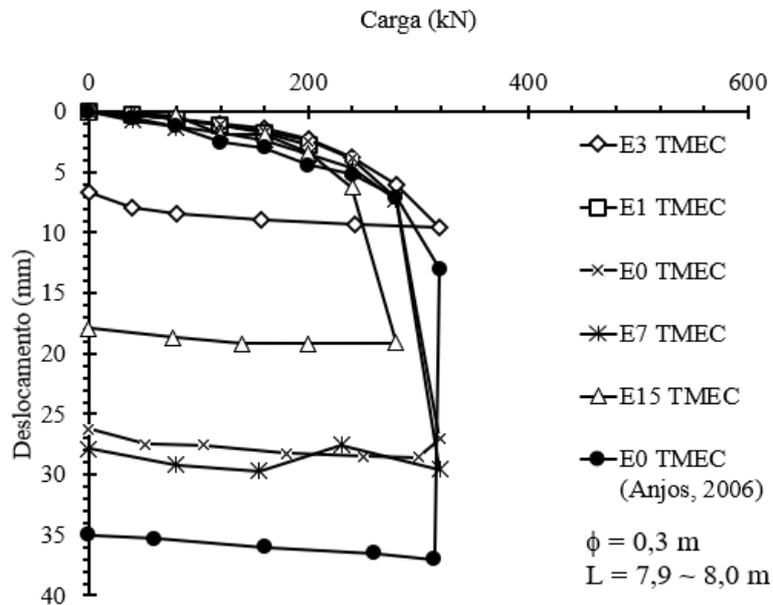


Figura 3.43. Curvas carga *versus* recalque das estacas escavadas mecanicamente (modificado – Perez, 1997).

3.6.4. Estaca Broca

A Figura 3.44 exibe a curva carga *versus* deslocamento da estaca broca (escavada manualmente). A carga máxima identificada no carregamento lento foi da ordem de 240 kN, além disso, observa-se um deslocamento máximo da ordem de 43,6 mm (superior a 10% do diâmetro do fuste da estaca).

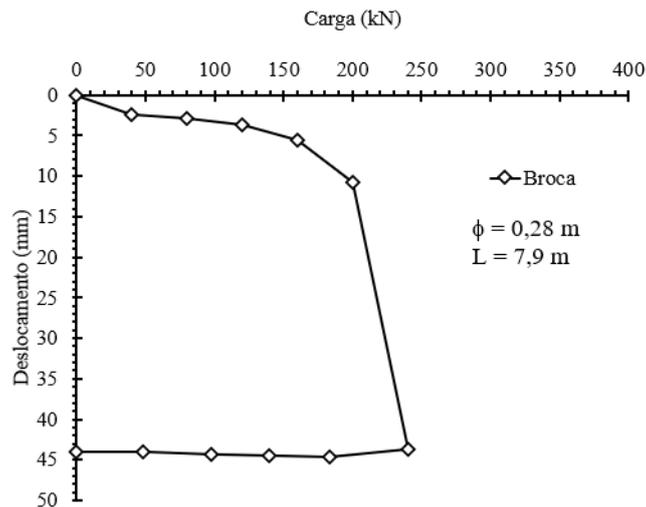


Figura 3.44. Curva carga *versus* recalque da estaca broca (modificado – Perez, 1997).

3.6.5. Estaca Raiz

A Figura 3.45 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento das estacas do tipo raiz executadas com distintas pressões de injeção. Deste modo, as estacas são nomeadas como R0 (sem pressão de injeção), R1 (pressão de injeção de 100 kPa) e por fim, R5 (pressão de injeção de 500 kPa). As cargas aplicadas no estágio final de carregamento lento variaram entre 330 e 380 kN, adicionalmente, observam-se deslocamentos máximos entre 20,8 e 41,8 mm. Identifica-se que todas as estacas mobilizaram deslocamentos superiores a 10% do diâmetro dos respectivos fustes das estacas.

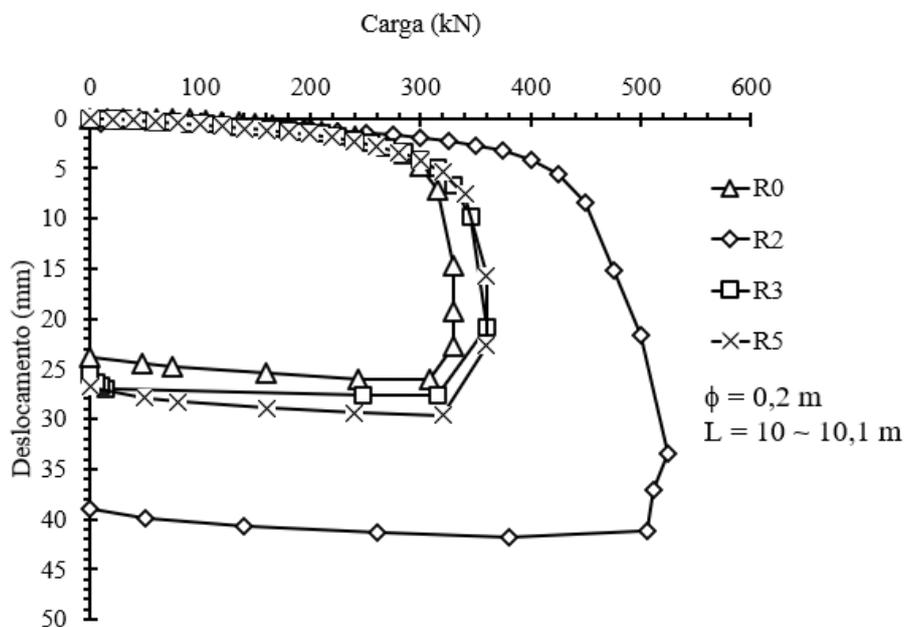


Figura 3.45. Curvas carga *versus* recalque das estacas raiz (modificado – Perez, 1997).

3.6.6. Estaca Hélice Contínua

A curva carga *versus* deslocamento da estaca hélice contínua monitorada (HCM) é apresentada na Figura 3.46. A carga máxima identificada no carregamento lento foi da ordem de 390 kN, além disso, observa-se um deslocamento máximo da ordem de 36 mm (superior a 10% do diâmetro do fuste da estaca).

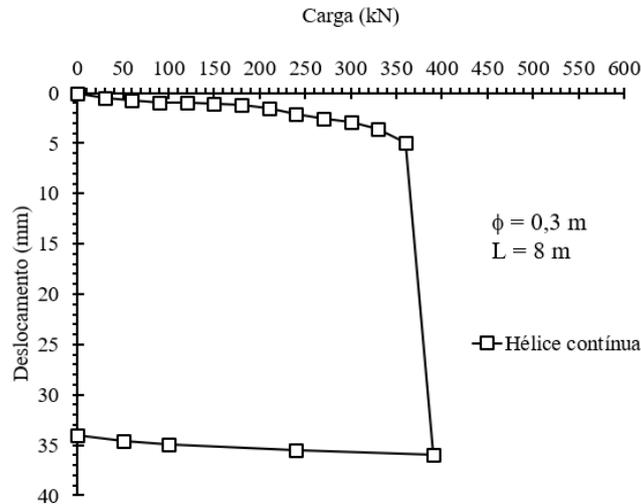


Figura 3.46. Curva carga *versus* recalque da estaca HCM (modificado – Anjos, 2006).

3.6.7. Estaca Pré-Moldada de Concreto

A Figura 3.47 exibe a curva carga *versus* deslocamento da estaca pré-moldada de concreto. A carga máxima identificada no carregamento lento foi da ordem de 205 kN, além disso, observa-se um deslocamento máximo da ordem de 10 mm (inferior a 10% do diâmetro do fuste da estaca). No entanto, identifica-se a ocorrência de uma assíntota, caracterizando assim, a ruptura física.

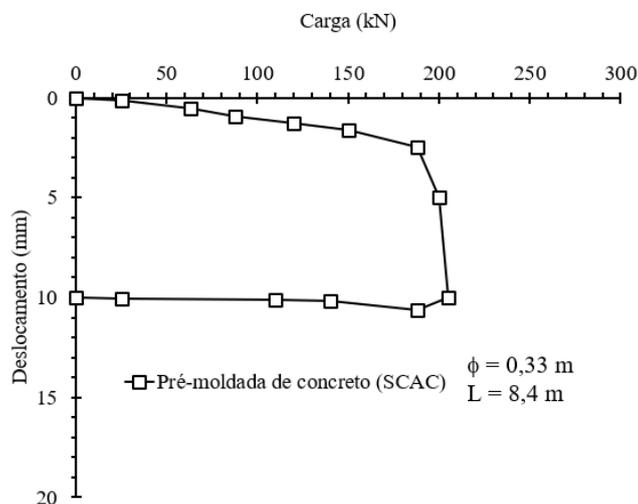


Figura 3.47. Curva carga *versus* recalque da estaca pré-moldada (modificado – Jardim, 1998).

3.6.8. Tubulão

A Figura 3.48 apresenta a curva carga *versus* deslocamento do tubulão. A carga máxima identificada no carregamento lento foi da ordem de 1800 kN, adicionalmente, observa-se um deslocamento máximo da ordem de 39 mm (inferior a 10% do diâmetro do fuste do tubulão).

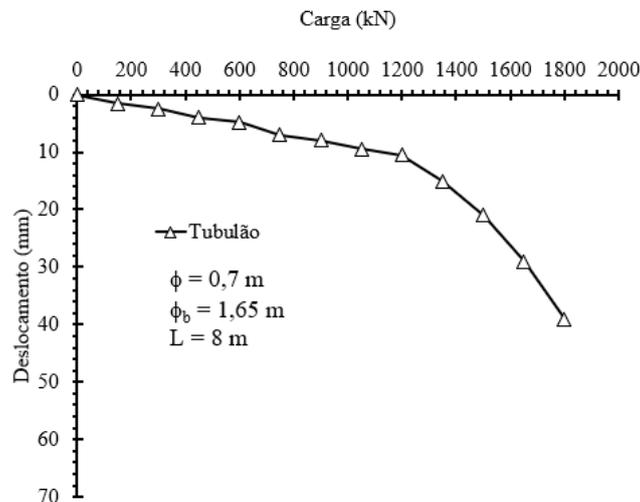


Figura 3.48. Curva carga *versus* recalque do tubulão (modificado – Anjos, 2006).

3.7. MÉTODOS EMPREGADOS NA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Neste item são apresentados os métodos estáticos (teóricos e semiempíricos) empregados para estimativa da capacidade de carga do sistema solo-estaca. Nos apêndices A, B, C, D e E apresentam-se as considerações adotadas no cálculo da capacidade de carga de cada estaca e de acordo com cada método. As Tabelas 3.6 a 3.9 apresentam os métodos estáticos de estimativa de capacidade de carga utilizados na pesquisa, bem como as respectivas legendas adotadas para análise dos resultados.

Tabela 3.6. Métodos semiempíricos baseados no ensaio pressiométrico (PMT).

Metodologia	Legenda
Ménard (1963)	M (1963)
Baguelin <i>et al.</i> (1978)	BJZ (1978)
LCPC-SETRA (1985)	LCPC (1985)
Bustamante <i>et al.</i> (2009)	BGG (2009)
NFP 94-262 (2012)	NFP (2012)

Tabela 3.7. Métodos semiempíricos baseados no ensaio SPT.

Metodologia	Legenda
Aoki e Velloso (1975) – Fatores para estaca escavada	AV (1975) – E
Aoki e Velloso (1975) – Fatores para estaca Franki	AV (1975) – F
Aoki e Velloso (1975) – Fatores propostos por Rodrigues <i>et al.</i> (1998)	AV (1975) – R
Décourt e Quaresma (1996) – Fatores propostos para estaca escavada	DQ (1978) – E
Décourt e Quaresma (1996) – Fatores propostos por Rodrigues <i>et al.</i> (1998)	DQ (1978) – R
Velloso (1981) – Fatores propostos por Albiero (1990)	PPV (1981)
IS (2010)	IS Code (2010)
Meyerhof (1976)	MF (1976)
Shariatmadari <i>et al.</i> (2008)	SEK (2008)

Tabela 3.8. Métodos semiempíricos baseados no ensaio CPT.

Metodologia	Legenda
IS (2010)	IS Code (2010)
Bustamante e Gianceselli (1982)	BG (1982)
Philipponnat (1978)	P (1978)
Tumay e Fakhroo (1981)	TF (1981)
Nottingham e Schmertmann (1975;1978)	NS (1975;1978)
Alsamman (1995)	A (1995)
Eslami e Fellenius (1997)	EF (1997)
Price e Wardle (1982)	PW (1982)
Massarsch e Wetterling (1993)	MW (1993)

Tabela 3.9. Métodos teóricos que empregam parâmetros obtidos em laboratório.

Metodologia	Legenda
Burland (1973)	β (1973)
Berezantzev <i>et al.</i> (1961)	BTV (1961)
Burland (1973) – Fatores propostos por Fellenius (2020)	β (1973) – F
Burland (1973) – Considerando o efeito da sucção matricial.	β (1973) – S
Burland (1973) – Parâmetros obtidos a partir das retroanálises de curvas pressão versus volume do EB, utilizando a proposta de Fontaine <i>et al.</i> (2005)	β (1973) – FCD
Vesic (1967)	VC (1967)
Norlund (1963)	N (1963)
Skov (1997)	SV (1997)
Meyerhof (1976)	MHF (1976)

Uma prática comum a diversos projetistas de fundações é a utilização de métodos semiempíricos, próprios para estimativa de capacidade de carga de estacas submetidas à

compressão, para a previsão da capacidade de carga de estacas submetidas à esforços de tração. Estes projetistas consideram que a carga máxima de uma estaca tracionada corresponde à resistência lateral da mesma estaca quando submetida a esforços de compressão, desprezando a parcela referente à resistência de ponta. Alguns autores aplicam coeficientes de minoração da parcela de resistência lateral de uma estaca comprimida assumindo o valor resultante como sendo a resistência à tração da mesma estaca. Nota-se que estes coeficientes possuem ampla variação, e nem sempre conduzem a valores próximos da realidade (Paschoalin Filho, 2008). Desta forma, para as estacas sujeitas à tração analisadas nesta pesquisa, foram conduzidas duas formas distintas de estimativa de capacidade de carga. Na primeira, adotou-se apenas a resistência por atrito lateral total (100% R_L) das estacas estudadas por meio de métodos semiempíricos próprios para solicitações à compressão. Na segunda abordagem, foram avaliados métodos característicos de estimativa de capacidade de carga para estacas sujeitas à tração (Tabela 3.10).

Tabela 3.10. Métodos característicos de estimativa de capacidade de carga para estacas sujeitas à tração.

Metodologia	Legenda
Chen e Kulhawy (1994)	CK (1994)
Mors (1959)	M (1959)
Downs e Chieurzzi (1966)	DC (1966)
Meyerhof e Adams (1968)	MA (1968)
Meyerhof (1973)	MHF (1973)
Chattopadhyay e Pise (1986)	CP (1986)
Levacher e Sieffert (1984)	LS (1984)
Biarez e Barraud (1968)	BB (1968)
Shanker <i>et al.</i> (2007)	S (2007)

Adicionalmente, foram avaliadas metodologias empregadas para estimar a capacidade de carga do EB a partir das curvas de pressão *versus* volume registradas durante a primeira etapa de injeção do EB (Tabela 2.3). As legendas adotadas para análise das estimativas de capacidade de carga resultante da utilização destes métodos são apresentadas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11. Métodos que utilizam curvas de pressão *versus* volume de injeção do EB.

Metodologia	Legenda
Broms e Nord (1985)	BN (1985)
Expanderkroppar (1988)	EK (1988)
Talarico (2007)	T (2007)
Terceros e Terceros (2016)	TT (2016)

Para avaliar a eficiência do método de estimativa de capacidade de carga do conjunto solo- estaca, adotou-se uma razão entre a carga prevista (Q_{prevista}) pelas metodologias estáticas e a carga interpretada na prova de carga (Q_{medido}). Observando essa relação estabeleceu-se uma faixa de aceitação de valores variando de -20% a +20% em relação à prova de carga, visando indicar a adequabilidade das estimativas resultantes da utilização do método. Fellenius (1980) analisou a imprecisão dos equipamentos (macaco hidráulico e célula de carga) empregados em provas de carga, observando que esse desvio seria responsável por uma margem de erro de aproximadamente 20% do valor da capacidade de carga interpretada em provas de carga.

Essa faixa de variação, permite avaliar de forma qualitativa a acurácia da estimativa da capacidade de carga do sistema estaca-solo a partir de uma metodologia estática. Orr e Cherubini (2003) propuseram o índice estatístico RD (*Ranking Distance*), que avalia tanto a acurácia, por meio da média, quanto à precisão, por meio do desvio padrão da relação (valores calculados/medidos) de grandezas quaisquer.

A acurácia de um método de cálculo pode estar associada à tendência central do conjunto de dados. Portanto, a média ou a mediana truncada dos dados podem ser usadas para fornecer um indicador de acurácia. A precisão, ou seja, a quantidade de dispersão, das previsões de um método de cálculo pode ser avaliada por meio de uma medida da dispersão do conjunto de dados examinado. Portanto, o desvio padrão (s) ou a amplitude interquartil podem ser usados com sucesso para indicar a precisão.

A precisão refere-se à proximidade entre os resultados obtidos em múltiplas medições ou previsões repetidas, ou seja, a quantidade de dispersão nos dados. Quanto menor a dispersão, maior é a precisão. A acurácia, por sua vez, está relacionada à proximidade dos resultados em relação ao valor verdadeiro ou objetivo. Ou seja, a acurácia mede os quão corretos ou próximos dos resultados desejados são. Enquanto a precisão avalia a consistência dos resultados, a acurácia avalia a exatidão em relação ao valor verdadeiro ou objetivo. É possível ter resultados precisos (pouca dispersão) mas não acurados (distantes do valor verdadeiro) e vice-versa.

$$RD = \sqrt{[1 - (\mu(Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}))]^2 + [(s(Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}))]^2} \quad (3.1)$$

Onde $\mu(Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}})$ representa a média e $s(Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}})$ o desvio padrão dos valores das razões ($Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}$). Quando a razão ($Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}$) apresenta um valor equivalente a unidade e o desvio padrão é igual a zero, observa-se então a condição ótima.

$$K = \frac{Q_{previsto}}{Q_{medido}} = \frac{Q_p}{Q_m} \quad (3.2)$$

Onde Q_p é a capacidade de carga prevista por alguma metodologia e Q_m é a capacidade de carga medida em prova de carga.

Os autores ainda denominam a razão ($Q_{calculado}/Q_{medido}$) como fator de viés (K). Sendo possível, definir um grau de conservadorismo ou segurança usando os valores K, variando de 5 (muito conservador) a 1 (muito pouco conservador) como mostra a Tabela 3.12, com base na porcentagem de valores K inferiores a 1. Valores baixos de RD (*Ranking Distance*) representam um método estimativo com alta acurácia e alta precisão. Ao passo que os valores de RD aumentam, este índice estatístico caracteriza a metodologia estimativa como menos acurada. Nota-se assim, que os métodos estimativos com menores valores de RD, reproduzem resultados mais acurados e precisos.

Tabela 3.12. Escala de conservadorismo baseada na porcentagem de valores K inferiores a 1 (modificado – Orr e Cherubini, 2003)

Grau de conservadorismo	Valores de K < 1 (%)	Grau de conservadorismo ou segurança do método
5	80 a 100	Muito conservador (muito seguro)
4	60 a 80	Conservador (seguro)
3	40 a 60	Neutro
2	20 a 40	Arrojado (inseguro)
1	0 a 20	Muito arrojado (muito inseguro)

Adicionalmente, os métodos propostos por Décourt (2008) e Massad e Lazo (1998) foram utilizados para interpretar o mecanismo de transferência de carga das fundações nas provas de carga realizadas nesta pesquisa. Desta forma, possibilitando a avaliação da eficiência da estimativa da resistência por atrito lateral e ponta das metodologias supracitadas.

3.8. MÉTODOS EMPREGADOS NA ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS DAS ESTACAS

Neste item são evidenciadas as metodologias empregadas (Poulos e Davis, 1980; Bowles, 1997; Seo *et al.* 2007) para estimativa de deslocamentos das fundações profundas avaliadas nesta pesquisa, sendo estas apresentadas com maiores detalhes no apêndice F. Além de especificar os módulos de deformabilidade do solo utilizados neste trabalho. Diferentes módulos de deformabilidade foram selecionados para distintos tipos de ensaios *in situ* e laboratório (SPT, CPT, PMT, curvas pressão *versus* volume do EB, E_i e E_{50}). Adicionalmente,

realizou-se a estimativa do deslocamento para distintos níveis de carregamento (25, 50, 75 e 100% da carga convencionada equivalente a um deslocamento de 10% do diâmetro do fuste da estaca), sendo estes níveis determinados de acordo com a capacidade de carga convencionada ($0,1\phi$) interpretada em prova de carga. Robertson e Campanella (1988) sugerem valores de $E_s = 6$ a $10 q_c$ para determinação de módulos de deformabilidade (em MPa) com base em ensaios CPT. Seguindo as recomendações de Stewart *et al.* (2011), adotou-se um valor de módulo de deformabilidade equivalente a $8 q_c$. Poulos (1998) relaciona valores de N_{SPT} a valores de módulo de deformabilidade (em MPa), sendo a relação descrita por $E = 3 N_{SPT}$. Deste modo, adota-se esta relação nesta pesquisa para estimativa do módulo de deformabilidade a partir de medidas do índice de resistência a penetração do ensaio SPT (N_{SPT}). As curvas pressão *versus* deformação circunferencial dos ensaios pressiométricos realizados por Mota (2003) e as curvas pressão *versus* volume medidas durante a primeira etapa de injeção do EB executadas pela EMBRE (2017) foram retroanalisadas por meio da metodologia de expansão de cavidade proposta por Fontaine *et al.* (2005). Obtendo assim, dois módulos de deformabilidade, sendo um deles determinado a partir do ensaio PMT e outro a partir das curvas de pressão *versus* deformação circunferencial medidas durante a expansão do *Expander Body* (EB). Valores de módulo de deformabilidade tangencial (E_i) e secante (E_{50}) foram selecionados a partir da análise de ensaios triaxiais drenados realizados por Guimarães (2002). A previsão do módulo de deformabilidade de cada camada foi realizada a partir do valor médio para cada tipo de ensaio, de acordo com a Tabela 3.13. Os valores obtidos em campo variaram com a profundidade, assim, valores médios ponderados de acordo com a equação a seguir foram adotados:

$$E_s = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} \quad (3.3)$$

Onde: H_i é a profundidade e E_i é o módulo de deformabilidade correspondente à i -ésima camada.

Tabela 3.13. Correlações e técnicas utilizadas para estimativa dos módulos de deformabilidade

Ensaio	Referência	Formulação
SPT	Poulos (1998)	$E = 3 N_{SPT}$ (MPa)
CPT	Robertson e Campanella (1988)	$E = 8 q_c$ (MPa)
PMT	Fontaine <i>et al.</i> (2005)	Retroanálise
Laboratório	Triaxial CD	E_i e E_{50}
EB	Fontaine <i>et al.</i> (2005)	Retroanálise

Os parâmetros médios (q_c , f_s e N_{SPT}) obtidos a partir de ensaios *in situ* são apresentados na Figura 3.20. Adota-se o coeficiente de Poisson do solo igual a 0,3 conforme recomendação de Stewart *et al.* (2011), sendo esta escolha realizada devido ao tipo de solo analisado na pesquisa, bem como pelos resultados satisfatórios obtidos por estes autores na estimativa de recalques de estacas assentes no solo do mesmo campo experimental, utilizando o método de Poulos e Davis (1980). Por fim, foi conduzida uma análise comparativa dos deslocamentos estimados das estacas ($\delta_{estimado}$) e dos deslocamentos medidos (δ_{medido}) para distintos níveis de carregamento nas provas de carga.

3.9. MODELAGEM NUMÉRICA

Neste item é apresentada a metodologia utilizada para realização da modelagem numérica das provas de carga em estacas escavadas mecanicamente e estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia EB. A análise numérica foi realizada utilizando o método dos elementos finitos no *software* Plaxis 2D, abordando assim, aspectos como a geometria e a malha adotadas, as condições de contorno do problema, os parâmetros e modelos constitutivos adotados para os diferentes materiais empregados nas análises realizadas. Por fim, descreve-se ainda os passos de análise relativo ao processo executivo das estacas teste, bem como da aplicação dos deslocamentos registrados nas provas de carga em estaca realizadas no CEFECUnB.

Nesta etapa do trabalho, foram efetuadas simulações numéricas das provas de carga realizadas nas estacas EEC – 10, EET – 10, EBC – 10 e EBT – 10. Inicialmente, foram definidas a geometria, malha e as condições de contorno para a simulação. Em seguida, foram utilizados seis materiais distintos para representação do perfil estratigráfico, sendo estes divididos em três camadas principais (argila arenosa porosa, solo laterítico residual e solo saprolítico), empregando inicialmente os parâmetros validados por Rebolledo *et al.* (2019), a partir da utilização do modelo *Hardening Soil* para representar o comportamento tensão-deformação dos solos constituintes do perfil estratigráfico do Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília.

Os passos de análise foram definidos e um fluxograma de análises numéricas foi estabelecido (Figura 3.56), de modo a calibrar o modelo a partir das análises das estacas escavadas sem a tecnologia EB (EEC – 10 e EET – 10). Devido à proximidade dessas estacas com as estacas equipadas com a tecnologia EB, verificou-se uma influência da expansão do EB no acréscimo da capacidade de carga das estacas escavadas sem a tecnologia EB (EEC – 10 e EET – 10) conforme indicado pela Figura 4.60. A premissa de ajuste de parâmetros considerou a provável

influência da expansão dos EBs nas provas de carga das estacas sem EB, bem como os parâmetros validados por Rebolledo *et al.* (2019). A etapa de calibração é apresentada com maiores detalhes no item 3.9.4. Posteriormente, as provas de carga realizadas nas estacas escavadas com a tecnologia EB (EBC – 10 e EBT – 10) foram simuladas numericamente utilizando o modelo *Hardening Soil* e os "parâmetros ajustados" a partir dos parâmetros inicialmente propostos por Rebolledo *et al.* (2019) e calibrados a partir das simulações das estacas escavadas sem a tecnologia EB, EEC – 10 e EET – 10, em conjunto com a metodologia analítica de expansão de cavidade desenvolvida por Cunha (1996) e modificada por Fontaine *et al.* (2005). Ao final das análises numéricas, é possível avaliar a curva carga *versus* recalque obtida para cada simulação, bem como avaliar o mecanismo de transferência de carga e a mudança no mecanismo de ruptura do sistema estaca-solo devido a introdução da tecnologia EB.

3.9.1. Geometria, malha e condições de contorno

Devido à geometria cilíndrica do problema, o modelo foi considerado como sendo axissimétrico, possibilitando assim, realizar análises bidimensionais utilizando o *software* Plaxis 2D. Adicionalmente, adota-se um domínio retangular, com uma profundidade equivalente a 30 m ($3L$) e 15 m de comprimento (aproximadamente 50ϕ) como indicado na Figura 3.49.

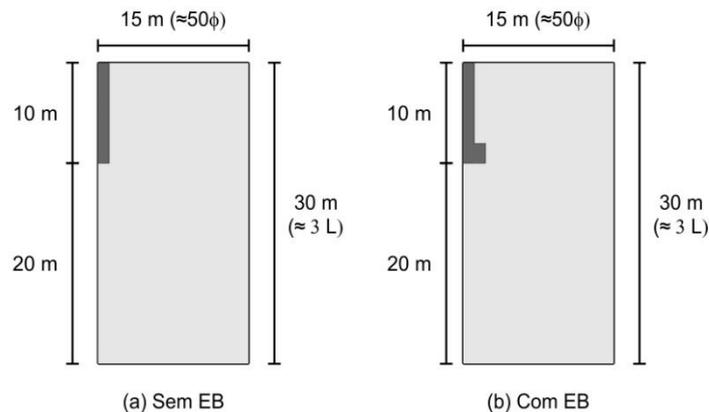


Figura 3.49. Geometria do modelo: (a) Sem EB; (b) Com EB.

O meio contínuo foi discretizado utilizando uma malha constituída de vários elementos triangulares com 15 nós (Figura 3.50), sendo este um tipo de elemento padrão do *software*.

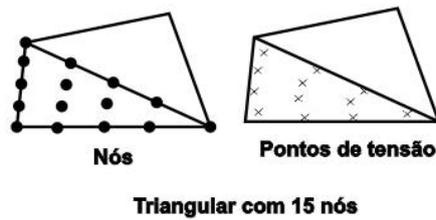


Figura 3.50. Elemento triangular com 15 nós.

Seguindo as recomendações de Schmüdderich *et al.* (2020) e buscando minimizar as limitações associadas à discretização do modelo na análise de elementos finitos, realizou-se um refinamento da malha próximo da estrutura da estaca, bem como em uma zona primária equivalente a três diâmetros (3ϕ) e em uma zona secundária de cinco diâmetros (5ϕ) abaixo da ponta e circundante ao fuste. O tamanho da malha foi gradualmente aumentado em direção aos limites do modelo para minimizar o esforço computacional, enquanto assegura-se que os resultados apresentem alterações irrisórias, independentemente do aumento do tamanho da malha. Para assimilar de modo realístico a interação solo-estaca e para evitar concentrações de tensão nos contornos da base da fundação, elementos de interface são introduzidos nos contatos solo-estaca, estendendo-se 0,5 m verticalmente e horizontalmente das adjacências da ponta da estaca. As condições de contorno lateral foram fixadas no sentido horizontal, e as condições de contorno vertical da base do domínio foi fixada em ambos os sentidos (Figura 3.51).

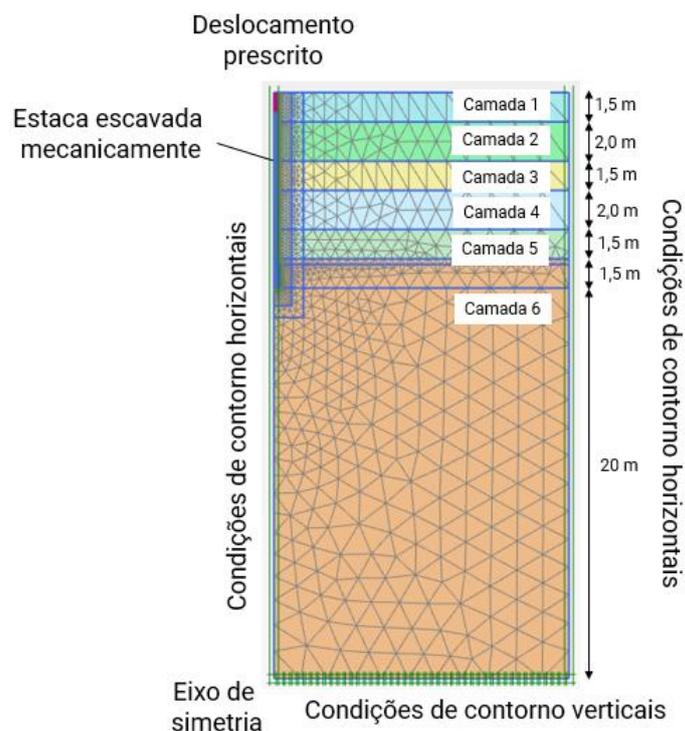


Figura 3.51. Simulação numérica de prova de carga.

As propriedades da interface foram adotadas com rigidez idêntica à do solo circundante ($\delta/\varphi' = 1$ para estacas escavadas mecanicamente e para a estacas escavadas mecanicamente equipada com o EB).

3.9.2. Passos de análises

A simulação numérica foi realizada considerando diferentes etapas de análise para estacas escavadas mecanicamente e para estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia EB. A modelagem numérica para simular a construção e processo de carregamento (utilização de deslocamentos prescritos) da estaca escavada mecanicamente sem a tecnologia EB submetida à compressão (EEC–10) foi realizada de acordo com a recomendações de Wehnert e Vermeer (2004) e Han *et al.* (2017). Na fase inicial, as tensões geostáticas são ativadas (procedimento K_0). Na etapa de escavação, o volume do solo é removido, em seguida, na etapa de instalação da estaca, o volume da estaca é ativado e o material concreto é designado. Além disso, os elementos de interface são ativados para permitir uma interação realista entre a estaca e o solo. Por fim, na etapa de carregamento, aplica-se um deslocamento prescrito no topo da fundação (simulação da prova de carga). O processo de modelagem é esquematicamente apresentado na Figura 3.52.

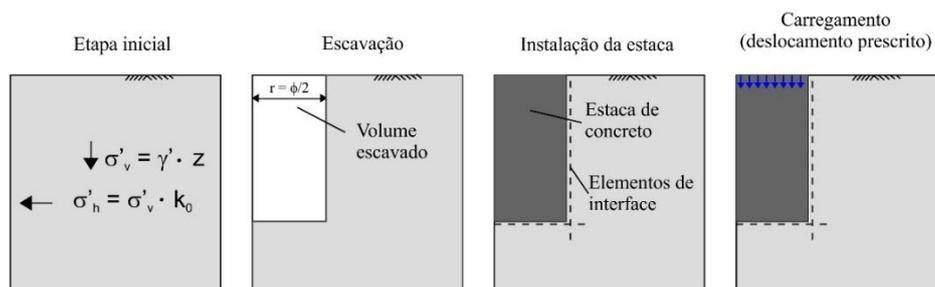


Figura 3.52. Etapas de análise da modelagem numérica da estaca EEC – 10 (Sem escala).

A simulação da estaca escavada mecanicamente sem a tecnologia *Expander Body* submetida à tração (EET–10) apresenta um procedimento semelhante, porém, na etapa de carregamento, na qual o deslocamento prescrito é ativado, emprega-se um deslocamento com valor negativo (convencionado no programa como um esforço de tração) equivalente ao último estágio da prova de carga da prova de carga da estaca EET – 10. Além disso, adiciona-se uma outra camada com parâmetros iguais a camada 6 e em seguida, adota-se um valor de $R_{inter} = 0,001$ e desativa-se a função "gap-closure" (função interna do *software*) no contato entre a base da estaca e dessa nova camada, de modo a eliminar a adesão do solo na base da estaca durante a aplicação do deslocamento vertical para cima, desta forma, simulando de forma efetiva o "arrancamento" da estaca (Figura 3.53).

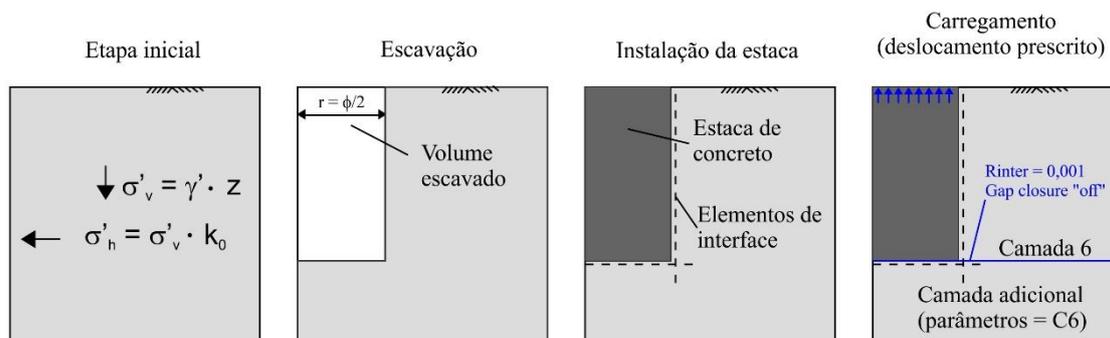


Figura 3.53. Etapas de análise da modelagem numérica da estaca EET – 10 (Sem escala).

Os efeitos da instalação da estaca devido à considerável variação das tensões no solo nas adjacências da base da fundação acarretam complexidades na compreensão e modelagem de estacas equipadas com a tecnologia *Expander Body*. Deste modo, a metodologia simplificada apresentada neste trabalho busca considerar a interação e as mudanças de tensão durante a instalação desses tipos de estacas, de modo a caracterizar o tipo de mecanismo de ruptura, bem como a mudança no mecanismo de transferência de carga do sistema estaca-solo.

Neste trabalho, utiliza-se um modelo elasto-plástico modificado por Fontaine *et al.* (2005) a partir de Cunha (1996), para a interpretação de ensaios das curvas pressão *versus* volume de expansão do EB. A partir desta interpretação, os parâmetros de resistência do solo (c e ϕ) após a expansão do EB (primeira etapa de injeção) são determinados.

As etapas de análise da estaca EBT – 10 (com EB) são similares a da estaca EET – 10 (sem EB). Contudo, na etapa de instalação estaca é realizada a concretagem da estaca e injeção da calda de cimento do EB (expansão), alterando assim a geometria no último metro da estaca, a partir da base da fundação. O acréscimo de diâmetro do EB é definido a partir da interpretação das curvas pressão *versus* volume da primeira etapa de injeção e da curva de calibração do modelo utilizado (Figura 2.7).

Após a conclusão da etapa de instalação, altera-se os parâmetros de resistência do solo (c e ϕ) adjacente a base e ao fuste da estaca em uma espessura de um metro, equivalente ao comprimento do EB após a expansão (Figura 3.54). Por fim, realiza-se o procedimento descrito na simulação da estaca EET – 10 para simular de forma efetiva o “arrancamento” da estaca e aplica-se o carregamento (deslocamento prescrito) relativo ao último estágio da prova de carga da estaca EBT–10.

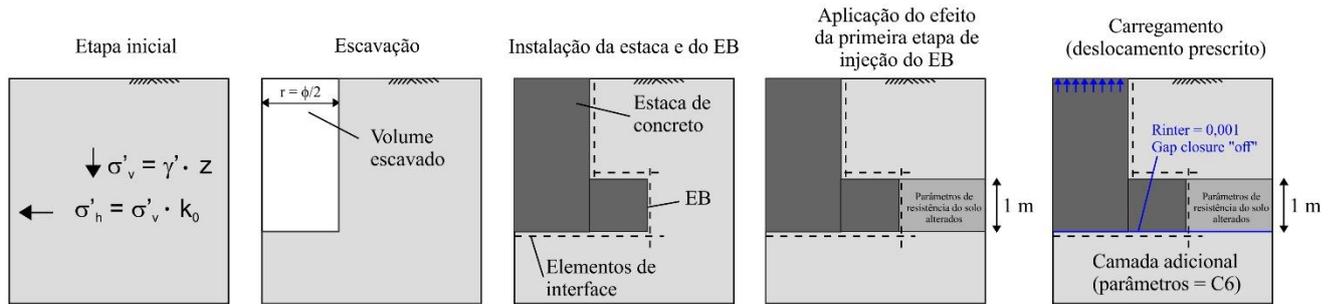


Figura 3.54. Etapas de análise da modelagem numérica da estaca EBT – 10 (Sem escala).

As etapas de análise da estaca EBC – 10 (com EB) são similares a da estaca EBT – 10 (com EB). Todavia, como a estaca EBC – 10 é sujeita a um esforço de compressão, o procedimento para simular o “arrancamento” da estaca não é necessário. Deste modo, com exceção do procedimento para simular o “arrancamento” da estaca, as etapas de análise da estaca EBC – 10 (com EB) são similares a da estaca EBT – 10 (com EB). Por fim, aplica-se o carregamento (deslocamento prescrito) relativo ao último estágio da prova de carga da estaca EBC–10 (Figura 3.55).

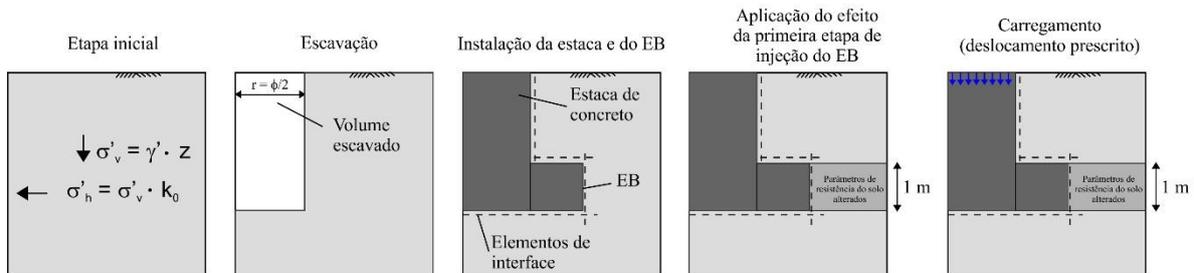
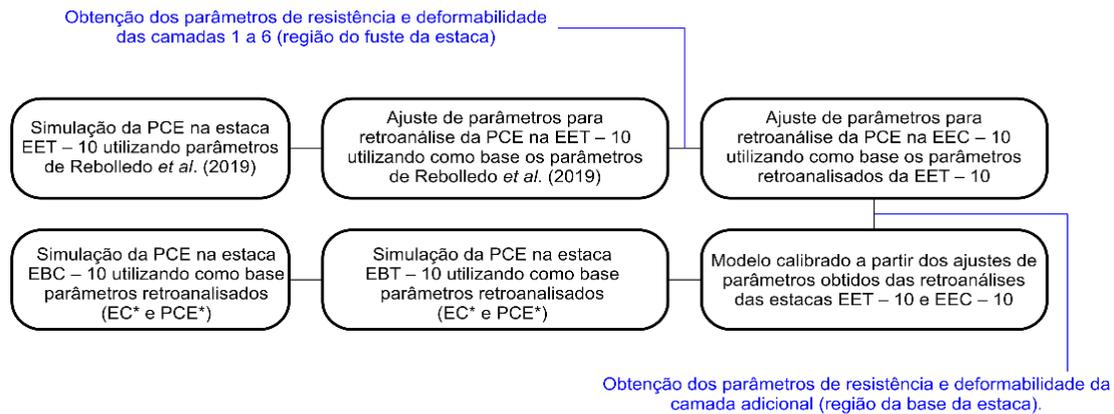


Figura 3.55. Etapas de análise da modelagem numérica da estaca EBC – 10 (Sem escala).

3.9.3. Calibração do modelo

Os passos de análise foram definidos e um fluxograma de análises numéricas foi estabelecido, de modo a calibrar o modelo a partir das análises das estacas escavadas sem a tecnologia Expandar Body (EEC – 10 e EET – 10). O fluxograma com as etapas de calibração e simulações numéricas são apresentadas na Figura 3.56. A representação dos materiais constituintes do perfil estratigráfico na simulação numérica empregou a utilização de seis materiais distintos, sendo estes divididos em três camadas principais (argila arenosa porosa, solo laterítico residual e solo saprolítico).



Legenda:

EC – Expansão de cavidade – modelo elasto-plástico modificado por Fontaine *et al.* (2005) a partir de Cunha (1996)

PCE – Prova de carga estática

Figura 3.56. Fluxograma das etapas de calibração e simulações numéricas.

Inicialmente, utilizou-se os parâmetros validados por Rebolledo *et al.* (2019), a partir do emprego do modelo *Hardening Soil* para representar o comportamento tensão-deformação dos solos constituintes do perfil estratigráfico do Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília (Figura 3.57). A estaca de concreto foi assumida como linearmente elástica, com um módulo de elasticidade equivalente a 20 GPa (definido a partir de ensaios de compressão do concreto utilizados no processo de instalação das estacas) e um coeficiente de Poisson de 0,20, sendo este adotado de acordo com as recomendações propostas por Rebolledo *et al.* (2019).

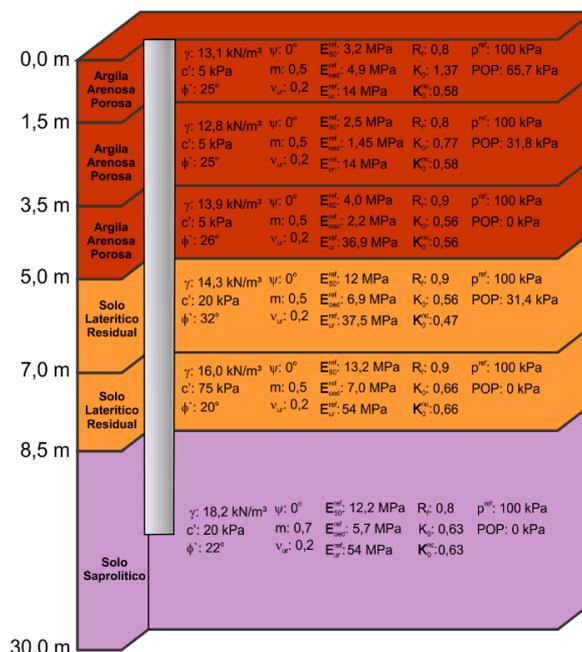


Figura 3.57. Materiais utilizados na modelagem numérica preliminar (Rebolledo *et al.* 2019).

Ao simular a prova de carga realizada na estaca EET – 10 utilizando os parâmetros validados por Rebolledo *et al.* (2019), verificou-se a necessidade de realizar ajustes nos parâmetros de resistência e deformabilidade (Figura 3.58). Tal necessidade pode ser explicada pela provável influência da expansão do EB no acréscimo da rigidez e dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo na região onde as estacas escavadas sem a tecnologia EB (EEC – 10 e EET – 10) foram executadas, conforme indicado pela Figura 4.60. Adicionalmente, outras possíveis justificativas podem ser atribuídas ao saprólito da região onde as estacas foram executadas ser mais rígido e resistente a rocha mãe está mais próxima da ponta das estacas, bem como por uma possível infiltração de água-cimento no subsolo durante a concretagem das estacas de reação e teste devido à alta permeabilidade da argila porosa.

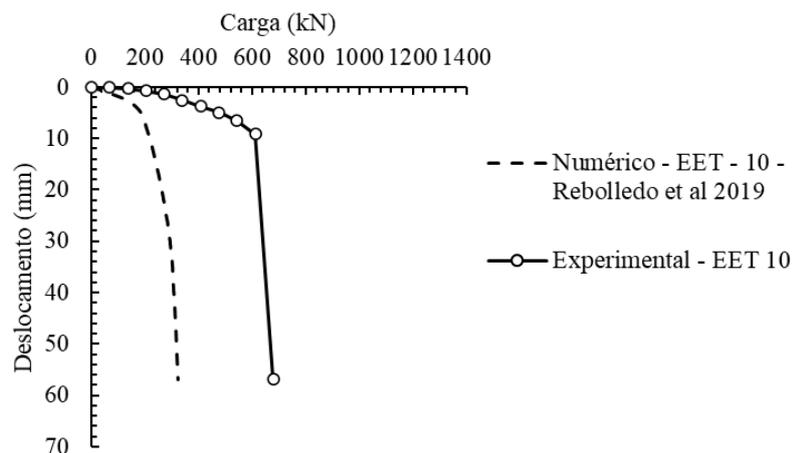


Figura 3.58. Simulação numérica preliminar da estaca EET – 10.

Observa-se que para realizar a retroanálise da curva experimental carga *versus* recalque da estaca EET – 10, seria necessário ajustar a rigidez da curva (módulos de elasticidade das distintas camadas), bem como ajustar os parâmetros de resistência das respectivas camadas. O objetivo desta etapa consiste na calibração dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais no qual a estaca EET – 10 está inserida. Pelo fato de ela estar sujeita a esforço de tração (comumente, resistência apenas por atrito lateral), considera-se importante realizar a calibração dos materiais na região do fuste da estaca. Portanto, foram feitos incrementos proporcionais para cada camada. Inicialmente, os módulos de deformabilidade dos materiais empregados no modelo (E_{50} , E_{ur} e E_{oed}) foram acrescidos em 260%, com o objetivo de retroanalisar a rigidez da curva experimental. Em seguida, os ângulos de atrito (ϕ) dos materiais foram incrementados em 20% e a coesão (c) dos materiais foram aumentadas em porcentagens da ordem de 50% para a calibração da curva carga *versus* recalque numérica, como indicada na Figura 3.59.

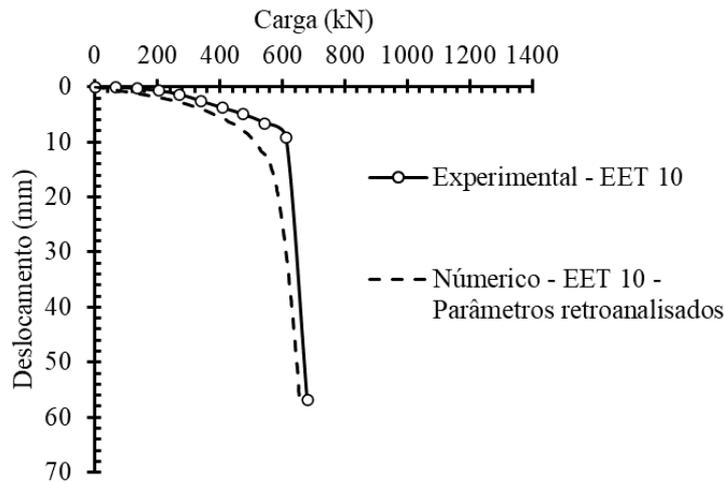


Figura 3.59. Simulação numérica da estaca EET – 10 com parâmetros retroanalizados.

No entanto, conota-se que os acréscimos empregados para calibração da curva carga *versus* recalque numérica estão situados dentro da faixa de ordem de grandeza de engenharia para os parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais avaliados. Além disso, para justificar o acréscimo dos parâmetros de resistência solo adotados na calibração, realizou-se uma avaliação a luz da mecânica dos solos não-saturados, utilizando os valores de sucção mátrica ao longo do perfil estratigráfico do CEFECUnB (Figura 3.17) e das equações propostas por Satyanaga e Rahardjo (2017) para solos residuais não-saturados de característica bimodal, com o objetivo de avaliar o intervalo de acréscimo adequado dos parâmetros de resistência dos materiais empregados na modelagem numérica a partir da retroanálise da prova de carga da estaca EET – 10. Na camada 6, o ajuste da coesão foi um pouco superior a 50%, devido a ajustes finos da curva carga *versus* recalque, contudo, estes valores de coesão ainda assim, situam-se dentro do intervalo obtido a partir das equações propostas por Satyanaga e Rahardjo (2017).

As equações propostas por Satyanaga e Rahardjo (2017) foram utilizadas pois os solos tropicais de Brasília apresentam interações entre a caulinita e os óxidos de ferro e alumínio, promovendo a agregação e definição das características físicas de solos altamente intemperizados (Melo e Wypych, 2009). Tal característica resulta em curvas características designadas bimodais marcadas pela microporosidade no interior do agregado e macroporosidade entre os agregados, e influem, também, diretamente em propriedades como a plasticidade e no comportamento hidromecânico (Cardoso, 2002). Todos os outros parâmetros constituintes do modelo *Hardening Soil* foram mantidos segundo os valores propostos por Rebolledo *et al.* (2019).

A Tabela 3.14 apresenta os parâmetros empregados no modelo *Hardening Soil* propostos por Rebolledo *et al.* (2019) para os solos de Brasília, os quais foram inicialmente empregados para modelagem numérica (Figura 3.58) da prova de carga da estaca EET – 10, ao passo que a Tabela 3.15 exhibe os parâmetros retroanalizados a partir da prova de carga estática da estaca EET – 10 considerando a provável influência da expansão do EB no acréscimo da rigidez e dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo da região adjacente à estaca EET – 10.

Tabela 3.14. Parâmetros propostos por Rebolledo *et al.* (2019)

Profundidade (m)	0 - 1,5	1,5 - 3,5	3,5 - 5,0	5,0 - 7,0	7,0 - 8,5	8,5 - 30,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2
c' (kPa)	5	5	5	20	75	20
ϕ' (o)	25	25	26	32	20	22
ψ (o)	0	0	0	0	0	0
E_{50}^{nc} (MPa)	3,2	2,5	4	12	13,2	12,2
E_{oed}^{nc} (MPa)	4,9	1,45	2,2	6,9	7,1	5,8
E_{ur}^{nc} (MPa)	14	14	36,9	37,5	54	54
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p_{ref} (kPa)	100	100	100	100	100	100
R_f	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0
K_0^{nc}	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63
K_0	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63

Legenda:

γ = Peso específico natural do solo, em kN/m³;

c' = coesão efetiva, em kPa;

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo do solo, em graus;

ψ = Dilatância, em graus;

OCR = Razão de préadensamento;

K_0 = Coeficiente de empuxo no repouso;

m = Expoente da função hiperbólica;

ν_{ur} = Coeficiente de Poisson de descarga e recarregamento;

p_{ref} = Tensão de referência, em kPa;

R_f = Razão de ruptura;

E_{50}^{nc} = Módulo de deformabilidade secante de referência, em MPa;

E_{oed}^{nc} = Módulo de deformabilidade edométrico de referência, em MPa;

E_{ur}^{nc} = Módulo de deformabilidade de descarga e recarregamento de referência, em MPa;

Tabela 3.15. Parâmetros retroanalizados da prova de carga da EET – 10

Profundidade (m)	0 - 1,5	1,5 - 3,5	3,5 - 5,0	5,0 - 7,0	7,0 - 8,5	8,5 - 30,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2
c' (kPa)	10	10	10	40	90	60
ϕ' (o)	30	30	31,2	38,4	24	26
ψ (o)	0	0	0	0	0	0
E_{50}^{nc} (MPa)	11,5	9,0	14,4	43,2	47,5	43,9
E_{oed}^{nc} (MPa)	17,6	5,2	10,8	24,8	25,6	25,3
E_{ur}^{nc} (MPa)	50,4	50,4	132,8	133,2	194,4	194,4
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p_{ref} (kPa)	100	100	100	100	100	100
R_f	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0
K_0^{nc}	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63
K_0	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63

Partindo dos parâmetros obtidos na retroanálise da prova de carga da estaca EET – 10, conduziu-se a retroanálise da estaca EEC – 10, com o objetivo de calibrar os parâmetros na região da ponta da estaca. Deste modo, foi criada uma camada "adicional" entre 10 e 30 m de profundidade. Esta camada "adicional" apresenta parâmetros de deformabilidade idênticos a da camada 6 (situada entre 8,5 e 10 m de profundidade), contudo, esta camada adicional foi empregada para retroanálise dos parâmetros de resistência (c' e ϕ') na região da ponta da estaca a partir da simulação da prova de carga da estaca EEC – 10 (Tabela 3.16). A Figura 3.60 apresenta a curva carga *versus* recalque numérica obtida a partir da simulação da prova de carga da estaca EEC – 10, considerando a provável influência da expansão do EB no acréscimo da rigidez e dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo da região adjacente à estaca EEC – 10. Nesta camada adicional, os valores de coesão e ângulo de atrito foram iguados aos valores obtidos por Rebolledo *et al.* (2019), adotando assim valores de 20 kPa e 22°, respectivamente.

Tabela 3.16. Parâmetros retroanalizados da prova de carga da estaca EEC – 10

Profundidade (m)	0 - 1,5	1,5 - 3,5	3,5 - 5,0	5,0 - 7,0	7,0 - 8,5	8,5 - 10,0	10,0 - 30,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2	18,2
c' (kPa)	10	10	10	40	90	60	20
ϕ' (o)	30	30	31	38	24	26	22
ψ (o)	0	0	0	0	0	0	0
E_{50}^{nc} (MPa)	11,5	9,0	14,4	43,2	47,5	43,9	43,9
E_{oed}^{nc} (MPa)	17,6	5,2	10,7	24,8	25,6	25,2	25,2
E_{ur}^{nc} (MPa)	50,4	50,4	132,8	133,2	194,4	194,4	194,4
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7	0,7
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p_{ref} (kPa)	100	100	100	100	100	100	100
R_f	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0	0
K_0^{nc}	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63	0,63
K_0	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63	0,63

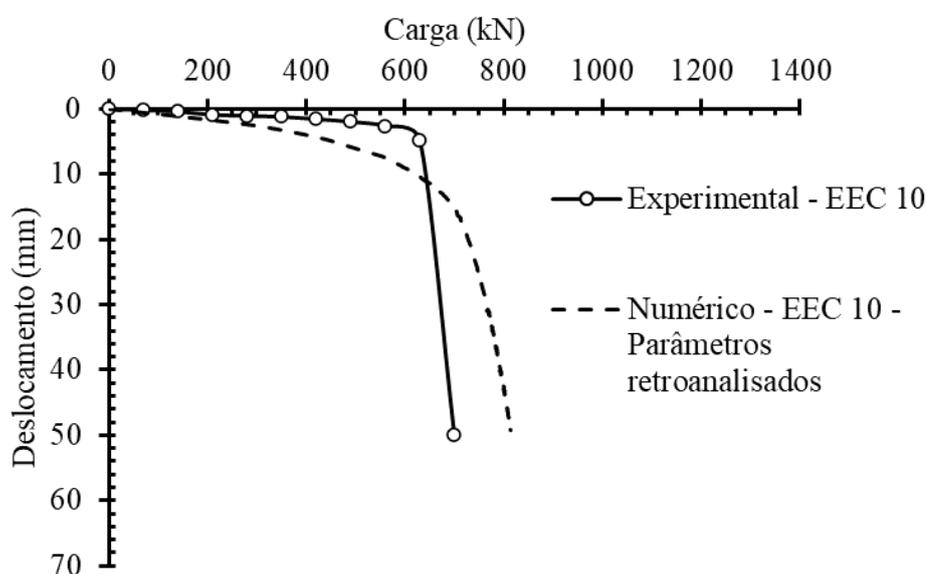


Figura 3.60. Simulação numérica da estaca EEC – 10 com parâmetros retroanalizados.

Após a retroanálise das provas de carga das estacas EET – 10 e EEC – 10, considera-se que o modelo para simular numericamente a estacas EBT – 10 e EBC – 10 (estacas que possuem a tecnologia EB equipada na ponta da estaca) está calibrado. Por fim, a simulação numérica das provas de carga das estacas EBT – 10 e EBC – 10 foram realizadas de acordo com os procedimentos descritos nas Figuras 3.54 e 3.55. Os parâmetros de deformabilidade adotados nas estacas EET – 10 e EEC – 10 são semelhantes aos utilizados na simulação das estacas EBT – 10 e EBC – 10 (Tabela 3.17 e Tabela 3.18).

Tabela 3.17. Parâmetros utilizados na simulação da prova de carga da estaca EBT – 10

Profundidade (m)	0 - 1,5	1,5 - 3,5	3,5 - 5,0	5,0 - 7,0	7,0 - 8,5	8,5 - 9,0	9,0 - 10,0	10,0 - 30,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2	18,2	18,2
c' (kPa)	10	10	10	40	90	60	59	20
ϕ' (o)	30	30	31	38	24	26	38	22
ψ (o)	0	0	0	0	0	0	0	0
E_{50}^{nc} (MPa)	11,5	9,0	14,4	43,2	47,5	43,9	43,9	43,9
E_{oed}^{nc} (MPa)	17,6	5,2	10,7	24,8	25,6	25,2	25,2	25,2
E_{ur}^{nc} (MPa)	50,4	50,4	132,8	133,2	194,4	194,4	194,4	194,4
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7	0,7	0,7
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p_{ref} (kPa)	100	100	100	100	100	100	100	100
R_f	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0	0	0
K_0^{nc}	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63	0,63	0,63
K_0	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63	0,63	0,63

Tabela 3.18. Parâmetros utilizados na simulação da prova de carga da estaca EBC – 10

Profundidade (m)	0 - 1,5	1,5 - 3,5	3,5 - 5,0	5,0 - 7,0	7,0 - 8,5	8,5 - 9,0	9,0 - 10,0	10,0 - 30,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2	18,2	18,2
c' (kPa)	10	10	10	40	90	60	59	20
ϕ' (o)	30	30	31	38	24	26	41	22
ψ (o)	0	0	0	0	0	0	0	0
E_{50}^{nc} (MPa)	11,5	9,0	14,4	43,2	47,5	43,9	43,9	43,9
E_{oed}^{nc} (MPa)	17,6	5,2	10,7	24,8	25,6	25,2	25,2	25,2
E_{ur}^{nc} (MPa)	50,4	50,4	132,8	133,2	194,4	194,4	194,4	194,4
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7	0,7	0,7
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p_{ref} (kPa)	100	100	100	100	100	100	100	100
R_f	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0	0	0
K_0^{nc}	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63	0,63	0,63
K_0	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63	0,63	0,63

Como descrito no item 3.9.2, a simulação da expansão do EB foi realizada a partir da modificação dos parâmetros de resistência de uma camada com espessura de 1 m (entre 9 e 10 m de profundidade), após a etapa de concretagem da estaca. Estes "novos" parâmetros de resistência do solo foram determinados a partir da interpretação das curvas pressão *versus* volume da expansão do EB para cada estaca, utilizando o modelo elasto-plástico modificado por Fontaine *et al.* (2005) a partir de Cunha (1996), com os valores médios das Tabelas 4.16 e 4.17.

Por fim, pontos de Gauss ou de tensão foram selecionados para leituras em distintas profundidades de modo a funcionarem como "*strain gauges*" para análise das transferências de carga das estacas analisadas. A Figura 3.61 indica as profundidades selecionadas para as estacas escavadas convencionais e para as estacas equipadas com a tecnologia EB.

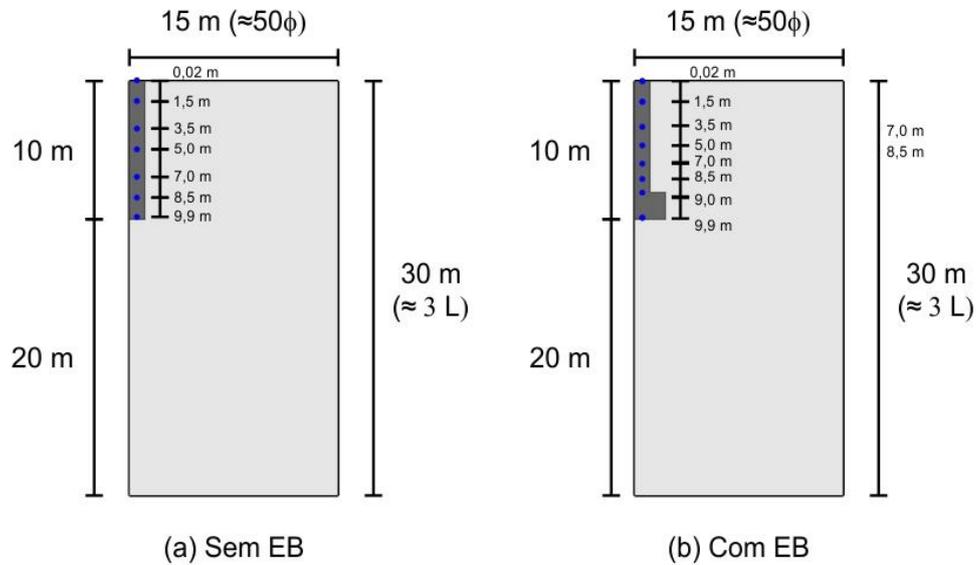


Figura 3.61. Localização dos pontos de Gauss ou pontos de tensão ao longo da profundidade (sem escala).

A partir do processo de calibração realizado neste capítulo, serão apresentadas, no capítulo de resultados, as comparações entre as curvas de carga *versus* recalque experimentais e numéricas das estacas EBT – 10 e EBC – 10. Além disso, serão abordados aspectos relacionados às superfícies de ruptura, bem como ao mecanismo de transferência de carga das estacas EBT – 10, EBC – 10, EET – 10 e EEC – 10. Os parâmetros utilizados para simular as provas de carga à tração (EET – 10 e EBT – 10) são indicados nas Tabelas 3.15 e 3.17, enquanto na simulação das provas de carga à compressão (EEC – 10 e EBC – 10) foram empregados os parâmetros exibidos nas Tabelas 3.16 e 3.18.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados das provas de carga estática realizadas em estacas escavadas mecanicamente com e sem o sistema EB acoplado. Além disso, são denotadas as estimativas de capacidade de carga e de recalque a partir de métodos teóricos e semiempíricos com base em resultados de ensaios de campo e laboratório.

Em seguida, são evidenciados aspectos relativos ao comportamento tração *versus* compressão das estacas escavadas mecanicamente com e sem o sistema EB acoplado. Adicionalmente, são apresentadas análises comparativas de provas de carga em fundações por estacas com distintas metodologias executivas do CEFECUnB. Neste item ainda é apresentada a interpretação das curvas pressão *versus* volume da tecnologia EB. Por fim, aborda-se as análises numéricas das provas de carga de modo a avaliar as superfícies de ruptura das fundações analisadas neste trabalho, bem como da influência do mecanismo de transferência de carga do conjunto estaca-solo.

4.1. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA

Neste item são apresentadas e analisadas as curvas carga *versus* deslocamento do topo das estacas obtidas a partir das provas de carga estáticas. A Tabela 4.1 e as Figuras 4.1 a 4.8 apresentam os resultados de curvas carga *versus* deslocamento obtidos nas provas de carga realizadas nas estacas EEC – 8.8, EBC – 8.8, EEC – 10, EBC – 10, EET – 10, EBT – 10 e EBT – 8, bem como as cargas de ruptura previstas a partir dos métodos de extrapolação de ruptura convencional, segundo o método de Van der Veen (1953), o método de método de Chin (1970), Décourt (1996) e Eurocode 7 (CEN, 2004).

O carregamento das estacas teste foi realizado em dez estágios de carga. Ao analisar as Figuras 4.1 a 4.7, observou-se que o deslocamento máximo das estacas variou entre 23,1 e 66,5 mm, atingindo deslocamentos iminentes ao limite do deflectômetro (70mm). Os deslocamentos analisados durante a realização das provas de carga foram superiores a 10% do diâmetro do fuste das estacas, com exceção da estaca EEC – 8.8.

Tabela 4.1. Características das fundações e resultados interpretados nas provas de carga

Estaca	ϕ (m)	L (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	Carga de ruptura (kN)			
					A	B	C	D
EEC – 8.8	0,3	8,8	550	23,15	560	595	588	N/A
EBC – 8.8	0,3	8,8	1000	66,51	1020	1177	1111	823
EEC – 10	0,3	10	700	50	700	714	714	682
EBC – 10	0,3	10	1200	52,21	1220	1267	1250	1140
EET – 10	0,25	10	680	56,9	690	716	714	637
EBT – 10	0,25	10	980	54,79	990	1107	1111	862
EBT – 8	0,25	8	630	57,83	640	637	667	576

Legenda:

ϕ = Diâmetro do fuste do elemento de fundação, em metros;

L = Comprimento do elemento de fundação, em metros;

$Q_{m\acute{a}x}$ = Carga máxima aplicada na prova de carga, em kN;

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Recalque máximo obtido na prova de carga, em milímetros;

A = Método de Van Der Veen (1953); B = Método de Décourt (1996);

C = Método de Chin (1970); D = Eurocode 7 (CEN, 2004); N/A = Não Aplicável.

Ao analisar os resultados de extrapolação das curvas carga *versus* recalque, observa-se que os métodos de Van der Veen (1953) e Eurocode 7 (CEN, 2004), apresentam valores de carga de ruptura interpretada mais próximas do limite inferior, enquanto os métodos de Chin (1970) e Décourt (1996) fornecem valores de carga de ruptura interpretada mais próximas do limite superior dentre os valores observados. Para as metodologias avaliadas, a oscilação do coeficiente de variação (razão entre o desvio padrão e a média) das determinações de carga de ruptura variou de 2,1% a 14,9%.

Considerando que a metodologia empregada pelo Eurocode 7 (CEN, 2004) é uma das metodologias analisadas que corresponde ao limite inferior da interpretação das cargas de ruptura observadas, é possível afirmar que sua utilização é uma opção satisfatória e mais conservadora para análise dos resultados na região estudada. Além disso, os deslocamentos obtidos durante as provas de carga foram superiores a 10% do diâmetro do fuste das estacas, com exceção da estaca EEC - 8.8, o que indica que a metodologia é adequada para aplicação.

Adicionalmente, expõe-se a determinação a carga de ruptura da estaca pelo método proposto pelo Eurocode 7 (CEN, 2004) é similar ao proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2019), sendo estes fundamentados em critérios de deslocamento associados a características geométricas das estacas ensaiadas nas provas de carga. De acordo com o método proposto pelo Eurocode 7 (CEN, 2004), a carga de ruptura convencionada é equivalente a uma carga correspondente a um deslocamento proporcional a 10% do diâmetro do fuste da estaca.

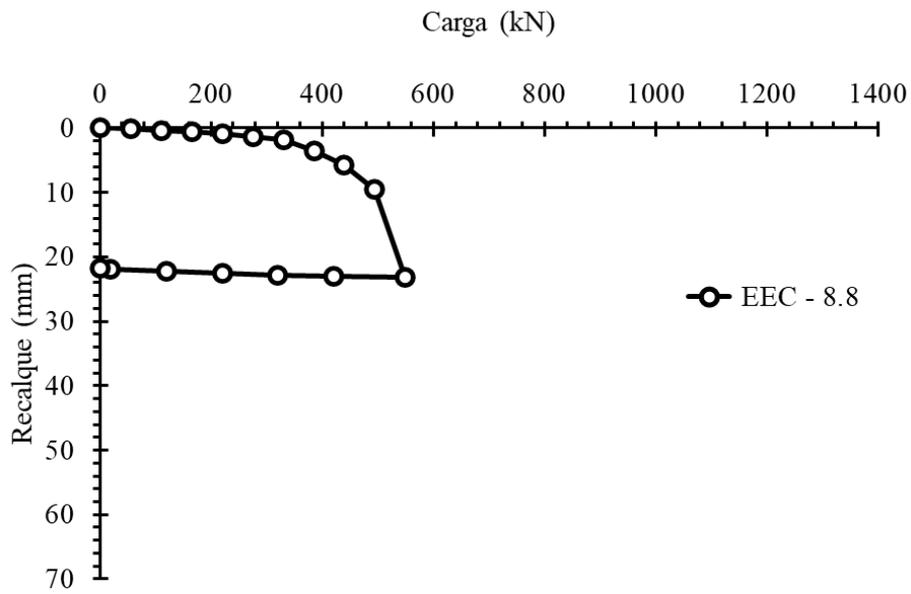


Figura 4.1. Curva carga *versus* deslocamento – EEC – 8.8.

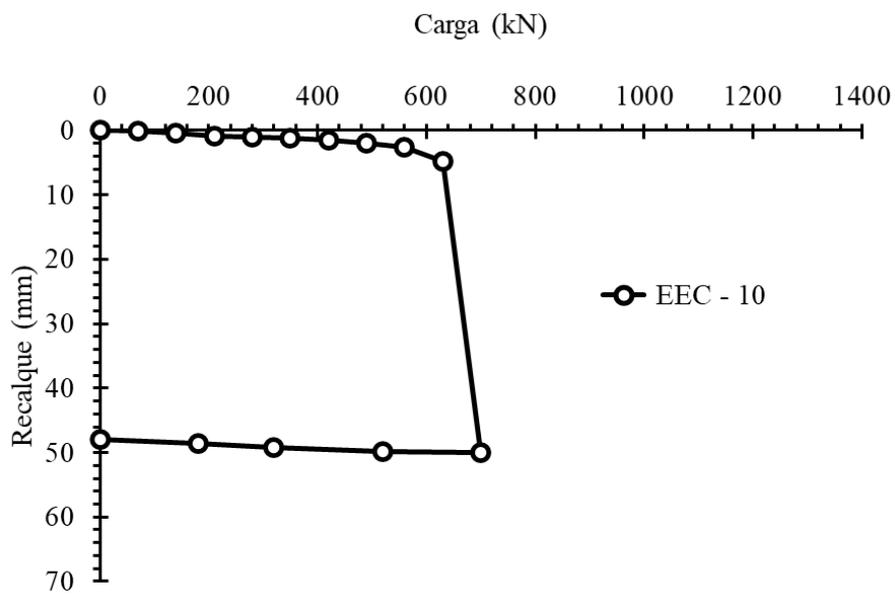


Figura 4.2. Curva carga *versus* deslocamento – EEC – 10.

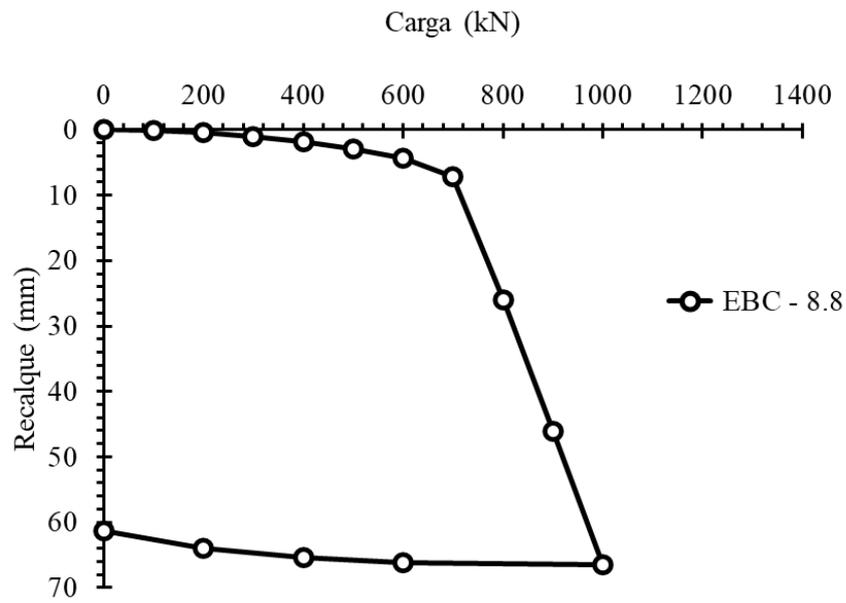


Figura 4.3. Curva carga *versus* deslocamento – EBC – 8.8.

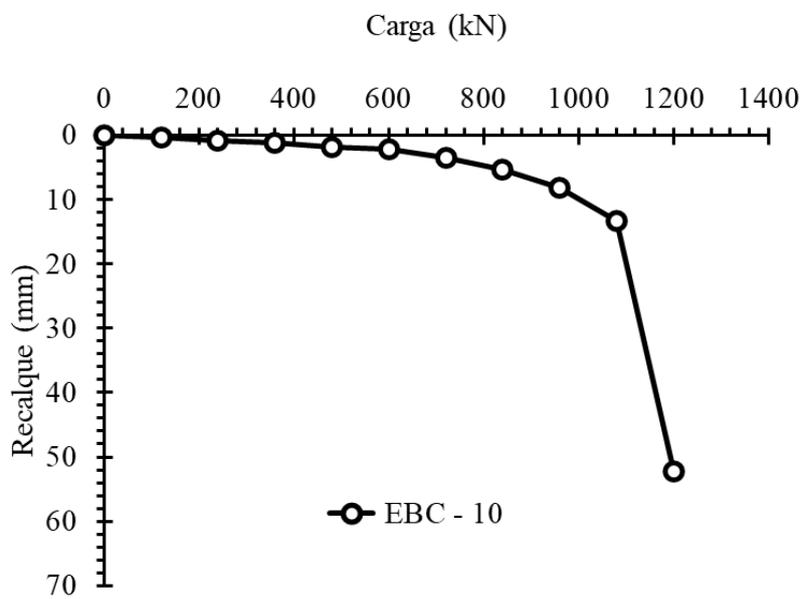


Figura 4.4. Curva carga *versus* deslocamento – EBC – 10.

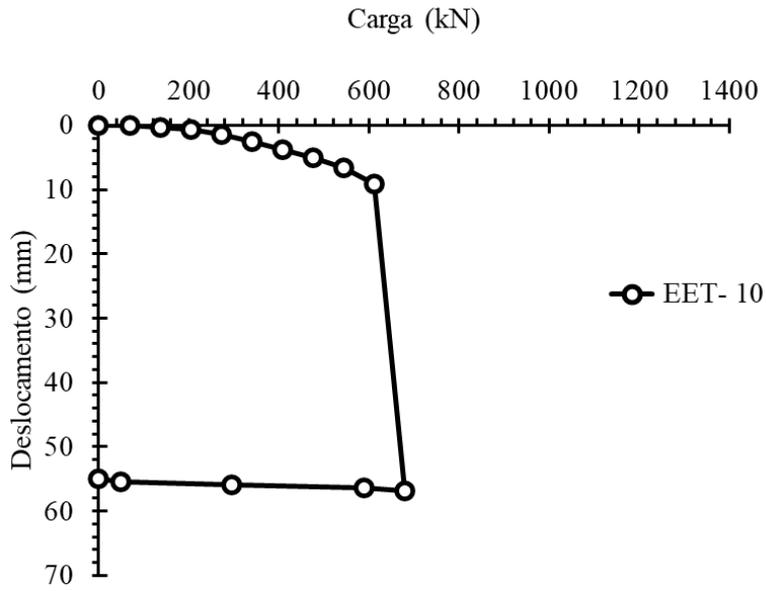


Figura 4.5. Curva carga *versus* deslocamento – EET – 10.

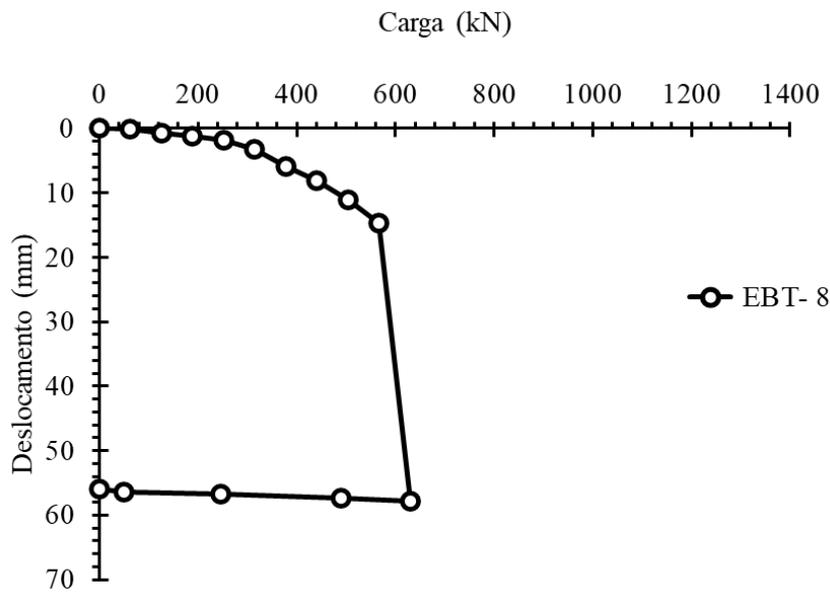


Figura 4.6. Curva carga *versus* deslocamento – EBT – 8.

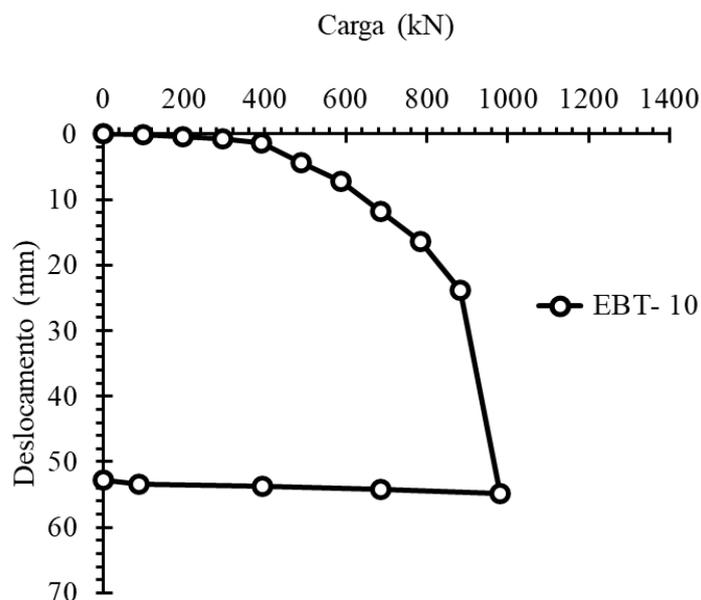


Figura 4.7. Curva carga *versus* deslocamento – EBT – 10.

Para interpretar a carga de ruptura convencional da estaca EEC – 8.8 (carga correspondente a um deslocamento equivalente a $10\% \phi$ segundo o critério indicado pelo Eurocode 7 (CEN, 2004), realizou-se uma extrapolação da curva carga *versus* recalque utilizando o método da rigidez proposto por Décourt (1996) conforme exposto na Figura 4.8. A carga de ruptura convencional para a estaca EEC – 8.8 segundo a diretriz do Eurocode 7 (CEN, 2004) é de 570 kN.

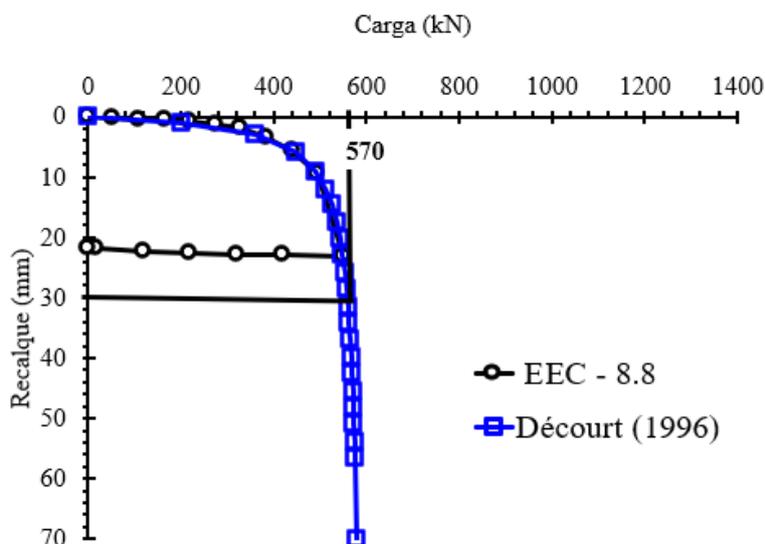


Figura 4.8. Curva carga *versus* deslocamento – EEC – 8.8 – Eurocode 7 (CEN, 2004).

A Tabela 4.2 apresenta os valores do diâmetro do fuste das estacas analisadas, bem como do diâmetro do EB após a expansão. Além dos valores de carga e deslocamento máximos obtidos

nas provas de cargas da presente pesquisa. Por fim, a Tabela 4.2 e a Figura 4.9 exibem os valores de cargas de ruptura convencionadas adotadas para as análises realizadas ao longo da pesquisa.

Tabela 4.2. Cargas de ruptura convencionadas (CEN, 2004) adotadas.

Estaca	ϕ (m)	ϕ_{EB} (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$Q_{adotado}$ (kN)
EEC – 8.8	0,30	-	550	23,15	570
EBC – 8.8	0,30	0,6	1000	66,51	823
EEC – 10	0,30	-	700	50,00	682
EBC – 10	0,30	0,6	1200	52,21	1140
EET – 10	0,25	-	680	56,90	637
EBT – 10	0,25	0,6	980	54,79	862
EBT – 8	0,25	0,6	630	57,83	576

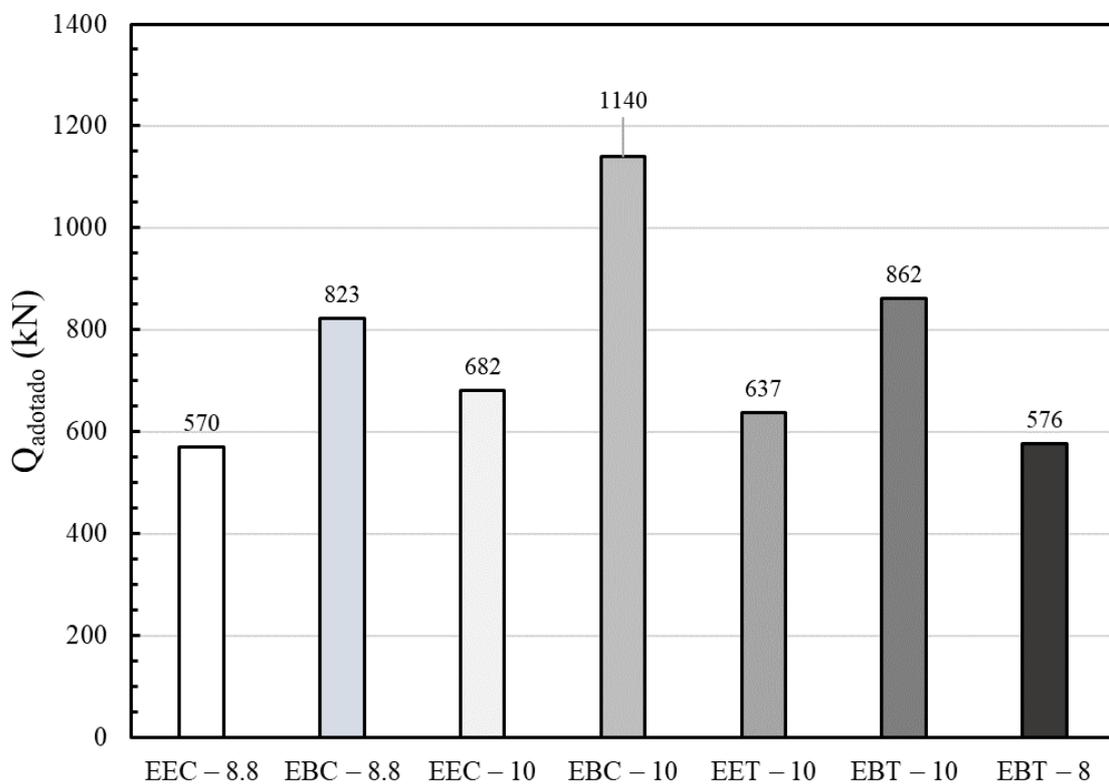


Figura 4.9. Cargas de ruptura convencionadas adotadas.

A Figura 4.10 apresenta as curvas carga *versus* recalque de todas as provas de carga realizadas. Enquanto as Figuras 4.11a e 4.11b exibem as curvas carga *versus* recalque das estacas sujeitas à compressão e tração, respectivamente.

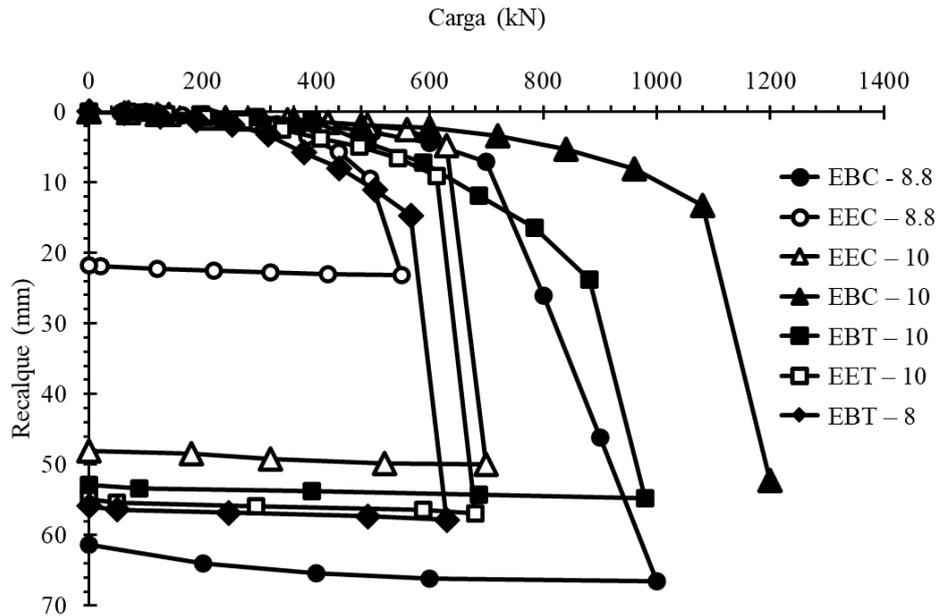


Figura 4.10. Curva carga *versus* deslocamento de todas as estacas da pesquisa.

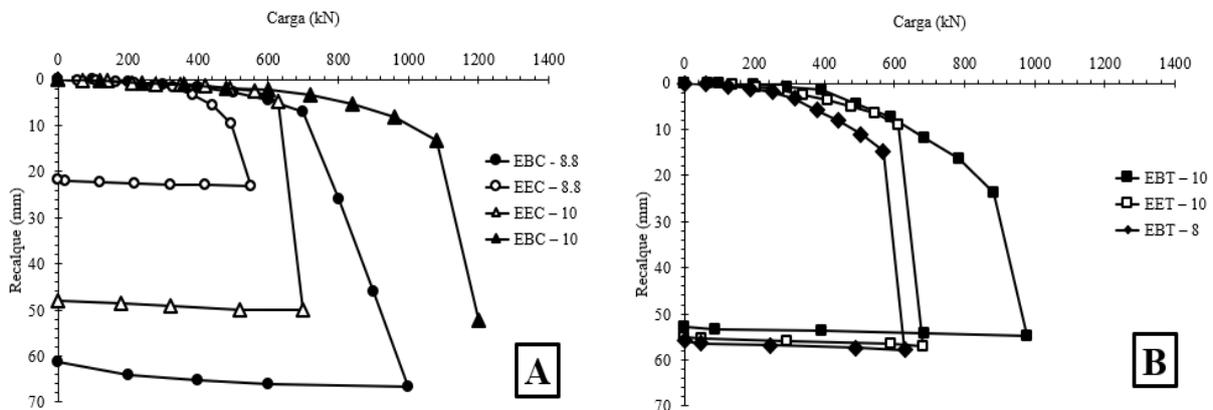


Figura 4.11. Curva carga *versus* deslocamento: (a) Compressão; (b) Tração.

Observa-se o melhor desempenho das estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB em relação às estacas escavadas mecanicamente convencionais, tanto para estacas sujeitas à compressão como a tração. Essa constatação será objeto de análise ao longo das próximas etapas desta pesquisa.

Verifica-se ainda que as estacas equipadas com a tecnologia *Expander Body* submetidas à compressão, apresentaram um ganho de capacidade de carga da ordem de 32 a 40% para deslocamentos da ordem de 30 mm ($0,1\phi$), ao passo que as estacas acopladas com a tecnologia EB, quando submetidas a esforços de tração, apresentam um acréscimo da ordem de 30% para deslocamentos da ordem de 25 mm ($0,1\phi$) em comparação com as estacas escavadas mecanicamente sem a utilização do EB (Figura 4.12).

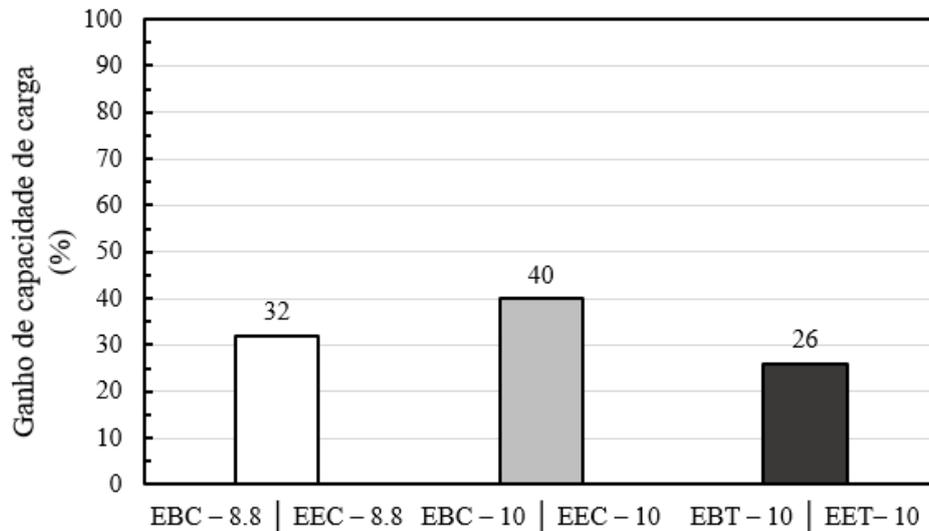


Figura 4.12. Ganho percentual de capacidade de carga das estacas escavadas equipadas com EB em relação a estacas escavadas convencionais.

A alteração do comportamento mecânico do sistema estaca-solo (acréscimo da capacidade de carga e redução dos deslocamentos) devido a inserção do sistema *Expander Body* (EB) na ponta das estacas podem ser explicadas em função da expansão do EB durante a injeção da calda de cimento na primeira etapa de injeção do processo executivo, ocasionando assim, o acréscimo das tensões radiais e a densificação das partículas sólidas do solo adjacentes a base e ao fuste da estaca (Figura 4.13). Além disso, a expansão do EB pode aumentar significativamente a área de contato entre a fundação e o solo adjacente, o que pode aumentar o atrito lateral mobilizado e, portanto, a capacidade de carga da estaca. Estas alterações no estado de tensões do solo podem contribuir para a redução dos deslocamentos da fundação, proporcionando um aumento significativo da capacidade de carga em comparação com estacas que não utilizam a tecnologia EB.

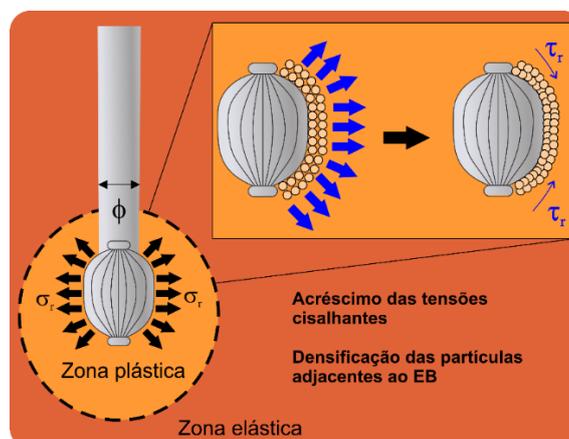


Figura 4.13. Acréscimo de tensões e densificação do solo adjacente devido a expansão do EB.

Adicionalmente, tais efeitos também são atribuídos ao acréscimo da área de ponta ($\phi_{EB} = 0,6 \text{ m}$) e da área lateral ao longo do último metro de comprimento da estaca (Figura 4.14).

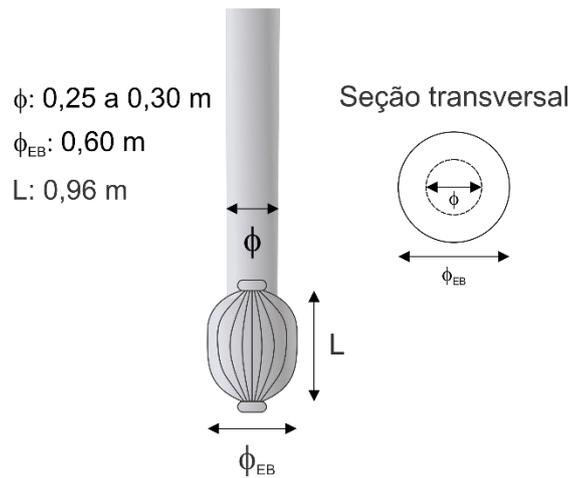


Figura 4.14. Acréscimo da geometria do fuste e da ponta da estaca devido a expansão do EB.

Considerando que os deslocamentos analisados durante as provas de carga excederam 10% do diâmetro do fuste das estacas, com exceção da estaca EEC - 8.8, é possível inferir que a resistência por atrito lateral foi completamente mobilizada. Essa suposição é consistente com as informações apresentadas por Tomlinson e Woodward (2020), os quais afirmam que a mobilização plena da resistência por atrito lateral requer deslocamentos da ordem de 0,3 a 1% do diâmetro do fuste da estaca (0,9 a 3 mm), ao passo que para mobilização completa da resistência de ponta, seriam necessários deslocamentos da ordem de 10 a 20% do diâmetro do fuste do elemento de fundação (30 a 60 mm).

Ainda é possível presumir que a resistência de ponta foi mobilizada, com base nas informações de Broms e Nord (1985), os quais afirmam que a mobilização plena da resistência de ponta de estacas equipadas com a tecnologia *Expander Body* requer deslocamentos na faixa de 3 a 5% do diâmetro do elemento de base (18 a 30 mm). O valor médio dos deslocamentos máximos observados durante a realização das provas de carga nas estacas desta pesquisa é de aproximadamente 52 mm, deste modo, sugere-se que a resistência por atrito lateral de todas as estacas foi mobilizada, ao passo que a resistência de ponta das estacas foi parcialmente ou completamente mobilizada a depender da referência da literatura considerada.

Para determinar o limite superior do domínio do atrito lateral (Q_{su}) a partir do gráfico de rigidez proposto por Décourt (1999) é necessário adotar uma técnica de modelagem estatística tal como uma regressão linear simples, sendo esta utilizada para prever uma variável dependente com base em uma variável independente. A equação linear que descreve essa relação pode ser descrita da seguinte forma:

$$Q = a + b \cdot RIG \quad (4.1)$$

Onde a e b representam constantes de regressão (intercepto e coeficiente angular da variável explicativa, respectivamente) e RIG (rigidez).

A Figura 4.15 apresenta o procedimento empregado para determinação do limite superior do domínio do atrito lateral (Q_{su}) a partir do gráfico de rigidez para a estaca EEC – 8.8.

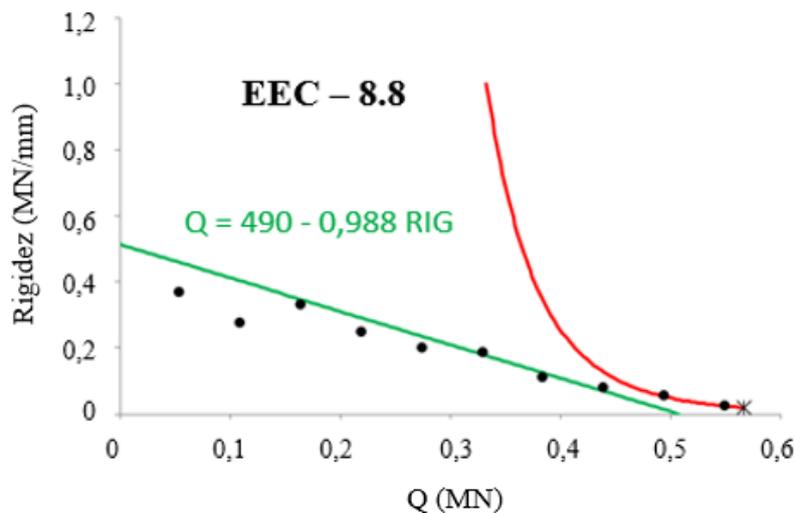


Figura 4.15. Determinação do limite superior do domínio do atrito lateral (Q_{su}).

A partir das constantes de regressão da equação linear utilizadas para descrever o domínio do atrito lateral, é possível determinar curvas que indicam a mobilização deste atrito a partir da seguinte equação:

$$Q_L = \frac{a}{1 - \left(\frac{b}{\delta}\right)} \quad (4.2)$$

Onde: a e b representam constantes de regressão (intercepto e coeficiente angular da variável explicativa, respectivamente) e δ o deslocamento da estaca.

As Figuras 4.16a, 4.16b, 4.16c, 4.16d, 4.16e, 4.16f e 4.16g apresentam curvas de mobilização do atrito lateral *versus* deslocamento do topo da estaca obtidas a partir do método da rigidez proposto por Décourt (1999).

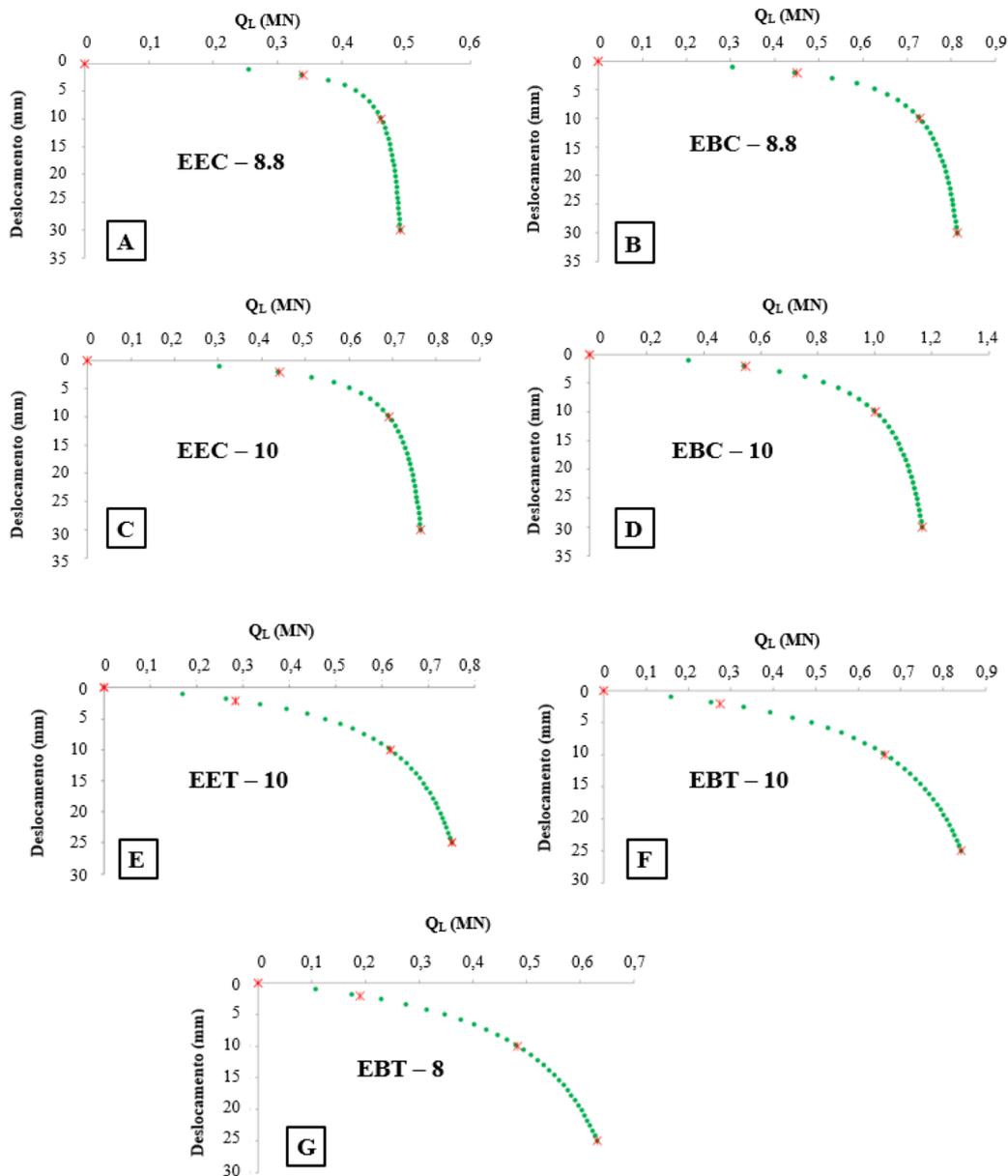


Figura 4.16. Curvas de mobilização do atrito lateral *versus* deslocamento do topo da estaca.

A mobilização do atrito lateral em estacas ocorre devido à interação entre a estaca e o solo adjacente, que pode gerar um esforço de cisalhamento na superfície lateral da estaca. Esse esforço de cisalhamento é responsável por desenvolver o atrito lateral, que é uma das componentes da capacidade de carga da estaca. Quando uma carga é aplicada na estaca, o esforço de cisalhamento na superfície lateral aumenta, o que faz com que o atrito lateral seja

mobilizado. A magnitude do atrito lateral depende de vários fatores, como a resistência do solo adjacente, a rugosidade da superfície da estaca, o diâmetro da estaca e a forma de embutimento da estaca no solo.

A mobilização do atrito lateral em estacas pode ocorrer de duas maneiras principais: a partir da compressão lateral ou tração lateral. No primeiro caso, a aplicação de carga na estaca gera um esforço de cisalhamento que comprime o solo adjacente, mobilizando assim o atrito lateral, como ocorre nas estacas EBC – 8.8, EEC – 8.8, EBC – 10, e EEC – 10. No segundo caso, a carga aplicada na estaca gera um esforço de cisalhamento que traciona o solo adjacente, mobilizando o atrito lateral, como é o caso das estacas EBT – 10, EET– 10 e EBT – 8.

Nas Figuras 4.16a, 4.16b, 4.16c, 4.16d, 4.16e, 4.16f e 4.16g é possível identificar a ocorrência da "mobilização completa do atrito lateral" das estacas analisadas na pesquisa. A "mobilização completa do atrito lateral" de uma estaca ocorre quando a capacidade de suporte do solo adjacente já foi totalmente mobilizada e não há mais aumento significativo do atrito lateral com o aumento da carga aplicada na estaca. A saturação do atrito lateral em uma estaca é afetada por diversos fatores, tais como a resistência e rigidez do solo adjacente, diâmetro e comprimento da estaca, além do tipo de carregamento aplicado. Em linhas gerais, o fenômeno em questão se dá quando a carga aplicada na estaca é capaz de mobilizar completamente a resistência do solo adjacente à superfície lateral da estaca. Destaca-se ainda que a saturação do atrito lateral em uma estaca não implica na inexistência de atrito lateral ainda sendo mobilizado. De fato, é ainda possível verificar uma ligeira variação no atrito lateral com o incremento da carga aplicada, contudo essa variação é considerada insignificante quando comparada com a capacidade de carga total do solo adjacente e, por conseguinte, pode ser considerada desprezível.

Ao analisar as Figuras 4.16a e 4.16b, identifica-se que para deslocamentos da ordem de 2 mm, o atrito lateral mobilizado pela estaca EEC – 8.8 é de 339 kN ao passo que para a estaca EBC – 8.8 é em torno de 449 kN. Para deslocamentos da ordem de 10 mm, os valores de atrito lateral mobilizados foram de 461 e 729 kN, respectivamente. Evidenciando-se assim um acréscimo de resistência por atrito lateral de aproximadamente 40% quando comparadas as curvas de mobilização do atrito lateral *versus* deslocamento do topo das estacas com e sem a tecnologia EB. Para um deslocamento de 30 mm, equivalente a carga de ruptura convencional, verifica-se um acréscimo de mobilização do atrito lateral da mesma ordem de grandeza (~40%). Tais considerações apontam para um aumento de mobilização do atrito lateral devido ao aumento diâmetro do fuste da estaca ao longo da região onde o EB está localizado, bem como por conta das tensões induzidas ao solo adjacente devido a expansão do EB.

Em relação a esse contexto, verifica-se ainda que para deslocamentos da ordem de 2 mm, o atrito lateral mobilizado pela estaca EEC – 10 é de 440 kN (Figura 4.16c) ao passo que para a estaca EBC – 10 é da ordem de 545 kN (Figura 4.16d). Nesta ordem de grandeza de deslocamento, observa-se que a estaca EBC – 8.8 já apresenta um atrito lateral mobilizado superior ao da estaca EEC – 10, apesar de ínfimo. Nesta profundidade do perfil estratigráfico, o valor médio do N_{SPT} é de 20, ou seja, ainda que a estaca EEC – 10 apresente um comprimento de 1,2 m superior à estaca EBC – 8.8 em solo considerado competente, o acréscimo de geometria do fuste devido expansão do EB bem como as tensões induzidas ao solo adjacente ao fuste da estaca devido a este processo aparentam ser técnicas eficazes no acréscimo da resistência por atrito lateral da estaca.

Ao analisar deslocamentos de 10 e 30 mm, observa-se uma tendência de acréscimo percentual do atrito lateral mobilizado da estaca EBC – 8.8 quando comparada com a estaca EEC – 10, indicando diferenças percentuais da ordem de 5 e 6%, respectivamente. Outro aspecto a ser evidenciando é o incremento do atrito lateral mobilizado ao analisar a estaca EBC – 10 em relação à estaca EEC – 10 para deslocamentos de 10 e 30 mm. Nestes dois casos, foram verificadas diferenças percentuais da ordem de 31 e 34%, respectivamente. Tal fenômeno pode ser explicado pelas mesmas razões verificadas para as comparações das estacas EEC – 8.8 e EBC – 8.8.

Ao avaliar a mobilização do atrito lateral das estacas EEC – 8.8 e EBC – 10 para deslocamentos com ordem de grandeza de 2, 10 e 30 mm, são verificados valores de 339 e 545 kN, 461 e 1003 kN, 491 e 1166 kN, respectivamente. Para o deslocamento equivalente a carga de ruptura convencional, verifica-se uma diferença percentual de aproximadamente 60%. Este fenômeno pode ser explicado devido aos processos previamente mencionados e adicionalmente pelo acréscimo do embutimento da estaca EBC – 10.

As curvas de mobilização do atrito lateral em função do deslocamento das estacas sujeitas à tração (Figuras 4.16e, 4.16f e 4.16g) indicam que a mobilização do atrito lateral da estaca EBT – 10 é superior à das estacas EBT – 8 e EET – 10 para níveis de deslocamento de 10 e 25 mm. No entanto, esse valor é ligeiramente inferior para um deslocamento de 2 mm quando comparado com a estaca EET – 10, observando uma diferença percentual de aproximadamente 4%. Observa-se ainda que para deslocamentos da ordem de 10 mm, o atrito lateral mobilizado pela estaca EET – 10 é de 618 kN (Figura 4.16e) ao passo que para a estaca EBT – 10 é da ordem de 664 kN (Figura 4.16f). Já para a estaca EBT – 8 o atrito lateral mobilizado é de aproximadamente 484 kN (Figura 4.16g). Nesta ordem de grandeza de deslocamento, verifica-se que a estaca EBT – 10 já apresenta diferenças de valores percentuais superiores ao das estacas

EET – 10 e EBT – 8 da ordem 7 e 27%, respectivamente. Enquanto para deslocamentos equivalentes a carga de ruptura convencionada das estacas à tração (25 mm), as diferenças percentuais são de aproximadamente 11 e 25%, respectivamente.

Nota-se que as diferenças percentuais entre as comparações das estacas sujeitas à compressão são superiores aos das estacas submetidas à tração. Tal fato pode ser explicado pelo fato das estacas equipadas com a tecnologia EB sujeitas à compressão apresentarem duas etapas de injeção (expansão e injeção de fundo), enquanto as mesmas estacas submetidas à tração apontarem apenas uma etapa de injeção (expansão). Aspectos comparativos a estacas sujeitas a compressão *versus* tração serão discutidos de forma mais detalhada no item 4.5.

A "mobilização completa do atrito lateral" para as estacas equipadas com o EB sujeitas à compressão ocorre para valores de deslocamento próximos dos deslocamentos equivalentes a carga de ruptura convencionada (30 mm), conforme descrito nas Figuras 4.17a e 4.17b.

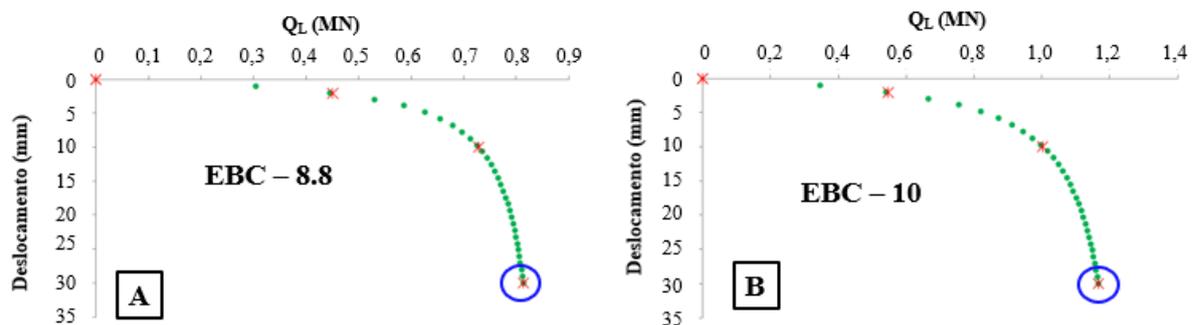


Figura 4.17. Saturação do atrito lateral nas estacas sujeitas à compressão.

Em contraposição ao fenômeno observado nas estacas sujeitas à compressão, a "mobilização completa do atrito lateral" para as estacas equipadas com EB sujeitas à tração ocorre para valores de deslocamentos significativamente superiores aos deslocamentos equivalentes a carga de ruptura convencionada (25 mm), conforme descrito nas Figuras 4.18a e 4.18b. Tal fato pode ser explicado pela diferença dos mecanismos de ruptura de estacas submetidas à tração e a compressão. No mecanismo de ruptura de estacas sujeitas à tração, a resistência pode ser descrita pela mobilização do atrito lateral, bem como pelo peso próprio da fundação somado ao peso do solo contido em um "tronco de cone", sendo esta ocorrência mais usual em fundações profundas com base alargada, como no caso de estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB. Sendo assim necessário um maior nível de deslocamento para a total "saturação do atrito lateral". Paralelamente a esse contexto, uma outra explicação para este fato pode decorrer da possível limitação da aplicação do método da rigidez proposto por Décourt (1999) para estacas sujeitas à tração.

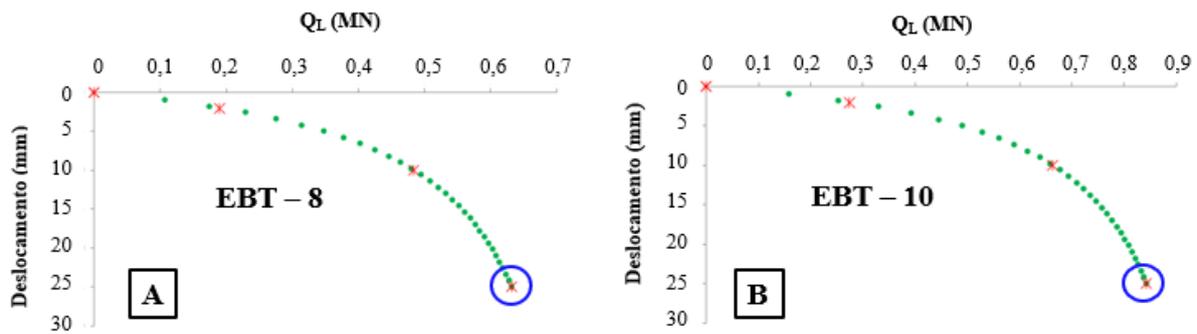


Figura 4.18. Saturação do atrito lateral nas estacas sujeitas à tração.

A Tabela 4.3 apresenta os valores estimados de atrito lateral na ruptura obtidos a partir das metodologias de Décourt (1999) e Massad e Lazo (1998). Os valores das razões $\delta_{\text{medido}}/\phi$ foram inferiores a 2% para os pontos analisados no domínio do atrito lateral, sendo assim adequada a utilização da metodologia, segundo Décourt (2002). Décourt (2002) descreve que o gráfico da rigidez (GR) provavelmente superestima os valores de Q_L (valor da resistência transferido por atrito lateral observado a partir da interpretação da curva carga *versus* recalque obtida em prova de carga em estaca). Ao interpretar as curvas carga *versus* recalque obtidas nas provas de carga a partir do método de Décourt (1999), verificou-se que em alguns casos foram determinados valores de limite superior (Q_{su}) do domínio do atrito lateral maiores do que as cargas de ruptura convencionadas ($Q_{adotado}$).

Tabela 4.3. Valores estimados de atrito lateral na ruptura.

Estaca	$Q_{\text{máx}}$ (kN)	Q_{adotado} (kN)	Décourt (1999)	Massad e Lazo (1998)	Q_L adotado (kN)	Q_P adotado (kN)
EEC – 8.8	550	570	$407 < Q_L < 490$	465	449	121
EBC – 8.8	1000	823	$647 < Q_L < 813$	678	730	93
EEC – 10	700	682	$548 < Q_L < 764$	624	660	22
EBC – 10	1200	1140	$893 < Q_L < 1165$	1058	1029	111
EET – 10	680	637	$510 < Q_L < 750$	601	630	—
EBT – 10	980	862	$633 < Q_L < 843$	821	740	—
EBT – 8	630	576	$446 < Q_L < 632$	550	540	—

Ao analisar os valores de transferência de carga por atrito lateral (Q_L) obtidos a partir da interpretação das curvas carga *versus* recalque das provas de carga, utilizando os métodos de Décourt (1999) e Massad e Lazo (1998), nota-se uma convergência entre os valores determinados para a parcela de carga transmitida por atrito lateral na ruptura (Q_L). A convergência dos resultados obtidos pelas duas metodologias reforça a consistência das

estimativas e indica uma boa aproximação do modelo teórico. Os valores centrais entre o limite inferior (Q_{sl}) e superior (Q_{su}) do domínio do atrito lateral do método proposto por Décourt (1999) foram adotados como valores de referência nesta pesquisa (Tabela 4.3). Esses valores irão permitir a avaliação das estimativas de resistência de ponta e de atrito lateral do sistema estaca-solo, utilizando metodologias semiempíricas e teóricas de capacidade de carga, para as estacas analisadas.

O método da rigidez, proposto por Décourt (1999), foi selecionado por ser uma técnica estabelecida para uma estimativa confiável da transferência de carga em estacas. Esse método considera a distribuição de tensões no solo e na estaca, bem como a rigidez da estaca e do solo circundante, para determinar a carga transferida pela ponta e pelo atrito lateral. Além de sua eficácia, o método da rigidez é relativamente simples e fácil de aplicar. Massad e Fonseca (2012), Alledi *et al.* (2015), Albuquerque e Melo (2016) e Pereira *et al.* (2016) reportaram resultados satisfatórios na análise do mecanismo de transferência de carga de estacas, utilizando o método da rigidez em comparação aos valores obtidos a partir de instrumentação em estacas assentes em perfis estratigráficos similares aos do Campo Experimental da Universidade de Brasília.

Mota (2003) realizou provas de carga instrumentadas em estacas mecanicamente escavadas no Campo Experimental da UnB. As estacas analisadas pela autora apresentam comprimento e diâmetro semelhantes as estacas estudadas nesta tese. A autora observou que 99,5% da carga aplicada no topo da estaca no último estágio da prova de carga foi transferida para o fuste do elemento de fundação. Além disso, a partir de retroanálises numéricas, a autora evidenciou que a partir da extrapolação das curvas de transferência de carga ao longo da estaca utilizando os softwares *Geofine* e *Plaxis 2D*, as porcentagens de carga transferida por atrito lateral no último estágio da prova de carga foram de 96,3 e 94,5%, respectivamente.

A Tabela 4.4 apresenta valores de parcelas de Q_L e Q_P segundo a distribuição verificada por Mota (2003) a partir de provas de carga instrumentadas realizadas em estacas escavadas mecanicamente. Neste cenário, estacas escavadas mecanicamente assentes nesse perfil estratigráfico e sem a tecnologia *Expander Body* se comportam como estacas flutuantes, ou seja, apresentam um mecanismo de transferência de carga predominantemente por atrito lateral. Desta forma, a porcentagem de carga transferida da estaca para o solo por atrito lateral considerando uma ruptura convencional é da ordem de 99,5%, assim, o valor da parcela $Q_{LM(2003)}$ é igual a 99,5% da carga de ruptura convencional ($Q_{LM(2003)} = 0,995 Q_{adotado}$) para estacas escavadas. Ao passo que o valor da parcela $Q_{PM(2003)}$ é igual a 0,005% da carga de ruptura convencional. ($Q_{PM(2003)} = 0,005 Q_{adotado}$).

Tabela 4.4. Valores de Q_L considerando a transferência de carga evidenciada por Mota (2003) a partir de instrumentação de estacas mecanicamente escavadas.

Estaca	$Q_{m\acute{a}x}$ (kN)	$Q_{adotado}$ (kN)	Q_{LREF} (kN)	Q_{PREF} (kN)	$Q_{LM(2003)}$ (kN)	$Q_{PM(2003)}$ (kN)
EEC – 8.8	550	570	449	121	557	3
EBC – 8.8	1000	820	730	93	557	263
EEC – 10	700	670	660	22	667	3
EBC – 10	1200	1120	1029	111	667	453
EET – 10	680	640	630	—	640	—
EBT – 10	980	880	740	—	880	—
EBT – 8	630	580	540	—	580	—

Legenda:

Q_{LREF} = Resistência por atrito lateral de referência interpretada a partir de prova de carga utilizando o método de Décourt (1999), em kN;

Q_{PREF} = Resistência de ponta de referência interpretada a partir de prova de carga utilizando o método de Décourt (1999), em kN;

$Q_{LM(2003)}$ = Resistência por atrito lateral adotada segundo a transferência de carga evidenciada por Mota (2003) a partir de instrumentação de estacas mecanicamente escavadas, em kN;

$Q_{PM(2003)}$ = Resistência de ponta adotada segundo a transferência de carga evidenciada por Mota (2003) a partir de instrumentação de estacas mecanicamente escavadas, em kN;

Ainda considerando este cenário, no caso de estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia EB sujeitas à compressão, o valor da resistência por atrito lateral seria equivalente ao da estaca escavada mecanicamente convencional sem a utilização da tecnologia EB e o acréscimo da resistência total ocorreria exclusivamente ao acréscimo da resistência de ponta devido ao acoplamento do sistema EB e das tensões induzidas devido expansão. Contudo, esta hipótese desconsidera o acréscimo da transferência de carga por atrito lateral devido ao aumento do diâmetro da estaca ao longo do comprimento do último metro da fundação.

Deste modo, a parcela $Q_{PM(2003)}$ para estacas equipadas com a tecnologia EB e sob compressão seria equivalente a carga de ruptura convencional ($Q_{adotado}$) subtraída do valor da parcela de atrito lateral da estaca escavada mecanicamente convencional ($Q_{LM(2003)}$). No caso de estacas escavadas com e sem a tecnologia EB e sujeitas à tração a parcela de transferência de carga por atrito lateral seria equivalente a carga de ruptura convencional ($Q_{adotado} = Q_{LM(2003)}$).

Esta hipótese, bem como os valores exibidos na Tabela 4.4 serão analisados concomitantemente com a proposta de transferência de carga proposta por Décourt (1999), sendo estes considerados os valores de referência apresentados nas Tabelas 4.3 e 4.4 para análise da eficiência dos métodos de estimativa de capacidade de carga no item a seguir.

4.2. ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES (ELU)

Neste item são exibidas as estimativas de capacidade de carga das estacas sujeitas à tração e à compressão, que foram obtidos por meio do emprego de diversas metodologias teóricas e semiempíricas de capacidade de carga. A grande maioria dos métodos utilizados não apresentam parâmetros específicos para serem aplicados em estacas escavadas mecanicamente equipadas com a tecnologia *Expander Body*.

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados das provas de carga estática realizadas em estacas escavadas mecanicamente com e sem o sistema *Expander Body* acoplado. Além disso, são denotadas as estimativas de capacidade de carga e de recalque a partir de métodos teóricos e semiempíricos com base em resultados de ensaios de campo e laboratório. Nos apêndices A, B, C, D, E e F são expostas as considerações adotadas para o cálculo da capacidade de carga de cada estaca, conforme cada método.

4.2.1. Estimativas baseadas no ensaio SPT

Neste item são denotadas as estimativas de capacidade de carga de cada estaca com base em dados de ensaio SPT, conforme cada método. A Figura 4.19 exhibe a razão (Q_p/Q_m) entre as estimativas de capacidade de carga (Q_p) e o valor medido em prova de carga (Q_m) para as estacas submetidas à compressão, ao passo que a Figura 4.20 denota as estacas sujeitas à tração. Ao analisar os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996), Velloso (1981), IS (2010), Meyerhof (1976) e Shariatmadari *et al.* (2008), verifica-se que de modo geral as estimativas de capacidade de carga para estacas equipadas com a tecnologia EB são superestimadas, enquanto para estacas escavadas mecanicamente convencionais, as estimativas apresentam uma maior assertividade.

Nota-se que em todos os casos, os valores de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão equipadas com EB indicaram razões Q_p/Q_m acima do limite superior de 20% estabelecido por Fellenius (1980). Neste contexto, o método de Décourt e Quaresma (1996) utilizando fatores de estacas escavadas apresentou as melhores estimativas. Ao passo que para as estacas escavadas convencionais, os métodos de Décourt e Quaresma (1996), Aoki e Velloso (1975) e Shariatmadari *et al.* (2008) indicam estimativas situadas dentro da faixa de aceitabilidade proposta por Fellenius (1980), com exceção da utilização de fatores propostos por Rodrigues *et al.* (1998) para o método de Aoki e Velloso (1975).

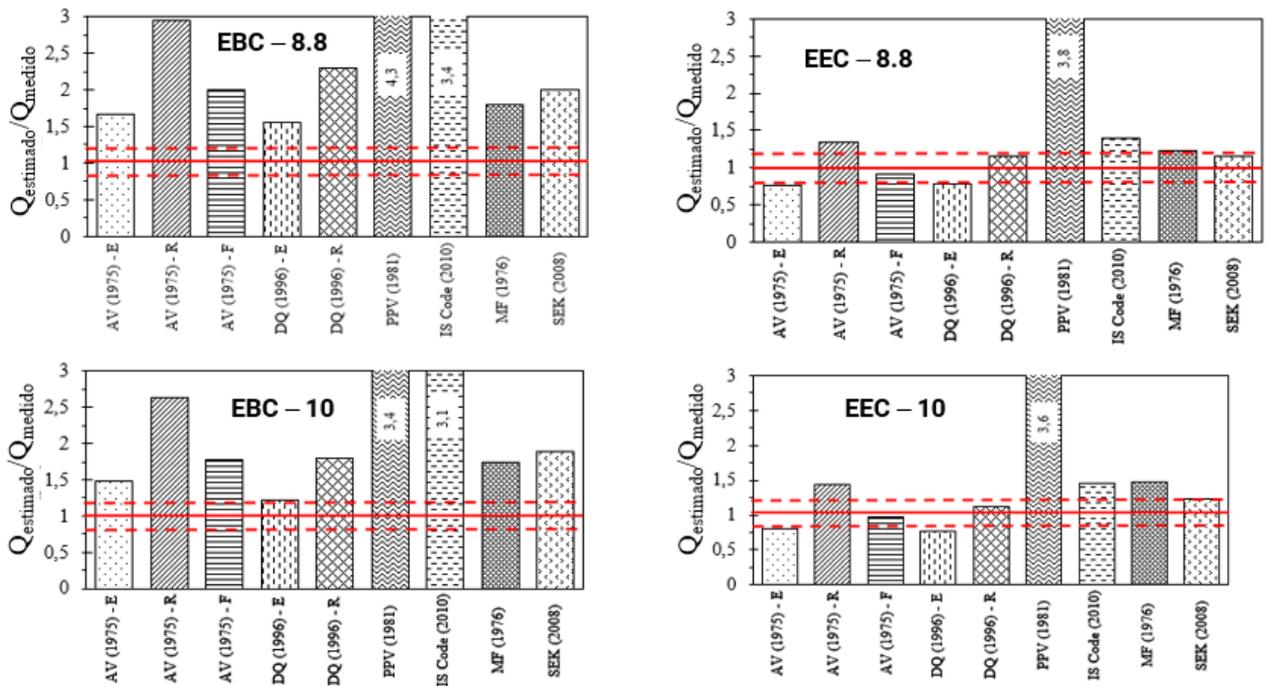


Figura 4.19. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio SPT.

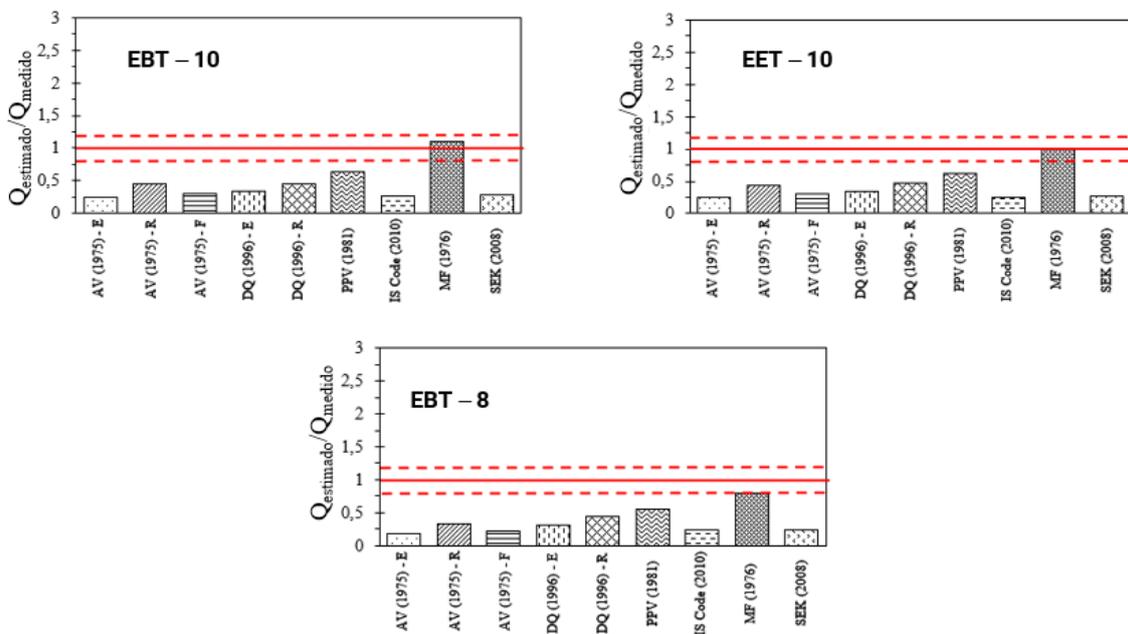


Figura 4.20. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à tração com base em métodos fundamentados no ensaio SPT.

Ao analisar as razões Q_p/Q_m das estacas sujeitas à tração (Figura 4.20), onde adotou-se apenas a resistência por atrito lateral total (100% R_L) das estacas estudadas por meio de métodos semiempíricos próprios para solicitações à compressão, observa-se que todas as metodologias subestimam a capacidade de carga à tração das estacas, com exceção do método proposto por

Meyerhof (1976). Este método descreve que a resistência por atrito lateral unitário como função apenas do valor de N_{SPT} médio ao longo do fuste e da classificação executiva da estaca (cravada ou escavada). Apesar do método não considerar o tipo de solo na resistência por atrito lateral, as razões Q_p/Q_m obtidas a partir deste método, situam-se dentro da faixa de aceitabilidade proposta por Fellenius (1980) tanto para estacas escavadas convencionais como para estacas equipadas com a tecnologia EB. Estes resultados apontam de forma preliminar que a utilização de métodos desenvolvidos para estacas submetidas à esforços de compressão para o dimensionamento de estacas sujeitas à esforços de tração a partir de métodos baseados no SPT é conservadora e a favor da segurança, no entanto, provavelmente antieconômica.

A Tabela 4.5 apresenta os valores de Ranking Distance (RD) calculados para os dois grupos de estacas considerados, estacas sujeitas à compressão e a tração. Conforme os valores de RD aumentam, os métodos de cálculo são considerados menos acurados e menos confiáveis. Portanto, quanto menor o valor de RD, mais eficaz é o método. Deste modo, verifica-se estatisticamente que os métodos de Décourt e Quaresma (1996), Aoki e Velloso (1975) utilizando fatores de estacas escavadas e Meyerhof (1976) foram os mais acurados na determinação da capacidade de carga total das estacas submetidas à compressão.

Tabela 4.5. Valores de Ranking Distance (RD) para as metodologias baseadas em ensaios SPT para estacas sujeitas à compressão e tração.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
DQ (1996) - E	0,39	MF (1976)	0,16
AV (1975) - E	0,50	PPV (1981)	0,39
MF (1976)	0,62	DQ (1996) - R	0,55
AV (1975) - F	0,69	AV (1975) - R	0,59
SEK (2008)	0,72	DQ (1996) - E	0,68
DQ (1996) - R	0,82	AV (1975) - F	0,73
AV (1975) - R	1,36	SEK (2008)	0,74
IS CODE (2010)	1,67	IS CODE (2010)	0,75
PPV (1981)	2,79	AV (1975) - E	0,77

Legenda:

- AV (1975) – E = Aoki e Velloso (1975) – Fatores para estaca escavada;
- AV (1975) – R = Aoki e Velloso (1975) – Fatores propostos por Rodrigues et al. (1998);
- AV (1975) – F = Aoki e Velloso (1975) – Fatores para estaca franki;
- DQ (1996) – E = Décourt e Quaresma (1996) – Fatores propostos para estaca escavada;
- DQ (1996) – R = Décourt e Quaresma (1996) – Fatores propostos por Rodrigues et al. (1998);
- PPV (1981) = Velloso (1981) – Fatores propostos por Albiero (1990);
- IS CODE (2010) = Norma indiana (2010);
- MF (1976) = Meyerhof (1976);
- SEK (2008) = Shariatmadari et al. (2008).

Ao passo que para as estacas sujeitas à tração, os métodos que apresentaram maior acurácia na estimativa da capacidade de carga total das estacas foram os de Meyerhof (1976), Velloso (1981), e Décourt e Quaresma (1996) com coeficientes propostos por Rodrigues *et al.* (1998) para solos do Distrito Federal, pois apresentam os menores valores de RD.

Considerando a separação da resistência por atrito lateral e de ponta segundo a metodologia proposta por Décourt (1999) com os valores indicados na Tabela 4.3, ainda é possível determinar a acurácia dos métodos na estimativa da resistência do fuste e da ponta das estacas analisadas. Deste modo, a Figura 4.21 exibe as razões entre as estimativas de capacidade de carga por atrito lateral (Q_{LP}) e o valor de referência (Q_{LREF}) interpretado a partir das provas de carga utilizando o método de Décourt (1999). Verifica-se de uma forma geral que os métodos subestimam a resistência por atrito lateral das estacas e que o método proposto por Meyerhof (1976) apresenta estimativas de capacidade de carga por atrito lateral situadas na faixa de referência proposta por Fellenius (1980). A Tabela 4.6 indica os valores de Ranking Distance (RD) calculados para os dois grupos de estacas analisados, estacas sujeitas à compressão e a tração. No entanto, considerando agora os valores de resistência por atrito lateral determinados pelo método de Décourt (1999) como valor de referência.

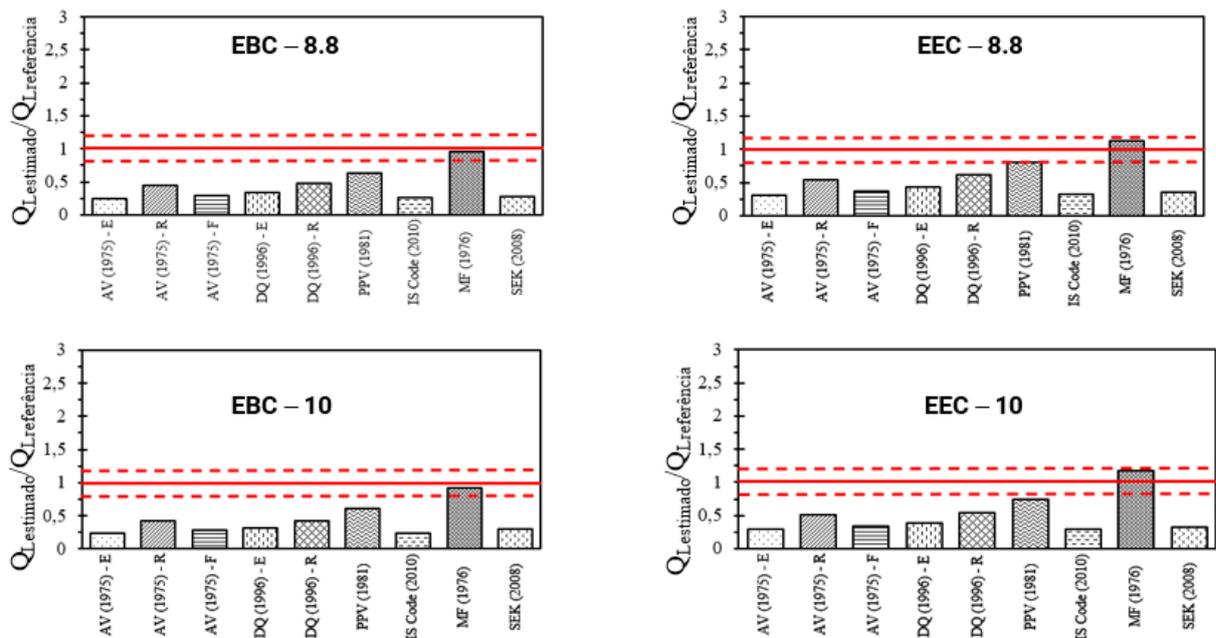


Figura 4.21. Razões Q_{LP} / Q_{LREF} de capacidade de carga por atrito lateral para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio SPT.

Tabela 4.6. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga por atrito lateral a partir de metodologias baseadas em ensaios SPT para estacas sujeitas à compressão e tração.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
MF (1976)	0,13	MF (1976)	0,23
PPV (1981)	0,32	PPV (1981)	0,35
DQ (1996) - R	0,49	DQ (1996) - R	0,51
AV (1975) - R	0,52	AV (1975) - R	0,56
DQ (1996) - E	0,64	DQ (1996) - E	0,65
AV (1975) - F	0,68	AV (1975) - F	0,70
SEK (2008)	0,69	SEK (2008)	0,72
IS CODE (2010)	0,72	IS CODE (2010)	0,73
AV (1975) - E	0,73	AV (1975) - E	0,75

Legenda:

AV (1975) – E = Aoki e Velloso (1975) – Fatores para estaca escavada;

AV (1975) – R = Aoki e Velloso (1975) – Fatores propostos por Rodrigues et al. (1998);

AV (1975) – F = Aoki e Velloso (1975) – Fatores para estaca franki;

DQ (1996) – E = Décourt e Quaresma (1996) – Fatores propostos para estaca escavada;

DQ (1996) – R = Décourt e Quaresma (1996) – Fatores propostos por Rodrigues et al. (1998);

PPV (1981) = Velloso (1981) – Fatores propostos por Albiero (1990);

IS CODE (2010) = Norma indiana (2010);

MF (1976) = Meyerhof (1976);

SEK (2008) = Shariatmadari et al. (2008).

Assim, constatou-se estatisticamente que os métodos propostos por Meyerhof (1976), Velloso (1981) e Décourt e Quaresma (1996) com coeficientes propostos por Rodrigues *et al.* (1998) para solos do Distrito Federal foram os mais acurados na avaliação da capacidade de carga por atrito lateral de estacas submetidas à compressão, pois apresentam os menores valores de RD. Enquanto para estacas sujeitas à tração, a tendência observada para estimativa de carga total se manteve, pois a capacidade de carga total à tração foi considerada equivalente ao valor estimado de resistência por atrito lateral. Deste modo, os métodos de Velloso (1981), e Décourt e Quaresma (1996) com coeficientes propostos por Rodrigues *et al.* (1998) para solos do Distrito Federal foram considerados os mais acurados neste contexto. Ao analisar o cenário que adota os valores de referência de resistência por atrito lateral ($Q_{LM(2003)}$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003), observa-se a mesma tendência em relação ao caso prévio.

A Figura 4.22 apresenta as razões entre as estimativas de capacidade de carga de ponta (Q_{PP}) e o valor de referência (Q_{PREF}) interpretado a partir das provas de carga utilizando o método de Décourt (1999). Observa-se que em todos os casos, a capacidade de carga da ponta da estaca é significativamente superestimada, explicando assim a superestimativa da capacidade de carga total para diversas metodologias. O diâmetro do EB (ϕ_{EB}) após a expansão é de 0,6 m, deste

modo, verifica-se uma área de ponta duas vezes maior quando comparada com estacas escavadas convencionais, tal que a estimativas realizadas para as estacas equipadas com a tecnologia EB são substancialmente superestimadas em relação às estimativas de capacidade de carga de ponta para as estacas escavadas convencionais (sem EB). Outro aspecto não menos relevante é a interpretação da carga de ruptura das estacas, que no caso da presente pesquisa, empregou uma metodologia de carga convencional equivalente a um deslocamento correspondente a $0,1\phi$, deste modo, próximo ao limite superior do domínio do atrito lateral segundo a metodologia de Décourt (1999), pressupondo assim uma baixa mobilização da resistência de ponta e por consequência, baixos valores de capacidade de carga de ponta na ruptura.

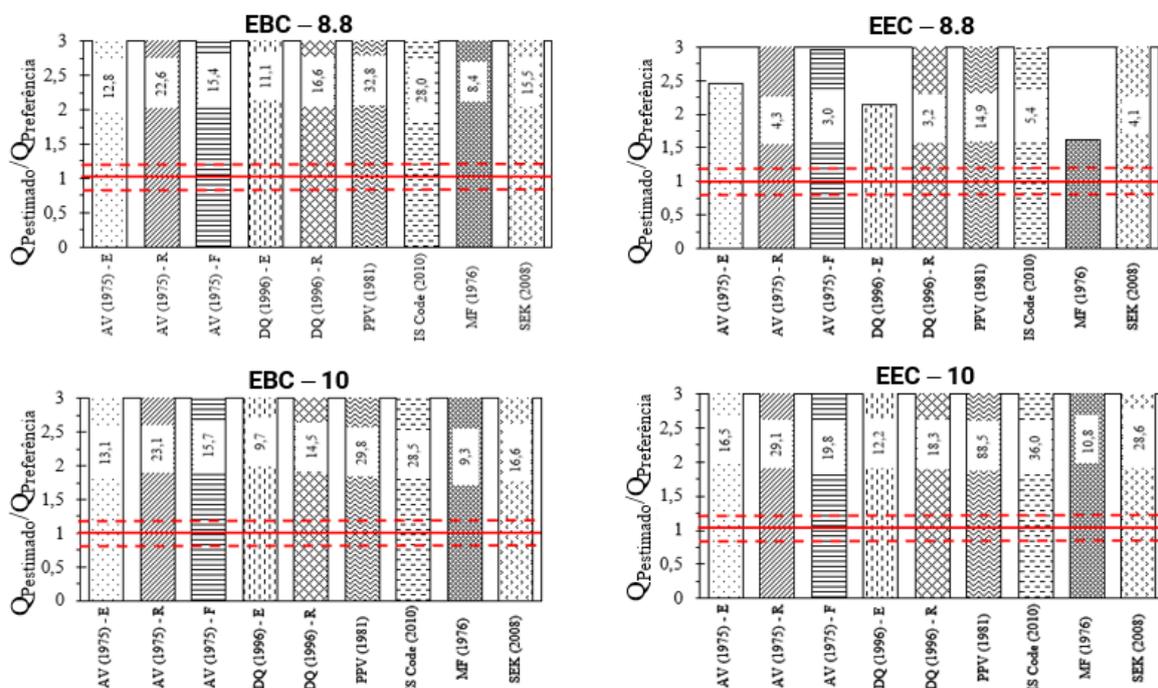


Figura 4.22. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio SPT.

Outro aspecto a ser destacado é a calibração das metodologias empregadas, que não consideram estacas equipadas com a tecnologia EB. Cabe ressaltar que esta é a primeira pesquisa a investigar estacas equipadas com essa tecnologia, o que implica na necessidade de ajustes nas metodologias convencionais utilizadas em projetos de fundações.

4.2.2. Estimativas baseadas no ensaio CPT

Este item apresenta as estimativas de capacidade de carga de cada estaca com base nos dados obtidos a partir do ensaio de penetração do cone (CPT), utilizando diferentes métodos

semiempíricos de capacidade de carga. A Figura 4.23 ilustra a relação (Q_p/Q_m) entre as estimativas de capacidade de carga (Q_p) e o valor medido na prova de carga (Q_m) para as estacas submetidas à compressão, enquanto a Figura 4.24 refere-se às estacas sujeitas à tração.

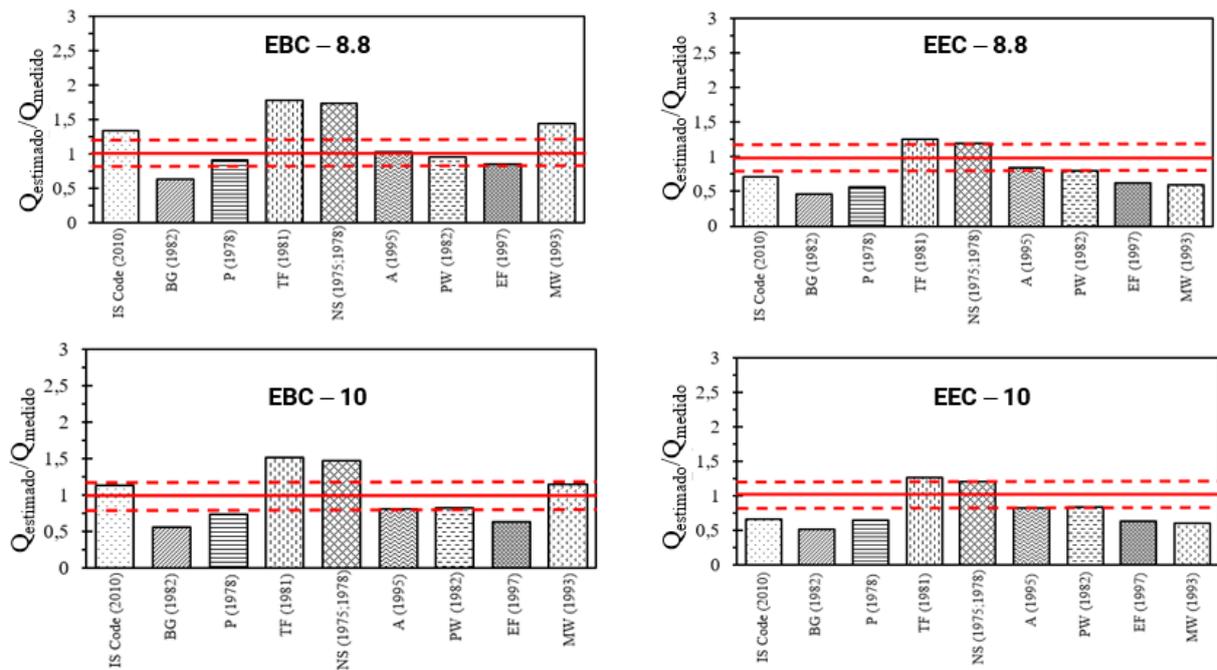


Figura 4.23. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio CPT.

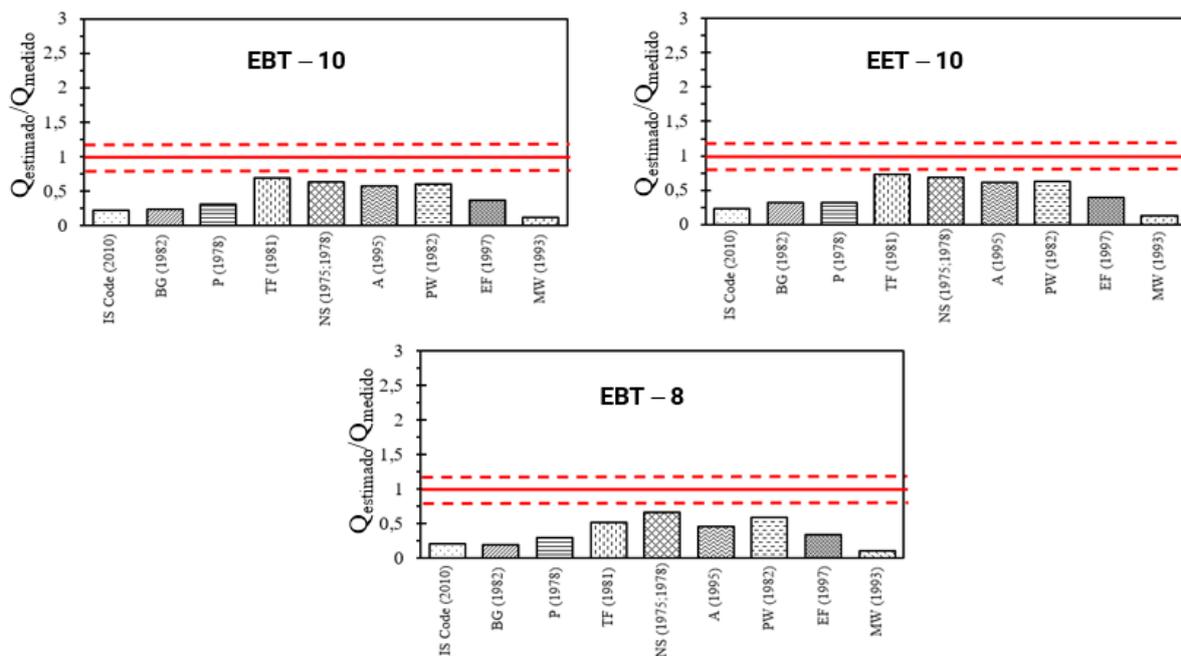


Figura 4.24. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à tração com base em métodos fundamentados no ensaio CPT.

Ao analisar os métodos de IS (2010), Bustamante e Gianceselli (1982), Philipponnat (1978), Tumay e Fakhroo (1981), Alsamman (1995), Eslami e Fellenius (1997), Price e Wardle (1982), Massarsch e Wetterling (1993), Nottingham e Schmertmann (1975;1978), observa-se que tanto as estimativas de capacidade de carga total para estacas equipadas com a tecnologia EB, como para as estacas escavadas mecanicamente convencionais sujeitas à tração são subestimadas, indicando valores de razão Q_p/Q_m abaixo de 0,8. Expondo assim estimativas conservadoras e favoráveis a segurança.

Os métodos de Tumay e Fakhroo (1981), IS CODE (2010), Massarsch e Wetterling (1993), Nottingham e Schmertmann (1975;1978) apresentam estimativas capacidade de carga total superestimadas para estacas sujeitas à compressão equipadas com EB. Ao passo que apenas os métodos de Tumay e Fakhroo (1981), Nottingham e Schmertmann (1975;1978) apresentam estimativas capacidade de carga total superestimadas para estacas escavadas mecanicamente convencionais submetidas à compressão. Ainda avaliando esta perspectiva, observa-se que os métodos de Alsamman (1995) e Price e Wardle (1982) apontam estimativas dentro da faixa de aceitabilidade proposta por Fellenius (1980) para todas as estacas submetidas à compressão.

As metodologias de estimativa de capacidade de carga baseadas no ensaio CPT usualmente consistem em formulações que consideram exclusivamente o valor de resistência a penetração do cone (q_c) ou também empregam o atrito lateral unitário da luva (f_s) para estimativa da capacidade de carga lateral e de ponta. As principais diferenças entre as metodologias decorrem dos fatores de capacidade de carga empregados, e dos valores limites de resistência unitária de ponta e lateral, bem como da zona de influência considerada pela metodologia. Os valores limites de resistência unitária de ponta (r_p) e lateral (r_L) costumam estar situados entre 2,9 a 10 MPa e 35 a 132 kPa, respectivamente.

As zonas de influência são definidas por valores numéricos correspondentes ao diâmetro da estaca, sendo este intervalo definido por valores abaixo e acima da cota de assentamento da fundação (Figura 4.25). Os métodos de Alsamman (1995) e Price e Wardle (1982) são os únicos dentre os métodos avaliados que não indicam a utilização de uma zona de influência específica. As metodologias que apresentam uma maior eficiência na estimativa da capacidade de carga total das estacas equipadas com o EB, a partir das zonas de influência consideradas nos métodos, podem sugerir de forma preliminar a "zona de atuação das tensões induzidas do EB".

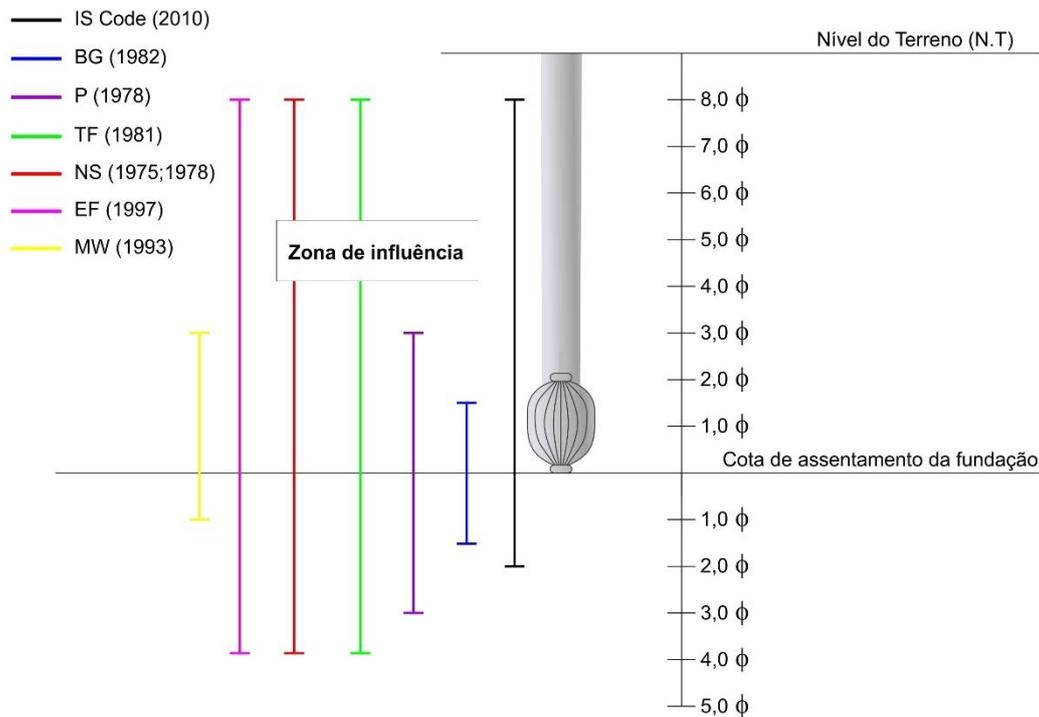


Figura 4.25. Zonas de influência dos métodos fundamentados no ensaio CPT.

A partir das estimativas de capacidade de carga total, observa-se que os resultados utilizando o ensaio CPT foram mais assertivos que os resultados do ensaio SPT de uma forma generalizada. Tal fenômeno pode ser explicado pelo fato do ensaio CPT ser considerado mais representativo que o ensaio SPT, pois os dados são coletados de forma contínua durante a penetração do cone, proporcionando uma avaliação mais precisa da resistência do solo. Além disso, verifica-se no ensaio CPT uma possibilidade de ocorrer uma menor perturbação da estrutura do solo, pois não ocorre a retirada de amostras do solo, sendo este um fator particularmente importante em solos lateríticos e colapsíveis, que são facilmente deformáveis e possuem uma estrutura metaestável (condição em que o solo possui uma estrutura que pode ser alterada de forma permanente, mesmo sem a adição de novas cargas externas).

Adicionalmente, pode-se atribuir ainda uma maior assertividade às metodologias baseadas no ensaio CPT, pois estas usualmente empregam valores limites para resistência unitária de ponta e lateral, podendo assim efetuar um processo de "filtragem" de valores de resistência de q_c e f_s atípicos observados durante a etapa de investigação geotécnica, diferentemente do ensaio SPT que costuma apresentar apenas um valor de resistência N_{SPT} a cada metro.

Outro fator relevante está associado a confiabilidade das correlações diretas baseadas no ensaio CPT para a determinação da capacidade de carga em estacas embutidas em argila ou areia, considerando deslocamentos da fundação de até $0,1\phi$ do diâmetro do fuste, conforme

verificada por Lehane (2020). Essa confiabilidade se deve à similaridade entre a expansão de cavidade presente tanto no processo executivo do ensaio CPT quanto na execução de fundações profundas.

A Tabela 4.7 indica os valores de Ranking Distance (RD) calculados para os dois grupos de estacas considerados, estacas submetidas à compressão e à tração. De acordo com a análise estatística, os métodos de Alsamman (1995), Price e Wardle (1982), Philipponnat (1978), juntamente com os métodos de Eslami e Fellenius (1997) e IS CODE (2010), apresentaram maior precisão na determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas à compressão, enquanto os métodos de Tumay e Fakhroo (1981), Alsamman (1995), Price e Wardle (1982) e Nottingham e Schmertmann (1975;1978) apontaram maior precisão na determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas à tração.

Tabela 4.7. Valores de Ranking Distance (RD) para as metodologias baseadas em ensaios CPT para estacas sujeitas à compressão e tração.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
A (1995)	0,16	TF (1981)	0,29
PW (1982)	0,16	NS (1975; 1978)	0,34
IS CODE (2010)	0,34	PW (1982)	0,39
P (1978)	0,34	A (1995)	0,46
EF (1997)	0,34	EF (1997)	0,61
MW (1993)	0,43	P (1978)	0,69
BG (1982)	0,48	BG (1982)	0,75
NS (1975; 1978)	0,48	IS CODE (2010)	0,78
TF (1981)	0,52	MW (1993)	0,89

Legenda:

IS Code (2010) = Norma indiana (2010);

BG (1982) = Bustamante e Gianceselli (1982);

P (1978) = Philipponnat (1978);

TF (1981) = Tumay e Fakhroo (1981);

NS (1975;1978) = Nottingham e Schmertmann (1975;1978);

A (1995) = Alsamman (1995);

EF (1997) = Eslami e Fellenius (1997);

PW (1982) = Price e Wardle (1982);

MW (1993) = Massarsch e Wetterling (1993).

Com base na metodologia proposta por Décourt (1999) para separação da resistência por atrito lateral e de ponta, utilizando os valores da Tabela 4.3, é possível determinar a precisão dos métodos na estimativa da resistência do fuste e da ponta das estacas analisadas. A Figura 4.26 apresenta as razões entre as estimativas de capacidade de carga por atrito lateral (Q_{LP}) e o valor de referência (Q_{LREF}), interpretado a partir das provas de carga utilizando o

método de Décourt (1999). Observa-se que, de maneira geral, os métodos de Tumay e Fakhroo (1981), Alsamman (1995), Price e Wardle (1982), Nottingham e Schmertmann (1975;1978) apresentaram estimativas de capacidade de carga por atrito lateral próximas ao limite inferior da faixa de referência proposta por Fellenius (1980) para todas as estacas submetidas à compressão, contudo, para as estacas escavadas convencionais, verificam-se razões Q_{LP}/Q_{LREF} situadas dentro da faixa de $\pm 20\%$. Em relação a esse contexto, nota-se que as outras metodologias indicam estimativas de capacidade de carga por atrito lateral a favor da segurança para as todas as estacas à compressão analisadas. Desta forma apresentando estimativas de capacidade de carga por atrito lateral subestimadas.

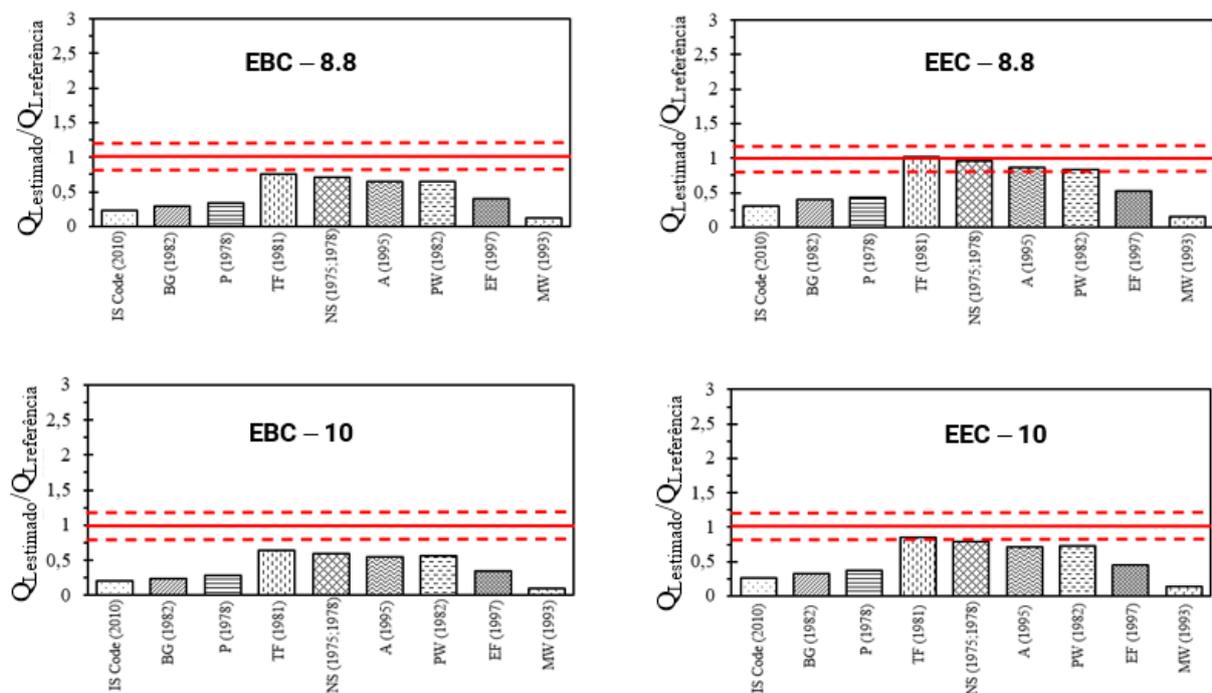


Figura 4.26. Razões Q_{LP} / Q_{LREF} de capacidade de carga por atrito lateral para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio CPT.

A partir dos valores de Ranking Distance (RD) calculados para os dois grupos de estacas analisados, estacas submetidas à compressão e à tração, conforme a Tabela 4.8, é possível utilizar os valores de resistência por atrito lateral determinados pelo método de Décourt (1999) como referência. De acordo com as análises estatísticas realizadas, verificou-se que os métodos propostos por Tumay e Fakhroo (1981), Alsamman (1995), Price e Wardle (1982), Nottingham e Schmertmann (1975;1978), foram os mais precisos na avaliação da capacidade de carga por atrito lateral de estacas submetidas à compressão. No caso das estacas submetidas à tração, a tendência observada na estimativa de carga total manteve-se, pois a capacidade de carga total à tração foi considerada equivalente ao valor estimado de resistência por atrito lateral, verificando

assim que os métodos de Tumay e Fakhroo (1981), Price e Wardle (1982), Nottingham e Schmertmann (1975;1978) são estatisticamente mais precisos. Em relação às estacas sujeitas a esforços de tração, os resultados indicam tendências semelhantes a estimativa da capacidade de carga total, pois a capacidade de carga total de tração é aproximadamente similar ao valor de referência para a resistência por atrito lateral. Os métodos desenvolvidos por Tumay e Fakhroo (1981), Price e Wardle (1982), Nottingham e Schmertmann (1975;1978) foram considerados mais precisos estatisticamente para estimar a resistência por atrito lateral de estacas sujeitas à tração.

Tabela 4.8. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga por atrito lateral a partir de metodologias baseadas em ensaios CPT para estacas sujeitas à compressão e tração.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
TF (1981)	0,24	TF (1981)	0,24
NS (1975; 1978)	0,28	NS (1975; 1978)	0,29
A (1995)	0,34	A (1995)	0,42
PW (1982)	0,40	PW (1982)	0,34
EF (1997)	0,58	EF (1997)	0,58
P (1978)	0,65	P (1978)	0,67
BG (1982)	0,69	BG (1982)	0,73
IS CODE (2010)	0,75	IS CODE (2010)	0,76
MW (1993)	0,87	MW (1993)	0,88

Legenda:

IS Code (2010) = Norma indiana (2010);

BG (1982) = Bustamante e Gianceselli (1982);

P (1978) = Philipponnat (1978);

TF (1981) = Tumay e Fakhroo (1981);

NS (1975;1978) = Nottingham e Schmertmann (1975;1978);

A (1995) = Alsamman (1995);

EF (1997) = Eslami e Fellenius (1997);

PW (1982) = Price e Wardle (1982);

MW (1993) = Massarsch e Wetterling (1993).

Ao analisar o cenário em que são adotados os valores de referência de resistência por atrito lateral ($Q_{LM(2003)}$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003), pode-se verificar uma tendência semelhante em relação ao caso anteriormente mencionado, contudo, nota-se que as razões Q_{LP}/Q_{LREF} são maiores para todos os métodos. Além disso, nota-se que para as estacas escavadas equipadas com EB, os métodos de Tumay e Fakhroo (1981), Price e Wardle (1982), Nottingham e Schmertmann (1975;1978) apontam previsões de capacidade de carga por atrito lateral situadas dentro da faixa proposta por Fellenius (1980) e que as razões Q_{LP}/Q_{LREF} são iguais a unidade para o método de Tumay e Fakhroo (1981). Ao passo que para

as estacas escavadas convencionais, apenas o método de Tumay e Fakhroo (1981) indicam razões Q_{LP}/Q_{LREF} dentro da faixa de $\pm 20\%$.

Na Figura 4.27, são exibidas as razões entre as estimativas de capacidade de carga de ponta (Q_{PP}) e o valor de referência (Q_{PREF}) obtido por meio das provas de carga com o uso do método de Décourt (1999). Os valores de referência (Q_{PREF}) determinados a partir da interpretação das provas de carga pelo método de Décourt (1999) para as estacas EEC – 8.8, EBC – 8.8, EEC – 10, EBC – 10, são de 121, 93, 22, 111 kN, respectivamente. As estimativas de capacidade de carga de ponta para a estaca EEC – 8.8 são consideravelmente inferiores as previsões realizadas para as outras estacas a compressão, além disso, esta estaca apresenta o maior valor de capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}). Este fato explica o comportamento discrepante das razões Q_{PP}/Q_{PREF} obtidas para a estaca EEC – 8.8 em relação às outras estacas sujeitas à compressão.

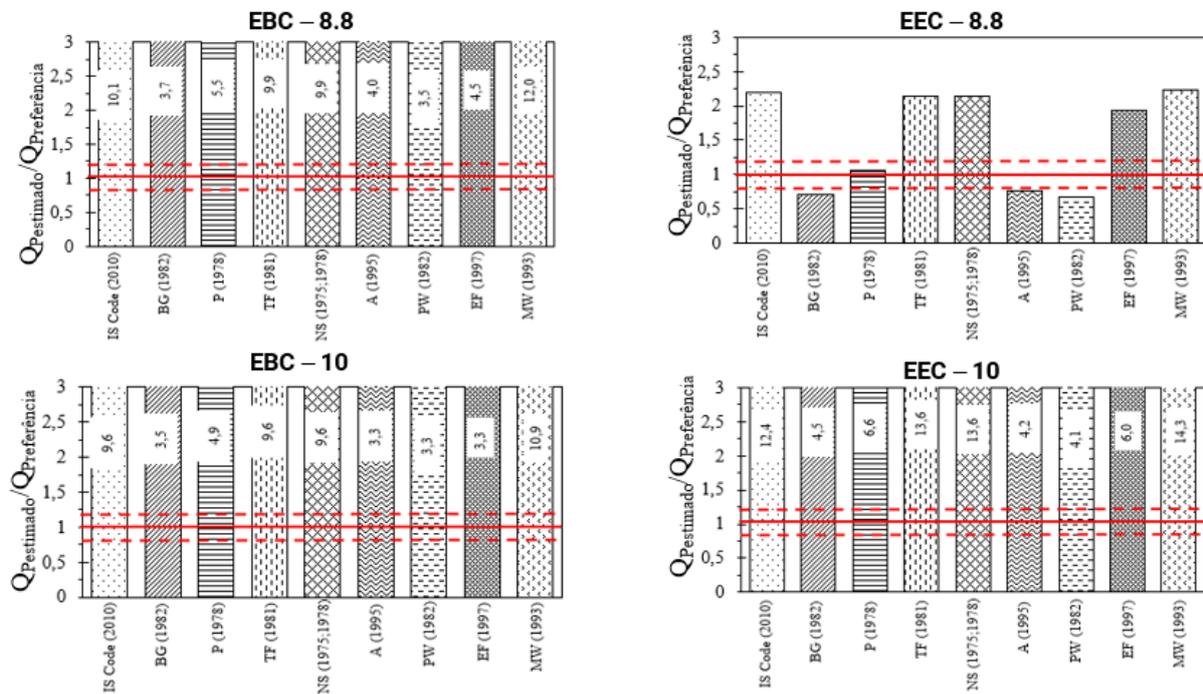


Figura 4.27. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio CPT.

Adicionalmente, para as estacas EBC – 8.8, EEC – 10, EBC – 10, evidenciou-se uma tendência semelhante as estimativas da resistência de ponta a partir de métodos baseados no SPT, contudo, observam-se razões Q_{PP}/Q_{PREF} obtidas pelos métodos baseados no CPT inferiores aos verificados nos métodos fundamentados no ensaio SPT de uma forma geral. As previsões superestimadas da resistência de ponta das estacas podem ser atribuídas a fatores geométricos

relacionados com as estacas equipadas com o EB, bem como a mobilização da resistência de ponta interpretada pela metodologia de Décourt (1999).

Ao analisar o cenário no qual os valores de referência de capacidade de carga de ponta ($Q_{PM(2003)}$) são adotados, os quais foram obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003) conforme exibido na Figura 4.28, observa-se uma tendência contrastante em relação ao caso anteriormente mencionado (Figura 4.27). Neste cenário, a capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}) das estacas escavadas convencionais é igual a zero, resultando em estimativas significativamente superiores para quaisquer dos métodos avaliados. Em contrapartida, para as estacas equipadas com a tecnologia EB, o valor da capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}) aumenta significativamente, o que leva à redução das razões Q_{PP}/Q_{PREF} obtidas pelos métodos baseados no CPT. Considerando este contexto, observa-se que para a estaca EBC – 10, os métodos de Price e Wardle (1982), Alsamman (1995), Eslami e Fellenius (1997) e Bustamante e Gianeselli (1982) indicam razões Q_{PP}/Q_{PREF} situadas na faixa limite proposta por Fellenius (1980) e inferiores a unidade. Ao passo que a análise da estaca EBC – 8.8 descreve que apenas o método de Price e Wardle (1982) situa-se dentro da faixa de $\pm 20\%$, enquanto os métodos de Bustamante e Gianeselli (1982) e Alsamman (1995) apontam razões Q_{PP}/Q_{PREF} próximas ao limite superior da faixa de $\pm 20\%$, porém em ambos os casos, apontam estimativas de capacidade de carga de ponta superestimadas.

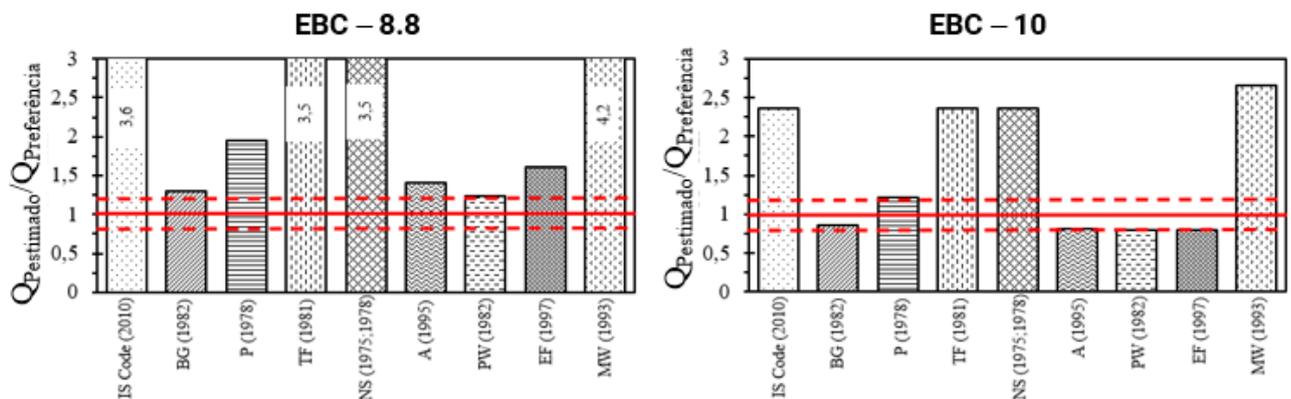


Figura 4.28. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio CPT para o cenário em que são adotados os valores de referência de ponta ($Q_{PM(2003)}$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003).

4.2.3. Estimativas baseadas no ensaio PMT

Este item aborda as estimativas de capacidade de carga de estacas com base em dados de ensaio PMT, utilizando diferentes métodos. As Figuras 4.29 e 4.30 ilustram a relação entre as estimativas de capacidade de carga (Q_p) e os valores medidos em prova de carga (Q_m) para as estacas submetidas à compressão e tração, respectivamente.

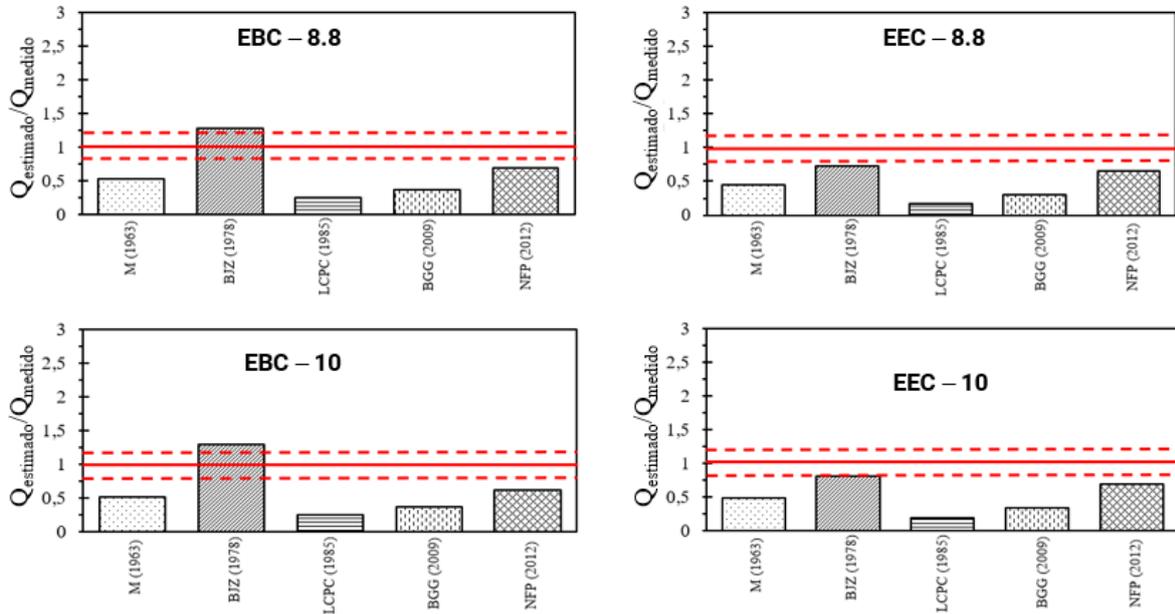


Figura 4.29. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio PMT.

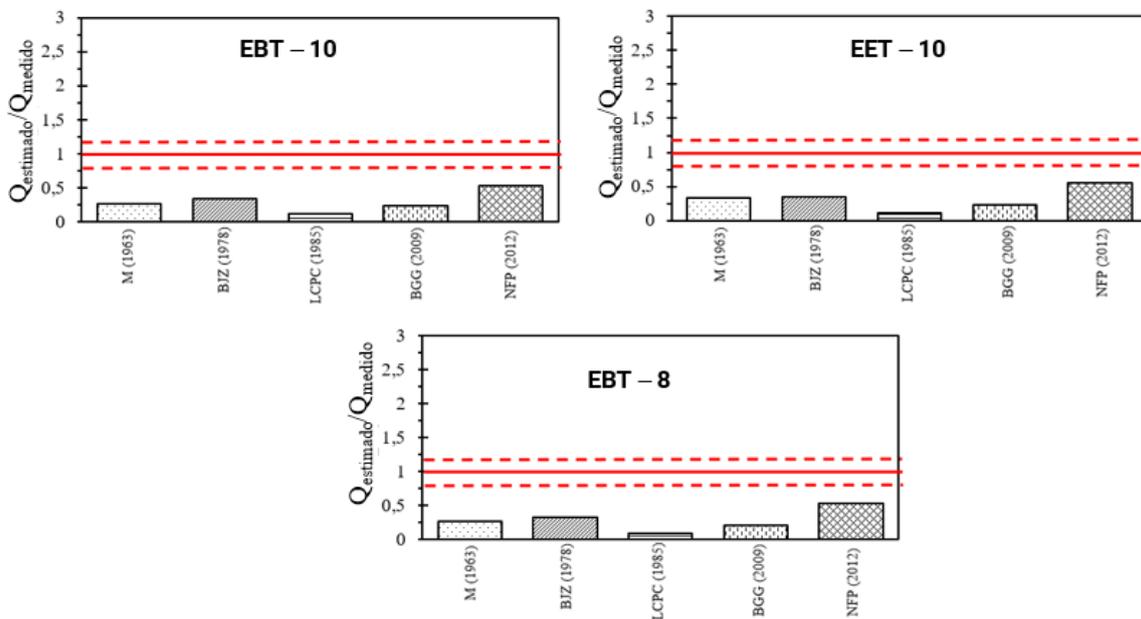


Figura 4.30. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração com base em métodos fundamentados no ensaio PMT.

Ao analisar os resultados obtidos pelos métodos de Ménard (1963), Baguelin *et al.* (1978), LCPC–SETRA (1985), Bustamante *et al.* (2009) e NFP 94-262 (2012), observa-se que, de forma geral, as estimativas de capacidade de carga para estacas equipadas com a tecnologia EB e para as estacas escavadas convencionais são subestimadas, com exceção das estimativas realizadas pelo método de Baguelin *et al.* (1978) para as estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB, as quais indicam razões Q_p/Q_m ligeiramente maiores que o limite superior proposto por Fellenius (1980). Os métodos semiempíricos de capacidade de carga, baseados em ensaios pressiométricos, frequentemente utilizam ábacos ou tabelas para determinar a resistência de ponta e de atrito lateral das estacas. Esses métodos requerem como parâmetros de entrada a pressão limite medida durante o ensaio, o tipo de solo, o processo executivo da estaca, a esbeltez (L/ϕ) da estaca e um fator de capacidade de carga (K_p) de acordo com tipo de solo. A determinação da capacidade de carga unitária de ponta da estaca requer a utilização do fator de capacidade de carga (K_p), ao passo que a resistência unitária de atrito lateral está intrinsecamente ligada aos valores da pressão limite efetiva das camadas do solo através das quais a estaca é instalada.

A determinação da pressão limite efetiva das camadas do solo é influenciada por uma série de fatores, incluindo o tipo de solo, peso específico do solo, história de tensão, grau de saturação, anisotropia, variação da tensão horizontal (diretamente relacionada com a determinação dos valores de K_0) e profundidade do ensaio. Os ensaios pressiométricos em pré-furo (MPM) realizados no Campo Experimental da UnB apresentaram valores de pressão limite efetiva entre 77 e 466 kPa. De acordo com os resultados obtidos a partir dos pressiométricos em pré-furo (MPM), empregando a técnica de ajuste de curvas, constatou-se que o valores de K_0 para a argila porosa de Brasília variaram entre 0,34 e 0,72 ao longo da profundidade, apresentando um valor médio de 0,5.

Os valores de K_p variam de 1,2 a 9,2 para diferentes metodologias executivas de estacas no método de Baguelin *et al.* (1978). Neste método, o fator de capacidade de carga (K_p) é determinado a partir da esbeltez da estaca, do processo executivo (cravada ou escavada) e da pressão limite. Na estimativa apresentada na Figura 4.29, um fator de capacidade de carga (K_p) equivalente a 7,5 foi adotado, explicando assim, a provável superestimativa da capacidade de carga das estacas equipadas com EB. Ao passo que para as outras metodologias, as estimativas são conservadoras e favoráveis e segurança.

Na Tabela 4.9, são mostrados os valores de Ranking Distance (RD) obtidos para os dois grupos de estacas analisados, as quais foram submetidas a cargas de compressão e tração. Quanto maior o valor de RD, menor é a precisão e confiabilidade dos métodos de cálculo. Dessa

forma, quanto menor o RD, mais eficaz é considerado o método adotado. Deste modo, verifica-se estatisticamente que os métodos de Baguelin *et al.* (1978), NFP 94-262 (2012) e Ménard (1963) foram os mais precisos na determinação da capacidade de carga total das estacas submetidas à compressão e à tração.

Tabela 4.9. Valores de Ranking Distance (RD) para as metodologias baseadas em ensaios PMT para estacas sujeitas à compressão e tração.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
B (1978)	0,30	NFP (2012)	0,46
NFP (2012)	0,34	B (1978)	0,67
M (1963)	0,51	M (1963)	0,71
BT (2009)	0,66	BT (2009)	0,77
LCPC (1985)	0,79	LCPC (1985)	0,89

Legenda:

M (1963) = Ménard (1963);

BJZ (1978) = Baguelin *et al.* (1978);

LCPC (1985) = LCPC-SETRA (1985);

BGG (2009) = Bustamante *et al.* (2009);

NFP (2012) = NFP 94-262 (2012).

Considerando a metodologia proposta por Décourt (1999) para separar a resistência por atrito lateral e de ponta, e os valores indicados na Tabela 4.3, é possível determinar a precisão dos métodos na estimativa da resistência do fuste e da ponta das estacas analisadas. Assim, a Figura 4.31 mostra as razões entre as estimativas de capacidade de carga por atrito lateral (Q_{LP}) e o valor de referência (Q_{LREF}) obtido a partir das provas de carga utilizando o método de Décourt (1999).

De maneira geral, é observado que os métodos baseados no PMT subestimam a resistência por atrito lateral de todas as estacas. Tal fato pode ser atribuído aos baixos valores de pressão limite efetiva das camadas do solo até uma profundidade de 7m, que variam entre 79 e 252 kPa, indicando um valor médio de 135 kPa. Os valores de Ranking Distance (RD) para os dois grupos de estacas analisados considerando os valores de resistência por atrito lateral obtidos pelo método de Décourt (1999) como valor de referência estão apresentados na Tabela 4.10. Assim, constatou-se estatisticamente que as tendências verificadas para estimativas de capacidade de carga total são convergentes para as estimativas de capacidade de carga por atrito lateral. Ao analisar o cenário que adota os valores de referência de resistência por atrito lateral ($Q_{LM(2003)}$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003), observa-se a mesma tendência em relação ao caso prévio.

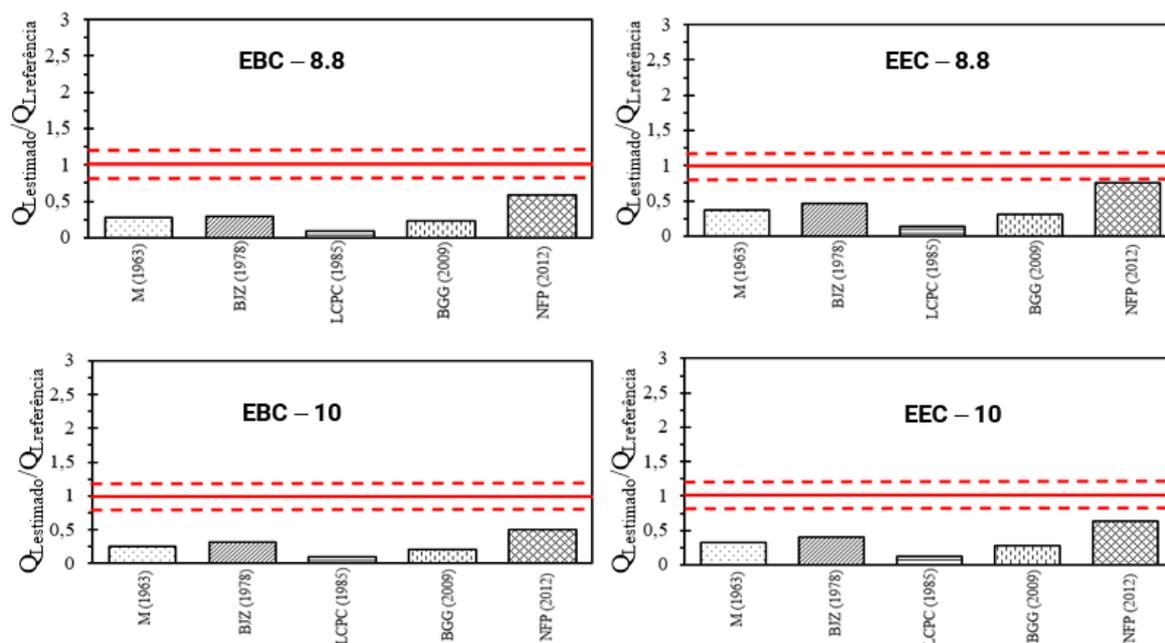


Figura 4.31. Razões Q_{LP} / Q_{LREF} de capacidade de carga por atrito lateral para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio PMT.

Tabela 4.10. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga por atrito lateral a partir de metodologias baseadas em ensaios PMT para estacas sujeitas à compressão e tração.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
NFP (2012)	0,40	NFP (2012)	0,42
B (1978)	0,64	B (1978)	0,64
M (1963)	0,70	M (1963)	0,69
BT (2009)	0,75	BT (2009)	0,76
LCPC (1985)	0,89	LCPC (1985)	0,88

Legenda:

M (1963) = Ménard (1963);

BIZ (1978) = Baguelin *et al.* (1978);

LCPC (1985) = LCPC-SETRA (1985);

BGG (2009) = Bustamante *et al.* (2009);

NFP (2012) = NFP 94-262 (2012).

A Figura 4.32 ilustra as razões das estimativas de capacidade de carga de ponta (Q_{PP}) em relação ao valor de referência (Q_{PREF}) obtido por meio de provas de carga utilizando o método de Décourt (1999). Observa-se que em todos os casos, a capacidade de carga da ponta da estaca é superestimada, com exceção da estaca EEC - 8.8 para os métodos de NFP 94-262 (2012), Ménard (1963), LCPC-SETRA (1985) e Bustamante *et al.* (2009). As estimativas de capacidade de carga de ponta para a estaca EEC - 8.8 demonstraram-se significativamente inferiores às previsões realizadas para as demais estacas submetidas à compressão. Ademais,

constatou-se que a estaca EEC – 8.8 apresentou o maior valor de capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}). Diante desse cenário, a discrepância observada nas razões $Q_{\text{PP}}/Q_{\text{PREF}}$ para a estaca EEC – 8.8 em relação às demais estacas sujeitas à compressão pode ser explicada por este fato. Além disso, verificou-se uma tendência semelhante nas estimativas da resistência de ponta para as estacas EBC – 8.8, EEC – 10 e EBC – 10, utilizando métodos baseados no SPT e CPT. Entretanto, observou-se que as razões $Q_{\text{PP}}/Q_{\text{PREF}}$ obtidas pelos métodos baseados no PMT foram inferiores às verificadas nos métodos fundamentados no ensaio SPT, mas estavam mais próximas das razões $Q_{\text{PP}}/Q_{\text{PREF}}$ observadas para o ensaio CPT em geral.

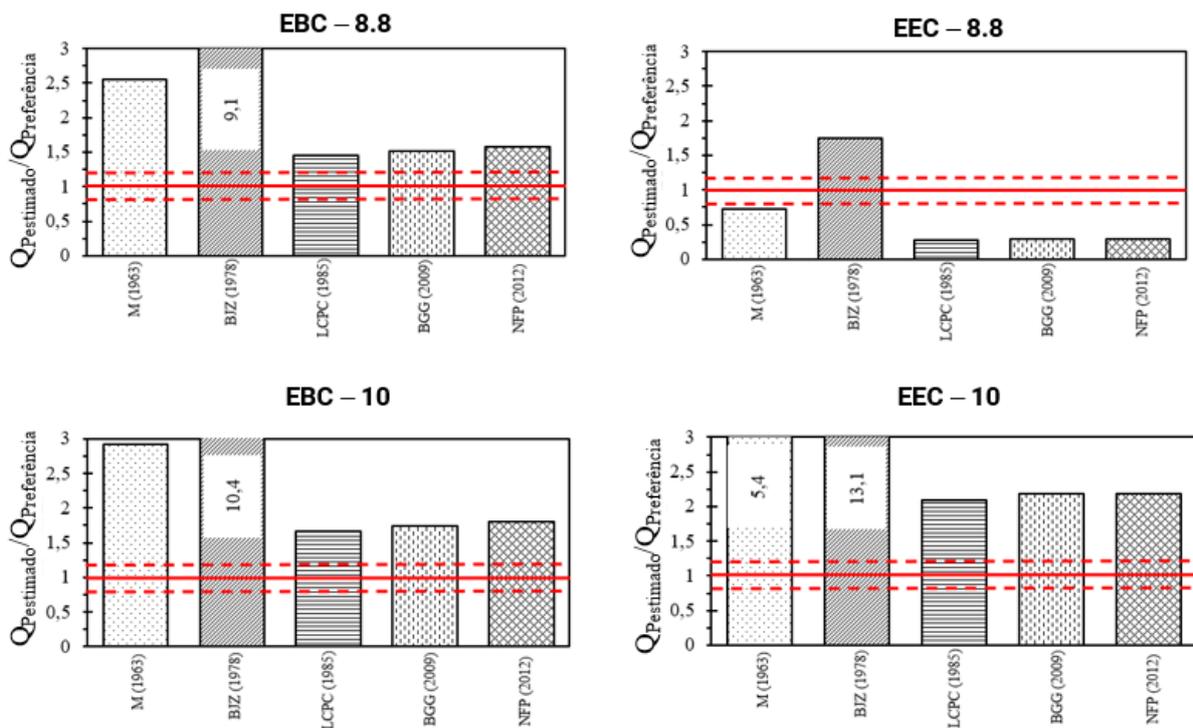


Figura 4.32. Razões $Q_{\text{PP}} / Q_{\text{PREF}}$ de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio PMT.

As previsões superestimadas da resistência de ponta das estacas podem ser atribuídas a fatores geométricos associados às estacas equipadas com o EB, bem como à mobilização da resistência de ponta interpretada pela metodologia de Décourt (1999). De modo análogo as tendências observadas para o ensaio CPT, ao realizar a avaliação do cenário no qual os valores de referência de capacidade de carga de ponta ($Q_{\text{PM}(2003)}$) são adotados, os quais foram obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003) conforme exibido na Figura 4.33, observa-se uma tendência contrastante em relação ao caso anteriormente mencionado (Figura 4.32).

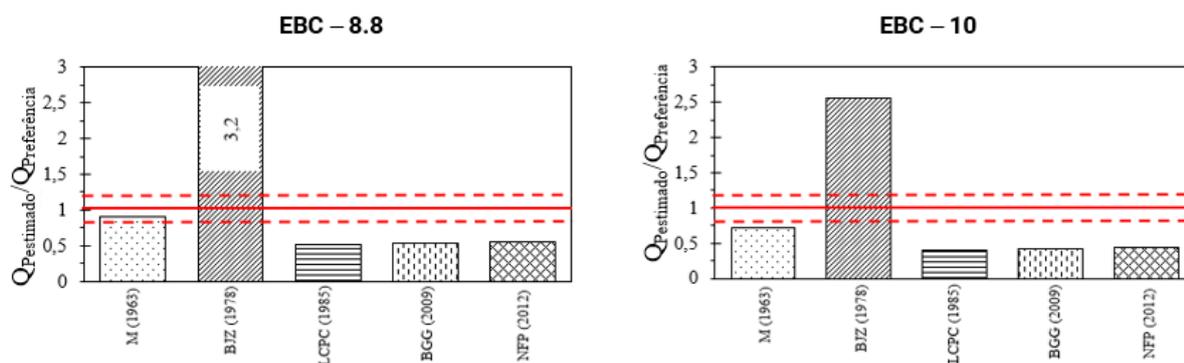


Figura 4.33. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos fundamentados no ensaio PMT para o cenário em que são adotados os valores de referência de ponta ($Q_{PM(2003)}$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003).

Neste cenário, a capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}) das estacas escavadas convencionais é considerada nula, resultando em razões Q_{PP}/Q_{PREF} significativamente discrepantes para quaisquer dos métodos avaliados. Ao passo que para as estacas equipadas com a tecnologia EB, o valor da capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}) aumenta consideravelmente, decorrendo no decréscimo das razões Q_{PP}/Q_{PREF} obtidas pelos métodos baseados no PMT. Avaliando este contexto, observa-se que a metodologia proposta por Ménard (1963) é a que melhor se ajusta à faixa limite proposta por Fellenius (1980) para as estacas equipadas tecnologia EB.

4.2.4. Estimativas baseadas em métodos teóricos

Este item trata das estimativas da capacidade de carga de estacas por meio de metodologias teóricas, utilizando diferentes métodos a partir de parâmetros obtidos em ensaios de laboratório. As Figuras 4.34 e 4.35 demonstram a relação entre as estimativas de capacidade de carga (Q_p) e os valores medidos em prova de carga (Q_m) para as estacas submetidas à compressão e tração, respectivamente.

Diversas metodologias teóricas foram desenvolvidas para explicar a capacidade de carga de fundações por estacas, contudo, observa-se uma dificuldade de ajustar um bom modelo físico e matemático à questão da ruptura em fundações profundas, conforme indicado por Cintra e Aoki (2010). Na literatura, os métodos teóricos são usualmente divididos em métodos de capacidade de carga utilizados para estacas embutidas em areias e argilas, fazendo referência assim, ao comportamento drenado e não drenado do solo.

A resistência não drenada é usualmente atribuída a argilas, pois na prática, a mesma ocorre quando um carregamento externo é aplicado a uma velocidade mais rápida do que a velocidade em que a propressão induzida é dissipada. A camada de argila porosa do Distrito Federal

apresenta um baixo índice de resistência à penetração (N_{SPT} variando de 1 a 6 golpes) e elevada condutividade hidráulica (10^{-5} a 10^{-6} m/s), apesar da matriz argilosa, prepondera-se assim, o comportamento drenado do solo. Deste modo, para fins de estimativa de capacidade de carga, foram utilizados métodos teóricos aplicados a solos com comportamento drenado.

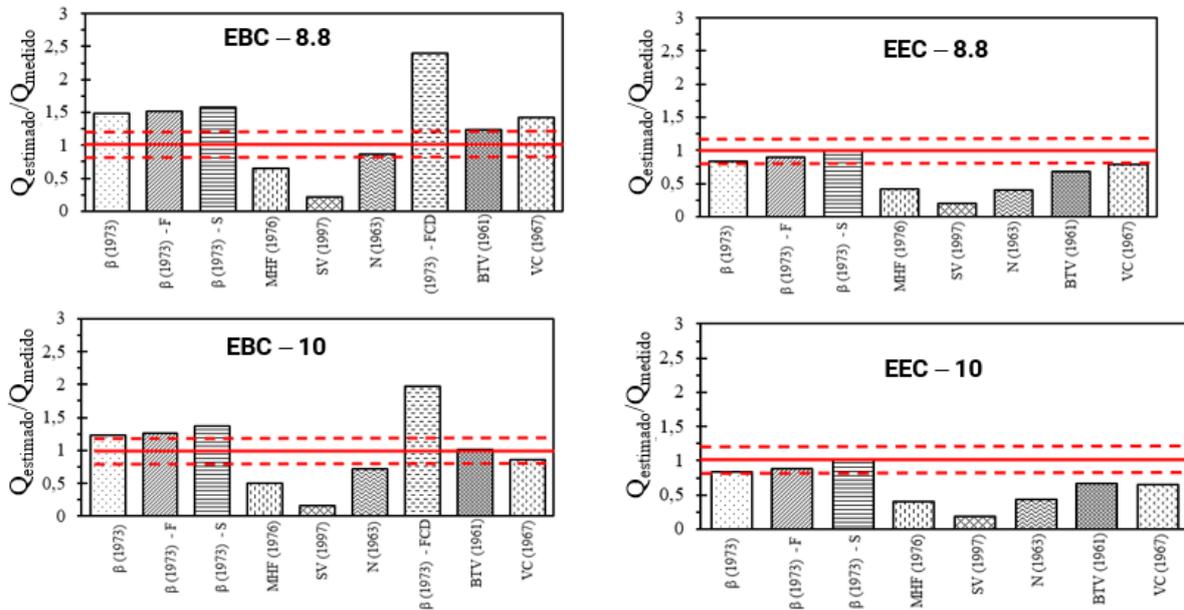


Figura 4.34. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas sujeitas à compressão com base em métodos teóricos.

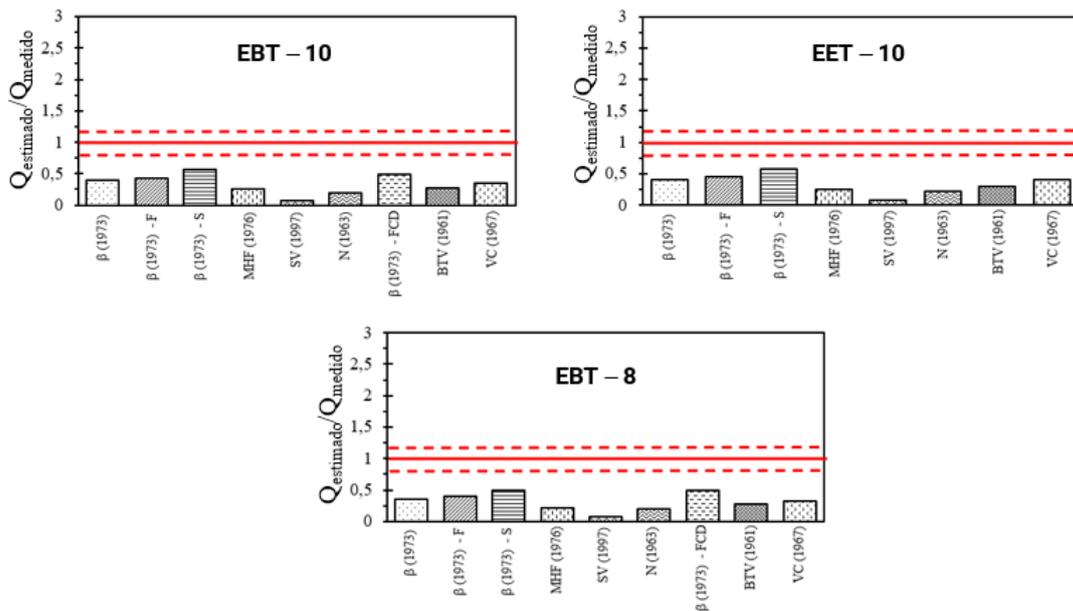


Figura 4.35. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração com base em métodos teóricos.

A capacidade de carga dos métodos teóricos é usualmente determinada a partir do ângulo de atrito do solo, coeficiente de empuxo, esbeltez da estaca (L/ϕ), tensão vertical efetiva do solo

na cota de assentamento da estaca e de fatores de capacidade de carga propostos para cada metodologia.

A análise das estimativas apresentadas pelos métodos de Burland (1973), Burland (1973) – considerando fatores propostos por Fellenius (2020), Burland (1973) – considerando o efeito da sucção matricial, Burland (1973) – parâmetros obtidos a partir das retroanálises de curvas pressão *versus* volume do EB, utilizando a proposta de Fontaine *et al.* (2005), Vesic (1967), Berezantzev *et al.* (1961), Norlund (1963), Skov (1997) e Meyerhof (1976) indicam que, de modo geral, as estimativas de capacidade de carga para estacas equipadas com a tecnologia EB e para as estacas escavadas convencionais são subestimadas para estacas sujeitas à tração. Ao passo que para estacas equipadas com a tecnologia EB submetidas à compressão, as estimativas realizadas com o método proposto por Burland (1973) adotando distintos fatores de capacidade de carga, denotaram razões Q_p/Q_m acima do limite superior proposto por Fellenius (1980). No entanto, observa-se uma tendência discrepante para as estacas escavadas convencionais em relação ao caso anterior, onde as estimativas do método proposto por Burland (1973) e suas respectivas variações de coeficientes demonstram apresentar as razões Q_p/Q_m mais precisas.

A discrepância em questão pode ser atribuída à geometria das estacas escavadas, em comparação com as estacas escavadas equipadas com EB, o que resulta em estimativas de valores consideravelmente superiores para estas últimas. Ademais, tanto o coeficiente de empuxo quanto os fatores de capacidade de carga empregados nas estacas escavadas equipadas com EB foram superiores aos das estacas escavadas convencionais.

Há outro aspecto a ser considerado na estimativa da capacidade de carga de estacas por meio de métodos teóricos que remete à notável abrangência do fator de capacidade de carga N_q sugerido em diversas metodologias. Além disso, é possível observar que as metodologias adotam mecanismos de ruptura distintos em estacas, conforme indicado na Figura 2.24, implicando assim, discrepâncias adotadas nas hipóteses simplificadoras das metodologias e nas respectivas zonas consideradas (ativa, cisalhamento, passiva).

A avaliação das estimativas utilizando a metodologia de Vesic (1967) para estacas equipadas com a tecnologia EB revela uma tendência discrepante. Essa tendência é explicada pelo valor da tensão efetiva normal do solo (σ'_m), que está diretamente relacionado com o valor de K_0 na profundidade da cota de assentamento da estaca e governa o comportamento da resistência de ponta da fundação, de acordo com Vesic (1967). O coeficiente de empuxo no repouso a uma profundidade de 8,8 m é aproximadamente duas vezes maior que o valor do coeficiente de empuxo na profundidade de 10 m, resultando em uma superestimativa da resistência de ponta para as estacas com 8,8 m de comprimento (assim como observado para as estacas

convencionais). No entanto, o fator geométrico associado à tecnologia EB na ponta da estaca amplifica essa discrepância para estacas equipadas com EB.

Os valores de Ranking Distance (RD) calculados para as estacas submetidas à compressão e tração são apresentados na Tabela 4.11. Desse modo, observa-se estatisticamente que os métodos propostos por Berezantzev *et al.* (1961), Burland (1973) e Burland (1973), considerando fatores propostos por Fellenius (2020) e Vesic (1967) apresentaram maior acurácia na determinação da capacidade de carga total das estacas submetidas à compressão. Contudo, destaca-se que apesar da acurácia, as estimativas realizadas a partir dos métodos de Burland (1973), Berezantzev *et al.* (1961) e Vesic (1967) podem indicar estimativas contra a segurança para estacas equipadas com EB, como observado na estaca EBC - 8.8, ao passo que a metodologia proposta por Norlund (1963) indicam em geral estimativas a próximas do limite inferior da faixa proposta por Fellenius (1980) e a favor da segurança para ambas as estacas equipadas com a tecnologia EB. As estimativas de capacidade de carga total para as estacas escavadas convencionais a partir do método de Norlund (1963) também conduzem a razões Q_p/Q_m conservadoras e a favor da segurança.

Tabela 4.11. Valores de Ranking Distance (RD) para as metodologias baseadas em métodos teóricos.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
BTV (1961)	0,30	β - S (2017)	0,46
β (1973)	0,33	β - FCD (2017)	0,51
β - F (2017)	0,34	β - F (2017)	0,57
VC (1967)	0,35	β (1973)	0,62
β - S (2017)	0,38	VC (1967)	0,64
N (1963)	0,46	BTV (1961)	0,72
MHF (1976)	0,52	MHF (1976)	0,76
SV (1997)	0,81	N (1963)	0,80
β - FCD (2017)	1,22	SV (1997)	0,93

Legenda:

β (1973) = Burland (1973);

BTV (1961) = Berezantzev *et al.* (1961);

β (1973) – F = Burland (1973) – Fatores propostos por Fellenius (2020);

β (1973) – S = Burland (1973) – Considerando o efeito da sucção matricial;

β (1973) – FCD = Burland (1973) – Parâmetros obtidos a partir das retroanálises de curvas pressão versus volume do EB, utilizando a proposta de Fontaine et al. (2005);

VC (1967) = Vesic (1967);

N (1963) = Norlund (1963);

SV (1997) = Skov (1997);

MHF (1976) = Meyerhof (1976).

Para as estacas submetidas à tração, constatou-se que os métodos Burland (1973), Burland (1973) – considerando fatores propostos por Fellenius (2020), Burland (1973) – considerando o efeito da sucção matricial foram os mais acurados na estimativa da capacidade de carga total das estacas.

Ao se adotar a abordagem metodológica proposta por Décourt (1999), que permite a separação da resistência exercida pelo atrito lateral e pela ponta da estaca, é viável estimar a precisão dos métodos utilizados para determinar a resistência do fuste e da ponta das estacas examinadas. Essa análise se baseia nos valores apresentados na Tabela 4.3, que fornece informações relevantes para a avaliação das estimativas realizadas. Nesse sentido, a Figura 4.36 apresenta as razões entre as estimativas de capacidade de carga por atrito lateral (Q_{LP}) e o valor de referência (Q_{LREF}) obtido a partir das provas de carga utilizando o método de Décourt (1999).

De maneira geral, constata-se que a capacidade de carga lateral das estacas é subestimada tanto para as estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB quanto para as estacas escavadas convencionais. O método de Burland (1973) – considerando o efeito da sucção matricial apresenta as estimativas mais próximas do limite inferior da faixa de $\pm 20\%$. A variação da resistência ao cisalhamento em solos não saturados pode ser explicada pela aplicação da equação estendida de Mohr-Coulomb. Essa equação demonstra que a sucção tem um papel crucial na determinação da resistência ao cisalhamento do solo, e que a saturação do solo tem um efeito direto sobre a sucção. Portanto, ao se projetar fundações profundas, que são particularmente afetadas pela resistência lateral do solo, deve-se levar em consideração a variação da resistência ao cisalhamento em relação à saturação do solo. Cada tipo de solo apresenta uma curva característica específica que pode ser utilizada para avaliar essa variação, conforme apresentado na Figura 3.17.

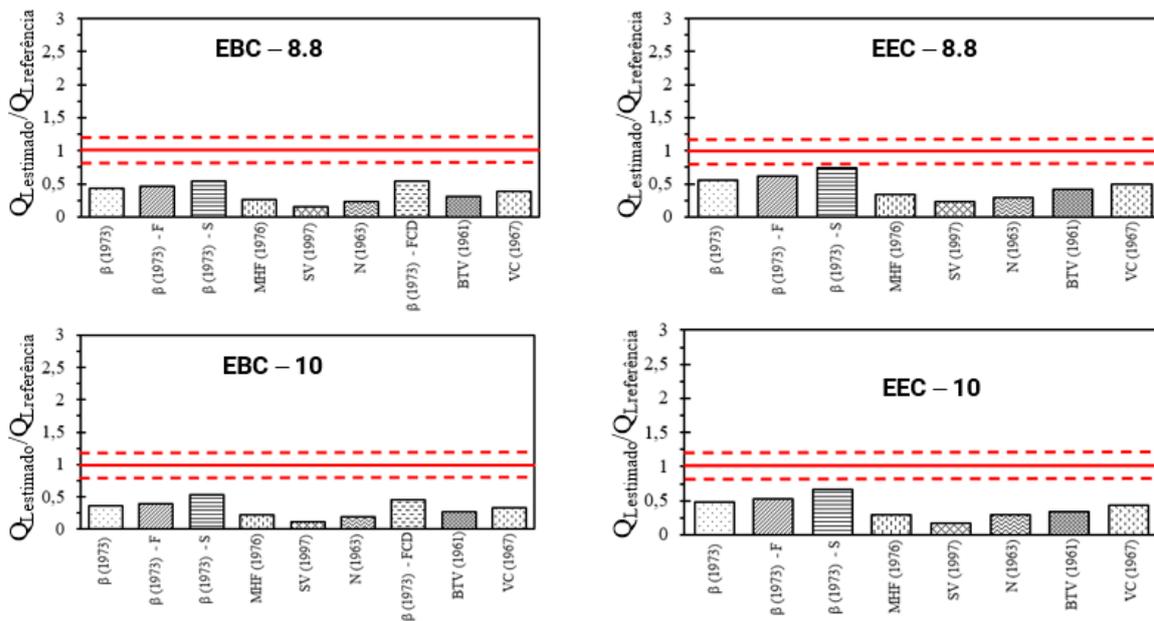


Figura 4.36. Razões Q_{LP} / Q_{LREF} de capacidade de carga por atrito lateral para estacas sujeitas à compressão com base em métodos teóricos.

Com base nas medições de umidade ao longo da profundidade (Figura 3.18) e dos correspondentes graus de saturação (Figura 3.19), pode-se inferir a sucção matricial do solo usando as curvas características (Figura 3.17). Observou-se que os valores de sucção matricial variaram entre 6 e 120 kPa até 8 m de profundidade, enquanto a uma profundidade de 10 m, a sucção matricial foi da ordem de 700 kPa. Solos com distribuição bimodal de poros apresentam dois pontos de entrada de ar, o primeiro ocorre nos macroporos, onde se observou grande variação do grau de saturação para pequenas variações de sucção até o ponto correspondente ao término de entrada de ar nos macroporos, onde ocorre um aumento significativo da sucção até atingir o ponto de entrada de ar nos microporos. Portanto, os valores de sucção estão localizados entre os pontos de entrada de ar dos macroporos e dos microporos, o que indica uma maior influência no aumento da resistência lateral unitária devido à sucção nas profundidades de 1, 6, 7 e 10 m. A abordagem utilizando o método de Burland (1973) – considerando o efeito da sucção matricial fornece estimativas de capacidade de carga lateral mais precisas do que outras metodologias, pois aborda de forma mais fidedigna o comportamento observado em campo e o efeito da sucção na capacidade de carga de fundações assente em solos lateríticos.

A Tabela 4.12 apresenta os valores de Ranking Distance (RD) obtidos para as estacas submetidas a compressão e tração considerando os valores de resistência por atrito lateral obtidos pelo método de Décourt (1999) como valor de referência. Os resultados indicam que os

métodos propostos por Burland (1973), Burland (1973), considerando fatores propostos por Fellenius (2020) e (1973) – considerando o efeito da sucção matricial, apresentaram maior precisão na determinação resistência por atrito lateral das estacas submetidas à compressão.

Tabela 4.12. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga por atrito lateral a partir de metodologias teóricas para estacas sujeitas à compressão e tração.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
β - S (2017)	0,39	β - S (2017)	0,42
β - FCD (2017)	0,50	β - FCD (2017)	0,45
β - F (2017)	0,51	β - F (2017)	0,54
β (1973)	0,55	β (1973)	0,59
VC (1967)	0,60	VC (1967)	0,61
BTV (1961)	0,67	BTV (1961)	0,69
MHF (1976)	0,73	MHF (1976)	0,74
N (1963)	0,75	N (1963)	0,78
SV (1997)	0,84	SV (1997)	0,92

Legenda:

β (1973) = Burland (1973);

BTV (1961) = Berezantzev *et al.* (1961);

β (1973) – F = Burland (1973) – Fatores propostos por Fellenius (2020);

β (1973) – S = Burland (1973) – Considerando o efeito da sucção matricial;

β (1973) – FCD = Burland (1973) – Parâmetros obtidos a partir das retroanálises de curvas pressão versus volume do EB, utilizando a proposta de Fontaine *et al.* (2005);

VC (1967) = Vesic (1967);

N (1963) = Norlund (1963);

SV (1997) = Skov (1997);

MHF (1976) = Meyerhof (1976).

Evidencia-se ainda que a utilização do método de Burland (1973) – parâmetros obtidos a partir das retroanálises de curvas pressão *versus* volume do EB, empregando a proposta de Fontaine *et al.* (2005) resultam em estimativas precisas de resistência por atrito lateral para as estacas equipadas com a tecnologia EB. Ao analisar o cenário que adota os valores de referência de resistência por atrito lateral ($Q_{LM(2003)}$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003), observa-se a mesma tendência em relação ao caso prévio, no entanto, verificando razões Q_{LP}/Q_{LREF} superiores ao do cenário anterior. Além disso, observa-se que o método de Burland (1973) – considerando o efeito da sucção matricial para a estaca EBC - 10 indica estimativas dentro da faixa de referência de $\pm 20\%$.

A Figura 4.37 apresenta razões das estimativas de capacidade de carga de ponta (Q_{PP}) em relação ao valor de referência (Q_{PREF}) obtido por meio de provas de carga utilizando o método de Décourt (1999). Foi observado que, em todos os casos, a capacidade de carga da ponta da

estaca foi superestimada, exceto para a metodologia proposta por Skov (1997) e para a estaca EEC - 8.8, ao ser analisada a partir dos métodos de Meyerhof (1976) e Norlund (1963).

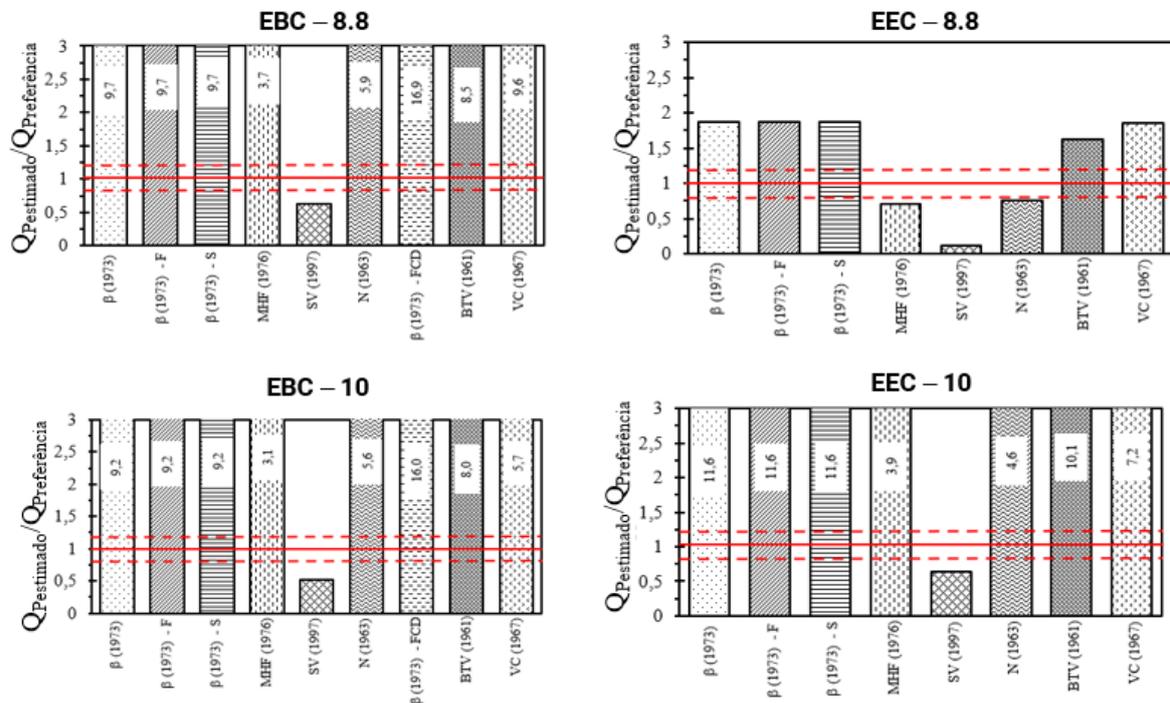


Figura 4.37. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos teóricos.

As estimativas de capacidade de carga de ponta para a estaca EEC - 8.8 foram significativamente inferiores às previsões realizadas para as outras estacas submetidas à compressão. Além disso, a estaca EEC - 8.8 apresentou o maior valor de capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}), podendo descrever a discrepância observada nas razões Q_{PP} / Q_{PREF} para essa estaca em relação às outras estacas submetidas à compressão. Também foi verificada uma tendência semelhante nas estimativas da resistência de ponta para as estacas EBC - 8.8, EEC - 10 e EBC - 10, utilizando métodos baseados no SPT e CPT. No entanto, as razões Q_{PP} / Q_{PREF} obtidas pelos métodos teóricos foram inferiores às razões observadas nos métodos fundamentados no ensaio SPT, mas estavam mais próximas das razões Q_{PP} / Q_{PREF} observadas para o ensaio CPT em geral. Os métodos de Meyerhof (1976), Norlund (1963) e Skov (1997) apresentam as estimativas de resistência de ponta mais acuradas para ambos os tipos de estacas sujeitas à compressão, contudo, o método de Skov (1997) é o único que denota estimativas conservadoras e a favor da segurança.

De maneira semelhante às tendências observadas no ensaio CPT, ao analisar o cenário em que são adotados os valores de referência de capacidade de carga de ponta ($Q_{PM(2003)}$), obtidos

a partir da instrumentação realizada por Mota (2003), conforme apresentado na Figura 4.38, é possível observar uma tendência semelhante em relação ao caso anteriormente mencionado (Figura 4.37).

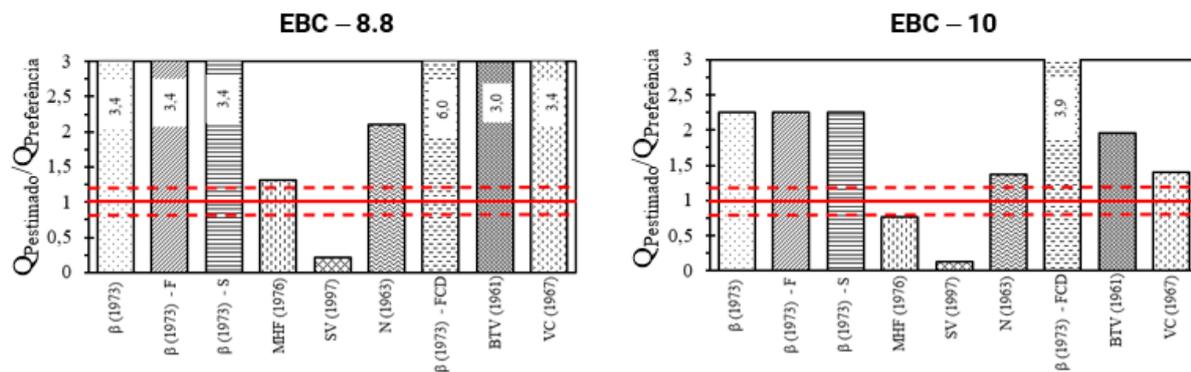


Figura 4.38. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga de ponta para estacas sujeitas à compressão com base em métodos teóricos para o cenário em que são adotados os valores de referência de ponta ($Q_{PM(2003)}$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003).

Nesse cenário, a capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}) das estacas escavadas convencionais é considerada nula, o que resulta em razões Q_{PP}/Q_{PREF} significativamente discrepantes para qualquer um dos métodos avaliados. No entanto, para as estacas equipadas com a tecnologia EB, o valor da capacidade de carga de ponta de referência (Q_{PREF}) aumenta consideravelmente, levando a uma redução nas razões Q_{PP}/Q_{PREF} obtidas pelos métodos teóricos em comparação ao cenário descrito segundo método de Décourt (1999). Ao avaliar esse contexto, foi observado tendências semelhantes, onde a metodologia proposta por Skov (1997) é a única que apresenta estimativas a favor da segurança para as estacas equipadas com a tecnologia EB.

4.2.5. Estimativas de métodos específicos desenvolvidos para a tecnologia EB

Este item realiza uma análise das estimativas de capacidade de carga de estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB, por meio de metodologias desenvolvidas especificamente para esse sistema. Essas metodologias fornecem formulações para a resistência de ponta e a resistência lateral da região de solo em contato direto com o EB, após a etapa de expansão. No entanto, não há uma formulação disponível para estimar a resistência por atrito lateral da estaca equipada com a tecnologia EB como um todo, abrangendo toda a sua extensão.

Deste modo, neste item, serão analisadas as estimativas de capacidade de carga de ponta do EB com base em dois cenários. O primeiro relativo ao valor de resistência de ponta de referência

determinado a partir da separação da resistência por atrito lateral e de ponta proposta por Décourt (1999), ao passo que o segundo cenário refere-se aos valores de referência de capacidade de carga de ponta ($Q_{PM(2003)}$), obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003).

Os métodos de estimativa de capacidade de carga de ponta usualmente empregam o valor da pressão limite observada na curva pressão *versus* volume do EB, a tensão vertical e horizontal na cota de assentamento do EB e um fator de capacidade de carga (K_p), similar a abordagem adotada para estimativas baseadas em ensaios pressiométricos. A Figura 4.39 ilustra a relação entre as estimativas de capacidade de carga de ponta (Q_{PP}) o valor de referência (Q_{PREF}) obtido por meio de provas de carga utilizando o método de Décourt (1999) para as estacas equipadas com a tecnologia EB sujeitas à compressão. As análises foram realizadas a partir dos métodos de Broms e Nord (1985), Expanderkroppar (1988), LCPC (1985) utilizando coeficientes de Talarico (2007) e Terceros e Terceros (2016).

A análise dos resultados indica que, de maneira geral, as estimativas de capacidade de carga para estacas equipadas com a tecnologia EB são superestimadas, sendo a metodologia proposta por LCPC (1985) utilizando coeficientes de Talarico (2007) a com maior acurácia. Denota-se que os valores de resistência de ponta de referência (Q_{PREF}) neste cenário são de 93 e 111 kN para as estacas EBC - 8.8 e EBC - 10, respectivamente. Ao passo que os valores de capacidade de carga de ponta estimados variam entre 1138 e 9535 kN dentre os métodos analisados. Os valores de pressão limite interpretados para ambas as estacas são equivalentes a 3750 e 4550 kPa, para as estacas EBC - 8.8 e EBC - 10, respectivamente. Os valores de K_p adotados variaram entre 1,1 e 7,5.

Os valores elevados das razões Q_{PP}/Q_{PREF} podem ser atribuídos neste cenário, ao baixo valor de resistência de ponta mobilizado para o nível de deslocamento da ordem de 0,1 ϕ . Além disso, verifica-se a necessidade de ajustar os fatores de capacidade de carga (K_p) para solos lateríticos do Distrito Federal, tendo em vista, que estas metodologias foram desenvolvidas em países que a formação do solo ocorreu sob clima temperado. Já no caso dos solos da Bolívia em que o EB foi pesquisado, nota-se a ocorrência majoritária de solos sedimentares que apresentam comportamento distintos dos solos residuais e tropicais de Brasília.

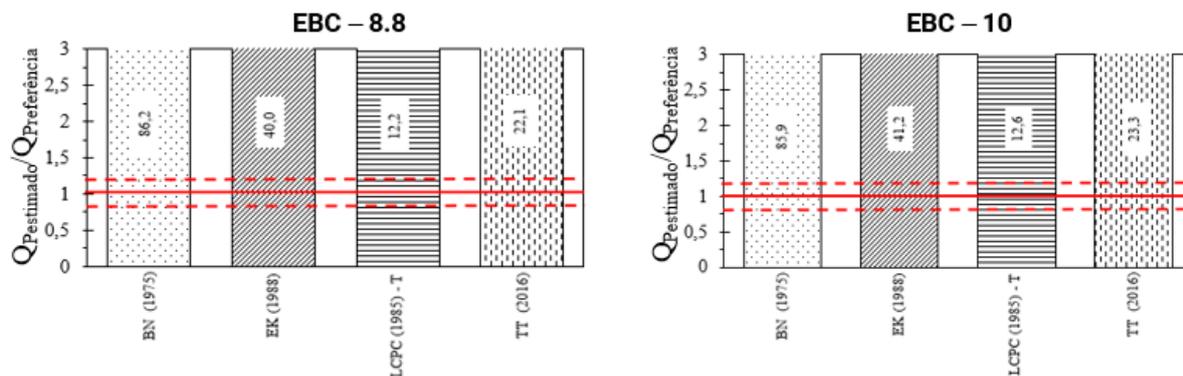


Figura 4.39. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga do EB.

No cenário em que os valores de referência de capacidade de carga de ponta ($Q_{PM(2003)}$), obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003) são considerados, conforme apresentado na Figura 4.40, observa-se uma notável redução das razões Q_{PP}/Q_{PREF} tendo em vista que os valores de resistência de ponta de referência (Q_{PREF}) neste cenário são de 263 e 453 kN para as estacas EBC - 8.8 e EBC - 10, respectivamente. Neste cenário, a metodologia proposta por LCPC (1985) utilizando coeficientes de Talarico (2007) também é a que apresenta maior precisão.

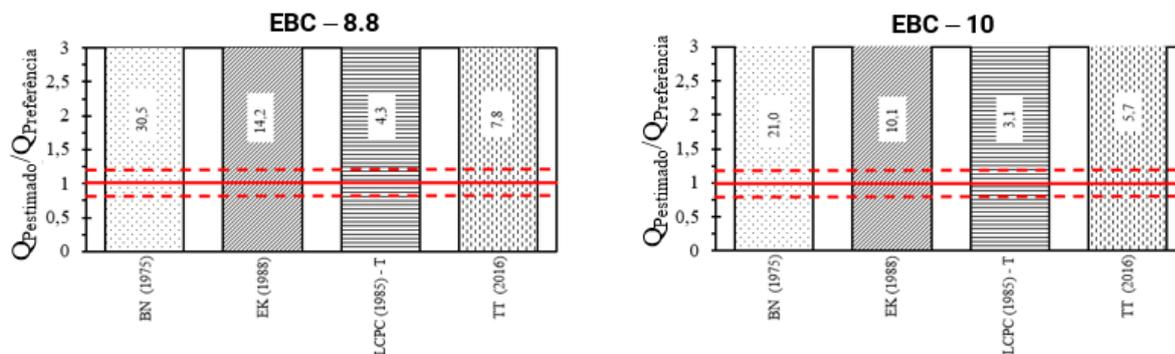


Figura 4.40. Razões Q_{PP} / Q_{PREF} de capacidade de carga do EB para o cenário em que são adotados os valores de referência de ponta ($Q_{PM(2003)}$) obtidos a partir da instrumentação realizada por Mota (2003).

4.2.6. Estimativas de métodos específicos desenvolvidos para estacas sujeitas à esforços de tração

Este item aborda a avaliação da capacidade de carga de estacas submetidas à tração, por meio de métodos específicos desenvolvidos para distintas superfícies de ruptura. A análise é conduzida a partir de da análise das estimativas de capacidade de carga (Q_p) e dos valores medidos em prova de carga (Q_m) para estacas sujeitas à esforços de tração. As relações Q_p/Q_m para os métodos de Chen e Kulhawy (1994), Mors (1959), Downs e Chieurrzzi (1966), Meyerhof e Adams (1968), Meyerhof (1973), Chattopadhyay e Pise (1986), Levacher e Sieffert (1984), Biarez e Barraud (1968) e Shanker *et al.* (2007), são apresentadas na Figura 4.41.

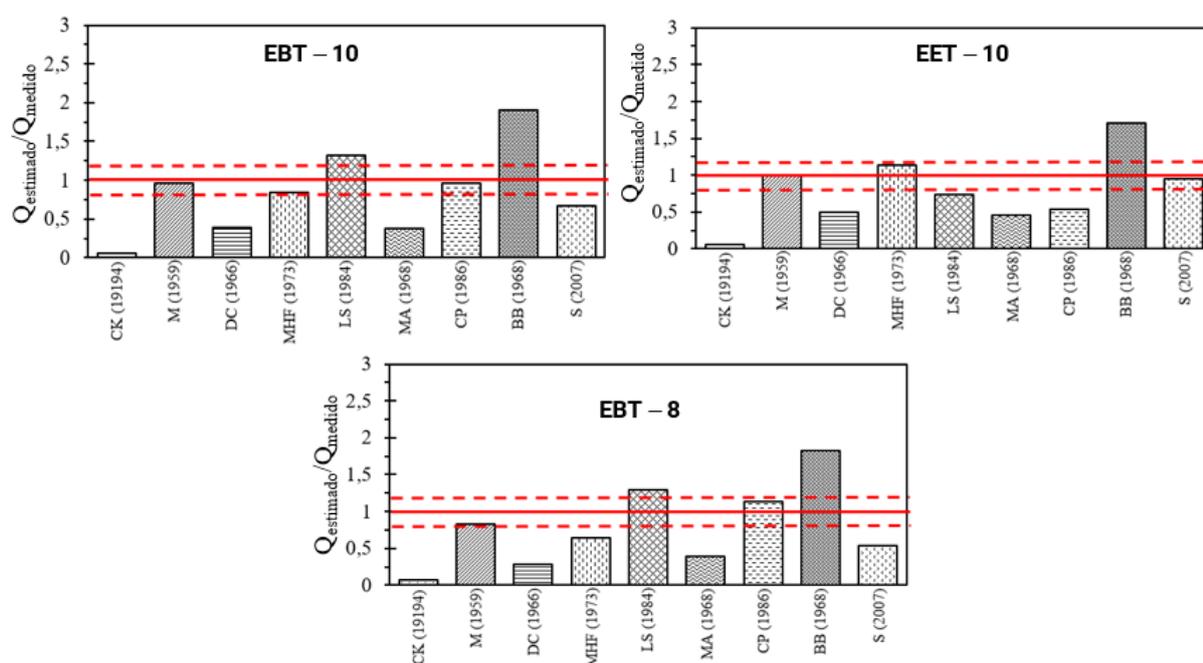


Figura 4.41. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração com base em métodos específicos desenvolvidos para estacas sujeitas à tração.

Os métodos desenvolvidos especificamente para estacas submetidas à tração de uma forma geral, consideram as seguintes características para a estimativa da capacidade de carga da fundação: a esbelteza da estaca (L/ϕ), a superfície de ruptura adotada na metodologia, o peso de solo compreendido na superfície de ruptura, o ângulo que a superfície de ruptura gera com o plano horizontal representado pelo nível do terreno, peso próprio da fundação, coeficientes de empuxo do solo e o ângulo de atrito entre o material constituinte da estaca e o solo circundante.

O método proposto por Biarez e Barraud (1968) foi o único a indicar razões Q_p/Q_m superiores a unidade para todas as estacas, ao passo que o método de Levacher e Sieffert (1984) denotou estimativas de capacidade de carga ligeiramente superiores a unidade para estacas equipadas

com a tecnologia EB, sendo esta mesma tendência observada para o método de Meyerhof (1973) quando analisada a estaca escavada convencional. Em contraposição a essa tendência, observa-se que o método de Mors (1959), também conhecido amplamente como método do tronco de cone, apresenta razões Q_p/Q_m equivalentes a unidade para as estacas EBT - 10 e EET - 10, ao passo que para a estaca EBT - 8 a razão Q_p/Q_m é de 0,83, ou seja, situada dentro da faixa proposta por Fellenius (1980). A superestimativa da capacidade de carga verificada no método de Biarez e Barraud (1968) pode ser explicada por conta do ângulo λ (ângulo de geratriz da superfície de ruptura) sugerido pela metodologia, sendo este equivalente a $0,125 \phi$, o qual equivale a 4° na presente pesquisa. No entanto, observa-se que para ângulos λ de 0° para as estacas EBT - 8 e EBT - 10 e de aproximadamente $1,6$ para a estaca EET - 10, evidenciam-se razões equivalentes a unidade (Figura 4.42).

A convergência entre a hipótese proposta e os resultados evidenciados por outros autores na literatura (Danziger, 1983; Orlando, 1985; Carvalho, 1991; Paschoalin Filho, 2008) reforça a consistência e validade da hipótese em questão, pois autores apontam para uma conclusão comum, que a consideração de uma superfície de ruptura cilíndrica ($\lambda = 0^\circ$) evidencia melhores resultados de previsão de capacidade de carga à tração para tubulões com e sem base alargada e estacas escavadas, do que a superfície de ruptura em forma de tronco de cone ($\lambda = \phi/8$). Esta conclusão é baseada na observação da superfície de ruptura dos elementos de fundação estudados, e sugere que a consideração de uma superfície de ruptura cilíndrica é mais adequada para prever a resistência à tração desses elementos. Além disso, os autores também concluem que para $\lambda = \phi/8$, os valores teóricos superestimam a resistência à tração, enquanto para $\lambda = 0^\circ$, os valores estão ligeiramente a favor da segurança, mas com boa aproximação com aqueles verificados nas provas de carga.

Os métodos de Chen e Kulhawy (1994), Downs e Chieurrzzi (1966), Meyerhof e Adams (1968) e Shanker *et al.* (2007) apresentaram estimativas de capacidade de carga subestimadas. Contudo, o método de Shanker *et al.* (2007) contempla duas possíveis superfícies de ruptura a serem adotadas segundo a esbeltez (L/ϕ) da estaca. Deste modo, para estacas escavadas convencionais, a razão Q_p/Q_m é equivalente a unidade. Enquanto para estacas equipadas com EB, as razões Q_p/Q_m indicam valores entre 0,5 e 0,7.

A Tabela 4.13 indica os valores de Ranking Distance (RD) calculados para os métodos desenvolvidos especificamente para estacas submetidas à tração. De acordo com a análise estatística, os métodos de Mors (1959), Meyerhof (1973) e Chattopadhyay e Pise (1986) e

Shanker *et al.* (2007) apresentaram maior acurácia na determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas à tração.

Tabela 4.13. Valores de Ranking Distance (RD) para estimativa de capacidade de carga total a partir de metodologias específicas para estacas sujeitas à tração.

Método	RD
M (1959)	0,11
MHF (1973)	0,27
CP (1986)	0,33
LS (1984)	0,35
S (2007)	0,35
MA (1968)	0,59
DC (1966)	0,62
BB (1968)	0,82
CK (1994)	0,94

Legenda:

CK (1994) = Chen e Kulhawy (1994);

M (1959) = Mors (1959);

DC (1966) = Downs e Chieurrzzi (1966);

MA (1968) = Meyerhof e Adams (1968);

MHF (1973) = Meyerhof (1973);

CP (1986) = Chattopadhyay e Pise (1986);

LS (1984) = Levacher e Sieffert (1984);

BB (1968) = Biarez e Barraud (1968);

S (2007) = Shanker et al. (2007).

A Figura 4.42 apresenta uma relação entre as razões Q_p/Q_m e distintos valores de ângulo λ (ângulo de geratriz da superfície de ruptura) para o método de Biarez e Barraud (1968). Para estacas equipadas com a tecnologia EB, nota-se que o valor do ângulo λ para obter razões Q_p/Q_m equivalentes a unidade é de 0° e que para ângulos λ de até $0,75^\circ$ as razões Q_p/Q_m situam-se na faixa de $\pm 20\%$ proposta por Fellenius (1980). Ao passo que para estacas escavadas convencionais, o valor do ângulo λ para obter razões Q_p/Q_m dentro da faixa de $\pm 20\%$ proposta por Fellenius (1980) variam entre $0,8^\circ$ a 2° , contudo, para obter Q_p/Q_m iguais a unidade, evidencia-se a adoção de um valor do ângulo λ de aproximadamente $1,3^\circ$.

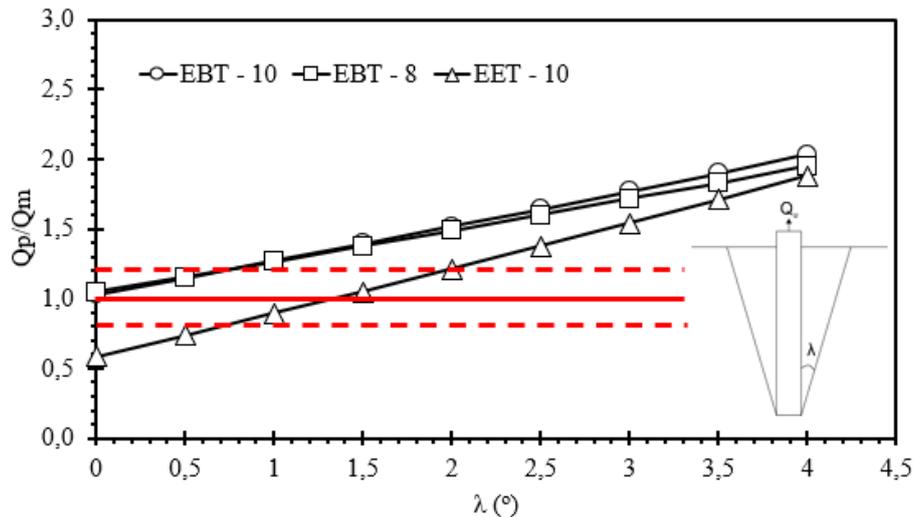


Figura 4.42. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração de acordo com o ângulo de geratriz da superfície de ruptura - Biarez e Barraud (1968).

A Figura 4.43 ilustra a relação entre as razões Q_p/Q_m e diferentes valores do ângulo de geratriz da superfície de ruptura (α) para o método proposto por Mors (1959). Verificou-se que, para estacas equipadas com a tecnologia de ponta EB e no caso de estacas escavadas convencionais, o ângulo α necessário para obter razões Q_p/Q_m iguais a 1 é de aproximadamente 10° . Além disso, para ângulos α entre 8° e 12° , as razões Q_p/Q_m se situam na faixa de $\pm 20\%$ sugerida por Fellenius (1980). Esta metodologia propõe uma estimativa de ângulo de geratriz da superfície de ruptura (α) equivalente a $0,5 \phi$.

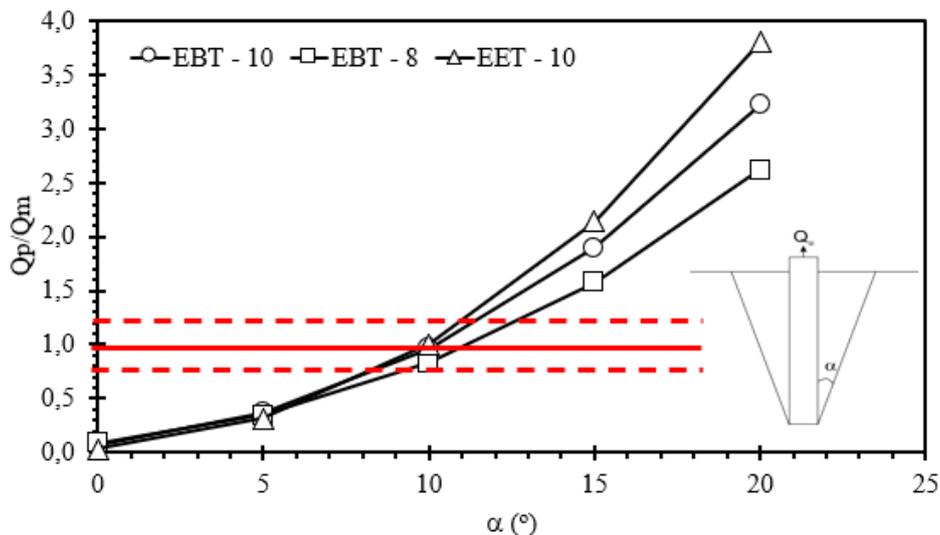


Figura 4.43. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração de acordo com o ângulo de geratriz da superfície de ruptura - Mors (1959).

No entanto, diversas pesquisas realizadas em perfis estratigráficos similares aos encontrados no Campo Experimental da UnB, tais como as conduzidas por Danziger (1983), Orlando

(1985), Carvalho (1991) e Paschoalin Filho (2008), sugerem adotar um ângulo de geratriz da superfície de ruptura (α) de aproximadamente 10° para o método de Mors (1959). Desta forma, a análise realizada demonstra que o ângulo de geratriz da superfície de ruptura (α) proposto para as estacas que utilizam a tecnologia *Expander Body* é consistente com os resultados obtidos por outros autores em estudos prévios, confirmando a validade da hipótese em questão.

A relação entre as razões Q_p/Q_m e os diferentes valores do ângulo de geratriz da superfície de ruptura (β) para o método de Shanker *et al.* (2007) é ilustrada na Figura 4.44. Esta metodologia propõe uma estimativa de ângulo de geratriz da superfície de ruptura (β) equivalente a $0,25 \varphi$. Observa-se que para as estacas equipadas com a tecnologia EB, o ângulo de geratriz da superfície de ruptura (β) necessário para obter razões Q_p/Q_m iguais a unidade varia entre 11° e 13° . Além disso, quando os valores de ângulo de geratriz da superfície de ruptura (β) estão entre 9° e 14° , as razões Q_p/Q_m situam-se na faixa de $\pm 20\%$ proposta por Fellenius (1980). Por outro lado, para as estacas escavadas convencionais, o ângulo de geratriz da superfície de ruptura (β) necessário para obter razões Q_p/Q_m dentro da faixa de $\pm 20\%$ proposta por Fellenius (1980) varia de 7° a $9,5^\circ$. No entanto, para atingir razões Q_p/Q_m iguais a unidade, um valor de ângulo de geratriz da superfície de ruptura (β) de aproximadamente $8,5^\circ$ é recomendado.

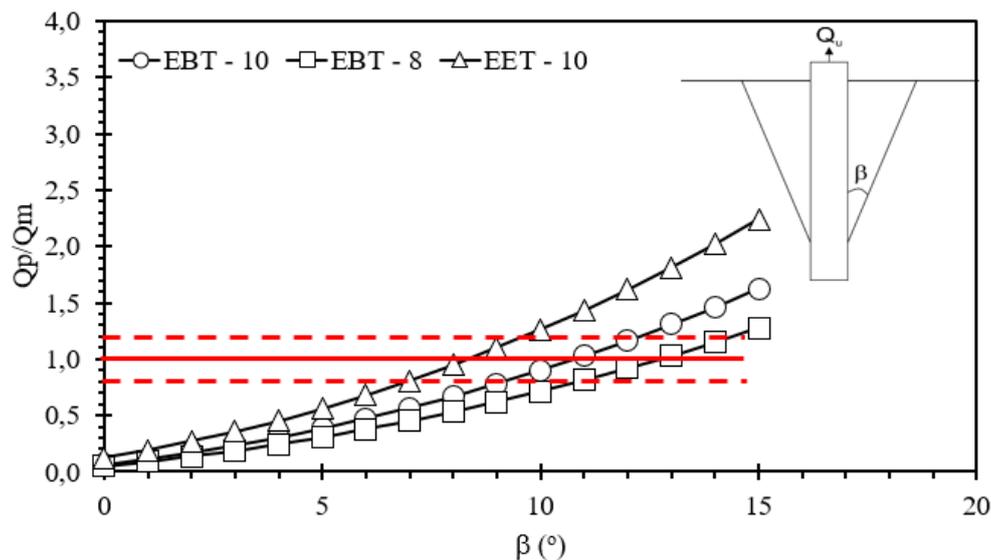


Figura 4.44. Razões Q_p/Q_m de capacidade de carga total para estacas submetidas à tração de acordo com o ângulo de geratriz da superfície de ruptura - Shanker *et al.* (2007).

4.2.7. Análise geral das metodologias de estimativa de capacidade de carga

Neste item, é apresentada uma análise das diversas metodologias utilizadas na determinação da capacidade de carga das estacas avaliadas no âmbito da presente pesquisa. Em particular, são enfatizadas as principais vantagens e limitações de cada ensaio e de suas respectivas metodologias de capacidade de carga. Os métodos semiempíricos adotados no âmbito da engenharia de fundações são de suma importância para o desenvolvimento de projetos de construção civil. É imprescindível que se reconheça que a aplicabilidade dessas metodologias está condicionada às particularidades da prática construtiva regional e às características específicas dos casos históricos que foram utilizados como base para sua elaboração. Dessa forma, é fundamental que sejam considerados os aspectos regionais e históricos para a seleção e utilização adequada dos métodos, a fim de garantir a eficácia e segurança das estruturas construídas. O *Standard Penetration Test* (SPT) é amplamente utilizado como método de campo para avaliar a capacidade de solos granulares, bem como a consistência de solos coesivos e rochas brandas. No entanto, o ensaio apresenta limitações em relação à diversidade de procedimentos executivos, bem como a interpretação dos resultados. Sendo assim, denota-se a importância da avaliação das limitações e incertezas associadas ao uso deste método, a fim de garantir a segurança e a eficácia dos projetos de engenharia geotécnica.

As estimativas dos métodos semiempíricos de capacidade de carga são diretamente influenciadas pelo tipo de prova de carga utilizada para calibração, técnica de determinação da carga convencionada ou de ruptura, processo executivo da estaca e das particularidades do perfil estratigráfico. Desta forma, observa-se que dentre os métodos de estimativa de capacidade de carga baseados no SPT, a previsão da resistência lateral a partir do método de Décourt e Quaresma (1996) com coeficientes propostos por Rodrigues *et al.* (1998) para solos do Distrito Federal, em conjunto com os métodos de Meyerhof (1976) e Velloso (1981) foram os mais acurados para estacas sujeitas à compressão. O banco de dados utilizado para calibração do método de Meyerhof (1976) apresenta diversas estacas do tipo Franki, podendo explicar assim a assertividade da metodologia devidos as semelhanças dos aspectos geométricos das estacas Franki com a das estacas escavadas equipadas com EB.

Verifica-se ainda, que a utilização de métodos semiempíricos desenvolvidos a partir de estacas submetidas à compressão para a estimativa da capacidade de carga de estacas sujeitas à tração, resulta em previsões razoavelmente subestimadas.

Ao analisar diferentes cenários de transferência de carga, percebe-se que as metodologias semiempíricas baseadas no ensaio SPT superestimam a capacidade de carga de ponta, independentemente do cenário considerado. Isso se deve à falta de critérios estabelecidos para

limitar a resistência de ponta em relação à resistência última de capacidade de carga, como ocorre nas metodologias baseadas no CPT e no PMT. Dentro deste contexto, pode-se citar ainda a incipiência da tecnologia EB, a qual não foi considerada nas metodologias de calibração previamente desenvolvidas. Denota-se ainda que a área de ponta da estaca após a expansão do EB para fins de dimensionamento é cerca de quatro vezes maior do que a de uma estaca escavada convencional. Diante disso, verifica-se a necessidade de propor novos coeficientes de capacidade de carga para a tecnologia EB em solos brasileiros, embora hajam dados limitados disponíveis sobre essa tecnologia, quando comparada a processos executivos usualmente empregados no mercado de engenharia de fundações, como estacas hélice contínua monitorada e estaca raiz. Os resultados obtidos foram concordantes com os observados em Cunha (2011) e Mota (2003).

O emprego do ensaio CPT em solos lateríticos pode apresentar algumas vantagens e limitações em relação a outros ensaios. Dentre as vantagens do ensaio, destacam-se a possibilidade de obter informações precisas e detalhadas sobre a resistência do solo e outras características geotécnicas. Além da possibilidade de execução em solos lateríticos com diferentes graus de intemperismo e compactação. No entanto, em solos lateríticos muito intemperizados, a alta umidade e a presença de argila podem dificultar a penetração do cone, resultando em valores subestimados de resistência do solo. Além de não possibilitar a coleta de amostras de modo a realizar uma análise táctil-visual.

Outro aspecto fundamental a ser analisado é o tipo de cone empregado, já que a seleção do equipamento pode resultar em diferentes estados de tensão em campo. Denota-se que o tipo de cone utilizado pode afetar as estimativas de capacidade de carga, uma vez que os métodos semiempíricos baseados no ensaio CPT foram calibrados com diferentes tipos de cone. Albuquerque (2001) avaliou a estimativa de capacidade de carga usando o método de Bustamante e Gianselli (1982) e observou discrepâncias nos valores estimados de resistência por atrito lateral e de ponta, evidenciando a importância de adotar metodologias semiempíricas adequadas ao tipo de cone utilizado em campo. Sendo este um fator que pode estar associado a maior assertividade de algumas metodologias analisadas.

Os resultados da análise estatística realizada neste estudo evidenciaram que os métodos propostos por Alsamman (1995), Price e Wardle (1982), Philipponnat (1978), juntamente com os métodos de Eslami e Fellenius (1997) e IS CODE (2010), apresentaram uma maior acurácia na determinação da capacidade de carga total de estacas quando submetidas a compressão. Por outro lado, os métodos de Tumay e Fakhroo (1981), Alsamman (1995), Price e Wardle (1982), bem como Nottingham e Schmertmann (1975;1978), demonstraram uma maior acurácia na

determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas à tração. Estes resultados corroboram com estudos anteriores que avaliaram a capacidade de carga de estacas escavadas em solos lateríticos e não saturados por meio de ensaios CPT, como as pesquisas desenvolvidas por Mota *et al.* (2000; 2006), Peixoto *et al.* (2000), Schnaid e Goulart (2002), Anjos *et al.* (2005), Albuquerque *et al.* (2010), Albuquerque e Carvalho (2012), Rodriguez *et al.* (2012), Albuquerque e Rodriguez (2016) e Lehane (2020). Destaca-se que o método de Philipponnat (1978) apresentou uma maior convergência entre os autores.

Outros pesquisadores analisaram as propostas que avaliam a capacidade de carga de estacas escavadas em solos lateríticos e não saturados a partir de ensaios CPT, verificando assim que as metodologias de Bustamante e Ganeselli (1982), Philipponnat (1978) e Aoki e Velloso (1975) apresentam uma eficiência satisfatória (Mota *et al.*, 2000; Peixoto *et al.*, 2000; Schnaid e Goulart, 2002; Anjos *et al.*, 2005; Mota *et al.*, 2006; Albuquerque *et al.*, 2010; Albuquerque e Carvalho, 2012; Rodriguez *et al.*, 2012; Albuquerque e Rodriguez, 2016).

Ao considerar que o ensaio pressiométrico, desenvolvido por Louis Ménard na década de 50 na França, e as metodologias semiempíricas derivadas de suas medidas foram calibradas com base no comportamento de estacas em solos de clima temperado, diferente das condições tropicais e da ocorrência de solos lateríticos em Brasília. Verifica-se a necessidade adaptar os coeficientes de capacidade de carga para obter estimativas adequadas em projetos de fundações por estacas com a tecnologia EB em solos lateríticos a partir de ensaios pressiométricos. Além disso, é importante ressaltar que no Brasil há escassez de dados de ensaios pressiométricos em comparação com ensaios do tipo SPT e CPT, o que resulta em uma lacuna de conhecimento na adoção de fatores de capacidade de carga em projetos de fundações.

A análise estatística indica que dentre os métodos baseados no PMT, as propostas desenvolvidas por Baguelin *et al.* (1978), NFP 94-262 (2012) e Ménard (1963) demonstraram uma maior acurácia na determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas tanto à compressão quanto à tração. As estacas analisadas nesta pesquisa possuem a ponta situada em profundidades entre 8 e 10 metros, com predominância de siltes arenosos e argilosos nesse horizonte. Por se tratar de um solo intermediário, o uso de coeficientes de capacidade de carga (k_p) adequados devem proporcionar estimativas com margem de erro de $\pm 20\%$ na razão Q_p/Q_m .

Nesse sentido, os resultados da pesquisa corroboram as estimativas evidenciadas por Imamura e Albuquerque (2018), no entanto, revela uma discrepância com outros resultados encontrados na literatura (Rocha Filho e Toledo Filho, 1990; Cavalcante *et al.* 2005), pois nestes foram verificadas a superestimativa da capacidade de carga total das estacas a partir das metodologias de Ménard (1963) e Bustamante e Ganeselli (1982), sendo esta associada a

elevada superestimativa da resistência de ponta das estacas. Tal fato pode ser atribuído a semelhança do perfil estratigráfico analisado por Imamura e Albuquerque (2018) e o da presente pesquisa, em comparação as outras pesquisas. Assim, essa convergência entre os resultados da presente pesquisa e os verificados na literatura para condições semelhantes de perfil estratigráfico, reforça a validade da utilização dos métodos de Ménard (1963), Baguelin *et al.* (1978) e NFP 94-262 (2012) para estacas escavadas convencionais e equipadas com a tecnologia EB. Destaca-se ainda que a relação entre o diâmetro do furo (ϕ_f) e o diâmetro da sonda pressiométrica (ϕ_s) utilizada no ensaio é da ordem da unidade, desta forma, situando-se dentro da faixa recomendada (ϕ_f/ϕ_s inferiores a 1,15) para realização de ensaios pressiométricos satisfatórios sem limitação da sonda.

Em relação as estimativas realizadas a partir de métodos teóricos, observa-se que os resultados obtidos a partir da aplicação do método proposto por Burland (1973) com diferentes fatores de capacidade de carga demonstraram valores de Q_p/Q_m acima do limite superior sugerido por Fellenius (1980). No entanto, ao avaliar estatisticamente, os métodos propostos por Berezantzev *et al.* (1961), Burland (1973) e Burland (1973), considerando fatores propostos por Fellenius (2020) e Vesic (1967) apresentaram maior precisão na determinação da capacidade de carga total das estacas submetidas à compressão. Estas observações são convergentes com os resultados obtidos por Albuquerque (2001) e Mota *et al.* (2007) para estacas escavadas convencionais e Sadud *et al.* (2014) equipadas com o EB. Destaca-se que os métodos teóricos utilizados para estimar a capacidade de carga apresentam limitações em relação ao tempo necessário para a coleta de amostras e realização de ensaios laboratoriais. Essa limitação muitas vezes se mostra incompatível com as etapas de investigações geotécnicas de obras civis em andamento, o que dificulta a aplicação prática desses métodos em obras correntes.

A tecnologia EB pode ser utilizada para identificar valores de pressão limite típicos para diferentes perfis estratigráficos brasileiros, fornecendo assim subsídios para projetos de estacas equipadas com a tecnologia EB em solos lateríticos. No entanto, evidencia-se que a ordem de grandeza das pressões limites efetivas verificadas para o ensaio pressiométrico variam na ordem de 100 a 1000 kPa para distintas tipologias de materiais, como argilas e rochas. Ao passo que na tecnologia EB, a faixa de valores de pressões limites efetivas situa-se entre 1000 e 8000 kPa para solos arenosos indicados na literatura, usualmente solos de ocorrência em território boliviano e os observados de forma pioneira no Brasil. Verificando-se assim a necessidade de propor coeficientes de ajuste para as metodologias avaliadas. A utilização de métodos

semiempíricos, próprios para estimativa de capacidade de carga de estacas submetidas à compressão, para a previsão da capacidade de carga de estacas submetidas à esforços de tração indicaram estimativas significativamente conservadoras.

Ao analisar as metodologias desenvolvidas especificamente para estacas sujeitas à tração, denota-se que os métodos de Mors (1959), Meyerhof (1973) e Chattopadhyay e Pise (1986) e Shanker *et al.* (2007) apresentaram maior precisão na determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas à tração. No entanto, é importante denotar que o método proposto por Mors (1959) não leva em consideração a contribuição da resistência resultante das tensões cisalhantes ao longo da superfície de ruptura. Em vez disso, toda a capacidade de carga é atribuída apenas à parcela de peso, ao contrário do método desenvolvido por Shanker *et al.* (2007). Verificou-se ainda que, o ângulo de geratriz da superfície de ruptura para o método de Biarez e Barraud (1968) seja de 0° para estacas escavadas equipadas com o EB e 1,3° para estacas escavadas convencionais, indicando assim, resultados convergentes com estimativas de capacidade de carga realizadas para este método ao se comparar com valores obtidos em provas de carga instrumentadas (Carvalho, 1991; Campelo e Cintra, 1994; Campelo *et al.* 1995; Paschoalin Filho *et al.* 2006; Carvalho e Albuquerque, 2013).

Nota-se que os métodos de Mors (1959) e Shanker *et al.* (2007) os valores do ângulo de geratriz da superfície de ruptura variam entre 8,5° e 10° para estacas escavadas convencionais e 10° e 13° para estacas escavadas equipadas com o EB. Adicionalmente, observou-se nesta pesquisa que a adoção de valores do ângulo de geratriz da superfície de ruptura de aproximadamente 0,5φ resultam em estimativas satisfatórias, conforme observado na literatura para estacas escavadas com base alargada (Dickin e Leung, 1992; Ilamparuthi e Dickin, 2001; Yang *et al.* 2018; Yu *et al.* 2020).

A Tabela 4.14 e as Figuras 4.45 e 4.46 apresentam os melhores valores de Ranking Distance (RD) observados dentre as metodologias analisadas na pesquisa, independentemente do ensaio de campo ou de laboratório para as estacas sujeitas à compressão e a tração. De acordo com a análise estatística realizada, os métodos de Baguelin *et al.* (1978), Berezantzev *et al.* (1961), Alsamman (1995) e Price e Wardle (1982) apresentaram maior precisão na determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas à compressão. Enquanto para as estacas sujeitas à tração, considerando as metodologias desenvolvidas para estacas à compressão, destacam-se os métodos propostos por Meyerhof (1976), Velloso (1981), Tumay e Fakhroo (1981), Nottingham e Schmertmann (1975;1978) e Price e Wardle (1982).

Tabela 4.14. Valores de Ranking Distance (RD) generalizados para estimativa de capacidade de carga total.

Compressão		Tração	
Método	RD	Método	RD
A (1995)	0,16	MF (1976)	0,16
PW (1982)	0,16	TF (1981)	0,29
BTV (1961)	0,30	NS (1975; 1978)	0,34
B (1978)	0,30	PPV (1981)	0,39
β (1973)	0,33	PW (1982)	0,39
NFP (2012)	0,34	β - S (2017)	0,46
β - F (2017)	0,34	A (1995)	0,46
EF (1997)	0,34	NFP (2012)	0,46
P (1978)	0,34	β - FCD (2017)	0,51
DQ (1996) - E	0,39	TT (2016)	0,53
T (2007)	0,40	DQ (1996) - R	0,55
AV (1975) - E	0,50	β - F (2017)	0,57
M (1963)	0,51	BN (1975)	0,66
MF (1976)	0,62	B (1978)	0,67
TT (2016)	2,79	M (1963)	0,71
EK (1988)	3,39	T (2007)	0,89

Legenda:

DQ (1996) – E = Décourt e Quaresma (1996) – Fatores propostos para estaca escavada – SPT

AV (1975) – E = Aoki e Velloso (1975) – Fatores para estaca escavada – SPT

MF (1976) = Meyerhof (1976) – SPT

A (1995) = Alsamman (1995) – CPT

PW (1982) = Price e Wardle (1982) – CPT

EF (1997) = Eslami e Fellenius (1997) – CPT

P (1978) = Philipponnat (1978) – CPT

BTV (1961) = Berezantzev *et al.* (1961) – Teóricos

β (1973) = Burland (1973) – Teóricos

β - F (2017) = Burland (1973) – Fatores propostos por Fellenius (2020) – Teóricos

BJZ (1978) = Baguelin *et al.* (1978) – PMT

NFP (2012) = NFP 94-262 (2012) – PMT

M (1963) = Ménard (1963) – PMT

EK (1988) = Expanderkroppar (1988) – EB

T (2007) = Talarico (2007) – EB

TT (2016) = Terceros e Terceros (2016) – EB

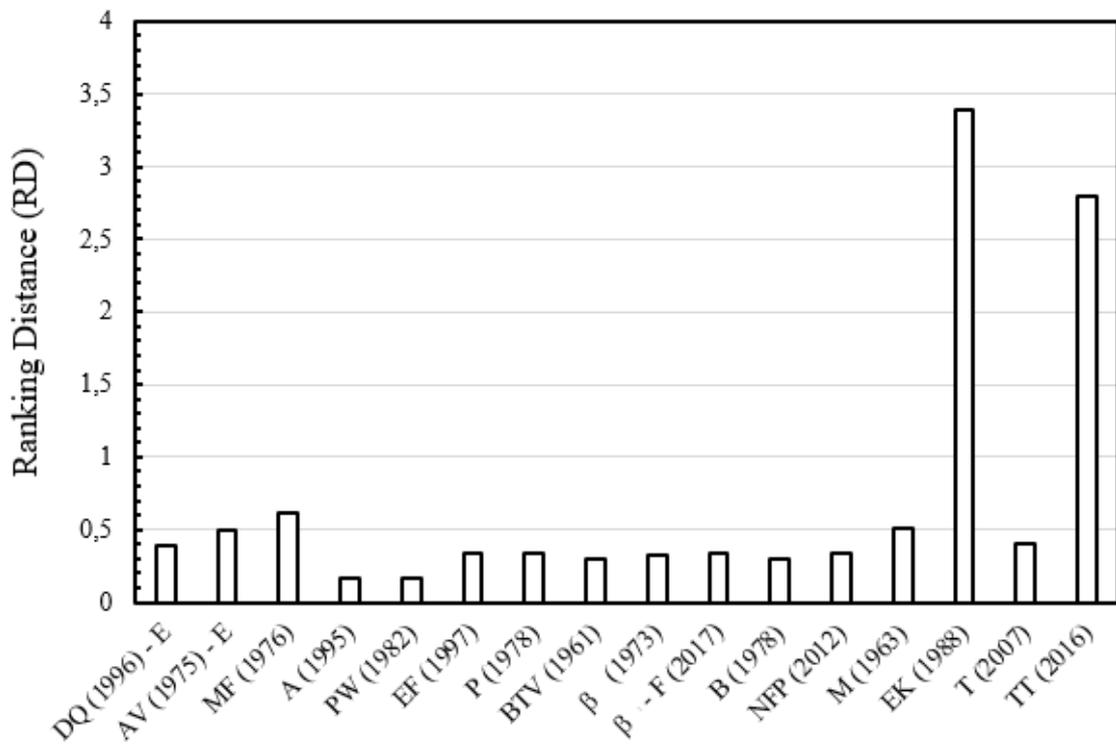


Figura 4.45. Valores de Ranking Distance (RD) generalizados para estimativa de capacidade de carga total – compressão.

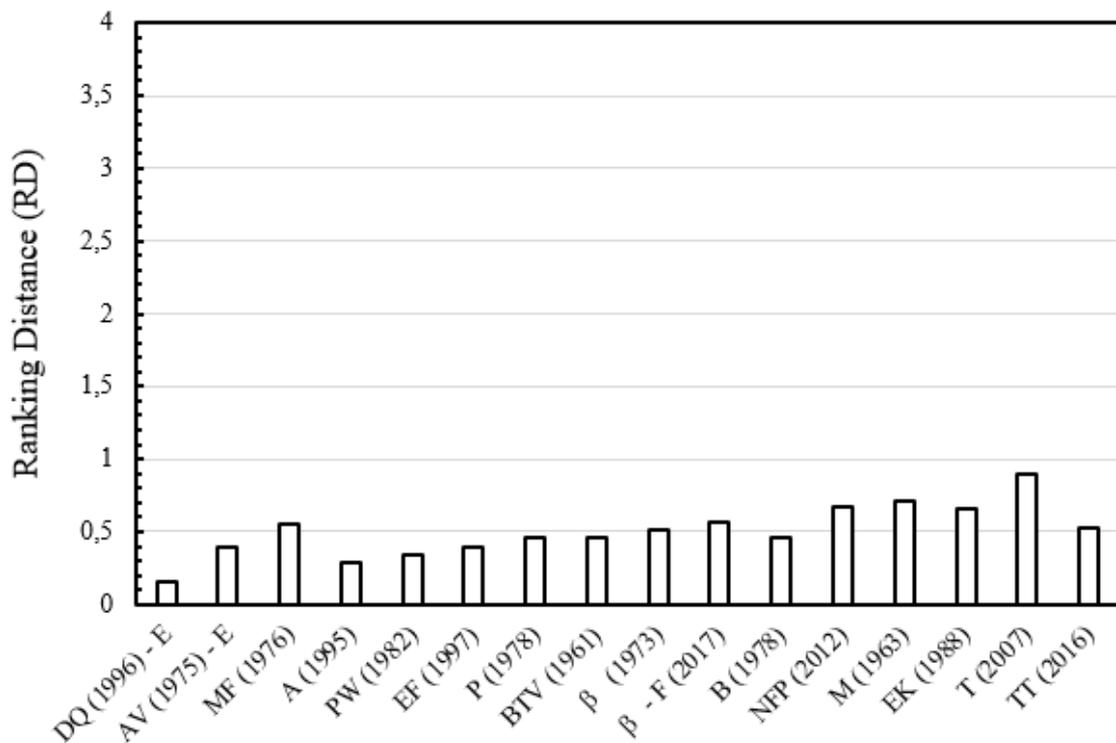


Figura 4.46. Valores de Ranking Distance (RD) generalizados para estimativa de capacidade de carga total – tração.

4.3. ESTIMATIVA DE RECALQUE DAS FUNDAÇÕES (ELS)

Neste item, são apresentados os resultados das estimativas de recalque baseadas em diferentes metodologias: Poulos e Davis (1980), Bowles (1997) e Seo *et al.* (2007), considerando distintos módulos de deformabilidade selecionados para diferentes tipos de ensaios *in situ* e laboratoriais, incluindo SPT, CPT, PMT, curvas pressão *versus* volume do EB, E_i e E_{50} . As estimativas de deslocamento foram realizadas em diferentes níveis de carregamento (25%, 50%, 75% e 100% da carga convencional, correspondente a um deslocamento de 10% do diâmetro do fuste da estaca), com cada nível sendo determinado em conformidade com a capacidade de carga convencional ($0,1\phi$) interpretada em prova de carga. Adota-se o coeficiente de Poisson do solo igual a 0,3 conforme recomendação de Stewart *et al.* (2011).

A Figura 4.47 apresenta as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) em função de diferentes níveis de carregamento (25%, 50%, 75% e 100% da capacidade de carga convencional) e distintos módulos de deformabilidade para as estacas submetidas à compressão utilizando o método de Poulos e Davis (1980). Enquanto a Figura 4.48 exibe as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) para as estacas sujeitas à tração.

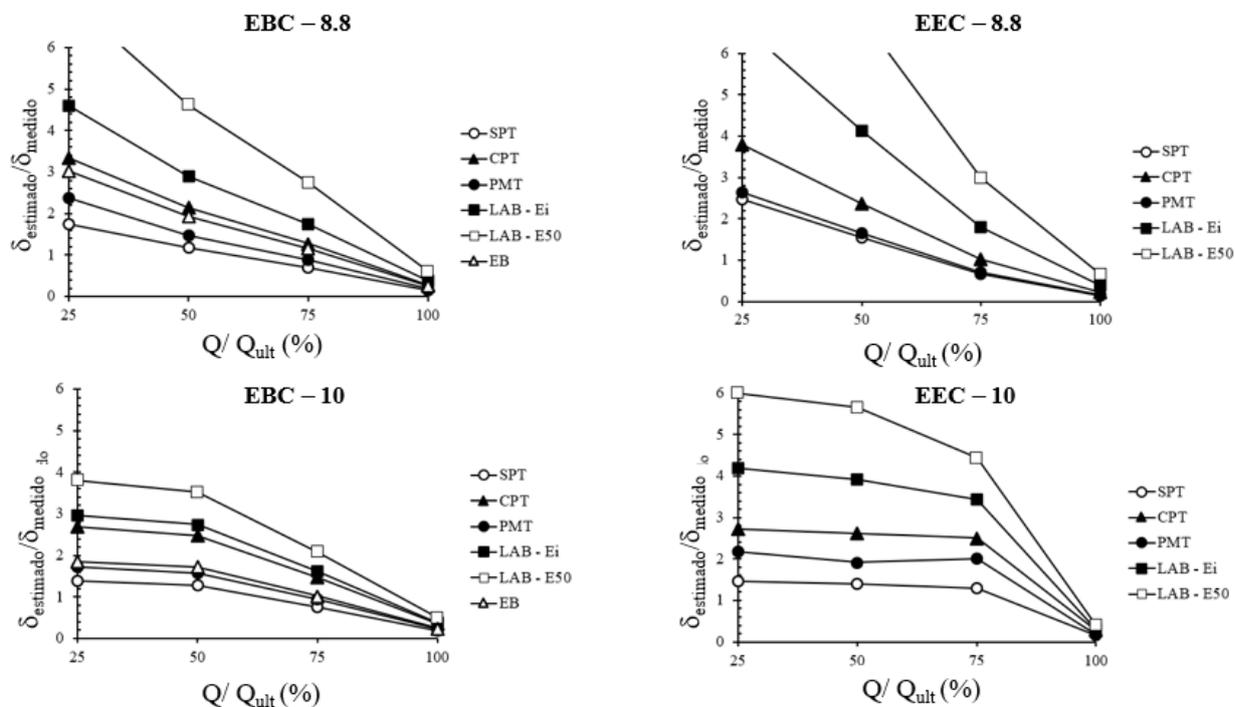


Figura 4.47. Razões $\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$ para estacas submetidas à compressão para distintos módulos de deformabilidade - Poulos e Davis (1980).

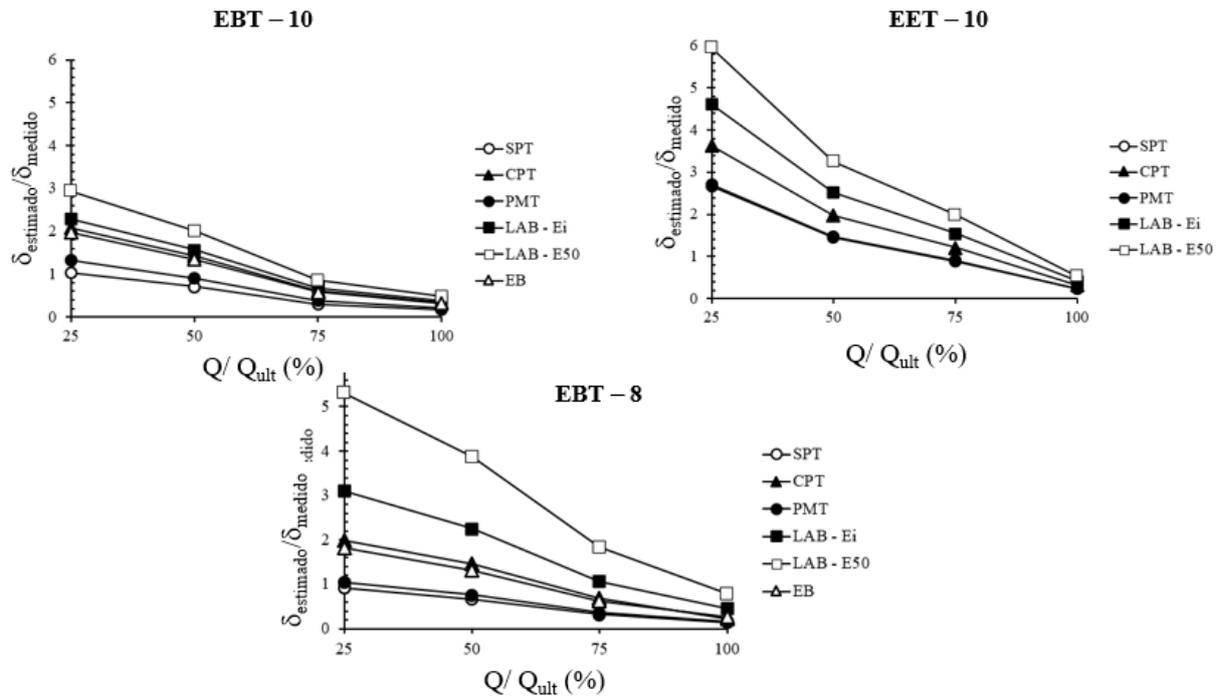


Figura 4.48. Razões $\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$ para estacas sujeitas à tração para distintos módulos de deformabilidade - Poulos e Davis (1980).

Ao analisar as estacas sujeitas à compressão, observa-se que para níveis de carregamento de 25 e 50%, quaisquer módulos de deformabilidade resultam em razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) superiores a unidade, sendo assim favoráveis a segurança. Ao passo que para níveis de carregamento de 75 e 100%, verificam-se valores subestimados de deslocamento, indicando assim uma tendência divergente, ou seja, desfavoráveis a segurança.

Para as estacas sujeitas à tração identifica-se uma tendência semelhante para as estacas equipadas com a tecnologia EB, contudo, as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) superiores a unidade ocorre apenas para níveis de carregamento de 25%, ao passo que para níveis de carregamento de 50, 75 e 100% as razões são inferiores a unidade. Com exceção da estaca EET – 10 que denota valores superestimados de deslocamento para níveis de carregamento de 25, 50 e 75%.

Devido ao fato do método de Poulos e Davis (1980) ser fundamentado na Teoria da Elasticidade, as previsões de deslocamento no trecho elástico da curva carga *versus* recalque da estaca coincidem com o comportamento do solo nessa condição. Isso ocorre porque as premissas de que o solo se comporta como um material elástico, homogêneo e isotrópico tendem a ser válidas, apesar de não serem totalmente verdadeiras para os solos, que são materiais elasto-plásticos. Isso justifica as estimativas de deslocamento coerentes para níveis de carregamento situados na carga de trabalho da estaca, que correspondem a 25 a 50% de Q_{ult} .

O fator de influência (I_0) do método de Poulos e Davis (1980) é diretamente afetado pela razão ϕ_b / ϕ , que é a razão entre o diâmetro da ponta (ϕ_b) e do fuste da estaca (ϕ). Nesta pesquisa, a razão ϕ_b / ϕ exibe um valor de ordem de dois para estacas escavadas com a tecnologia EB, uma vez que o diâmetro EB após a expansão é de aproximadamente de 0,6 m, enquanto os diâmetros do fustes das estacas sujeitas à compressão e tração são de 0,3 e 0,25 m, respectivamente. Portanto, maiores razões ϕ_b / ϕ resultam em previsões de deslocamento ligeiramente inferiores para qualquer valor de esbeltez da estaca (L/ϕ) dada em comparação com razões ϕ_b / ϕ menores, como no caso das estacas escavadas convencionais (razão $\phi_b / \phi = 1$).

O fator de rigidez (K) também é influenciado pela área da ponta da estaca, que impacta diretamente a razão de Poisson do solo (R_v), os coeficientes de compressibilidade da estaca (R_k) e correção da ponta (R_b). Valores mais altos do fator de rigidez (K) resultam em previsões de deslocamento menores. Portanto, as estimativas de deslocamentos para estacas equipadas com a tecnologia EB serão menores do que para as estacas escavadas convencionais. O método de Poulos e Davis (1980) leva em conta a rigidez da estaca em seu fator de rigidez (K), já que esse fator é diretamente proporcional à rigidez da estaca (módulo de elasticidade), portanto, quanto maior a rigidez da estaca, maior é o fator de rigidez. Nesta pesquisa, o módulo de elasticidade das estacas foi determinado a partir de ensaios de compressão uniaxial, indicando um valor médio da ordem de 20 GPa.

De acordo com a metodologia de Poulos e Davis (1980), o aumento do diâmetro da base da estaca resulta em maior carga suportada pela ponta da estaca para estacas com baixa relação entre comprimento e diâmetro ($L/\phi < 15$). O alargamento da base reduz o deslocamento, sendo usualmente mais vantajoso para estacas curtas. Quanto mais esbelta à estaca (maior relação L/ϕ), maior a carga é transferida pelo fuste da estaca para o solo, resultando em menor deslocamento da parte superior em comparação com uma estaca com menor esbeltez. Por isso, a instalação do sistema *Expander Body* em estacas com baixa relação L/ϕ pode prejudicar a mobilização da resistência do fuste no segmento inferior da estaca, logo acima da base alargada. No entanto, em estacas mais esbeltas ($L/\phi > 20$), esse efeito pode ser negligenciável. Como as estacas estudadas apresentam relação L/ϕ entre 30 e 40, espera-se que o comportamento carga *versus* deslocamento e a confiabilidade dos valores do módulo de deformabilidade do solo sejam pouco afetados.

As estimativas de deslocamento das estacas usando os módulos de deformabilidade obtidos pelos ensaios SPT e PMT apresentaram as melhores performances de previsão de deslocamento no geral, ao avaliar tanto estacas comprimidas quanto tracionadas. No caso específico das

estacas equipadas com a tecnologia EB, os módulos de deformabilidade obtidos a partir dos ensaios SPT e PMT, bem como pela interpretação da curva pressão *versus* volume do EB apresentaram as estimativas mais razoáveis. O ensaio pressiométrico em pré-furo (MPM) e o *Expander Body* apresentam uma semelhança significativa em sua instalação e procedimento de execução *in-situ*, fornecendo uma curva pressão-volume após a expansão. Além de causar a menor perturbação do solo em comparação com outros ensaios *in-situ*, esse fato pode explicar a razão do módulo de deformabilidade do PMT e do módulo interpretado a partir das curvas pressão *versus* volume dos EBs indicarem estimativas satisfatórias de deslocamento.

As estimativas de deslocamento são consideradas satisfatórias, pois para níveis de carregamento da ordem de 50%, os deslocamentos medidos nas provas de carga variam entre 1,2 e 3 mm, enquanto os deslocamentos estimados a partir desses módulos de deformabilidade (PMT e EB) situam-se numa faixa entre 2,1 e 5,4 mm. Embora as diferenças absolutas entre os valores obtidos por provas de carga e aqueles estimados através do método em questão possam em alguns casos apresentar variações superiores a 100%, é possível inferir que, para as finalidades relativas à engenharia geotécnica, tais estimativas revelam-se plausíveis e situam-se dentro de uma ordem de grandeza coerente com a faixa de variação previamente estabelecida como aceitável para o âmbito de aplicação correspondente, caracterizando-se, portanto, como adequadas para fins de dimensionamento.

O SPT é realizado para medir a resistência do solo em relação ao golpe de um amostrador de penetração padrão, portanto, pode-se especular que este ensaio *in-situ* apresenta limitações na correlação com outras propriedades, como o módulo de deformabilidade do solo. Em particular, reconhece-se que os valores N_{SPT} são insensíveis à história de tensões do solo, enquanto o módulo de deformabilidade apresenta uma razoável sensibilidade à perturbação do solo, o que pode levar a uma apreciável dispersão na relação entre N_{SPT} e módulo de deformabilidade (E). Apesar disso, a correlação do SPT com o módulo de deformabilidade (E) apresentou uma adequação aceitável ao estimar deslocamentos de estacas escavadas equipadas com o sistema *Expander Body* em solos lateríticos, porosos e não saturados. No entanto, em condições saturadas, especialmente em argilas saturadas (baixa condutividade hidráulica), as pressões neutras geradas pela inserção do amostrador do SPT no solo podem levar a períodos de dissipação de poropressão mais prolongados, o que pode resultar não apenas em estimativas de módulo de deformabilidade (E) mais baixas, mas também em valores superestimados da razão de deslocamento para estacas escavadas equipadas com o sistema EB. Quanto ao ensaio CPT, é possível conjecturar uma tendência semelhante em relação às pressões neutras geradas pela taxa de velocidade de penetração do cone para o caso hipotético de uma argila saturada

com baixa condutividade hidráulica. Diferentemente do ensaio SPT, a penetração do ensaio CPT ocasiona perturbações significativamente menores no solo, o que pode conduzir a valores mais razoáveis da razão de deslocamento.

As curvas carga *versus* deslocamento na Figura 4.10 indicam que as estacas escavadas convencionais e as estacas escavadas moldadas equipadas com a tecnologia EB apresentam comportamento similar até 300 kN (aproximadamente metade da carga última das estacas escavadas convencionais). Posteriormente, as curvas carga *versus* deslocamento das estacas escavadas convencionais apresentaram deslocamentos abruptos típicos de solos lateríticos, porosos e não saturados. Em contraste, as estacas escavadas moldadas *in loco* equipadas com o sistema EB demonstraram maior capacidade de carga e menores deslocamentos. Para uma determinada magnitude de deslocamento fora do trecho elástico em relação à curva carga *versus* deslocamento, as estacas escavadas equipadas com o sistema EB apresentam capacidade de carga quase duas vezes maior do que as estacas escavadas convencionais ao analisar a mesma magnitude de deslocamento.

Para fins de dimensionamento de estacas a partir do recalque na etapa de projeto de fundações, costuma-se avaliar o deslocamento referente a carga de trabalho da estaca (25 a 50% de Q_{ult}). Desta forma, a Figura 4.49 exhibe as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{estimado}/\delta_{medido}$) em função dos módulos de deformabilidade para as estacas analisadas na pesquisa para um nível de carregamento equivalente a 50% da carga última convencional, que por sua vez é correspondente a um deslocamento de 10% do diâmetro do fuste da estaca.

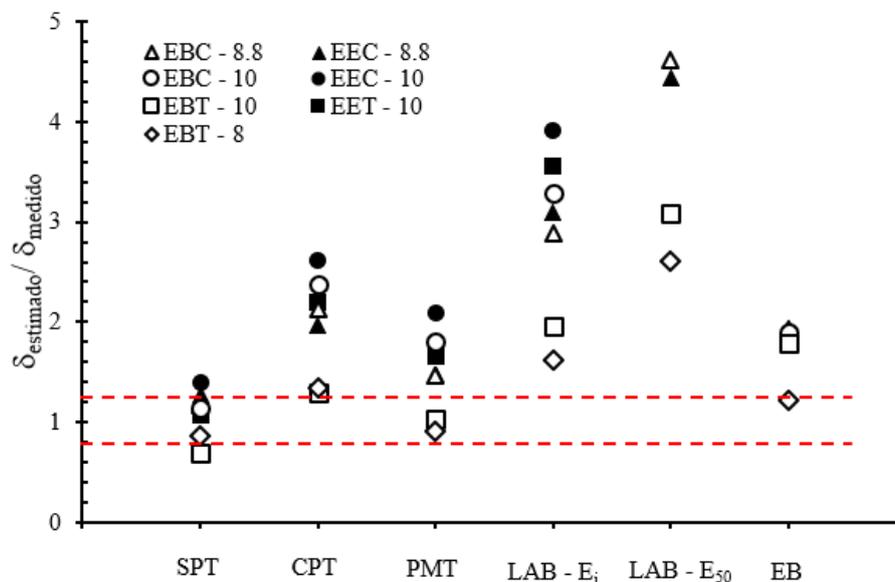


Figura 4.49. Razões $\delta_{estimado}/\delta_{medido}$ para estacas sujeitas a um nível de carregamento equivalente a 50% da carga convencional - Poulos e Davis (1980).

O efeito do solo solto sob a base da estaca devido ao processo executivo de estacas escavadas desempenha um papel importante no deslocamento observado de uma estaca escavada convencional. No entanto, a metodologia de Poulos e Davis (1980) não leva em consideração esse efeito de uma forma direta. Contudo, essa pode ser uma das razões que explicam os menores deslocamentos medidos em estacas escavadas equipadas com a tecnologia *Expander Body* em comparação com estacas escavadas convencionais em provas de carga à compressão, conforme mostrado na Figura 4.10.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 4.49, é possível observar que os módulos obtidos em laboratório superestimam em até cinco vezes o deslocamento medido da estaca. Essa discrepância entre os valores pode ser atribuída ao fato de que a estimativa feita por parâmetros de laboratório não conseguiu reproduzir com precisão o estado de tensões do solo, assim como as suas condições de confinamento e de trajetória de tensões mobilizadas pela estaca no solo circunvizinho dos sistemas solo-estaca analisados nesta pesquisa. Os ensaios de campo apresentaram uma acurácia razoável, destacando-se a melhor representatividade do perfil, especialmente em solos residuais, e a minimização de possíveis problemas de amostragem e amolgamento, o que se assemelha aos resultados verificados por Mota (2003).

A Figura 4.50 denota as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) em função de diferentes níveis de carregamento (25%, 50%, 75% e 100% da capacidade de carga convencional) e variados módulos de deformabilidade das estacas submetidas à compressão utilizando o método de Bowles (1997). Já a Figura 4.51 exhibe as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) para as estacas submetidas à tração.

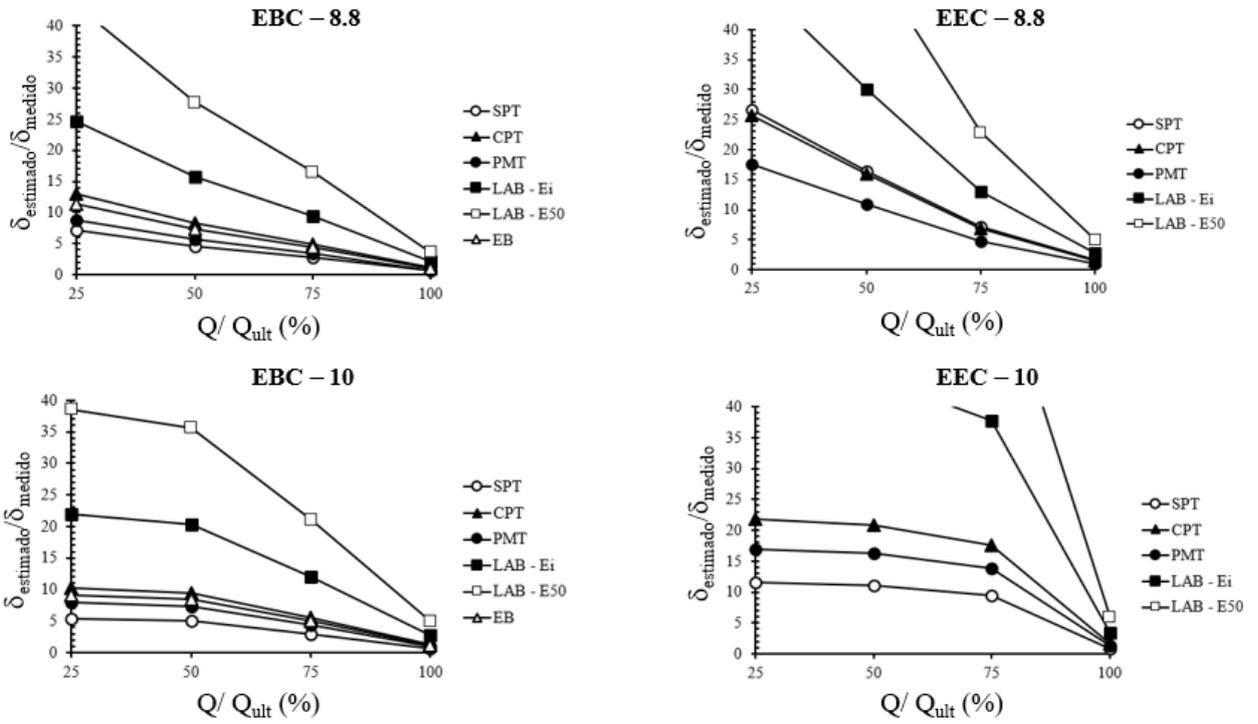


Figura 4.50. Razões $\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$ para estacas submetidas à compressão para distintos módulos de deformabilidade - Bowles (1997).

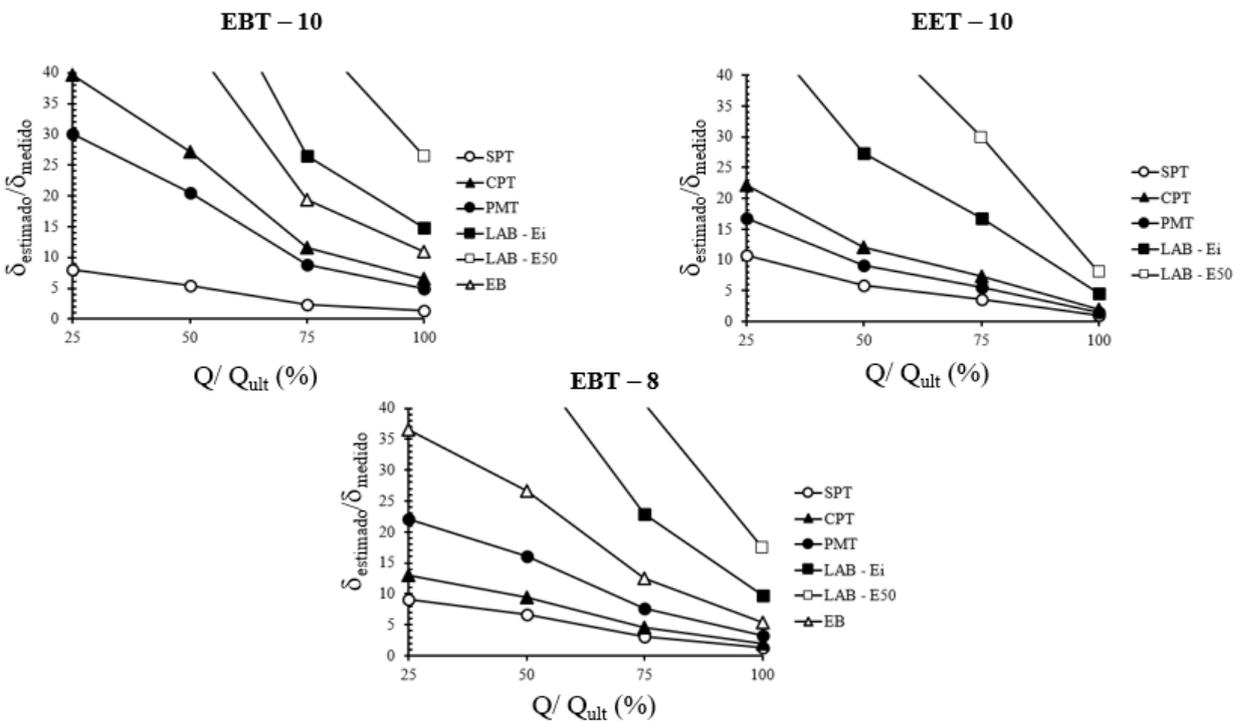


Figura 4.51. Razões $\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$ para estacas sujeitas à tração para distintos módulos de deformabilidade - Bowles (1997).

Ao analisar as estacas sujeitas à compressão e à tração, observa-se que para níveis de carregamento de 25, 50 e 75%, quaisquer módulos de deformabilidade resultam em razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) superiores a unidade, sendo assim favoráveis a segurança. Enquanto para níveis de carregamento de 100% ou correspondentes a capacidade de carga última, verifica-se a ocorrência de poucos valores subestimados de deslocamento, sendo assim pouco desfavorável a segurança para qualquer nível de carregamento, porém, denota-se que as estimativas se tornam demasiadamente conservadoras e antieconômicas em relação as verificadas no método de Poulos e Davis (1980).

De acordo com Bowles (1997), o deslocamento de fundações por estacas pode ser calculado a partir da análise do encurtamento elástico do material constituinte da estaca e do deslocamento devido à carga transmitida pela base da fundação ao solo. Os resultados obtidos indicam que a parcela referente ao encurtamento elástico do material constituinte da estaca apresenta valores significativamente inferiores em relação ao deslocamento decorrente da carga distribuída pela base da estaca. Além disso, observou-se que, à medida que o nível de carregamento aumenta, o deslocamento relativo à deformação do solo aumenta em comparação ao deslocamento decorrente do encurtamento elástico do material constituinte da estaca.

A estimativa do deslocamento em fundações é fortemente influenciada pelo fator F_1 (um fator relacionado com o tipo de transferência de carga da estaca para o solo), que varia de 0,25 a 0,75, dependendo do mecanismo de transferência de carga considerado. Essa variação pode resultar em uma redução do deslocamento estimado pela metade ou até mesmo duplicá-lo, conforme a ocorrência do mecanismo de transferência de carga em campo.

A avaliação do deslocamento de estacas é um fator importante para o dimensionamento de fundações. No processo de dimensionamento, é comum avaliar o deslocamento correspondente à carga de trabalho da estaca, que representa 25 a 50% da carga última da estaca (Q_{ult}). Neste contexto, a Figura 4.52 apresenta as razões entre o deslocamento estimado e o deslocamento medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) em função dos módulos de deformabilidade para as estacas analisadas na pesquisa. Essa análise foi realizada considerando um nível de carregamento correspondente a 50% da carga convencional. Na utilização deste método, as melhores estimativas foram obtidas a partir dos módulos de deformabilidade determinados pelos ensaios SPT, PMT e CPT, indicando uma tendência similar ao observado no método de Poulos e Davis (1980). No entanto, as estimativas obtidas foram significativamente superiores aos deslocamentos observados experimentalmente.

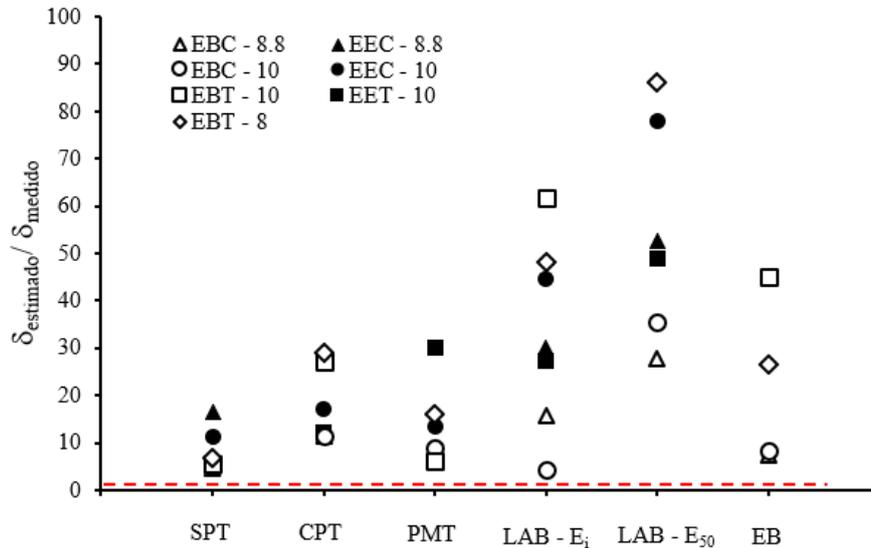


Figura 4.52. Razões $\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$ para estacas sujeitas a um nível de carregamento equivalente a 50% da carga convencional - Bowles (1997).

A Figura 4.53 apresenta as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) em função de diferentes níveis de carregamento (25%, 50%, 75% e 100% da capacidade de carga convencional) e distintos módulos de deformabilidade para as estacas submetidas à compressão utilizando o método de Seo *et al.* (2007). Enquanto a Figura 4.54 exibe as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) para as estacas sujeitas à tração.

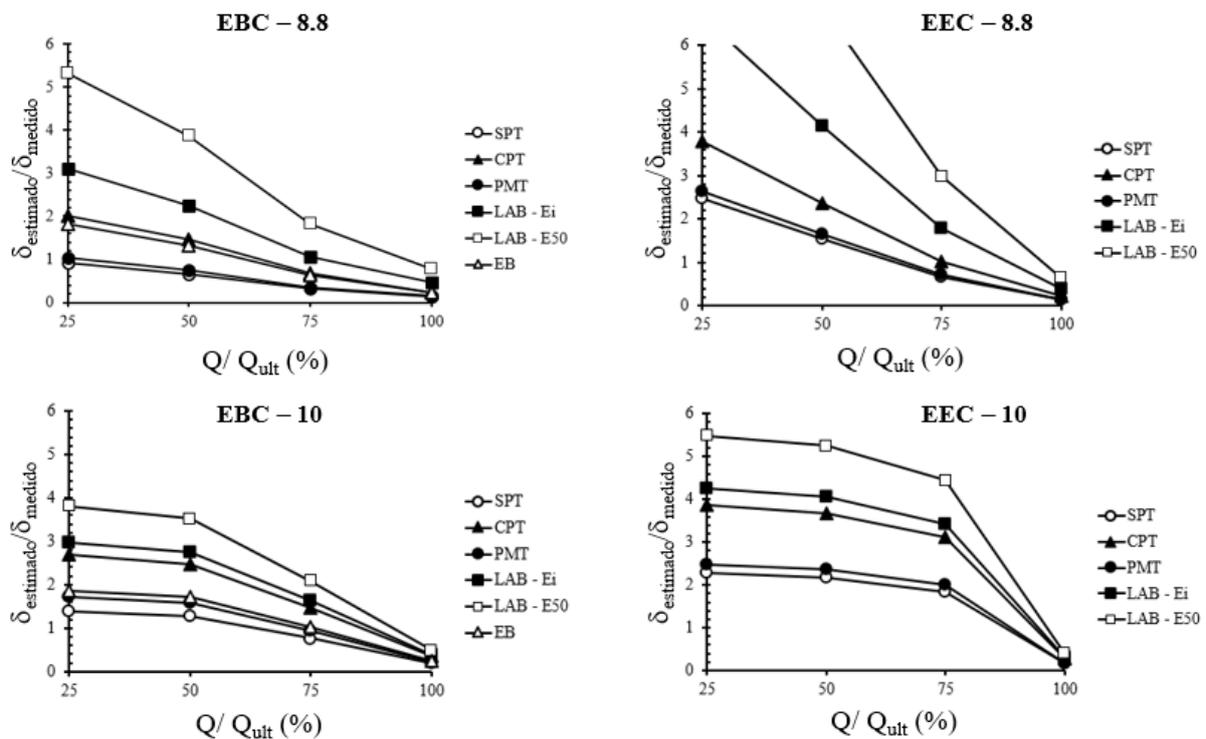


Figura 4.53. Razões Q_p/Q_m de deslocamento para estacas submetidas à compressão para distintos módulos de deformabilidade - Seo *et al.* (2007).

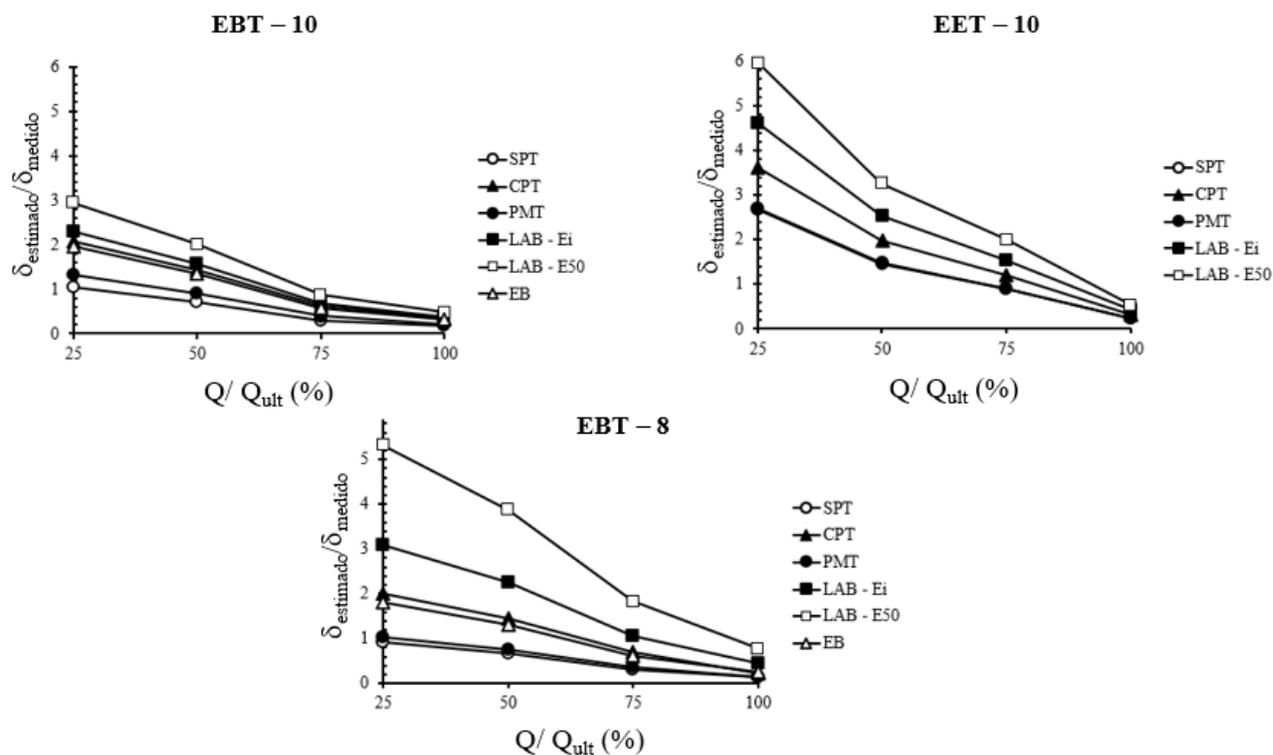


Figura 4.54. Razões $\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$ para estacas sujeitas à tração para distintos módulos de deformabilidade - Seo *et al.* (2007).

O método proposto por Seo *et al.* (2007) apresenta soluções elásticas analíticas explícitas para uma estaca em solo multicamada. De acordo com os autores, o método captura a natureza tridimensional da interação estaca-solo, indicando a resposta carga versus recalque de forma interativa considerando um sistema de coordenadas cilíndricas ($r-\theta-z$), onde o eixo z coincide com o eixo da estaca, e a direção positiva de z aponta para baixo. O solo é assumido como elástico, isotrópico e homogêneo dentro de cada camada, com propriedades elásticas descritas pelas constantes de Lamé (λ_{si} e G_{si}).

A estaca é assumida como comportando-se como uma coluna elástica (ou seja, um elemento de compressão axial elástico) com o módulo de elasticidade de Young (E_p). Não há deslizamento ou separação entre a estaca e o solo circundante ou entre as camadas de solo. Os deslocamentos horizontais do solo na massa de solo devido à carga axial são negligenciados na análise, porque, em geral, são muito pequenos em comparação com os deslocamentos verticais do solo. No entanto, devido a essa suposição, a análise prevê uma resposta de estaca mais rígida do que a esperada na realidade.

Os resultados obtidos pelas metodologias de Seo *et al.* (2007) e de Poulos e Davis (1980) apresentaram semelhanças notáveis nos deslocamentos estimados das estacas analisadas nesta pesquisa. Enquanto a metodologia de Poulos e Davis (1980) indicou razões de deslocamento

estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) variando entre 0,1 e 11, a metodologia de Seo *et al.* (2007) apresentou razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) dentro de uma faixa de 0,1 a 11,1. A análise comparativa dos resultados sugere que as duas metodologias convergem para resultados precisos e confiáveis na análise deslocamentos de estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB e de estacas escavadas convencionais assentes em solos lateríticos do Distrito Federal para níveis de carregamento situados dentro da carga de trabalho (25 a 50% de Q_{ult}).

A Figura 4.55 exibe as razões de deslocamento estimado e medido ($\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$) em função dos módulos de deformabilidade. A análise foi realizada nas estacas investigadas na pesquisa, considerando um nível de carregamento equivalente a 50% da carga convencional, sendo esta correspondente a um deslocamento de 10% do diâmetro do fuste da estaca.

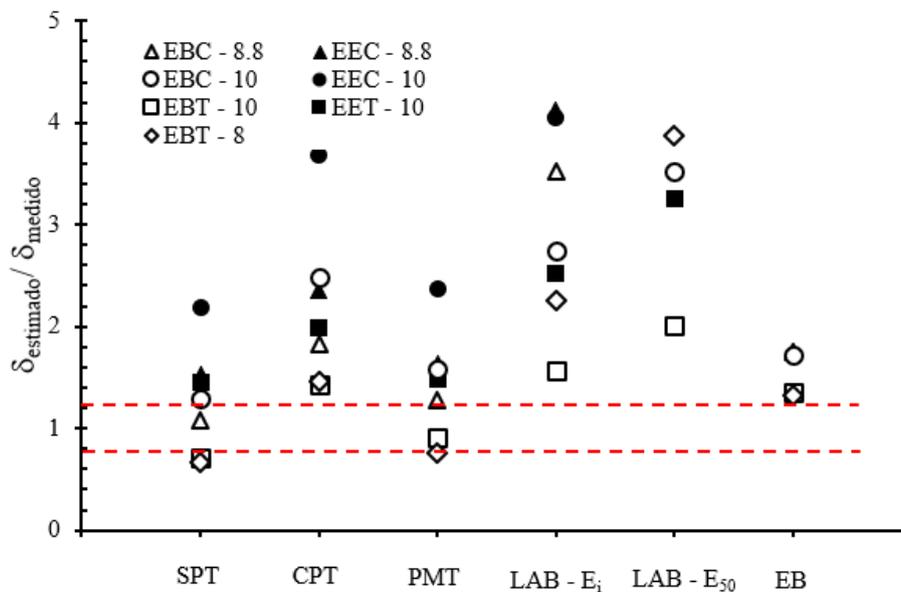


Figura 4.55. Razões $\delta_{\text{estimado}}/\delta_{\text{medido}}$ para estacas sujeitas a um nível de carregamento equivalente a 50% da carga convencional - Seo *et al.* (2007).

Ao analisar as estimativas de recalque para um nível de carregamento equivalente a 50% da carga convencional, utilizando o método Seo *et al.* (2007), verificou-se uma tendência semelhante aos resultados obtidos pelo método de Poulos e Davis (1980). No entanto, os valores de deslocamento estimados foram superiores aos indicados por Poulos e Davis (1980). Entretanto, foi constatado que os valores de deslocamento estimados a partir do método de Seo *et al.* (2007) foram ligeiramente superiores aos indicados pelo método de Poulos e Davis (1980).

Observa-se que, em ambas as metodologias, as estimativas de deslocamento obtidas a partir dos módulos de deformabilidade provenientes de ensaios *in-situ* apresentaram maior coerência

e precisão em relação às estimativas provenientes de ensaios de laboratório. Dentre os ensaios *in-situ* analisados, os resultados mais satisfatórios foram obtidos a partir dos ensaios SPT, PMT, CPT e da interpretação das curvas pressão *versus* volume de expansão do EB, com ênfase nos ensaios SPT e PMT, sendo esta verificação consistente com as estimativas realizadas por pesquisas anteriores na literatura realizadas para estacas escavadas convencionais assentes em solos lateríticos, não-saturados e porosos (Mota, 2003; Anjos, 2006; Stewart *et al.* 2011; Monteiro *et al.* 2021).

De um modo geral, a teoria da elasticidade é aplicável para solos em algumas condições, mas ela apresenta limitações em relação ao comportamento real dos solos. A teoria da elasticidade pressupõe que os materiais sejam elásticos, homogêneos e isotrópicos, o que não é totalmente verdadeiro para os solos.

Os solos são materiais que apresentam comportamento complexo, influenciado por diversos fatores, tais como o tipo de solo, a densidade, a umidade, a pressão confinante, a velocidade de carregamento e o tempo de aplicação da carga. Além disso, os solos são materiais heterogêneos e anisotrópicos, apresentando variações significativas em relação às suas propriedades ao longo do espaço e do tempo. Apesar das limitações, a teoria da elasticidade ainda é amplamente utilizada na engenharia geotécnica para analisar o comportamento dos solos sob carga, sendo uma ferramenta importante para o desenvolvimento do projeto de fundações. Os resultados aqui apresentados, portanto, reforçam a importância dos ensaios de campo na avaliação do desempenho de fundações em solos e a necessidade de se considerar as condições específicas de cada obra na escolha dos parâmetros geotécnicos.

4.4. COMPORTAMENTO TRAÇÃO *VERSUS* COMPRESSÃO

O comportamento de estacas escavadas submetidas a cargas axiais de compressão e tração é um tema de grande relevância na engenharia civil. Embora a estimativa da capacidade de carga das estacas submetidas à tração seja frequentemente baseada no atrito lateral observado sob compressão, a literatura destaca que essa abordagem pode não ser válida em todos os casos, uma vez que a resistência ao atrito lateral varia com o tipo de solo e o processo de instalação da estaca. Essa questão ressalta a necessidade de investigar e compreender o comportamento das estacas escavadas submetidas à tração e à compressão, a fim de melhorar a segurança e a eficiência dos projetos de fundações. Este item da pesquisa tem como objetivo analisar o comportamento das estacas avaliadas nesta pesquisa em ambos os modos de carregamento, explorando os fatores que influenciam a capacidade de carga e comparando as diferenças no comportamento entre os dois tipos de carregamento.

Esta pesquisa aborda estacas equipadas com uma tecnologia que promove o aumento do diâmetro da base da fundação, modificando o comportamento típico de estacas escavadas quando submetidas à tração, bem como o estado de tensões do solo adjacente. Estas estacas possuem diâmetros de 0,3 m e 0,25 m quando submetidas à compressão e à tração, respectivamente. Deste modo, para realizar a comparação dos resultados obtidos em provas de carga, os valores de resistência por atrito lateral adotados ($Q_{Lref} / \pi \times \phi \times L$) segundo a metodologia de Décourt (1999) são normalizados pela área lateral das respectivas estacas, sendo este o atrito lateral local. Adicionalmente, são realizadas comparações generalizadas entre a capacidade de carga total à tração e à compressão verificadas experimentalmente a partir de provas de carga e normalizadas pela área lateral ($Q_{adotado} / \pi \times \phi \times L$).

O problema de compreender a razão entre a resistência por atrito lateral de estacas sujeitas à tração e compressão foi avaliado por diversos pesquisadores. No entanto, o trabalho pioneiro desenvolvido por De Nicola e Randolph (1993) representou um avanço significativo nessa área. Os autores mostraram que a razão entre a resistência por atrito lateral de estacas submetidas à tração e compressão (f_{LT}/f_{LC}) é dependente da compressibilidade relativa da estaca, como resultado do efeito de Poisson.

A Figura 4.56 apresenta valores estimados da razão entre a resistência por atrito lateral de estacas submetidas à tração e compressão (f_{LT}/f_{LC}) estimados segundo a Equação 2.32 para as estacas analisadas na pesquisa. Este método considera fatores como a esbeltez da estaca (L/ϕ), o módulo de elasticidade da estaca, o módulo cisalhante médio do solo na região de embutimento da estaca (G_m), o coeficiente de Poisson da estaca (ν_p) e o ângulo de atrito da interface do conjunto solo-estaca (δ).

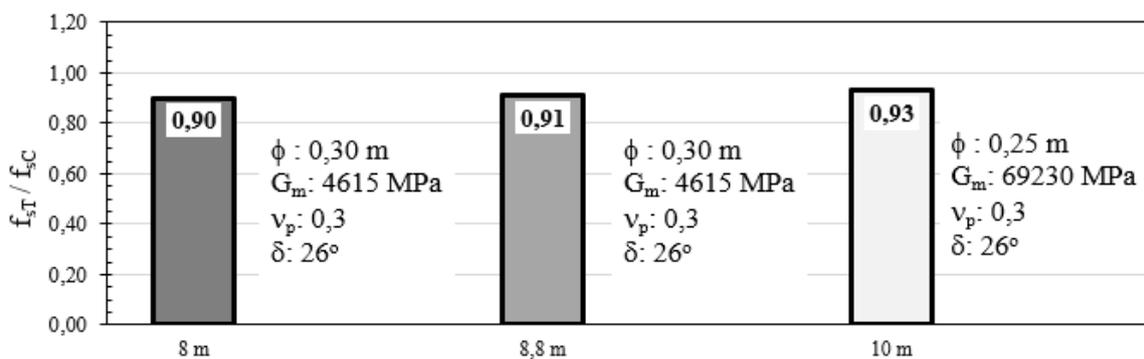


Figura 4.56. Valores estimados da razão f_{LT}/f_{LC} entre a resistência por atrito lateral de estacas submetidas à tração e compressão - De Nicola e Randolph (1993).

A Figura 4.57 apresenta as razões experimentais entre a resistência por atrito lateral de estacas equipadas com o EB submetidas à tração e compressão (f_{LT}/f_{LC}) segundo a transferência de carga analisada a partir da metodologia de Décourt (1999).

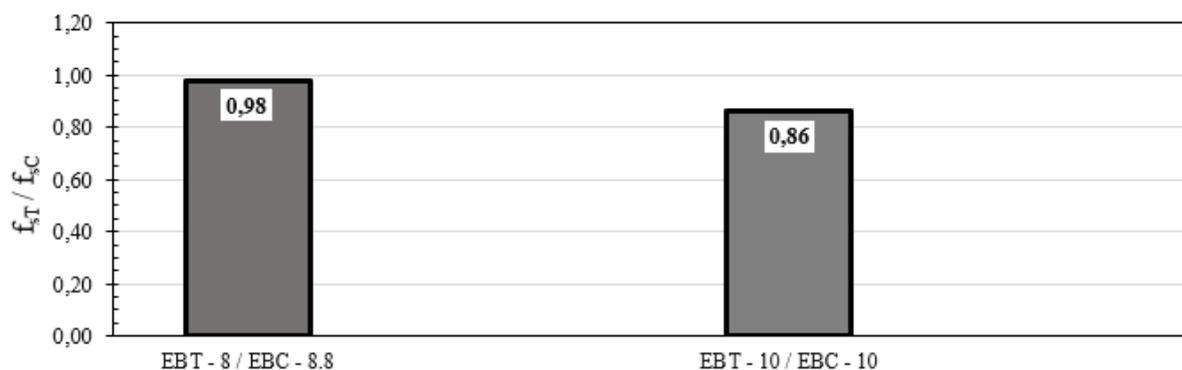


Figura 4.57. Valores experimentais da razão f_T/f_C entre a resistência total de estacas submetidas à tração e compressão - Décourt (1999).

Observa-se que as estacas EBT – 8 e EBC – 8.8 apresentaram uma relação de f_T/f_C próxima a unidade (0,98). Ao passo que as estacas de maior comprimento (EBT – 10 e EBC – 10) indicam uma relação (f_{LT}/f_{LC}) de aproximadamente 0,86.

No caso das estacas EBT – 8 e EBC – 8.8, apesar da diferença relativa à cota de assentamento e do diâmetro do fuste das estacas, observa-se uma notável semelhança entre a resistência lateral unitária média à compressão e à tração, sendo estes equivalentes a 86 e 88 kPa, respectivamente. Alguns dos fatores que podem ser atribuídos a esta semelhança são a pequena diferença das esbeltezes das estacas (29 e 28), coerência entre os perfis estratigráficos ao longo do fuste da estaca, bem como dos valores de N_{SPT} (22 e 23), q_c (3,4 e 3,81 MPa) e f_s (203 e 192 kPa) registrados ao longo da região que os EBs destas estacas estão localizados.

Para as estacas EBT – 10 e EBC – 10, apesar de terem a mesma cota de assentamento, ainda verifica-se a diferença no diâmetro do fuste das estacas. Além disso, a diferença nas esbeltezes das estacas é maior, atingindo valores de 37 e 31, respectivamente, embora essas diferenças ainda possam ser consideradas pequenas. Contudo, destaca-se que a esbeltez da estaca é um parâmetro de razoável influência na determinação do atrito lateral. Portanto, é possível inferir que a mobilização de atrito lateral nesses casos pode ser distinta, uma vez que a diferença de esbeltez das estacas pode influenciar significativamente o comportamento das mesmas no solo. Neste caso, os valores de resistência lateral unitária média das estacas EBT – 10 e EBC – 10 são de 94 e 109 kPa, respectivamente. Além disso, ao avaliar as curvas pressão *versus* injeção dos EBs, verifica-se uma resistência consideravelmente inferior do solo adjacente da base e do último metro do fuste da estaca EBT – 10 em relação ao da estaca EBC – 10. Deste modo,

possivelmente justificando a redução da razão f_{LT}/f_{LC} para estas estacas de maior comprimento equipadas com a tecnologia EB.

Avaliando as razões f_{sT}/f_{sC} verificadas por Yaegashi *et al.* (2018) em perfis estratigráficos semelhantes (lateríticos, colapsíveis e não saturados) ao do Campo Experimental da UnB e comparando com as razões obtidas nesta pesquisa, denota-se a ocorrência de resultados convergentes (Figura 2.30). As razões f_{LT}/f_{LC} obtidas para as estacas equipadas com a tecnologia EB situaram-se dentro do intervalo ($0,86 \leq f_{LT}/f_{LC} \leq 0,98$) verificado por diversos pesquisadores (Lehane *et al.* 1993; Carvalho e Albuquerque, 2002; Zhou *et al.* 2017). Desta forma, sugere-se com base nos resultados preliminares, a inclusão de estacas escavadas equipadas com a tecnologia *Expander Body* na Figura 4.58.

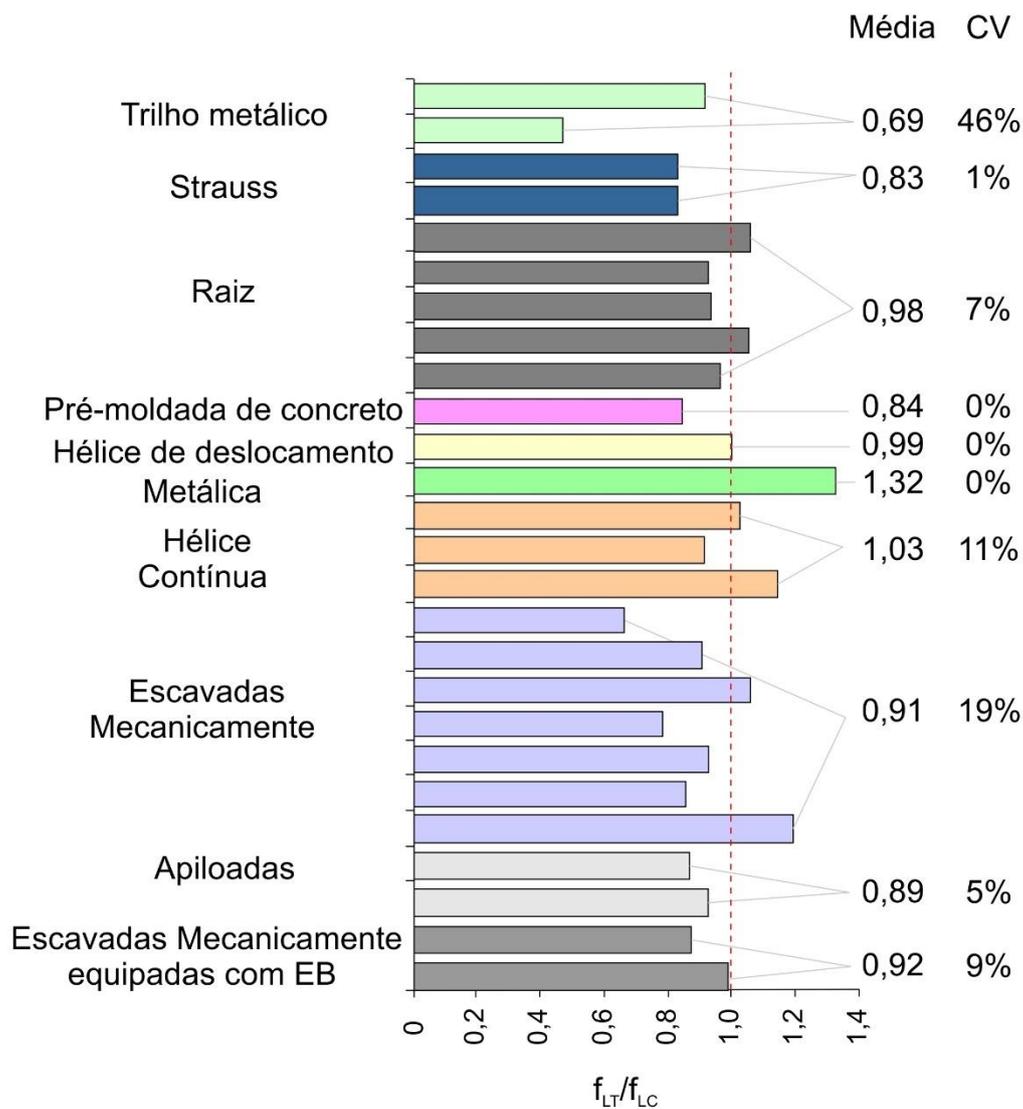


Figura 4.58. Razões f_{LT}/f_{LC} por tipo de estaca considerando estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB (modificado - Yaegashi *et al.* 2018).

Ao comparar as razões experimentais de f_{LT}/f_{LC} (Figura 4.53) determinadas de acordo com a metodologia de Décourt (1999), com as razões estimadas de f_{LT}/f_{LC} (Figura 4.52) obtidas a partir da proposta de De Nicola e Randolph (1993), verifica-se uma razão de 0,92 [$(f_{LT}/f_{LC})_{estimado}/(f_{LT}/f_{LC})_{adotado}$] para as estacas EBT – 8 e EBC – 8.8, ao passo que identificam-se razões de 1,05 e 0,81 para os conjuntos de estacas EBT – 10 e EBC – 10 e EET – 10 e EEC – 10, respectivamente. Observa-se assim que a razão entre os valores estimados e medidos da razão f_{LT}/f_{LC} situam-se dentro de um intervalo de $\pm 20\%$, indicando assim uma convergência satisfatória.

A Figura 4.59 exhibe as razões experimentais entre a resistência total convencionada de estacas equipadas com EB submetidas à tração e compressão (Q_T/Q_C) normalizada pelas suas respectivas áreas laterais.

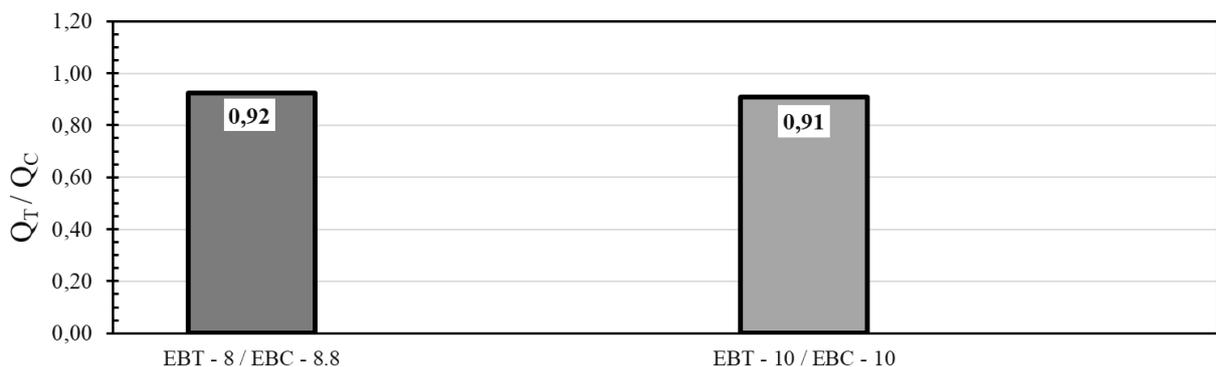


Figura 4.59. Valores experimentais da razão Q_T/Q_C entre a resistência total convencionada de estacas submetidas à tração e compressão.

As relações de Q_T/Q_C apresentadas aqui estão em consonância com as relações observadas por diversas pesquisas (De Beer, 1963; Hunter e Davisson 1969; Carvalho e Souza, 1990; De Nicola e Randolph, 1993; Carneiro *et al.* 1994; Poulos, 2011).

Quando uma estaca é submetida à compressão, as tensões cisalhantes resultantes de sua carga são transmitidas ao solo adjacente. Acarretando o possível aumento das tensões verticais no solo próximo à estaca, gerando uma carga adicional na área lateral do fuste da estaca. Esse acréscimo de tensão horizontal efetiva no solo pode contribuir para o aumento da resistência ao cisalhamento da estaca. Por outro lado, quando uma estaca é submetida à tração, as tensões cisalhantes geradas pela carga da estaca tendem a reduzir as tensões verticais efetivas no solo adjacente ao fuste da estaca. Isso pode diminuir a tensão horizontal efetiva no solo, resultando em um menor atrito lateral na estaca tracionada quando comparada com uma estaca submetida à compressão.

Portanto, é possível inferir que o atrito lateral de um elemento de fundação é geralmente maior quando este é submetido à compressão, em comparação com carregamentos axiais de tração, conforme descrito por Carvalho (1991) e Zeevaert (1983). No entanto, é importante notar que existem exceções a essa observação. Em particular, estacas com diferentes esbeltezes ou que atravessam camadas de solo heterogêneas podem apresentar comportamentos diferentes em relação à distribuição de tensões cisalhantes e verticais. Em tais situações, pode ocorrer uma alteração da resposta esperada, afetando a resistência ao cisalhamento da estaca e, portanto, alterando a relação entre a carga aplicada e o atrito lateral atuante na estaca.

Avaliando as curvas de pressão versus injeção dos EBs, observou-se que o solo ao redor das estacas EBC – 10 e EBC – 8.8 apresentava maior rigidez, o que sugeria um comportamento semelhante ao descrito por Carvalho (1991) e Zeevaert (1983). É importante notar que as estacas EBC – 10 e EBC – 8.8 foram submetidas a uma segunda etapa de injeção, resultando em um aumento adicional na resistência do solo ao redor da estaca. Como resultado, o solo circundante a essas estacas apresentou uma resistência ainda maior em comparação com as estacas EBT – 10 e EBT – 8, onde apenas a primeira etapa de injeção do EB foi realizada.

Por fim, pode-se inferir que ao submeter estacas a carregamentos de tração, é comum que as tensões radiais atinjam o seu valor máximo próximo à ruptura. No entanto, ao considerar a perspectiva de estacas submetidas à compressão, observa-se que há um acréscimo na carga, mesmo quando a resistência por atrito lateral já foi mobilizada. Isso ocorre devido à resistência adicional existente entre a base do elemento de fundação e o solo (resistência de ponta). Devido a essa resistência adicional, as magnitudes das tensões radiais próximas à superfície são mais elevadas em estacas sujeitas à compressão, resultando em uma razão entre a tensão radial final e inicial sempre maior que a unidade em compressão, e menor que a unidade em tração.

4.5. ANÁLISE COMPARATIVA DAS PROVAS DE CARGA DE DIFERENTES ESTACAS DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNB

Neste item são apresentadas análises comparativas das curvas carga *versus* recalque das provas de carga estáticas realizadas em diferentes tipos de metodologias executivas de fundações por estacas no CEFECUnB. Dentre os tipos de estacas avaliadas constam: estacas do tipo raiz, estaca broca, estacas escavadas mecanicamente, estacas tipo Strauss, estacas apiloadas, estacas pré-moldada de concreto, hélice contínua monitorada e tubulão. Os comprimentos das fundações profundas variam entre 5 e 10 m e os diâmetros variam entre 0,2 e 0,7 m. A razão da capacidade de carga da estaca equipada com EB e da capacidade de carga da fundação avaliada são comparadas em função do recalque medido em prova de carga

normalizado pelo diâmetro da respectiva estaca ($\delta_{\text{medido}}/\phi$) para deslocamentos relativos a $0,5\% \phi$, $1\% \phi$, $2,5\% \phi$, $5,0\% \phi$, $7,5\% \phi$, $10\% \phi$. Adicionalmente, avalia-se a razão da rigidez (RIG_{EB}/RIG_c) da estaca equipada com EB ($Q_{EB}/\delta_{\text{medido}}$) e da rigidez da fundação analisada (Q/δ_{medido}) também em função do recalque medido em prova de carga normalizado pelo diâmetro da respectiva estaca ($\delta_{\text{medido}}/\phi$) para deslocamentos relativos a $0,5\% \phi$, $1\% \phi$, $2,5\% \phi$, $5,0\% \phi$, $7,5\% \phi$ $10\% \phi$.

A Figura 4.60 exibe as curvas carga *versus* recalque das estacas escavadas mecanicamente e concretadas em dias distintos (0, 1, 3, 7 e 15 dias) após a sua perfuração, bem como das estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB. As estacas escavadas mecanicamente com distintos dias de concretagem foram sujeitas a níveis de carregamento que variam entre 200 e 320 kN, resultando em recalques máximos 2,81 e 27,03 mm. Enquanto as estacas EEC – 8.8 EBC – 8.8 foram submetidas a níveis de carregamento que variam entre 550 e 1000 kN, resultando em recalques máximos de 23,15 e 66,51 mm, respectivamente.

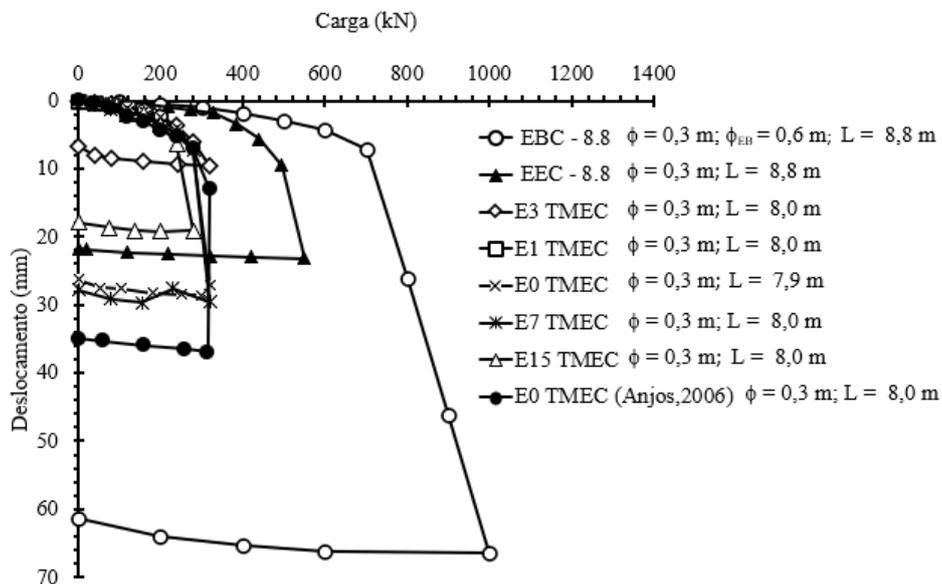


Figura 4.60. Curvas de carga *versus* recalque - estacas escavadas mecanicamente e concretadas em dias distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

Ao analisar as curvas carga *versus* recalque das estacas escavadas mecanicamente, verifica-se uma maior rigidez da estaca equipada com a tecnologia EB em relação as outras, exceto em relação a EEC – 8.8. Ao avaliar a estaca EEC – 8.8, observa-se que ela apresenta um comportamento distinto em comparação com as outras estacas escavadas convencionais. Esse comportamento pode ser explicado devido à proximidade entre as estacas escavadas convencionais (EEC – 8.8, EEC – 10 e EET – 10) e aquelas equipadas com a tecnologia EB.

Isso sugere uma possível influência da expansão do EB na rigidez e na capacidade de carga do solo adjacente às estacas escavadas convencionais. Além disso, embora apresentem um processo executivo similar, a diferença está na inclusão da tecnologia EB. Observa-se um aumento na capacidade de carga da estaca equipada com EB para níveis de deslocamentos semelhantes, quando comparada às estacas escavadas convencionais. Para um deslocamento da ordem de 10 mm, nota-se que a estaca equipada com a tecnologia EB apresenta uma capacidade de carga aproximadamente duas vezes maior em comparação com as estacas escavadas mecanicamente de forma convencional. A Figura 4.61 apresenta a razão da capacidade de carga das estacas avaliadas em função do recalque relativo ao diâmetro do fuste das estacas, ao passo que a Figura 4.62 apresenta a razão da rigidez das estacas para fins comparativos. Observa-se que, para vários níveis de deslocamento, a estaca que utiliza a tecnologia EB apresenta uma capacidade de carga significativamente maior do que as estacas escavadas convencionais, podendo chegar a duas ou três vezes o valor da capacidade de carga destas últimas. Ao passo que em comparação à estaca EEC – 8.8, as razões de capacidade de carga variam entre 1,1 e 1,5, dependendo do nível de deslocamento analisado.

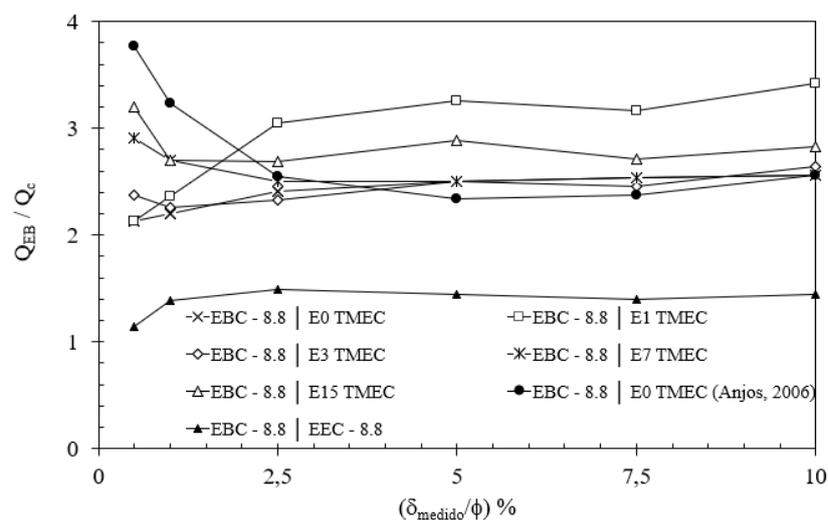


Figura 4.61. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas escavadas mecanicamente e concretadas em dias distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

Ao comparar a rigidez das estacas, observa-se um comportamento semelhante à comparação da capacidade de carga. Isso reforça a hipótese de que a proximidade entre as estacas escavadas convencionais (EEC – 8.8, EEC – 10 e EET – 10) e aquelas equipadas com a tecnologia EB pode resultar em um aumento na rigidez e na capacidade de carga do solo adjacente às estacas escavadas convencionais devido à influência da expansão do EB. Dentre os fatores que

influenciam o processo executivo de estacas escavadas convencionais, podem-se citar: o relaxamento do solo devido à escavação do furo, rugosidade das paredes do furo, a recompressão do solo pela colocação do concreto fluido, a mistura entre concreto e fluido estabilizante de perfuração (usualmente lama bentonítica), além de inúmeros outros fatores.

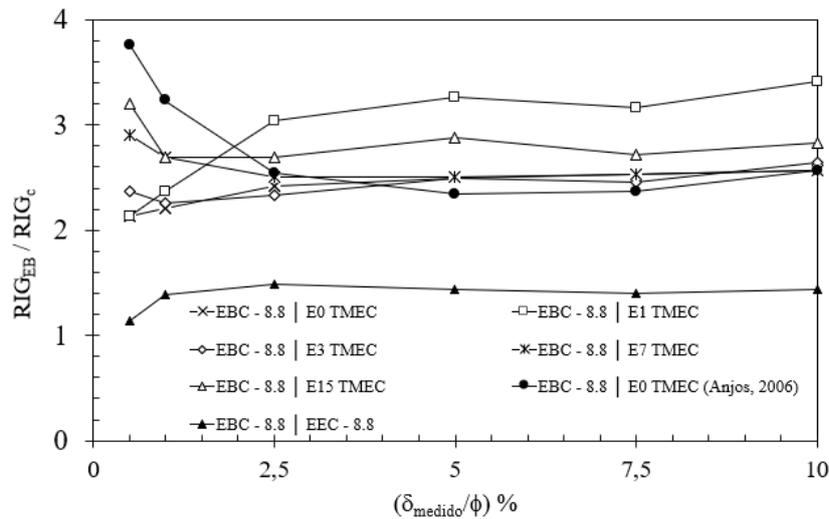


Figura 4.62. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas escavadas mecanicamente e concretadas em dias distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

A Figura 4.63 exibe as curvas carga *versus* recalque das estacas broca e escavadas equipada com e sem a tecnologia EB. A estaca broca foi submetida a uma carga de 240 kN e apresenta um recalque máximo de 43,66 mm. Ao passo que as estacas EEC – 8.8 EBC – 8.8 foram submetidas a níveis de carregamento que variam entre 550 e 1000 kN, resultando em recalques máximos de 23,15 e 66,51 mm, respectivamente.

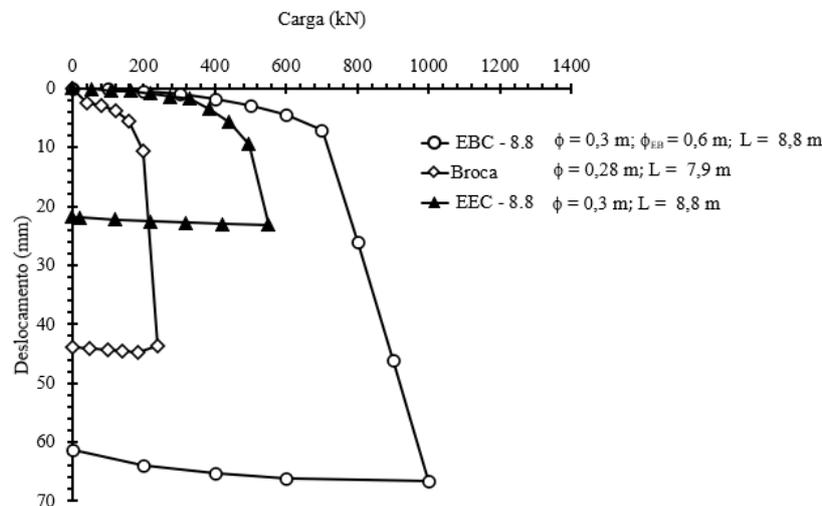


Figura 4.63. Curvas carga versus recalque - estaca broca e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

As estacas brocas são estacas moldadas *in loco*, construídas sem revestimento acima do nível d'água e perfuradas por meio de trado manual. Já a estaca escavada mecanicamente equipada com a tecnologia EB é moldada *in loco*, construída sem revestimento acima do nível d'água e perfurada mecanicamente. Por fim, a tecnologia EB é inserida na cota de projeto, a estaca é concretada e, em seguida, são realizadas duas etapas de injeção do EB (expansão e injeção de fundo). A Figura 4.64 apresenta a razão da capacidade de carga das estacas em função do recalque relativo ao diâmetro do fuste das estacas para fins comparativos, enquanto a Figura 4.65 apresenta a razão da rigidez das estacas em função do recalque relativo ao diâmetro do fuste das estacas para avaliação comparativa. Verifica-se que a estaca equipada com a tecnologia EB apresenta uma capacidade de carga superior da ordem de quatro vezes o valor da capacidade de carga da estaca broca para diversos níveis de deslocamento. Além disso, verifica-se que a razão da rigidez das estacas apresenta comportamento semelhante.

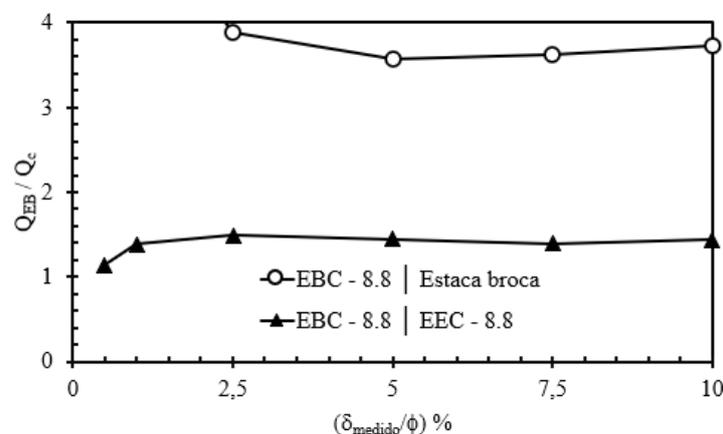


Figura 4.64. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca broca e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

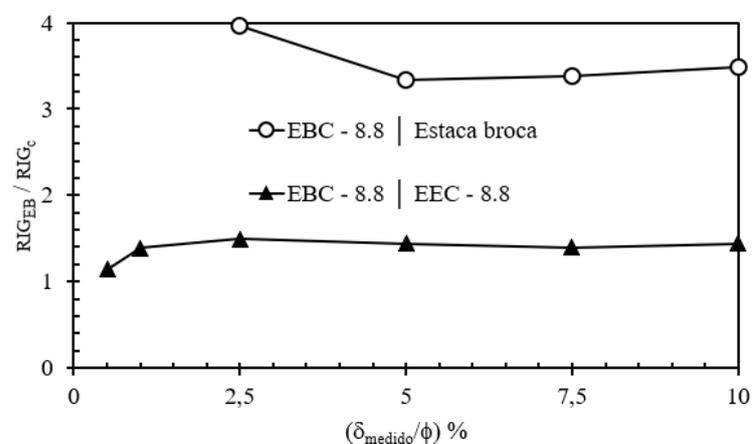


Figura 4.65. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca broca e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

As estacas apresentam comprimentos e diâmetros semelhantes ao longo do fuste, no entanto, o processo executivo manual e mecânico induzem tensões distintas durante a etapa de perfuração da estaca, além disso, o processo de expansão da tecnologia EB densifica o solo e acresce as tensões horizontais efetivas atuantes, alterando assim o estado e tensões do solo e reduzindo o efeito do relaxamento de tensões ocasionados pelo processo executivo de estacas escavadas. No caso de solos coesivos, a expansão resulta em um aumento das tensões totais e pressões neutras quando saturados. Quando o excesso de pressão de poros se dissipa, a reconsolidação leva a tensões efetivas mais altas e, portanto, aumenta a resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, a sua rigidez, conforme apontado por Silva *et al.* (2018).

A Figura 4.66 exibe as curvas que comparam carga versus recalque de diferentes tipos de estacas Strauss, cada uma submetida a procedimentos executivos distintos: revestimento e compactação (SRA), revestimento sem compactação (SRNa), sem revestimento e sem compactação (SNrNa). Além disso, também é apresentada a curva correspondente à estaca escavada com e sem a tecnologia EB. Os níveis de carga máxima aplicados nas estacas Strauss variaram de 280 a 470 kN, resultando em recalques máximos entre 20,62 e 45,30 mm. Por outro lado, as estacas EEC – 8.8 EBC – 8.8 foram submetidas a níveis de carregamento que variam entre 550 e 1000 kN, resultando em recalques máximos de 23,15 e 66,51 mm, respectivamente.

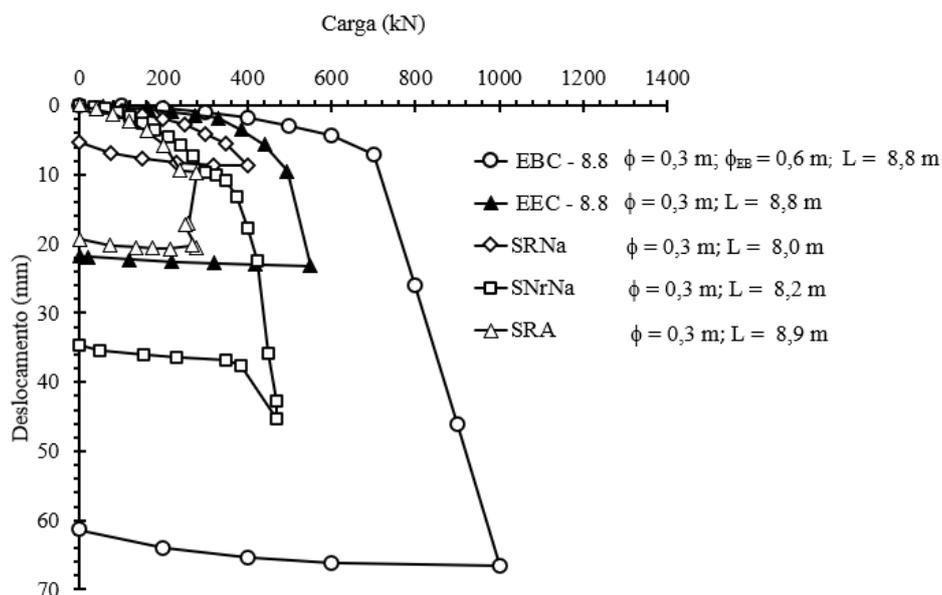


Figura 4.66. Curvas carga *versus* recalque - estacas do tipo Strauss e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

O processo de construção da estaca Strauss começa com a cravação de um tubo metálico no solo, que servirá como um molde para a estaca. Em seguida, é realizada a escavação do solo

dentro do revestimento metálico, utilizando um equipamento especial como a sonda ou piteira. Durante a escavação, o solo é transformado em lama para que possa ser removido da sonda ou piteira. Após a finalização da escavação, a concretagem é iniciada em etapas, geralmente com uma altura de 70 a 80 cm. Durante a concretagem, a estaca é apiloada, enquanto o tubo é gradualmente retirado. O processo é repetido até que a estaca atinja a profundidade desejada.

A execução do apiloamento do concreto de forma simultânea com a retirada do revestimento, resulta no aumento das tensões laterais impostas ao maciço de solo adjacente ao fuste, conseqüentemente aumentado a sua rigidez. No entanto, uma análise comparativa entre a estaca equipada com a tecnologia EB e as estacas tipo Strauss revelou que a rigidez da primeira é significativamente superior à das segundas. Isso sugere que o processo de densificação a partir da etapa de expansão do EB é mais eficiente, resultando em uma maior alteração no estado de tensões e na reestruturação das partículas de solo adjacentes à região do fuste próxima à área de ação da tecnologia EB.

As Figuras 4.67 e 4.68 apresentam a razão da capacidade de carga e da rigidez das estacas avaliadas em função do recalque relativo ao diâmetro do fuste das estacas para fins comparativos, respectivamente. Verifica-se que, em diversos níveis de deslocamento, a estaca que emprega a tecnologia EB possui uma capacidade de carga cerca de duas vezes maior do que a estaca tipo Strauss com revestimento e sem compactação. Em contrapartida, em relação aos demais tipos de estacas Strauss, a capacidade de carga da estaca equipada com a tecnologia EB pode ser superior em até três ou quatro vezes para níveis de deslocamento correspondentes à carga de trabalho, sendo esta tendência semelhante ao verificado na comparação da rigidez das estacas.

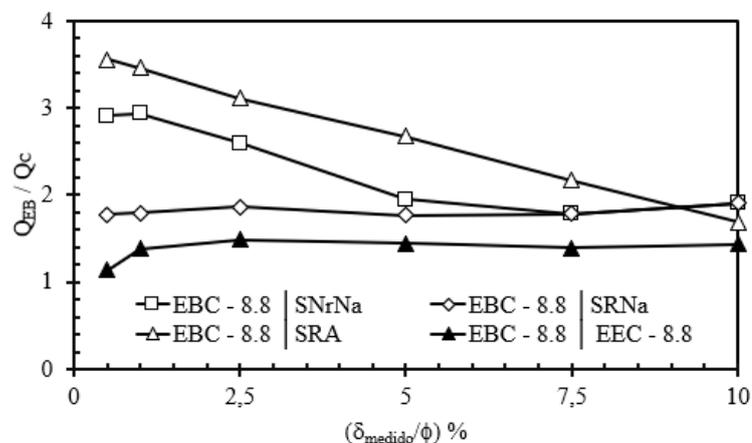


Figura 4.67. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas do tipo Strauss com processos executivos distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

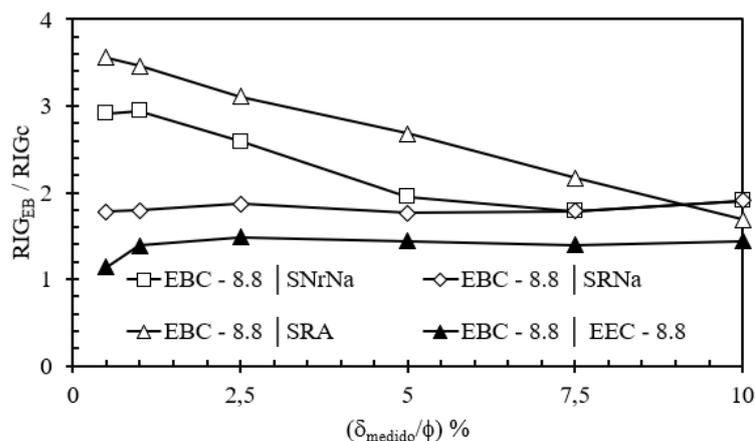


Figura 4.68. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas do tipo Strauss com processos executivos distintos e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

A Figura 4.69 exibe as curvas carga *versus* recalque das estacas do tipo raiz com distintas pressões de injeção e da escavada equipada com e sem a tecnologia EB. Os valores de carga máxima aplicados nas estacas do tipo raiz variaram de 330 a 525 kN, resultando em recalques máximos entre 22,73 e 33,48 mm. Ao passo que as estacas EEC – 10 e EBC – 10 foram submetidas a valores de carga máxima de 700 e 1200 kN, resultando em recalques máximos de 50 e 52,21 mm, respectivamente. As estacas EEC – 10 e EBC - 10 foram empregadas nesta comparação pois as estacas do tipo raiz possuem um comprimento de 10 m e diâmetros da ordem de 0,2 m. De modo análogo à comparação realizada com outras metodologias de fundações profundas, verificou-se que a estaca escavada equipada com a tecnologia EB apresentou uma curva carga *versus* recalque mais rígida em relação às estacas tipo raiz com diferentes pressões de injeção. Acredita-se que esse significativo aumento da resposta de rigidez da estaca em relação à carga aplicada tenha sido causado pela instalação da tecnologia EB, que é expandida por meio da injeção de calda de cimento (primeira etapa de injeção) e pelo subsequente preenchimento pós-instalação, que consiste na segunda etapa do processo de injeção do EB.

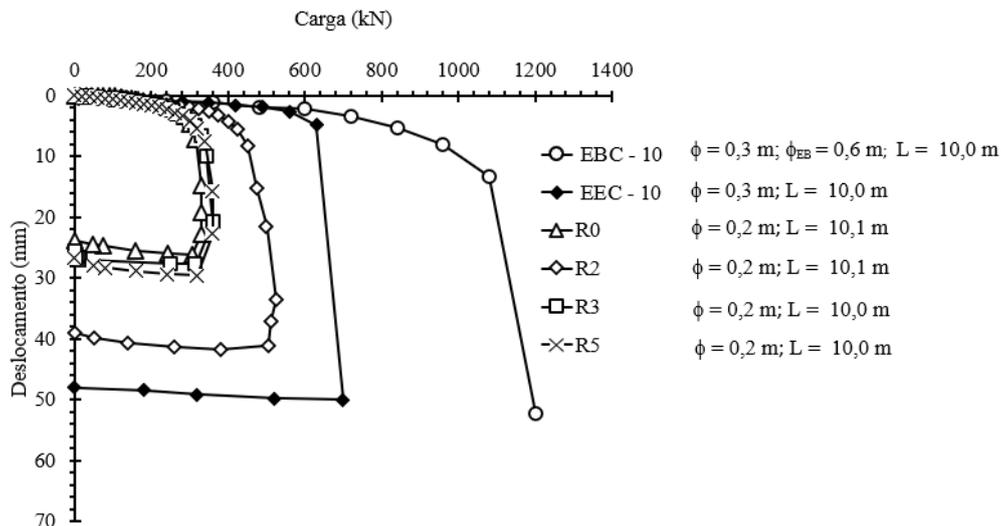


Figura 4.69. Curvas carga *versus* recalque - estacas do tipo raiz e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

A estaca do tipo raiz é um elemento de fundação profunda que é executado por meio da injeção de uma mistura de cimento, areia e água em um furo previamente perfurado no solo. Nesse tipo de estaca, se aplicam injeções de ar comprimido imediatamente após a moldagem do fuste após remoção de parte do revestimento. Em geral, a injeção da mistura de cimento e água pode resultar em uma densificação do solo ao redor da estaca, aumentando sua resistência e rigidez. Ao analisar as Figuras 4.70 e 4.71 que apresentam a razão da capacidade de carga e da rigidez das estacas avaliadas em função do recalque relativo ao diâmetro do fuste das estacas para fins comparativos. Observa-se que a estaca equipada com a tecnologia EB apresenta uma capacidade de carga duas a três vezes superior à das estacas do tipo raiz, para todas as pressões de injeção analisadas (0, 200, 300 e 500 kPa), bem como para diversos níveis de deslocamento. Ao passo que em comparação à estaca EEC – 10, as razões de capacidade de carga variam entre 1,1 e 1,6, dependendo do nível de deslocamento analisado. Ao avaliar a estaca equipada com a tecnologia EB, verificam-se valores de rigidez superiores de aproximadamente duas vezes às das estacas do tipo raiz, enquanto para a estaca EEC – 10, a razão de rigidez apresenta valores da ordem de 1,6. Esse fato sugere uma maior eficiência do processo de injeção da tecnologia EB e do efeito de densificação das partículas do solo adjacentes à base e ao fuste da estaca na região onde o EB está localizado. Embora a estaca escavada equipada com a tecnologia EB apresente uma capacidade de carga superior em relação às estacas do tipo raiz, é necessário observar a maior esbelteza destas últimas ($\phi = 0,2$ m) e a aplicação de um carregamento rápido na prova de carga. Se as estacas do tipo raiz fossem submetidas a um carregamento lento, a razão entre a capacidade de carga da estaca equipada com EB e a das estacas do tipo raiz poderia

ser provavelmente ainda maior, conforme identificado por Massad e Winz (2000) ao avaliar o efeito do carregamento rápido e lento no mesmo tipo de estaca em provas de carga. Portanto, é importante considerar esses fatores ao interpretar os resultados da comparação entre as estacas. Além disso, a comparação da rigidez das estacas escavadas com e sem EB sugerem que a proximidade entre as estacas escavadas convencionais (EEC – 8.8, EEC – 10 e EET – 10) e aquelas equipadas com a tecnologia EB pode resultar em um aumento na rigidez e na capacidade de carga do solo adjacente às estacas escavadas convencionais devido à influência da expansão do EB.

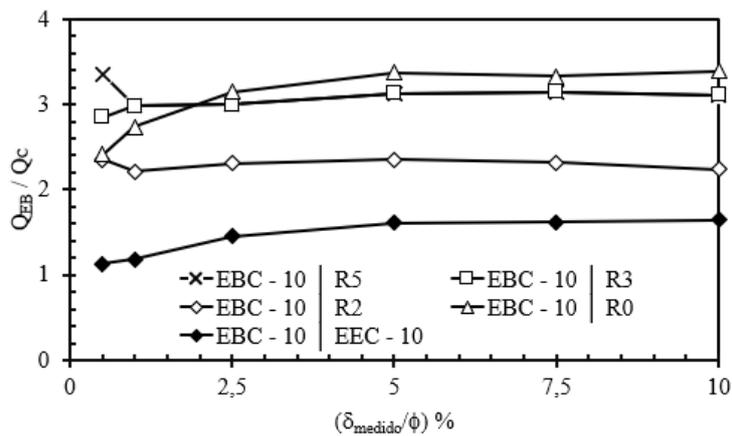


Figura 4.70. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas do tipo raiz com pressões de injeção distintas e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

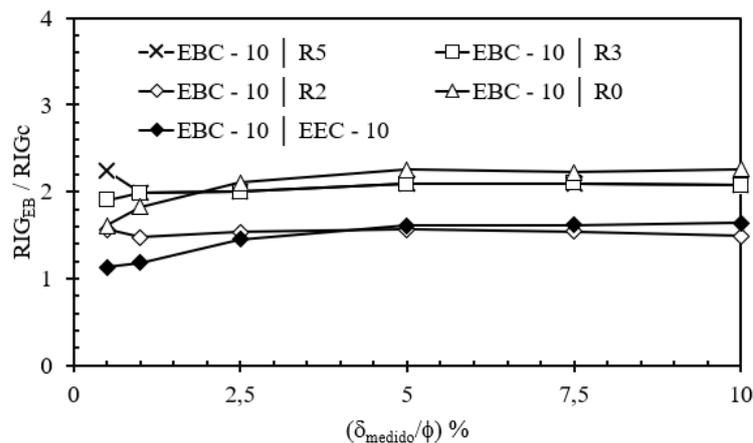


Figura 4.71. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estacas do tipo raiz com pressões de injeção distintas e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

A Figura 4.72 exibe as curvas carga *versus* recalque das estacas pré-moldada de concreto (SCAC) e apiloada, tal como da estaca escavada equipada com e sem a tecnologia EB. A estaca pré-moldada de concreto (SCAC) foi sujeita a um carregamento máximo de 205 kN e um

deslocamento máximo de 10 mm. A estaca apiloada foi submetida a um carregamento máximo de 105 kN e um recalque máximo de 30 mm. Enquanto as estacas EEC – 8.8 EBC – 8.8 foram submetidas a níveis de carregamento que variam entre 550 e 1000 kN, resultando em recalques máximos de 23,15 e 66,51 mm, respectivamente. As estacas de deslocamento, também conhecidas como estacas cravadas, são instaladas por meio de cravação à percussão, prensagem ou vibração, sem que haja a substituição do solo. Ao ser cravada, a estaca desloca o solo ao seu redor, densificando as partículas de solo adjacentes à fundação, aumentando assim a resistência do solo e proporcionando uma resistência de ponta mais estável para a fundação da estrutura quando comparada às estacas escavadas tradicionais.

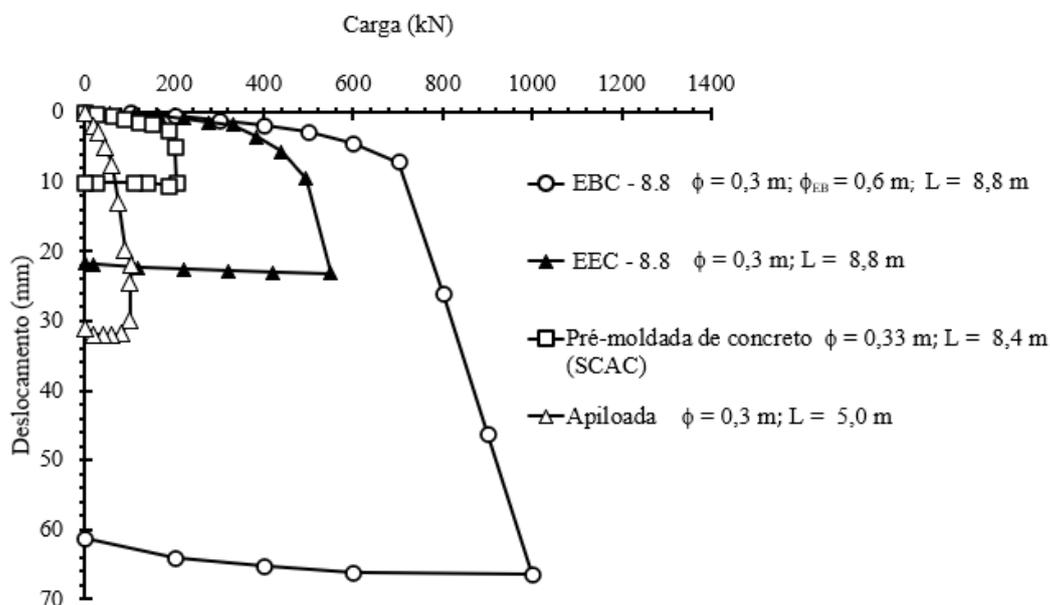


Figura 4.72. Curvas carga *versus* recalque - estaca pré-moldadas de concreto, estaca apiloada e estaca escavada equipada com e sem a tecnologia EB.

Ao comparar a capacidade de carga da estaca escavada equipada com a tecnologia EB e a estaca pré-moldada de concreto (SCAC) que possuem comprimentos e diâmetros do fuste semelhantes, nota-se que para um deslocamento da ordem de 10 mm (deslocamento equivalente a 3% do diâmetro do fuste), a estaca equipada com EB indica uma capacidade de carga superior em 3,5 vezes a capacidade de carga da estaca pré-moldada de concreto (SCAC), conforme apresentado na Figura 4.73. Assumindo que as mesmas estejam situadas em um perfil estratigráfico representativo similar, sugere-se que o efeito de densificação da tecnologia EB é mais eficiente do que o processo executivo de cravação da estaca pré-moldada de concreto (SCAC) para uma mesma condição de perfil estratigráfico. Ao analisar a rigidez da estaca escavada equipada com a tecnologia EB e a estaca pré-moldada de concreto (SCAC),

verifica-se uma tendência semelhante à da comparação da capacidade de carga para os diversos níveis de deslocamento (Figura 4.74).

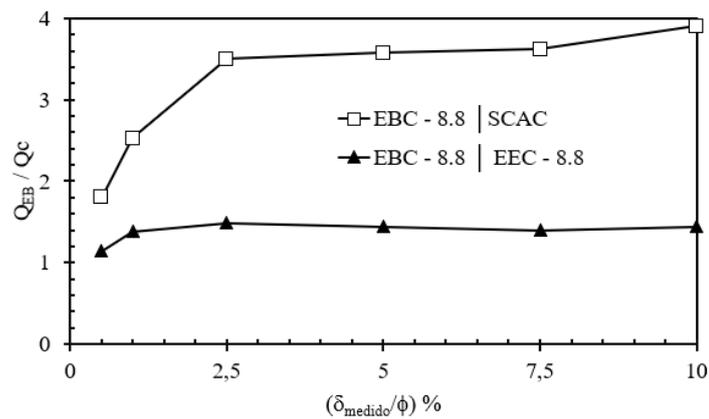


Figura 4.73. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca pré-moldada de concreto (SCAC) estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

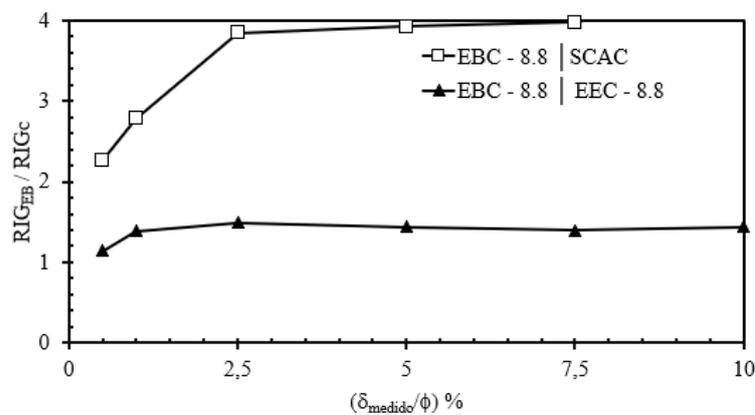


Figura 4.74. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca pré-moldada de concreto (SCAC) estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

A superioridade da capacidade de carga da estaca escavada equipada com a tecnologia EB em relação à estaca apiloada varia de acordo com o nível de deslocamento em função do diâmetro da estaca. A razão entre as capacidades de carga da estaca escavada equipada com EB e da estaca apiloada varia entre 22 e 8,2, dependendo do nível de deslocamento considerado, conforme identificado na Figura 4.75. No entanto, denota-se que a estaca apiloada tem apenas 5 metros de comprimento, mas possui o mesmo diâmetro da estaca EB. Ao avaliar a rigidez da estaca escavada equipada com a tecnologia EB em relação à estaca apiloada, observa-se uma tendência análoga a da comparação da capacidade de carga para os diversos níveis de deslocamentos (Figura 4.76).

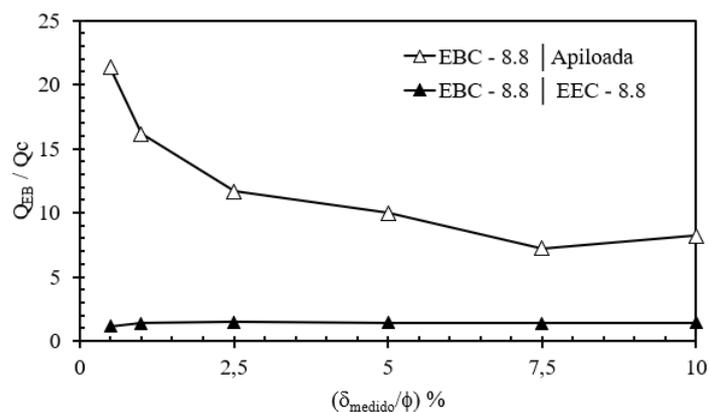


Figura 4.75. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca apiloadas e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

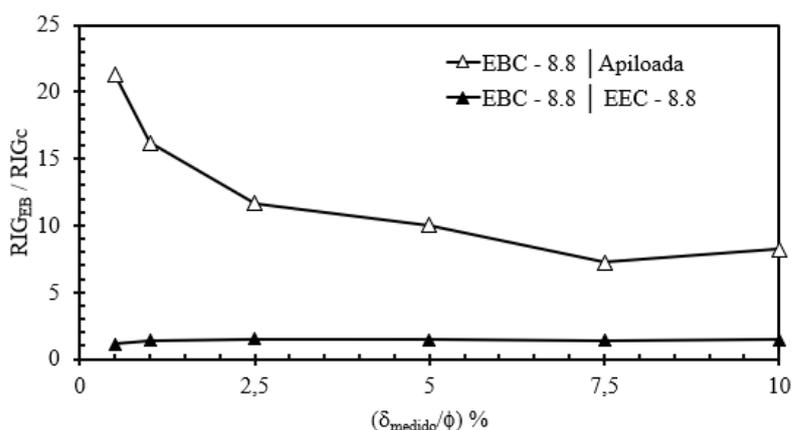


Figura 4.76. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca apiloadas e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

A Figura 4.77 apresenta as curvas carga *versus* recalque de quatro tipos de fundações: estaca hélice contínua monitorada, tubulão e estaca escavada equipada com e sem a tecnologia EB. A estaca hélice contínua monitorada foi submetida a um carregamento máximo de 390 kN, resultando em um deslocamento máximo de 36 mm. Já o tubulão suportou um carregamento máximo de 1800 kN e indicou um recalque máximo de 39 mm. Por fim, as estacas EEC – 8.8 EBC – 8.8 foram submetidas a níveis de carregamento que variam entre 550 e 1000 kN, resultando em recalques máximos de 23,15 e 66,51 mm, respectivamente. O tubulão executado no campo experimental da UnB foi totalmente escavado manualmente e possui diâmetro de fuste 0,70 m, diâmetro da base igual a 1,65 m, altura do tronco cônico 0,9 m e comprimento final de 8 m.

Ao analisar as curvas carga *versus* recalque das fundações profundas apresentadas na Figura 4.77, verifica-se que a estaca equipada com a tecnologia EB indica a maior rigidez para

deslocamentos da ordem de até 7 mm ($\approx 2,5\phi\%$), quando comparada ao tubulão e à estaca hélice contínua (Figura 4.79). Para níveis de deslocamento superiores de até 30 mm ($\approx 2,5\phi\%$), verifica-se que a razão da rigidez da estaca equipada com a tecnologia EB e do tubulão tendem a unidade, enquanto comparada com a estaca hélice contínua, nota-se de um acréscimo de rigidez de até duas vezes. Observa-se que para recalques superiores 7 mm ($\approx 2,5\phi\%$), inicia-se o processo de plastificação do solo adjacente à estaca equipada com a tecnologia EB, enquanto para o tubulão, a curva carga *versus* recalque ainda situa-se no trecho elástico. Ao avaliar a curva de carga *versus* recalque do tubulão, percebe-se que não ocorre uma "ruptura" formal na base, mas sim uma carga limite que está relacionada a um certo deslocamento sofrido pela base (Anjos, 2006).

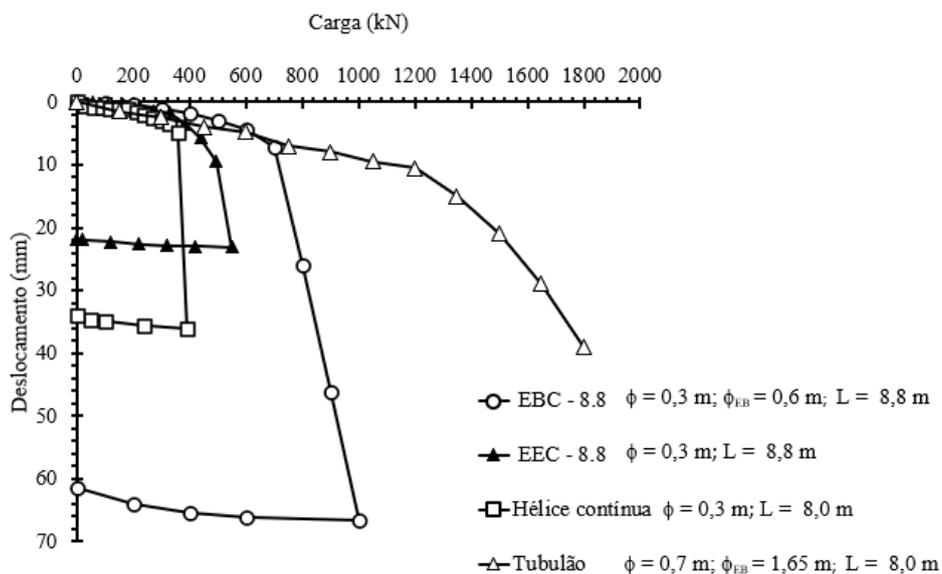


Figura 4.77. Curvas carga *versus* recalque - estaca hélice contínua monitorada, tubulão e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

Conforme explicado por Fellenius (2002), a carga última é exibida somente pelo fuste, ou seja, apenas a parte lateral é totalmente mobilizada. Já a base se comporta de forma semelhante a uma sapata, instalada em profundidade, não apresentando na relação carga *versus* deslocamento nenhum ponto de máximo que possa indicar uma ruptura física efetiva. A curva carga *versus* recalque do tubulão demonstra que, a partir de pequenos deslocamentos (acima de 3 mm), a capacidade de carga do tubulão é maior do que a da estaca equipada com a tecnologia EB. Essa diferença pode chegar a 35 a 56% para deslocamentos relativos entre 1 e 10% do diâmetro do fuste da estaca, conforme indicado na Figura 4.78. Entretanto, é importante ressaltar que o tubulão tem um diâmetro da base quase três vezes maior do que a estaca escavada equipada com a tecnologia EB, enquanto o diâmetro do fuste é cerca de duas vezes maior.

A razão da capacidade de carga da estaca escavada equipada com EB em relação à estaca hélice contínua varia entre 1,5 e 2,2, dependendo do nível de deslocamento. À medida que o deslocamento aumenta, a capacidade de carga da estaca escavada equipada com EB também aumenta em relação à estaca hélice contínua. Isso sugere que o efeito de densificação do solo adjacente, devido à expansão do EB equipado nas estacas escavadas convencionais, pode resultar em uma capacidade de carga superior à da estaca hélice contínua, indicando um possível acréscimo da mobilização do atrito lateral e da resistência de ponta.

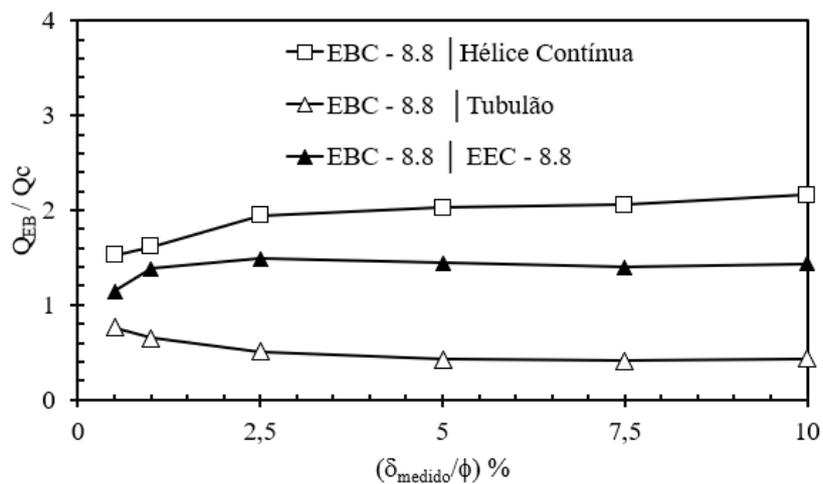


Figura 4.78. Análise comparativa da capacidade de carga em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca hélice contínua monitorada, tubulão estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

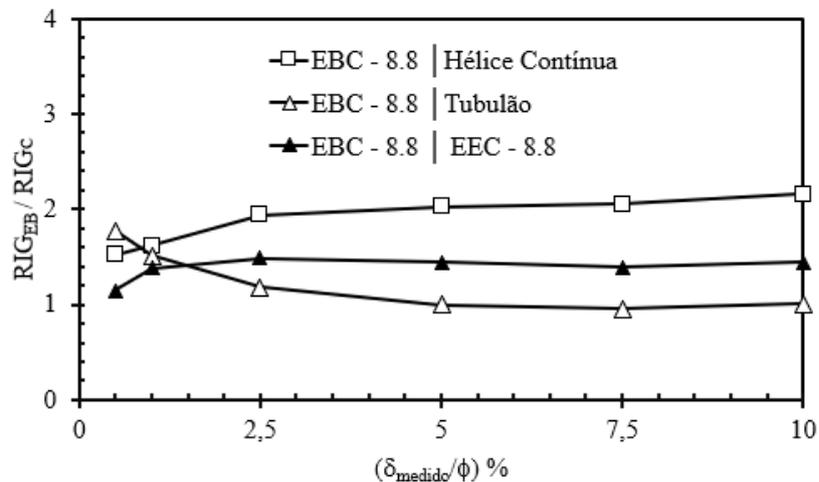


Figura 4.79. Análise comparativa da rigidez em função da porcentagem de recalque em relação ao diâmetro da estaca - estaca hélice contínua monitorada, tubulão e estacas escavadas equipadas com e sem a tecnologia EB.

4.6. INTERPRETAÇÃO DAS CURVAS PRESSÃO *VERSUS* VOLUME DO EB

Neste item são apresentadas as interpretações das curvas pressão *versus* volume do EB para as duas etapas de injeção realizadas na instalação da tecnologia EB (expansão e injeção de fundo). Além disso, expõe-se a interpretação das curvas pressão *versus* volume de expansão do EB a partir de modelagem teórica empregando-se o modelo analítico elasto-plástico modificado a partir de Cunha (1994) por Fontaine *et al.* (2005).

A Figura 4.80 exhibe as curvas pressão *versus* volume das duas etapas de injeção realizadas na instalação da tecnologia EB (expansão e injeção de fundo) para as estacas sujeitas à compressão, enquanto a Figura 4.81 apresenta curvas pressão *versus* volume da etapa de expansão da tecnologia EB para as estacas submetidas à tração. Observa-se que o volume de calda de cimento injetado varia entre 160 e 200 l. Isso indica que, de acordo com a curva de calibração apresentada na Figura 2.7, o modelo EB 612 atingiu um diâmetro efetivo de 0,6 m após a expansão.

Além da curva que relaciona diâmetro e volume de calda de cimento injetada, também é possível obter outra curva que relaciona a tensão aplicada e o diâmetro do EB. Essa informação é importante para entender a pressão necessária para vencer a rigidez do sistema EB e causar uma deformação radial inicial (aumento inicial do diâmetro do EB). Com essas informações, é possível obter as curvas que relacionam pressão e volume de injeção corrigidas para a etapa de expansão (primeira etapa de injeção do EB). No entanto, durante esta pesquisa, não foi possível obter esses valores com precisão e acurácia. Silva (2019) relata que a medição da pressão correspondente à deformação radial inicial é complexa devido às limitações dos equipamentos usados para aquisição deste parâmetro. No entanto, o autor descreve que, para os modelos EB usados no Brasil, a magnitude dessa pressão varia entre 500 e 1000 kPa.

Observa-se que o EBC – 8.8 precisa de uma pressão maior para expandir a mesma quantidade de volume que o EBT – 8. Isso sugere que o solo em torno da ponta do EBC – 8.8 é mais rígido do que o solo em torno do EBT – 8. A diferença pode ser explicada pelo fato de que o EBC – 8.8 está localizado a uma profundidade de 8,8 m, enquanto o EBT – 8 está localizado a uma profundidade de 8 m. Ambas as estacas têm o comprimento de 8 e 8,8 m, respectivamente, e estão localizadas em uma camada de transição entre o horizonte laterítico e o saprólito (N_{SPT} médio de 23). Para alcançar um diâmetro de ponta de 0,6 m, cerca de 147 l de volume são necessários, conforme a curva de calibração do modelo EB 612. A fim de injetar essa quantidade de volume a uma profundidade de 8 m, pressões absolutas de cerca de 3,5 MPa foram necessárias.

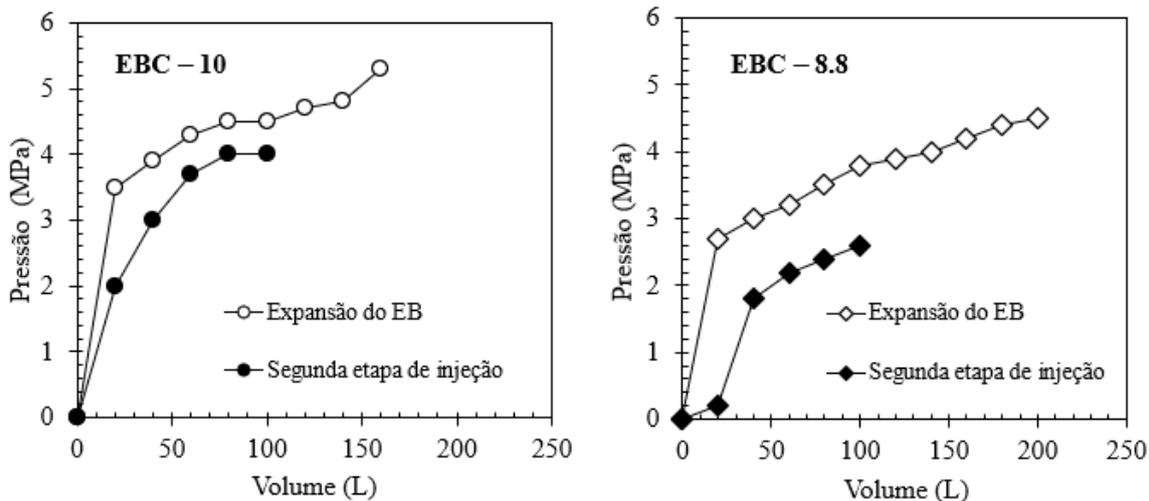


Figura 4.80. Curvas pressão versus volume das estacas EBC - 8.8 e EBC - 10.

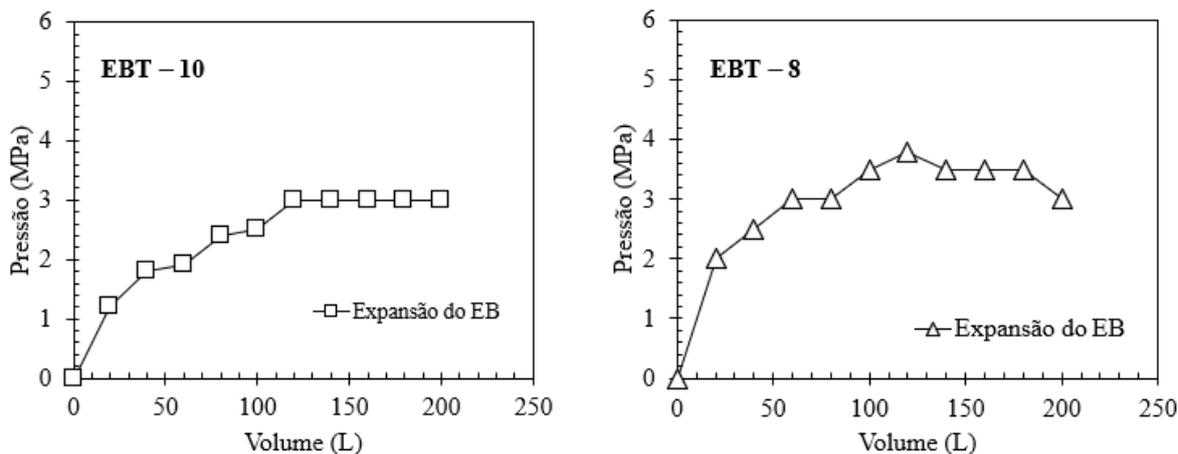


Figura 4.81. Curvas pressão versus volume das estacas EBT - 8 e EBT - 10.

Verifica-se que o EBC - 10 requer uma pressão significativamente maior do que a observada no EBT - 10 para expandir a mesma quantidade de volume, sendo essa diferença aproximadamente de 40%. Isso sugere que o EBC - 10 está localizado em uma camada mais rígida em comparação com o solo em torno do EBT - 10. Para injetar um volume de cerca de 140 l, foram necessárias pressões absolutas de aproximadamente 4,8 e 3 MPa para EBC - 10 e EBT - 10, respectivamente. Essa discrepância indica uma variação espacial dos parâmetros de resistência do solo em torno da ponta da estaca. Outro aspecto a ser destacado é que os valores de pressão aplicados na segunda etapa de injeção, a injeção no fundo do EB após o seu encurtamento, aumentam com a profundidade, o que indica uma maior rigidez do horizonte saprolítico situado a 10 m de profundidade. Isso ressalta a importância do uso desta tecnologia pioneira, que permite um monitoramento e controle mais eficazes do processo de execução e fornece informações essenciais sobre o solo em torno da ponta da estaca. Além disso,

observa-se que os valores de q_c para uma profundidade de 10 m apresentam pressões da mesma ordem de grandeza, variando de 4 a 6 MPa.

Quanto ao comportamento da curva pressão *versus* volume, verifica-se que a metodologia construtiva do elemento de fundação influencia diretamente na curva de injeção do mesmo, bem como a anisotropia do perfil estratigráfico. De acordo com Terceros Herrera (2016), no caso de estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB, observa-se um incremento gradual de pressão até atingir a máxima pressão de injeção (p_g). No entanto, se a metodologia construtiva do elemento de fundação fosse de grande deslocamento, como no caso de uma estaca hélice de deslocamento, a curva de injeção do EB apresentaria uma rigidez inicial significativamente maior. Isso ocorre porque a máxima pressão de injeção (p_g) seria rapidamente alcançada. A análise das curvas pressão *versus* volume das estacas sujeitas à compressão, apontam um comportamento semelhante ao de uma estaca de grande deslocamento, onde a curva pressão *versus* volume do EB indica uma elevada rigidez inicial, ao passo que as curvas pressão *versus* volume das estacas submetidas à tração, apresentam um acréscimo gradual de pressão até atingir a máxima pressão de injeção (p_g).

A diferença observada entre as estacas pode ser justificada pela variação espacial dos parâmetros de resistência do solo em torno da zona de instalação do EB. As estacas que foram submetidas a tração estão dispostas em um mesmo alinhamento horizontal em relação à direção norte do campo experimental, com uma distância de 3 m entre si. Já as estacas que foram submetidas a compressão estão posicionadas em um mesmo alinhamento horizontal, distantes 4 m das estacas submetidas à tração. Essa diferença sugere uma possível variação no perfil estratigráfico dos solos na área em que os conjuntos de estacas estão localizados, bem como variações nos parâmetros de resistência do solo na região adjacente à zona de instalação do EB em cada uma das estacas (Figura 3.21).

Deste modo, as estacas sujeitas à tração indicam resultados concordantes com o comportamento das curvas pressão *versus* volume analisadas por Terceros Herrera (2016) ao avaliar estacas escavadas equipadas com EB instalados em solos sedimentares da Bolívia. Enquanto as estacas submetidas à compressão, denotam um comportamento similar ao das estacas de deslocamento observadas pelo mesmo autor para perfis estratigráficos de solos sedimentares. Um maior banco de dados de estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB é necessário para avaliar se esta é uma tendência para solos de comportamento laterítico.

O preenchimento da região descomprimida decorrente do encurtamento da seção longitudinal do EB durante a primeira etapa de injeção (expansão) é realizado durante a segunda etapa de injeção (injeção de fundo). Os comportamentos das curvas pressão *versus* volume na

segunda etapa de injeção variam de acordo com a profundidade, com diferenças notáveis entre 8,8 m e 10 m. Na profundidade de 8,8 m, a pressão aumenta gradualmente durante a injeção da calda de cimento. No entanto, na profundidade de 10 m, a curva apresenta uma rigidez inicial elevada, sugerindo a presença de um horizonte mais resistente nessa profundidade em comparação com 8,8 m. Para um volume de injeção da ordem de 100 l, verifica-se uma diferença de pressão de injeção de aproximadamente 40%.

Para um volume de injeção de cerca de 50 litros, foram constatadas pressões de aproximadamente 2 e 3,4 MPa a profundidades de 8,8 e 10 m, respectivamente. Esses valores são convergentes com os resultados descritos por Terceros Herrera (2008), que relatou a possibilidade de injeção de volumes de calda de cimento da mesma ordem de grandeza, submetidos a pressões de 2 MPa durante a segunda fase de injeção. É importante ressaltar que a injeção pós-expansão do EB abaixo da ponta da estaca foi eficaz na redução dos deslocamentos necessários para obter a carga de trabalho prevista no projeto do conjunto estaca-solo. A observação de pressões elevadas sugere que o solo ao redor do EB está altamente comprimido.

As curvas apresentadas nas Figuras 4.80 e 4.81 foram corrigidas considerando diferentes cenários em que a pressão necessária para superar a rigidez inicial do sistema EB varia de 500 a 1000 kPa. Além disso, o eixo das coordenadas correspondente ao volume do EB passa a ser apresentado em função da deformação circunferencial, segundo a Equação 4.3.

$$\varepsilon_{\theta w} = \frac{r-r_0}{r_0} = \frac{\Delta r}{r_0} \quad (4.3)$$

Onde $\varepsilon_{\theta w}$ é a deformação circunferencial, r_0 é o raio inicial do EB e r é o raio correspondente ao volume de calda de cimento injetado de acordo com a curva de calibração do EB 612.

Conforme mencionado anteriormente, a modelagem teórica das curvas de pressão corrigida *versus* deformação circunferencial do *Expander Body* foi realizada empregando o modelo analítico elasto-plástico modificado a partir de Cunha (1994) por Fontaine *et al.* (2005). As premissas básicas desse modelo são as mesmas propostas por Hughes *et al.* (1997), contudo, com a incorporação de deformações elásticas na zona de deformação plástica. Nessa zona, as deformações volumétricas totais são definidas pela combinação de deformações plásticas dilativas, resultantes do cisalhamento plástico e deformações elásticas de compressão resultantes do acréscimo da tensão normal média. As deformações elásticas na parede da cavidade são definidas a partir da teoria da elasticidade.

Na Tabela 4.15 estão os parâmetros iniciais obtidos a partir do ensaio pressiométrico (PMT- 1) realizado por Mota (2003), as curvas características determinadas e ensaios triaxiais adensados e drenados (CD) por Guimarães *et al.* (2004). Durante a execução dos ensaios SPT, a umidade natural média registrada foi de cerca de 30% para o perfil estratigráfico analisado.

Tabela 4.15. Parâmetros iniciais da análise

Profundidade (m)	8	9	10
E (kPa)	12000	12000	18000
c' (kPa)	11	23	23
φ' (°)	33	29	29
G_e (kPa)	7800	7800	11700
G_p (kPa)	15600	15600	15600
$u_a - u_w$ (kPa)	18	19	500
σ_h (kPa)	72,5	90,6	100,1

Legenda:

E = Módulo de deformabilidade do solo;

c' = Coesão efetiva;

φ' = Ângulo de atrito efetivo;

G_e = Módulo cisalhante na zona elástica;

G_p = Módulo cisalhante na zona plástica;

$u_a - u_w$ = Sucção mátrica do solo;

σ_h = Tensão horizontal.

Durante o processo de ajuste da curva experimental, todas as variáveis utilizadas foram alteradas buscando sempre utilizar um valor "realista", dentro da ordem de grandeza do parâmetro para solo analisado, visando obter um ajuste razoável entre a curva experimental e a curva teórica. Alguns destes parâmetros são continuamente alterados (ϕ , G_p , G_e , σ_h) enquanto outros mudam apenas uma vez, especialmente no processo inicial de ajuste (ϕ^b , v , c' , e $u_a - u_w$).

Foi adotado um valor de 0,3 para o coeficiente de Poisson na análise desta metodologia no solo do campo experimental da UnB (Mota, 2003). Esse coeficiente tem pouca influência nos resultados, devido à característica colapsível do solo em estudo, dado ao fato de que a microestrutura de solos colapsíveis não saturados tende a se tornar isotrópica e homogênea após o colapso (Buscarnera e Nova, 2009). Além disso, considera-se o valor da dilatância (ψ) igual a zero. Tal hipótese apresenta-se como razoável, pois Chiu e Ng (2014) ao avaliarem a correlação entre a dilatância e o efeito do intemperismo químico em solos residuais com diferentes gradações de alteração, verificaram que a dilatância diminui de modo não-linear com o aumento dos índices de intemperismo químico. A sucção matricial foi alterada de acordo com a faixa de resultados dos ensaios de papel filtro (Guimarães, 2002) e os valores de umidade

obtidos durante o ensaio SPT (EMBRE, 2016). O valor de ϕ^b adotado foi metade do valor do ângulo de atrito interno, como proposto por Cordão Neto *et al.* (2001). O valor de G_p (módulo cisalhante na zona plástica) para ensaios pressiométricos, apresenta uma ordem de grandeza duas vezes superior ao valor de G_e (módulo cisalhante na zona elástica) de acordo com Cunha (1994).

Inicialmente, pode-se afirmar que a mobilização do solo na expansão do EB será muito maior do que em um ensaio pressiométrico convencional, resultando em uma alteração significativamente maior no estado de tensões do solo.

Assumindo essa hipótese simplificadora, procurou-se manter o valor de G_e dentro da mesma ordem de grandeza dos parâmetros iniciais e aumentar o valor de G_p em 10 vezes a ordem de grandeza de G_e . Isso ocorre porque acredita-se que durante a expansão do *Expander Body* (acréscimo das tensões normais médias), o solo na parede da cavidade começa a se plastificar, causando deformações radiais elevadas e alterando os parâmetros dentro da zona plástica ao redor do EB, conforme verificado por Monteiro *et al.* (2022). Dentro das hipóteses simplificadoras consideradas, adotou-se o acréscimo do ângulo de atrito efetivo, pois há uma reorganização mais compacta das partículas de solo ao redor do EB. Essa verificação é evidenciada e convergente com as observações realizadas por Massarsch e Wetterling (1993) e Monteiro *et al.* (2022). Os valores de 100 a 220 kPa adotados para os ajustes das tensões horizontais efetivas foram justificados pela presença de concreções lateríticas e saprólitos nos horizontes onde os EBs foram instalados.

As Figuras 4.82 a 4.87 apresentam as curvas de pressão corrigidas *versus* deformação circunferencial considerando diferentes cenários em que a pressão necessária para superar a rigidez inicial do sistema EB varia de 500 a 1000 kPa. Além disso, são exibidos os ajustes realizados segundo o modelo analítico elasto-plástico modificado a partir de Cunha (1994) por Fontaine *et al.* (2005) para as curvas de pressão corrigidas *versus* deformação circunferencial dos EBC – 10, EBT – 10, EBC – 8.8 e EBT – 8 com os respectivos parâmetros de ajustes e coeficientes de correlação de Pearson, o qual indica o grau da correlação entre os valores medidos e estimados durante a primeira etapa de injeção do EB (expansão).

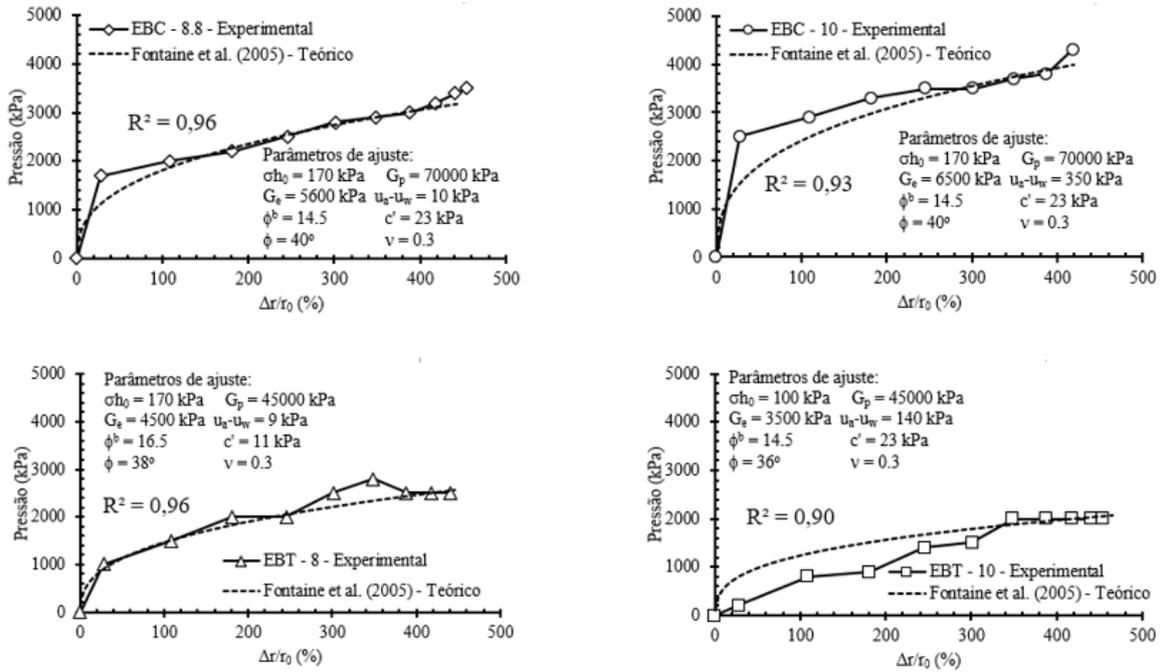


Figura 4.82. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 1000 kPa.

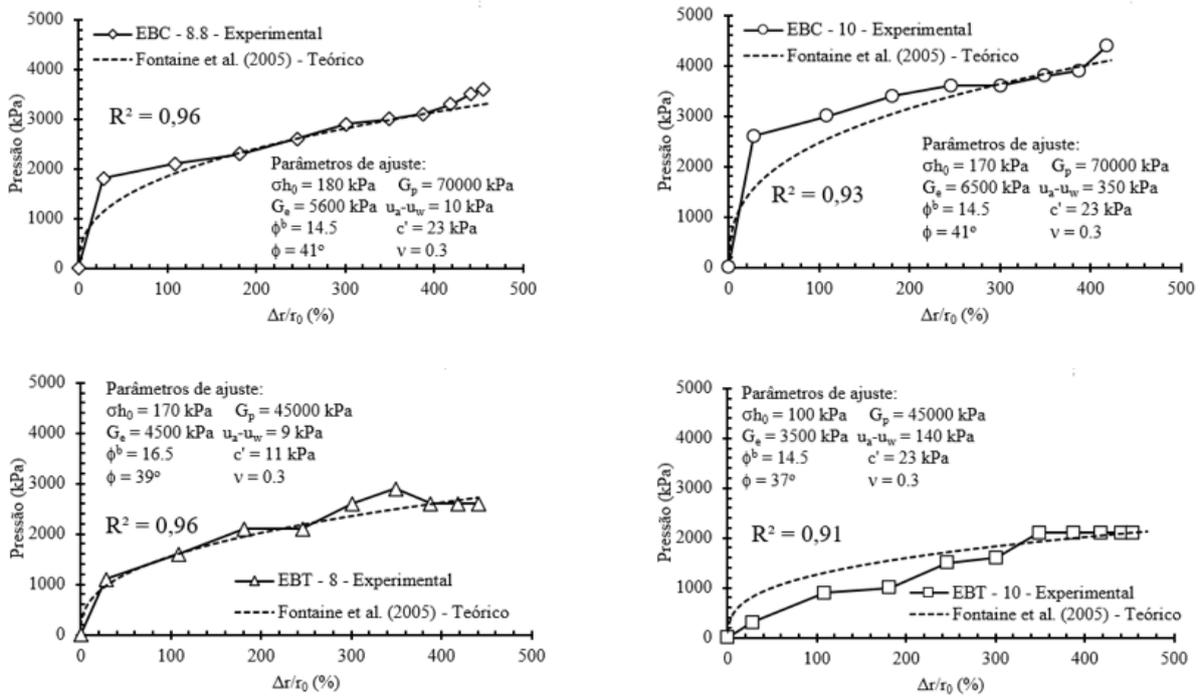


Figura 4.83. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 900 kPa.

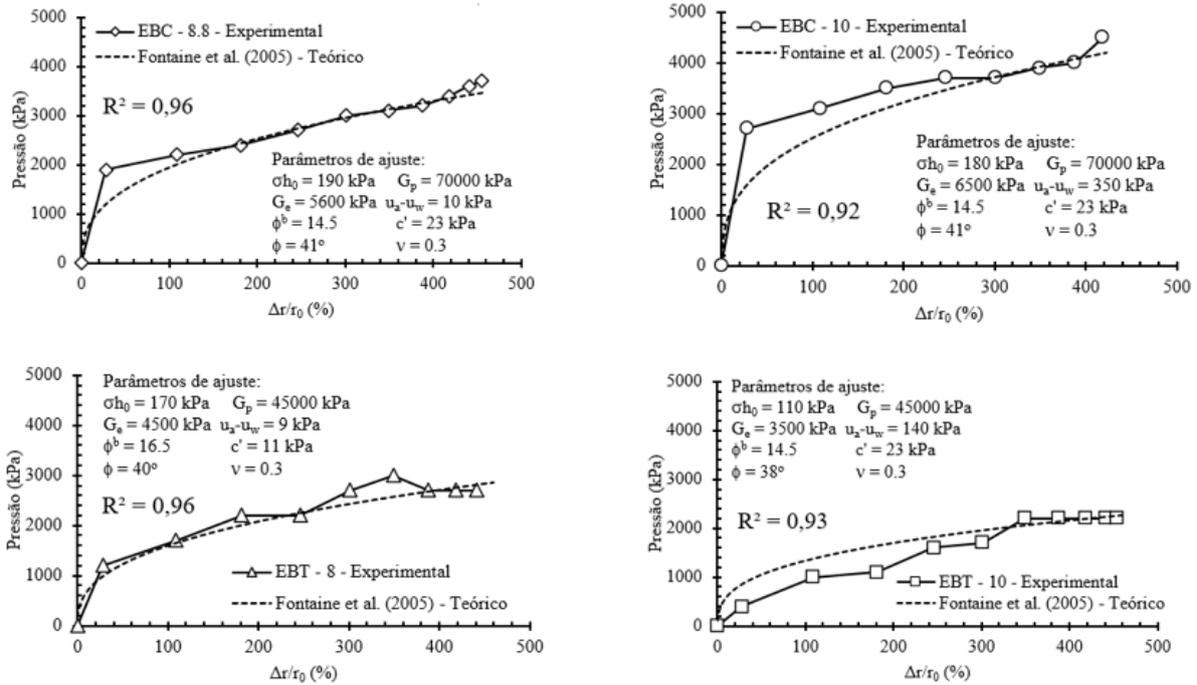


Figura 4.84. Curvas pressão corrigida *versus* deformação circunferencial - 800 kPa.

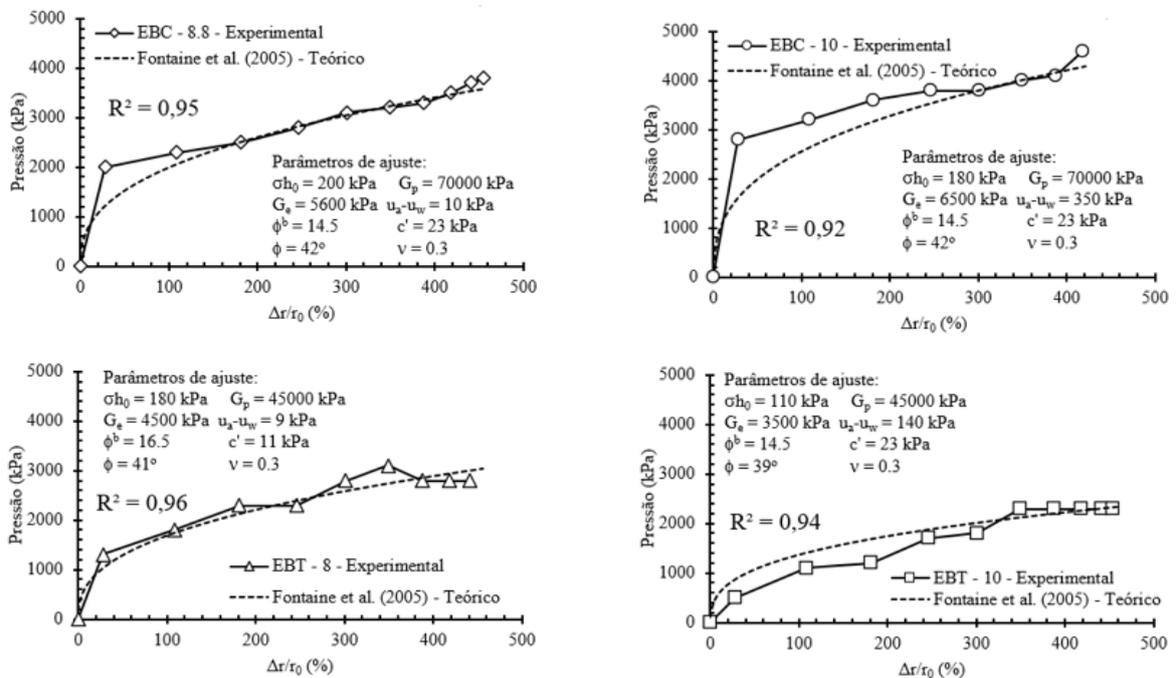


Figura 4.85. Curvas pressão corrigida *versus* deformação circunferencial - 700 kPa.

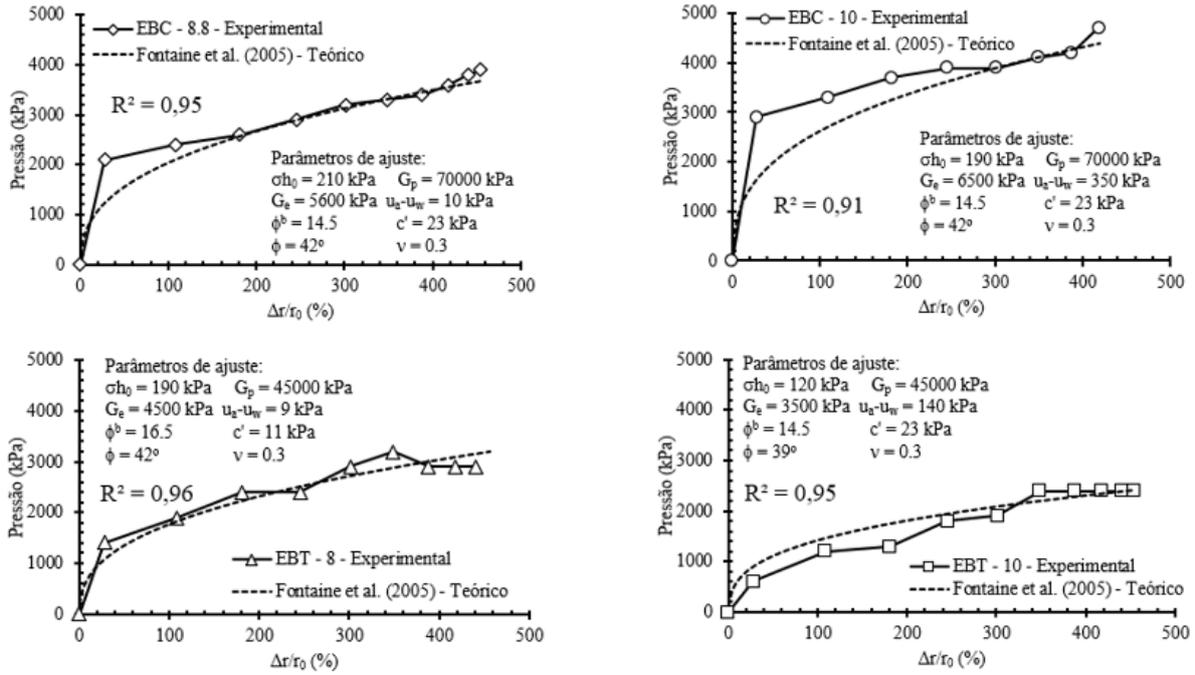


Figura 4.86. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 600 kPa.

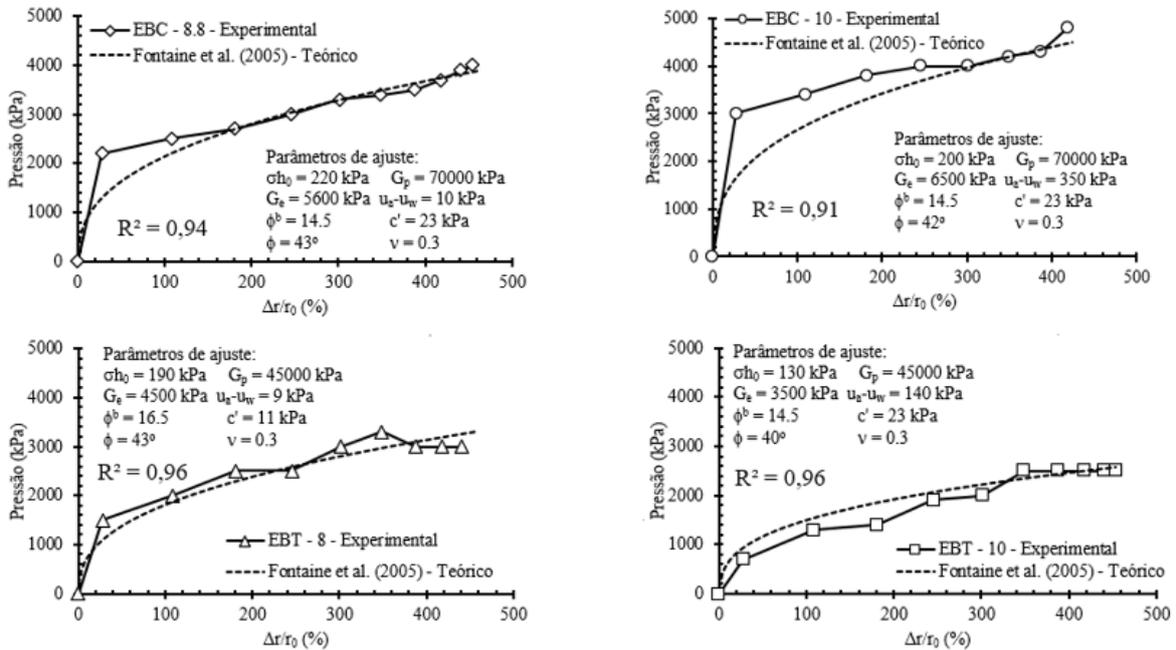


Figura 4.87. Curvas pressão corrigida versus deformação circunferencial - 500 kPa.

Todos os ajustes realizados a partir do modelo analítico modificado a partir de Cunha (1994) por Fontaine *et al.* (2005) apresentaram coeficientes de correlação de Pearson (0,90 a 0,96) superiores a 0,90, indicando assim correlações muito fortes. As Tabelas 4.16 a 4.19 apresentam uma análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB.

Tabela 4.16. Análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB - EBC – 8.8

Pressão (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	G_e (kPa)	G_p (kPa)	ϕ^b (°)	u_a-u_w (kPa)	σ_{h0} (kPa)	ν
1000	40	23	5600	70000	14,5	10	170	0,3
900	41	23	5600	70000	14,5	10	180	0,3
800	41	23	5600	70000	14,5	10	190	0,3
700	42	23	5600	70000	14,5	10	200	0,3
600	42	23	5600	70000	14,5	10	210	0,3
500	43	23	5600	70000	14,5	10	220	0,3
Média	41,5	23	5600	70000	14,5	10	195	0,3
Desvio Padrão	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	18,7	0,00
CV (%)	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,6	0,0

Tabela 4.17. Análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB - EBC – 10

Pressão (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	G_e (kPa)	G_p (kPa)	ϕ^b (°)	u_a-u_w (kPa)	σ_{h0} (kPa)	ν
1000	40	23	6500	70000	14,5	350	170	0,3
900	41	23	6500	70000	14,5	350	170	0,3
800	41	23	6500	70000	14,5	350	180	0,3
700	42	23	6500	70000	14,5	350	180	0,3
600	42	23	6500	70000	14,5	350	190	0,3
500	42	23	6500	70000	14,5	350	200	0,3
Média	41,3	23,0	6500	70000	14,5	350	181,7	0,3
Desvio Padrão	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	11,7	0,00
CV (%)	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,4	0,0

Tabela 4.18. Análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB - EBT – 8

Pressão (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	G_e (kPa)	G_p (kPa)	ϕ^b (°)	u_a-u_w (kPa)	σ_{h0} (kPa)	ν
1000	38	11	4500	45000	16,5	9	170	0,3
900	39	11	4500	45000	16,5	9	170	0,3
800	40	11	4500	45000	16,5	9	170	0,3
700	41	11	4500	45000	16,5	9	180	0,3
600	42	11	4500	45000	16,5	9	190	0,3
500	43	11	4500	45000	16,5	9	190	0,3
Média	40,5	11	4500	45000	16,5	9	178,3	0,3
Desvio Padrão	1,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,8	0,00
CV (%)	4,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,5	0,0

Tabela 4.19. Análise estatística dos parâmetros ajustados para pressões requeridas para superar a rigidez inicial do sistema EB - EBT – 10

Pressão (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	G_e (kPa)	G_p (kPa)	ϕ^b (°)	u_a-u_w (kPa)	σ_{h0} (kPa)	ν
1000	36	23	3500	45000	14,5	140	100	0,3
900	37	23	3500	45000	14,5	140	100	0,3
800	38	23	3500	45000	14,5	140	110	0,3
700	39	23	3500	45000	14,5	140	110	0,3
600	39	23	3500	45000	14,5	140	120	0,3
500	40	23	3500	45000	14,5	140	130	0,3
Média	38,2	23,0	3500	45000	14,5	140,0	111,7	0,3
Desvio Padrão	1,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11,69	0,00
CV (%)	3,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,5	0,0

As curvas teóricas ajustadas para o EBC – 8.8 mostraram um bom ajuste (com um coeficiente de determinação R^2 de cerca de 0,95) quando comparadas às curvas experimentais corrigidas. Neste ajuste, o ângulo de atrito efetivo experimentou um acréscimo de 29° para valores que variam entre 40 e 43°, ao passo que o valor de G_e foi reduzido, mas manteve-se na mesma ordem de grandeza do valor inicial. O valor de G_p foi aumentado em uma ordem de grandeza, cerca de 10 vezes o valor inicial de G_e , como previsto em uma das hipóteses simplificadoras consideradas. Os valores de coesão efetiva, sucção e coeficiente de Poisson permaneceram inalterados. Os valores de N_{SPT} nesta profundidade variam entre 21 e 26 golpes e os valores de q_c entre 3,8 a 5,1 MPa. Pelo fato do EBC – 8.8 estar assente em uma profundidade caracterizada por uma zona de transição entre o horizonte laterizado e o saprólito, sendo esta camada composta por concreções lateríticas, seria possível admitir tensões horizontais efetivas da ordem de 170 a 220 kPa.

As curvas teóricas para o EBC – 10 exibiram ajustes satisfatórios (com um coeficiente de determinação R^2 de aproximadamente 0,92) comparadas às curvas experimentais corrigidas. Neste ajuste, o ângulo de atrito efetivo experimentou um acréscimo de 29° para valores que variam entre 40 e 42°, enquanto o valor de G_e foi reduzido, porém mantido na mesma ordem de grandeza quando comparado com o valor inicial. De acordo com uma das hipóteses simplificadoras, o valor de G_p foi aumentado em cerca de 10 vezes o valor inicial de G_e . Não houve alteração nos valores de coesão efetiva e coeficiente de Poisson.

A uma profundidade de 10 m, o valor inicial de sucção é de cerca de 500 kPa para uma umidade natural de cerca de 30%, conforma as curvas características apresentadas por (Guimarães, 2002). No entanto, para ajustar a curva, foi necessário reduzir esse valor para 300 kPa. Embora pareça uma redução significativa, deve-se considerar que a escala de sucção

é dada em uma escala logarítmica. Portanto, uma pequena variação na umidade pode resultar em uma grande variação absoluta na sucção. Os valores de N_{SPT} nesta profundidade variam entre 27 e 29 golpes e os valores de q_c entre 2,5 a 5,3 MPa. Devido à localização do EBC - 10 em uma camada de solo saprolítico, que apresenta características semelhantes às de uma rocha, foi considerado valores de tensão horizontal efetiva entre 170 a 200 kPa e ângulos de atrito em torno de 40°.

Os resultados obtidos por meio dos ajustes dos parâmetros de resistência do solo e dos estados de tensões estão em consonância com as informações apresentadas na literatura no que se refere aos solos residuais (Cardoso, 2002; Viana da Fonseca e Coutinho, 2008; Viana da Fonseca, 2008; Ludemann et al. 2018). Isso corrobora a validade das hipóteses simplificadoras adotadas na presente pesquisa e reforça a importância de se considerar as características específicas do solo em estudos de geotecnia, a fim de obter resultados confiáveis e precisos.

Entre as curvas ajustadas, a curva teórica correspondente ao EBT – 10 foi a que apresentou o ajuste menos satisfatório, no entanto ainda indicando correlações muito fortes com a curva experimental (coeficientes de determinação R^2 superiores a 0,9). Observou-se que os valores ajustados para parâmetros como G_e e sucção foram significativamente inferiores aos esperados, em comparação com os valores iniciais. Adicionalmente, constatou-se que a tensão aplicada no maciço varia entre 2 e 2,5 MPa, a depender da pressão requerida para superar a rigidez inicial do sistema EB, ao passo que para o EBC – 10, a curva obtida sugere tensões de 4,3 a 4,8 MPa, também condicionadas à pressão necessária para vencer a rigidez inicial do sistema EB, em uma profundidade equivalente.

As curvas teóricas ajustadas para o EBT – 8, quando comparadas com as curvas experimentais, apresentaram ajustes razoáveis e condizentes com os parâmetros iniciais para a profundidade em que está assentado (com um coeficiente de determinação R^2 de aproximadamente 0,96). Além disso, os valores de ajuste para o ângulo de atrito efetivo, tensão horizontal efetiva e sucção são coerentes com os valores apresentados. O EBT – 8 está situado em uma zona de transição entre o horizonte laterítico e o saprolito, assim como o EBC – 8.8. A resistência do solo situado neste horizonte pode explicar as tensões horizontais efetivas da ordem de 170 a 190 kPa obtidas, bem como ângulos de atrito da ordem de 40°.

Assim, apesar das limitações dos dados e das hipóteses simplificadoras, é possível inferir que a melhoria no comportamento do solo, com a instalação da tecnologia Expander Body, deve-se à alteração do estado de tensões do solo, mudança dos parâmetros de resistência iniciais (pré-expansão) e acréscimo significativo da ponta da estaca (Figura 4.88). As Figuras 4.89 a

4.92 exibem a comparação dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EB (expansão).

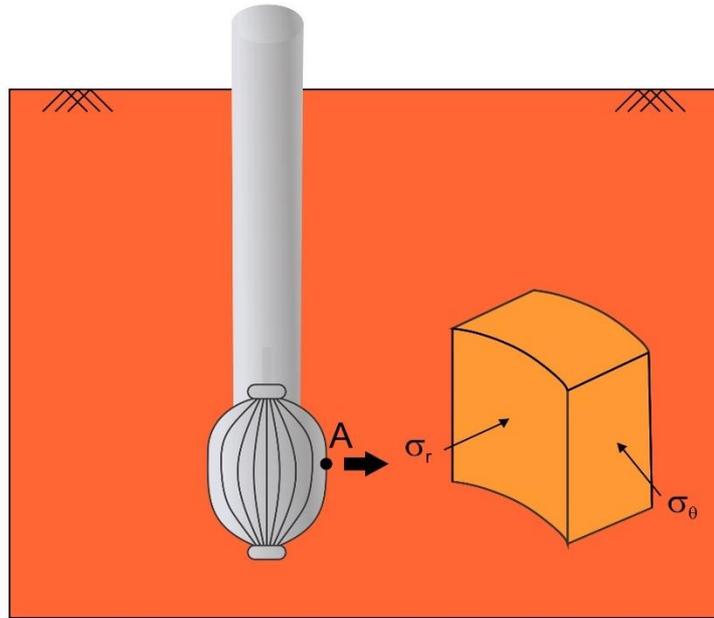


Figura 4.88. Alteração do estado de tensões no solo devido a expansão do EB.

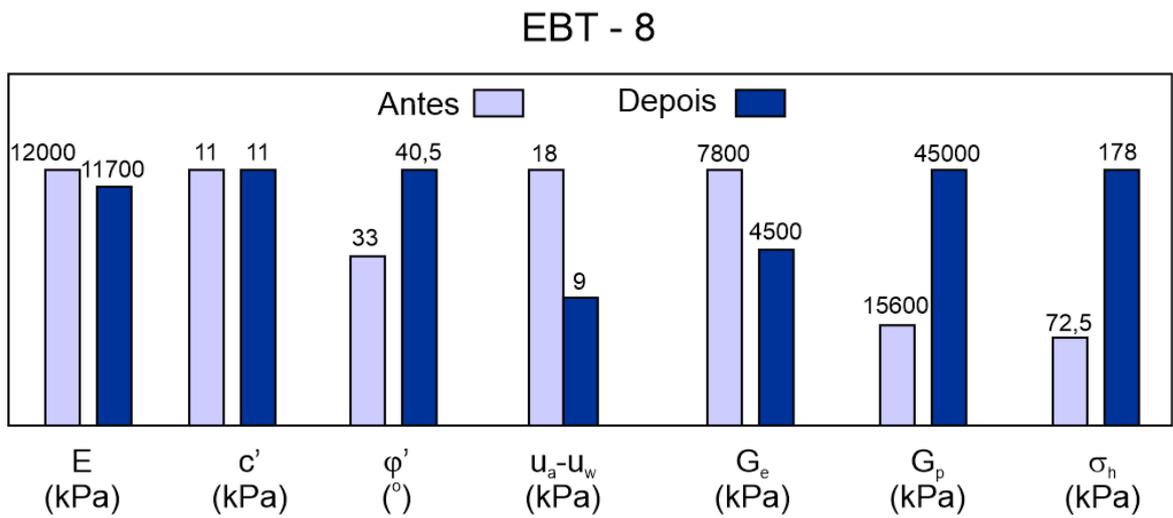


Figura 4.89. Alteração dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EBT - 8 (sem escala).

EBC - 8.8

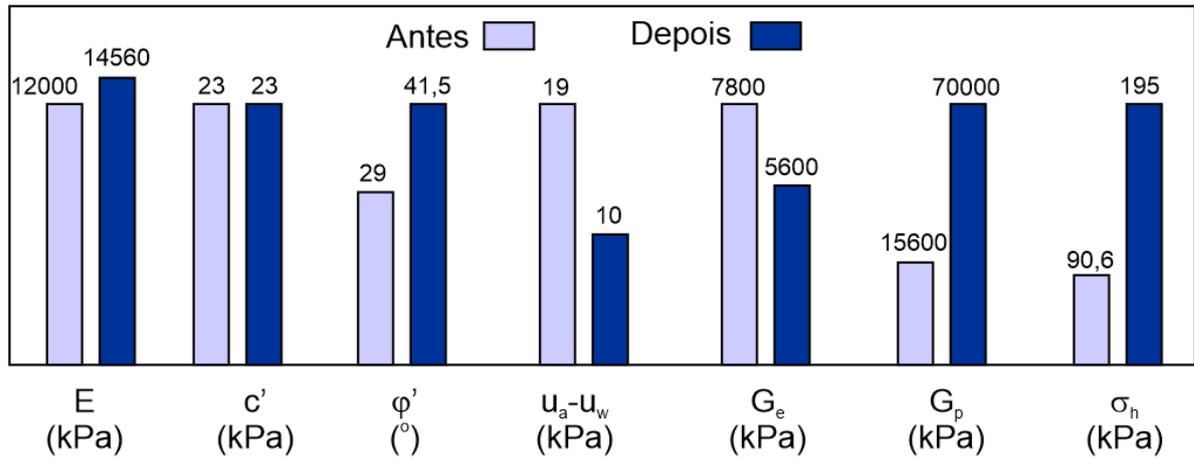


Figura 4.90. Alteração dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EBC – 8.8 (sem escala).

EBC - 10

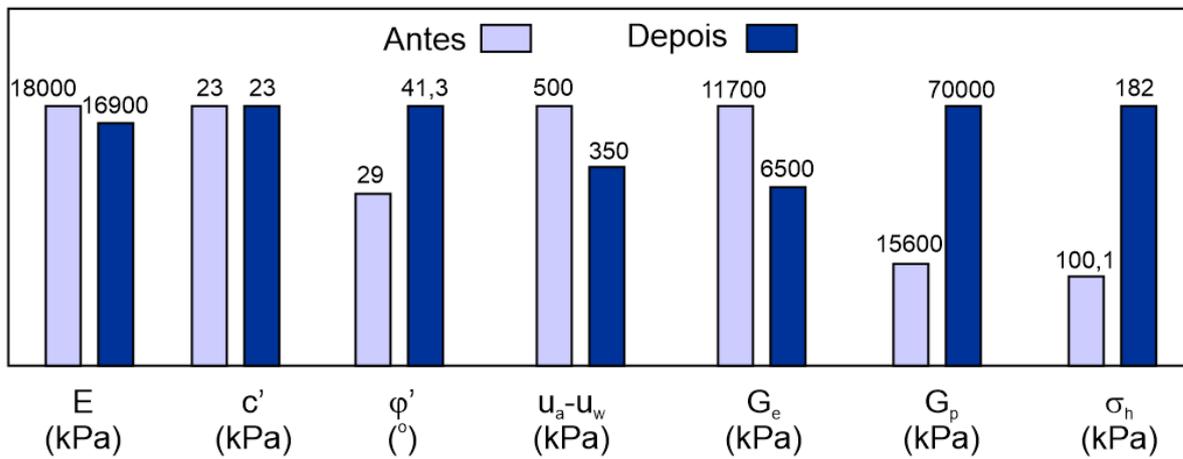


Figura 4.91. Alteração dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EBC – 10 (sem escala).

EBT - 10

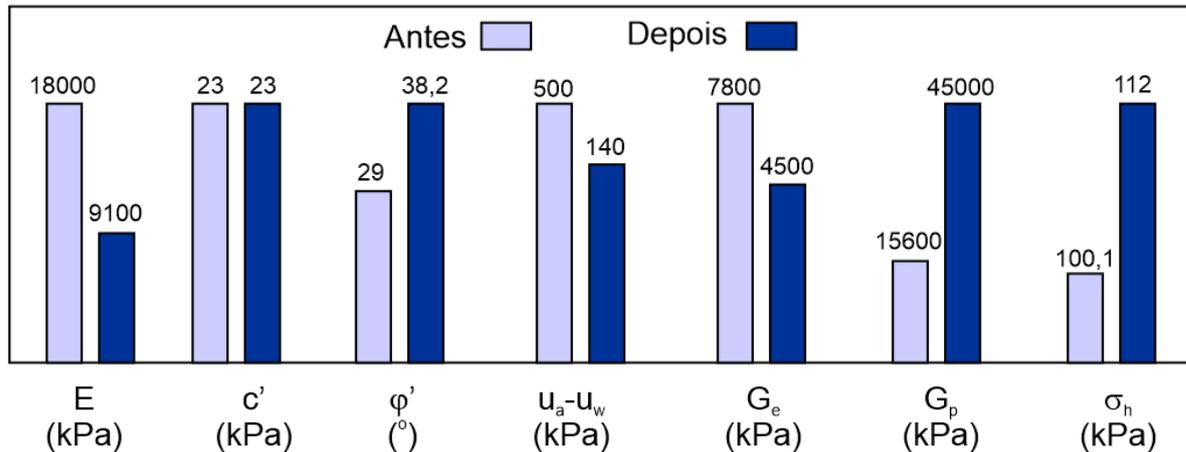


Figura 4.92. Alteração dos parâmetros de ajuste médios antes e após a primeira etapa de injeção do EBT – 10 (sem escala).

A modelagem teórica das curvas de pressão corrigida *versus* deformação circunferencial do *Expander Body* são baseadas na escolha de parâmetros e na avaliação da qualidade do ajuste das curvas. A interdependência dos parâmetros (c , ϕ , σ_{h0} e G) reduz a possibilidade de erros grosseiros na interpretação dos resultados, mas escolher valores pouco realistas pode afetar o ajuste. Embora essa abordagem não seja determinística na obtenção dos parâmetros, ela pode fornecer um ajuste satisfatório, embora não único. É necessário o julgamento geotécnico e o bom senso para escolher o conjunto de parâmetros representativo. Outros ensaios *in situ*, como o CPT e SPT, podem fornecer informações importantes para calibrar os parâmetros de resistência do solo.

Adicionalmente, observa-se que a interpretação das curvas pressão *versus* volume de expansão do EB foram ajustadas de forma razoavelmente satisfatória a partir do método analítico de expansão de cavidade proposto por Cunha (1994) e modificado por Fontaine *et al.* (2005), visto que os parâmetros ajustados apresentam valores condizentes com o tipo de solo e a profundidade na qual estão instalados, além de apresentarem valores de coeficiente de determinação R^2 superiores a 0,90.

4.7. ANÁLISE NUMÉRICA DAS PROVAS DE CARGA

Neste item são apresentadas as análises numéricas das provas de carga estáticas realizadas nas estacas EEC – 10, EBC – 10, EET – 10, EBT – 10, bem como as curvas de transferência de carga e as superfícies de ruptura das estacas. As estacas foram "instrumentadas" a partir da

análise de pontos de Gauss situados ao longo do fuste nas profundidades de 0,02 m (secção de referência), 1,5 m, 3,5 m, 5 m, 7,0 m, 8,5 m, 9 m (apenas para estacas com EB) e 9,9 m, conforme mostrado na Figura 3.61. As Figuras 4.93 e 4.94 mostram as curvas de carga *versus* recalque das estacas EBC – 10 e EBT – 10, obtidas por meio de experimentos realizados em campo e análises numéricas. O solo foi modelado usando o modelo *Hardening Soil*, enquanto o material da estaca foi modelado com um modelo elástico linear. Nesta pesquisa foi utilizada uma análise bidimensional com condição de axissimétrico e com deslocamentos prescritos para fins de análise.

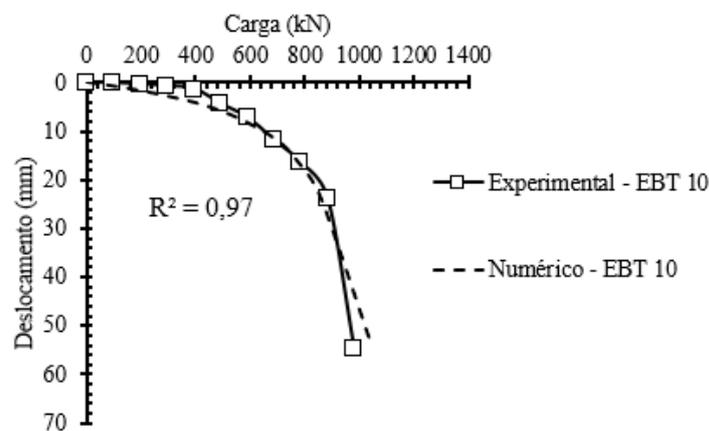


Figura 4.93. Curva carga *versus* deslocamento numérica e experimental: EBT – 10.

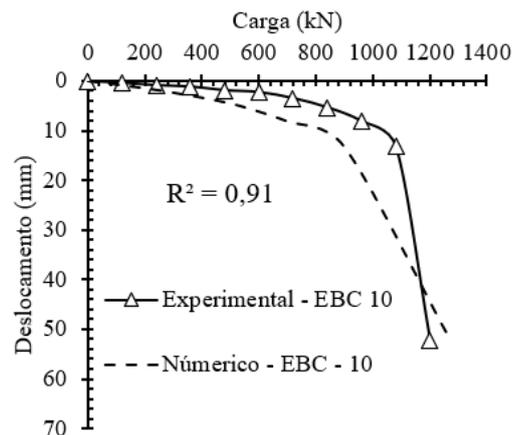


Figura 4.94. Curva carga *versus* deslocamento numérica e experimental: EBC – 10.

Os resultados previstos a partir da simulação numérica das provas de carga indicam que o uso desse método é adequado para o solo em questão. Isso é evidenciado pelo ajuste das curvas numéricas em relação às curvas experimentais, que apresentaram coeficientes de correlação de Pearson de 0,91 e 0,97, superiores a 0,90. Esses valores indicam uma boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais. Ao comparar os valores de deslocamentos obtidos na análise numérica e na prova de carga da estaca EBC – 10, foi possível observar que a rigidez é

menor em relação ao resultado da prova de carga para deslocamentos de até 41 mm, apesar de haver uma boa concordância da capacidade de carga total para um deslocamento convencional equivalente a $0,1\phi$ do fuste da estaca (30 mm), indicando valores de 1131 e 1120 kN. Ao passo que para a estaca EBT- 10, observou-se uma rigidez semelhante para os valores experimentais e numéricos. A capacidade de carga da estaca para as duas curvas é semelhante para distintos níveis de deslocamento, denotando valores de 869 e 862 kN para um deslocamento convencional equivalente a $0,1\phi$ do fuste da estaca (25 mm).

No *software* Plaxis, os pontos de plastificação referem-se aos pontos no solo onde a relação tensão-deformação muda do comportamento elástico para o comportamento plástico. Nestes pontos, o solo atinge sua resistência máxima e começa a deformar-se plasticamente. Os pontos de plastificação são importantes na engenharia geotécnica porque podem indicar o mecanismo de ruptura e fornecer informações sobre a estabilidade e o comportamento de deformação do solo. Esses pontos são identificados com base em um conjunto pré-definido de critérios, como a relação entre a tensão desviadora e a tensão média efetiva, e são usados para calcular a resistência ao cisalhamento do solo e as características de deformação.

As Figuras 4.95 a 4.98 apresentam as distribuições dos pontos de plastificação encontrados durante o estágio de carregamento máximo das fundações ensaiadas durante a prova de carga. Já os pontos de tração correspondem às regiões em que as tensões se encontram em estado de tração, o que pode indicar um possível deslocamento do solo nessa área.

Observa-se que para as estacas sujeitas à compressão os pontos de plastificação ocorrem ao longo do fuste e da base da fundação, enquanto nas estacas submetidas à tração, os pontos de plastificação ocorrem majoritariamente ao longo do fuste da estaca. As estacas equipadas com a tecnologia EB possuem uma base alargada devido a expansão do EB, desta forma, a ocorrência dos pontos de tração logo acima do EB na estaca submetida à compressão é esperada, pois devido a diferença de diâmetro do fuste e da base da estaca e do deslocamento da estaca a medida que o carregamento é aplicado, espera-se que as partículas de solo adjacente a esta região apresentem um deslocamento significativo, o que possivelmente explicaria os pontos de tração verificados pela análise numérica. Nas estacas de tração, observa-se a uma maior ocorrência de concentração de pontos de tração nas regiões próximas a base e na superfície do terreno, indicando assim pontos de elevado deslocamento, os quais podem estar associados a potencial superfície de ruptura.

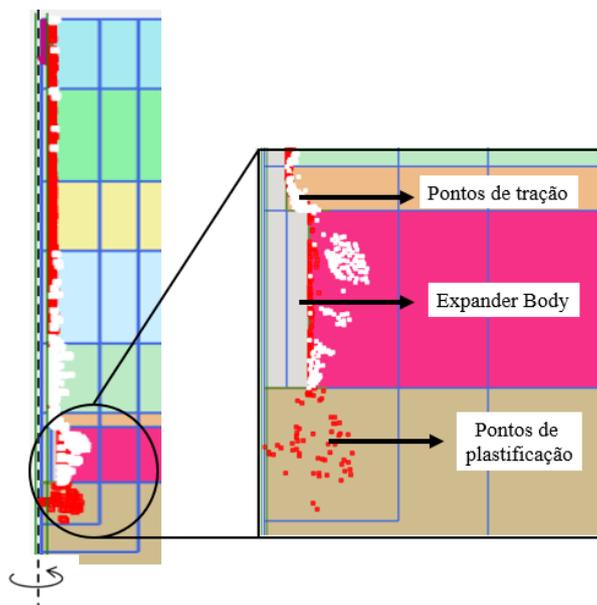


Figura 4.95. Pontos de plastificação e de tração em regiões do *Expander Body*: EBC – 10.

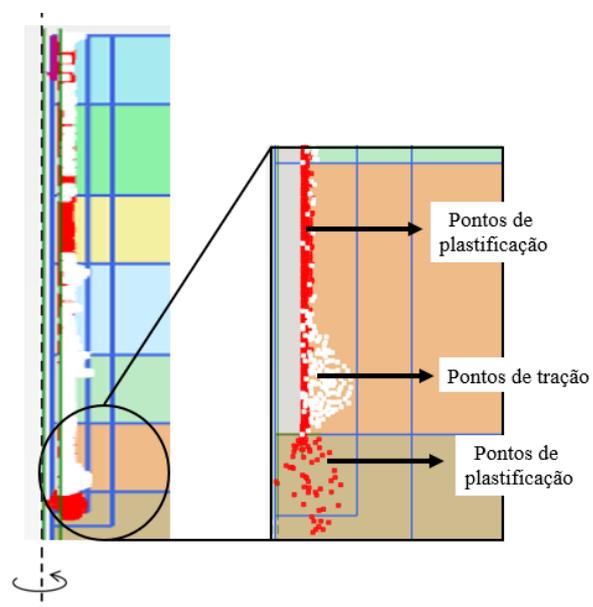


Figura 4.96. Pontos de plastificação e de tração da estaca EEC – 10.

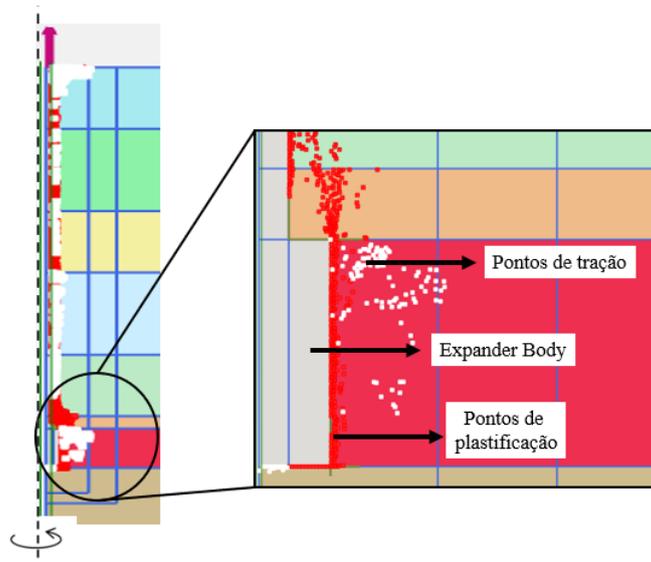


Figura 4.97. Pontos de plastificação e de tração em regiões do *Expander Body*: EBT – 10.

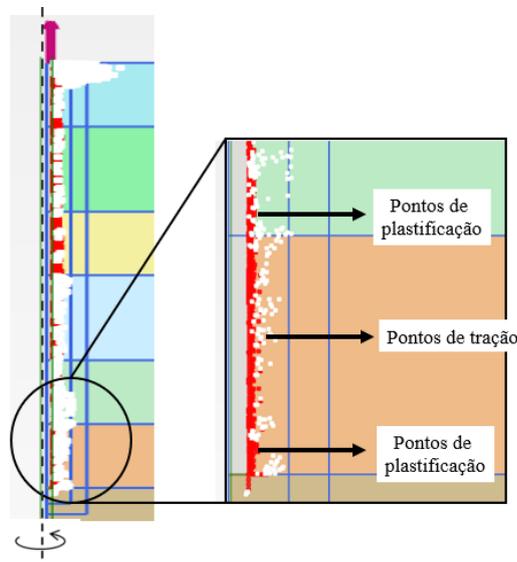


Figura 4.98. Pontos de plastificação e de tração da estaca EET – 10.

Nas Figuras 4.99 a 4.103 são apresentadas as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade de todas as estacas escavadas convencionais e estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB, para os carregamentos de compressão e tração equivalentes a deslocamentos de 0,01, 0,25, 0,5 e 0,1 ϕ . Observa-se, nestas Figuras, que há uma tendência ao paralelismo, nas retas associadas aos estágios de carregamento correspondentes a um deslocamento de 0,05 e 0,1 ϕ , indicando o esgotamento do atrito lateral, sendo este comportamento semelhante ao observado por Albuquerque (2001) e Mota (2003). Os valores de carga obtidos em cada "nível instrumentado" das estacas avaliadas são apresentados nas Tabelas 4.20 a 4.23.

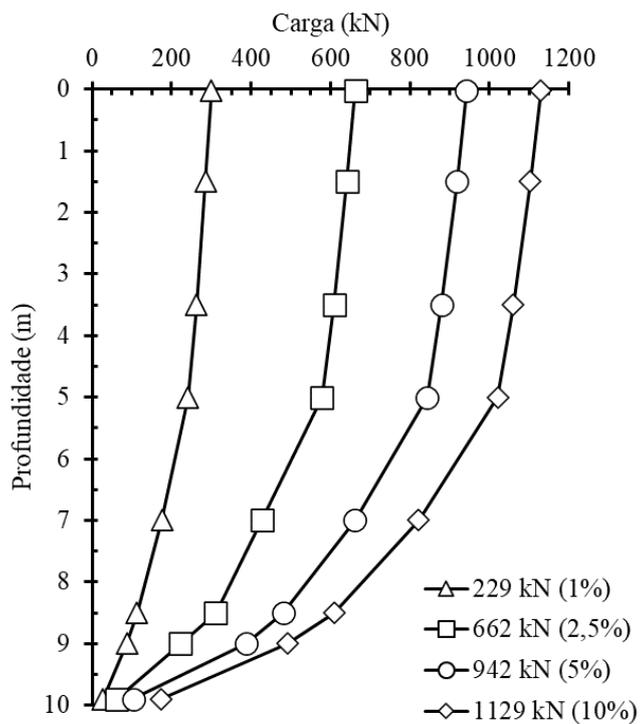


Figura 4.99. Transferência de carga da estaca EBC - 10.

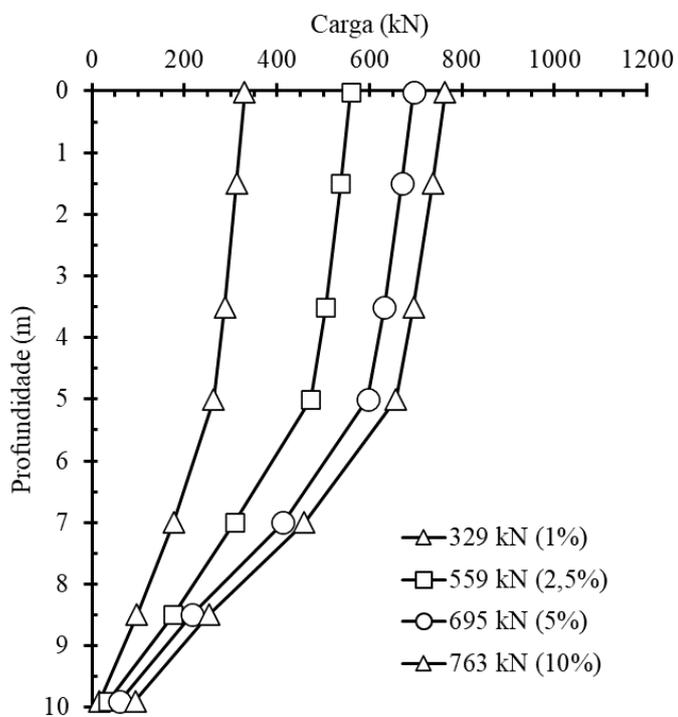


Figura 4.100. Transferência de carga da estaca EEC - 10.

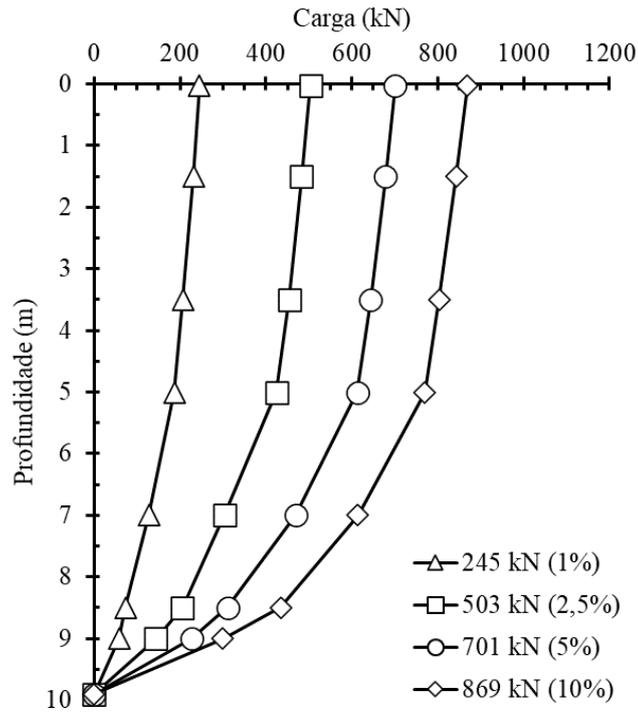


Figura 4.101. Transferência de carga da estaca EBT – 10.

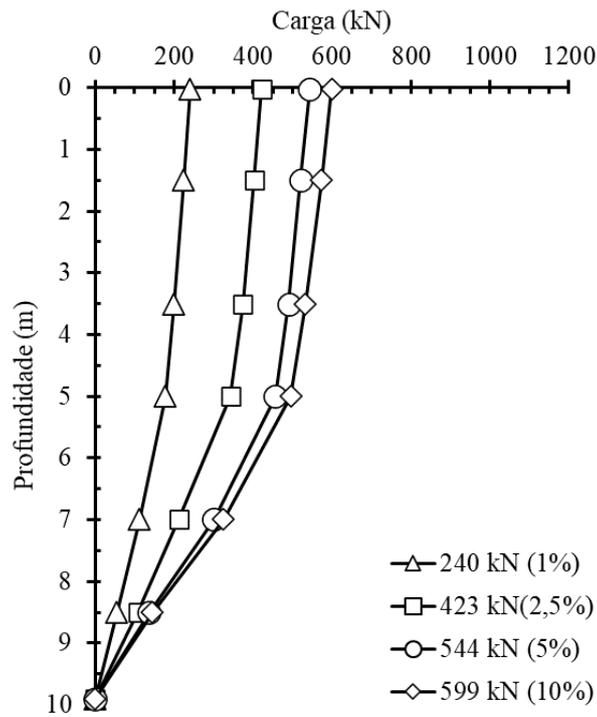


Figura 4.102. Transferência de carga da estaca EET – 10.

Tabela 4.20. Valores de carga no topo, em diferentes níveis, e porcentagem de ponta estaca EBC – 10

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)							Ponta*	% ponta
	1,5 m	3,5 m	5 m	7 m	8,5 m	9 m	9,9 m		
0	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
299	285	262	241	175	113	87	26	26,3	2
662	641	609	577	427	310	222	62	62,1	5
942	918	880	843	662	481	387	103	103,4	9
1129	1102	1060	1021	822	609	491	174	173,8	15

*Valor extrapolado

Tabela 4.21. Valores de carga no topo, em diferentes níveis, e porcentagem de ponta estaca EEC – 10

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)						Ponta*	% ponta
	1,5 m	3,5 m	5 m	7 m	8,5 m	9,9 m		
0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
329	313	287	263	176	97	16	15,8	2
559	537	505	472	308	176	34	34,1	4
695	670	632	597	413	216	60	59,9	8
763	737	695	657	459	252	94	93,8	12

*Valor extrapolado

Tabela 4.22. Valores de carga no topo, em diferentes níveis, e porcentagem de ponta estaca EBT – 10

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)						9,9 m	% ponta
	1,5 m	3,5 m	5 m	7 m	8,5 m	9 m		
0	0	0	0	0	0	0	0	0
245	231	206	186	127	73	58	0	0
503	483	454	425	304	206	143	0	0
701	679	644	612	468	310	226	0	0
869	844	804	770	614	434	299	0	0

Tabela 4.23. Valores de carga no topo, em diferentes níveis, e porcentagem de ponta estaca EET – 10

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)						9,9 m	% ponta
	1,5 m	3,5 m	5 m	7 m	8,5 m	9 m		
0	0	0	0	0	0	0	0	0
240	225	199	178	112	54	19	0	0
423	402	374	343	212	108	62	0	0
544	520	490	456	300	137	50	0	0
599	573	533	496	325	145	57	0	0

Ao avaliar as Tabelas 4.20 a 4.23, é possível constatar que a maior parte da carga aplicada na parte superior do solo foi absorvida pelo atrito lateral. Verificou-se que a resistência por

atrito lateral absorveu 85% e 88% das cargas aplicadas nas estacas EBC – 10 e EEC – 10, respectivamente, quando submetidas à compressão. Enquanto a resistência de ponta absorveu 15% e 12% das cargas nas estacas EBC – 10 e EEC – 10, respectivamente. Além disso, observou-se que nas estacas submetidas à tração, houve mobilização de 100% da resistência por atrito lateral para ambos os tipos de estacas (EBT – 10 e EET – 10). A distribuição de carga em profundidade segue uma lei parabólica, conforme sugerido por Fellenius (2002), em que o esforço normal na fundação é distribuído de forma parabólica ao longo da profundidade.

As Figuras 4.103 a 4.106 apresentam o comportamento da distribuição do atrito lateral unitário ao longo da profundidade.

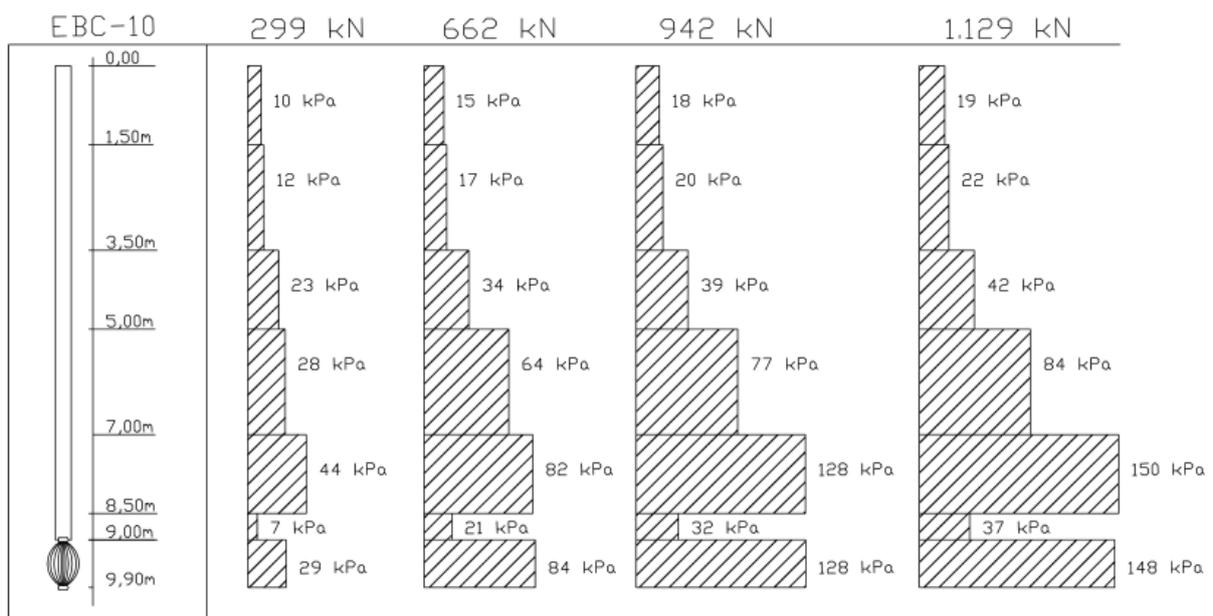


Figura 4.103. Atrito lateral ao longo da profundidade – estaca EBC – 10.

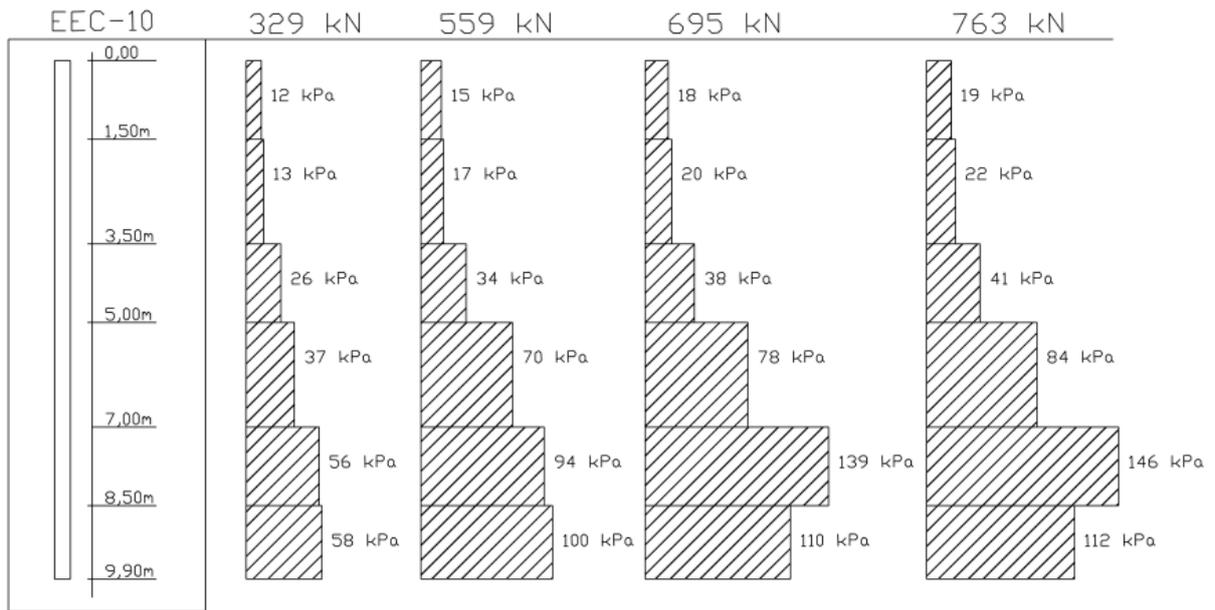


Figura 4.104. Atrito lateral ao longo da profundidade – estaca EEC – 10.

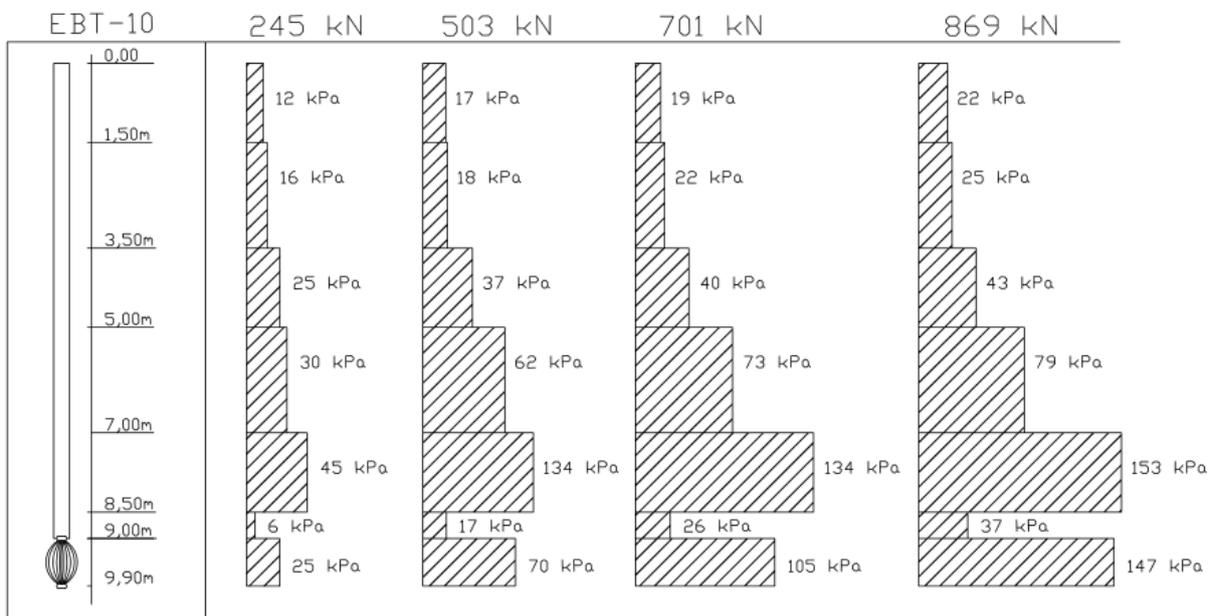


Figura 4.105. Atrito lateral ao longo da profundidade – estaca EBT – 10.

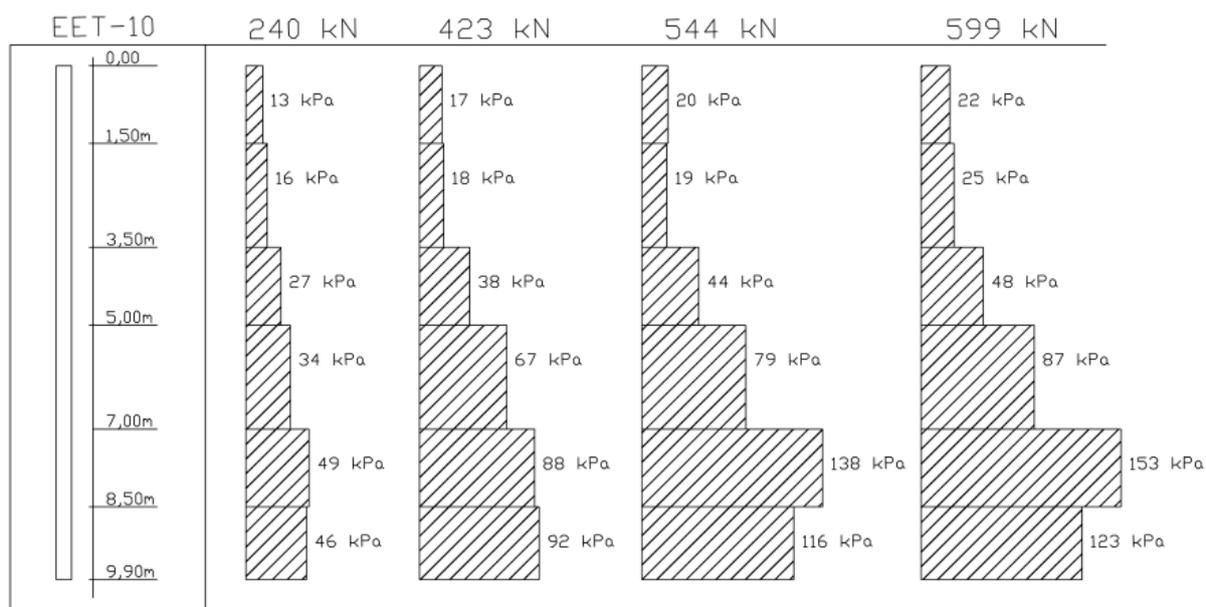


Figura 4.106. Atrito lateral ao longo da profundidade – estaca EET – 10.

Ao analisar as estacas escavadas convencionais, observa-se um acréscimo contínuo de atrito lateral até uma profundidade de 9,9 m para níveis de carregamento equivalentes a um deslocamento de $0,01$ e $0,025\phi$, indicando valores máximos de atrito lateral unitário de 92 e 100 kPa para as estacas EET – 10 e EEC – 10, respectivamente. Enquanto para níveis de carregamento equivalentes a um deslocamento de $0,05$ e $0,1\phi$, verificam-se valores máximos de atrito lateral unitário da ordem de 153 e 146 kPa para as estacas EET – 10 e EEC – 10, respectivamente, no trecho situado entre 7 e 8,5 m de profundidade, seguido de uma redução para valores de 123 e 112 kPa para as estacas EET – 10 e EEC – 10, respectivamente. Esta observação é explicada pelo fato da camada de solo situada entre 7 e 8,5 m de profundidade apresentar maior resistência (coesão significativamente superior a camada inferior) do que a camada situada entre 8,5 e 9,9 m de profundidade, sendo isto também verificado por Rebolledo *et al.* (2019) e nas retroanálises realizadas neste trabalho.

Na distribuição do atrito lateral unitário ao longo da profundidade das estacas EBT – 10 e EBC – 10, verifica-se um crescimento contínuo do atrito lateral unitário até uma profundidade equivalente a 9 m, a partir dessa profundidade até 9,5 m de profundidade, observa-se uma redução significativa do atrito lateral unitário por conta da pequena espessura da camada (0,5 m) seguido por um acréscimo considerável devido a processo de instalação da tecnologia EB na região considerada, entre 9 e 9,9 m de profundidade. Para níveis de carregamento equivalentes a um deslocamento de $0,01$ e $0,025\phi$, verificam-se valores de atrito lateral unitário da ordem de 83 e 82 kPa para as estacas EBT – 10 e EBC – 10 no trecho situado entre 7 e 8,5 m

de profundidade, enquanto para o trecho situado entre 9 e 9,9 m de profundidade, valores de atrito lateral unitário da ordem de 70 e 84 kPa para as estacas EBT – 10 e EBC – 10, respectivamente. Apesar de apresentarem valores de atrito lateral unitário semelhantes, a resistência por atrito lateral da camada situada entre 9 e 9,9 m de profundidade é aproximadamente o dobro da camada situada entre 7 e 8,5 m de profundidade, pois neste trecho, o EB expandido apresenta uma área lateral de aproximadamente o dobro do verificado na camada anteriormente indicada, bem como uma maior densificação do solo adjacente devido a expansão do EB. Tal diferença é acrescida para níveis de carregamento equivalentes a um deslocamento de $0,05$ e $0,1\phi$, indicando valores de atrito lateral unitário da ordem de 153 e 150 kPa para as estacas EBT – 10 e EBC – 10 no trecho situado entre 7 e 8,5 m de profundidade, enquanto para o trecho situado entre 9 e 9,9 m de profundidade, valores de atrito lateral unitário da ordem de 148 kPa para as estacas EBT – 10 e EBC – 10 são verificados, respectivamente.

Ao comparar o atrito lateral unitário do solo na região adjacente a profundidade de instalação do EB (trecho situado entre 9 e 9,9 m) das estacas equipadas com EB e estacas escavadas convencionais sujeitas à compressão, verifica-se um acréscimo de 30% da resistência por atrito lateral ao avaliar a estaca EBC – 10 em relação à estaca EEC – 10. Para as estacas submetidas à tração (EBT – 10 e EET – 10), o acréscimo observado foi da ordem de 31%.

A compreensão do mecanismo de ruptura de estacas equipadas com a tecnologia EB pode auxiliar no projeto e dimensionamento adequados deste novo tipo de tecnologia acoplada a base de fundações. As Figuras 4.107 a 4.110 apresentam a tensão cisalhante relativa no plano x-y (razão entre τ_{xy} e τ_{max}), no qual τ_{xy} é a tensão cisalhante ou o raio do círculo de Mohr no plano x-y e τ_{max} é o raio máximo permitido de um círculo de Mohr que toca a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. A superfície de ruptura é caracterizada pela relação $\tau_{xy}/\tau_{max} = 1$, deste modo, para estacas sujeitas a tração, observa-se que a superfície de ruptura da estaca EET – 10 ocorre ao longo do fuste da estaca no sentido vertical e com uma extensão horizontal de aproximadamente 1ϕ (0,25 m) até atingir a superfície do terreno, onde a mesma indica um acréscimo da sua extensão horizontal até 0,88 m (3ϕ). Isto sugere uma superfície de ruptura simplificada do tipo tronco de cone com um ângulo de geratriz da superfície de ruptura de aproximadamente 5° , sendo este convergente com o valor do ângulo de geratriz da superfície de ruptura que resulta numa razão entre a capacidade de carga estimada e medida próxima a unidade para o método de Shanker *et al.* (2007) ao analisar a estaca escavada convencional sujeita à tração. No entanto, a Figura 4.94 indica que o mecanismo de ruptura evidenciado da estaca EET – 10 assemelha-se a uma superfície curvilínea tangencial ao nível do terreno, similar a proposta por Balla (1961).

De modo análogo, a estaca EBT – 10 evidencia um mecanismo de ruptura semelhante à da estaca EET – 10, porém com uma maior mobilização das tensões cisalhantes na base da estaca, situada nas adjacências da região do EB, reforçando assim a hipótese de que a instalação do EB densifica o solo circundante a cota de assentamento do elemento de fundação devido as tensões induzidas ao maciço terroso devido a primeira etapa de injeção (expansão do EB). Ao considerar uma superfície de ruptura simplificada do tipo tronco de cone, a estaca EBT – 10 denota um ângulo de geratriz da superfície de ruptura de aproximadamente $4,3^\circ$. A superfície de ruptura da estaca EBT – 10 ocorre ao longo do fuste da estaca, no sentido vertical, e se estende horizontalmente por cerca de $1\phi_{EB}$ (0,60 m) na região correspondente à cota de assentamento. Na região do fuste até atingir a superfície do terreno, a extensão horizontal da superfície de ruptura é de aproximadamente 1ϕ (0,25 m), aumentando para 0,75 m (3ϕ) na superfície do terreno.

A Figura 4.108 descreve o mecanismo de ruptura evidenciado para a estaca EEC – 10, a qual assume um formato similar à de uma curva espiral logarítmica conforme sugerido por Meyerhof (1951) e De Beer (1963). A superfície de ruptura generalizada caracteriza-se por uma extensão da superfície de ruptura até o fuste da estaca a uma distância acima da cota de assentamento. No caso da estaca EEC-10, a superfície de ruptura foi observada entre 0,3 m acima da ponta da estaca (1ϕ) e aproximadamente 0,8 m abaixo da ponta (aproximadamente 3ϕ), em concordância com valores encontrados por outros pesquisadores na literatura científica (Meyerhof, 1951; De Beer, 1963; Altaee et al. 1992a; Altaee et al. 1992b; Eslami e Fellenius, 1997; Karimpour-Fard e Eslami, 2013; Van Baars, 2018).

A análise da superfície de ruptura da estaca EBC-10, exibida na Figura 4.91, mostrou uma tendência semelhante à da estaca EEC-10, com ampliação da região compreendida pela superfície de ruptura, que foi verticalmente abrangida entre 1,5 m (aproximadamente 5ϕ ou $2,5\phi_{EB}$) acima da base da estaca e 1,3 m abaixo da ponta (aproximadamente 4ϕ ou $2,2\phi_{EB}$). A extensão horizontal da superfície de ruptura da estaca EBC-10 é da ordem de 0,6 m ($1\phi_{EB}$) na zona de instalação do EB, ao passo ao longo do fuste da estaca, identifica-se a extensão horizontal da superfície de ruptura até 0,3 m (1ϕ), de modo análogo ao verificado para a estaca EEC-10. Esses resultados sugerem que a instalação do sistema EB modifica o mecanismo de ruptura de uma estaca convencional submetida a esforços de compressão e tração, conforme a hipótese proposta no Capítulo 1. Esses resultados ainda convergem com a zona de influência (3ϕ acima e abaixo da ponta da estaca) considerada na Figura 4.25 pelo método de capacidade

de carga baseado no CPT proposto por Philipponnat (1978), o qual indicou boas estimativas de capacidade de carga para estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB.

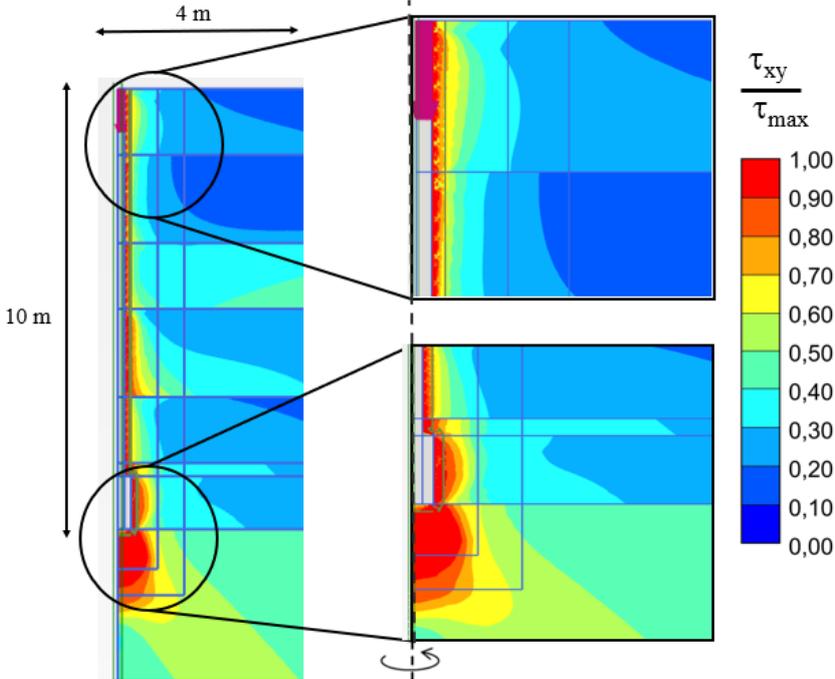


Figura 4.107. Tensão de cisalhamento relativa ao redor da ponta da estaca EBC – 10.

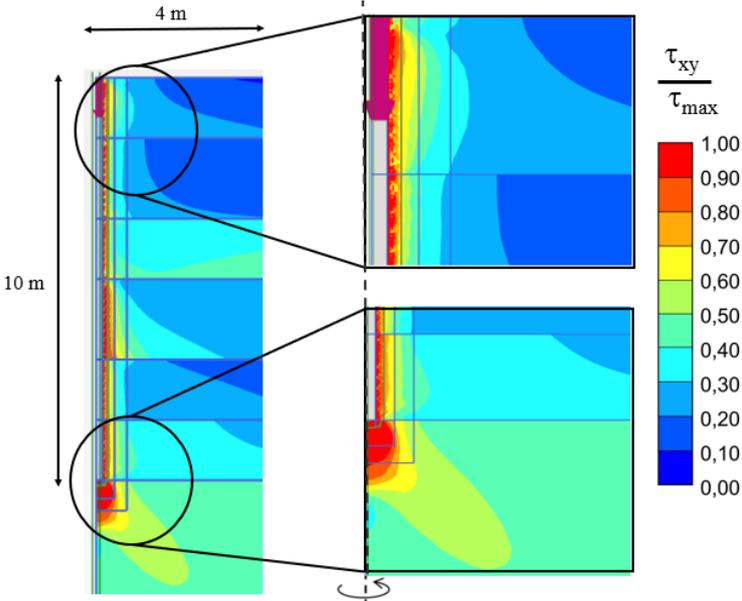


Figura 4.108. Tensão de cisalhamento relativa ao redor da ponta da estaca EEC – 10.

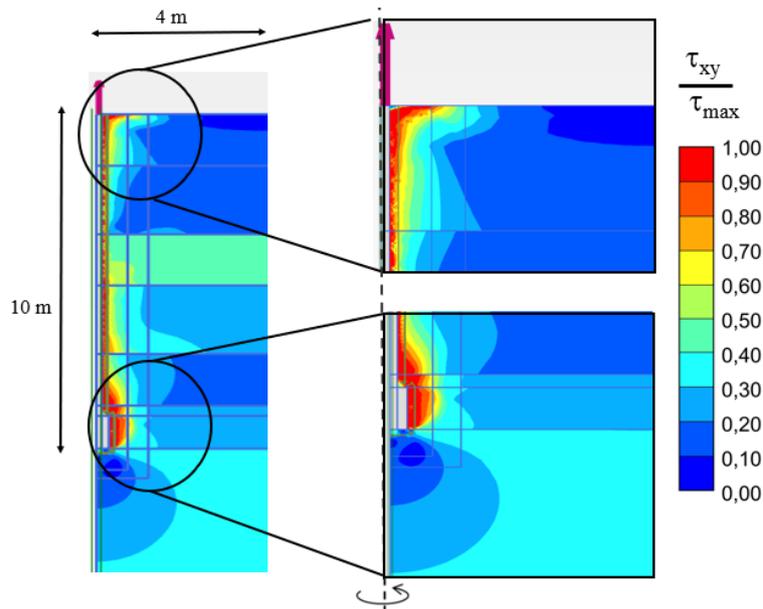


Figura 4.109. Tensão de cisalhamento relativa ao redor da ponta da estaca EBT – 10.

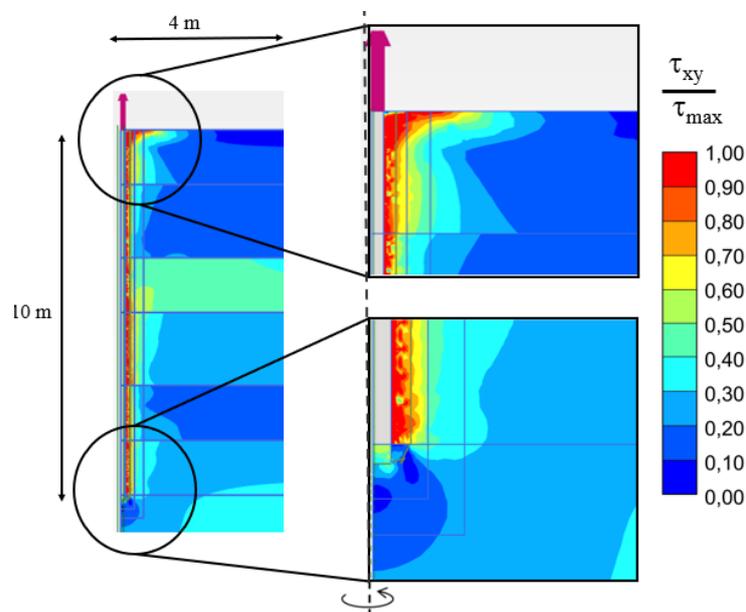


Figura 4.110. Tensão de cisalhamento relativa ao redor da ponta da estaca EET – 10.

Verifica-se ainda que para um deslocamento de $5\% \phi$, referente ao estado limite de serviço (carga de trabalho), a resistência de ponta unitária é de aproximadamente 847 e 366 kPa, para as estacas EEC – 10 e EBC – 10, respectivamente. Além disso, é importante notar que os parâmetros utilizados na calibração das análises numéricas devem ser selecionados com cautela. Isso se deve ao fato de que esses parâmetros levam em consideração a hipótese de que a proximidade entre as estacas escavadas convencionais (EEC – 10 e EET – 10) e as estacas equipadas com a tecnologia EB pode resultar em um aumento na rigidez e na capacidade de carga do solo adjacente às estacas convencionais devido à influência da expansão do EB.

4.8. PROPOSTA DE COEFICIENTES PRELIMINARES PARA METODOLOGIAS DE CAPACIDADE DE CARGA

Diversos fatores influenciam os coeficientes estatísticos utilizados no desenvolvimento de modelos para estimar a capacidade de carga de fundações por estacas. Esses fatores incluem o tipo de ensaio de carga utilizado, a definição do ponto de ruptura na avaliação da prova de carga, os procedimentos construtivos e seus efeitos nas propriedades e condições do solo. Por conseguinte, observa-se que a utilização de métodos de estimativa de capacidade de carga desenvolvidos em condições diferentes, tais como os métodos europeus ou americanos baseados em ensaios penetrométricos, como o SPT e o CPT, bem como ensaios do tipo PMT, que são aplicados no contexto sul-americano, devem ser validados localmente por meio de provas de carga, idealmente levadas à ruptura. Para garantir a confiabilidade e representatividade dos coeficientes adotados, é essencial realizar a validação local por meio de provas de carga que reflitam as condições do perfil estratigráfico analisado. Conseqüentemente, é fundamental levar em consideração as peculiaridades de cada região e o contexto geotécnico na seleção e aplicação dos métodos para a estimativa da capacidade de carga de fundações.

Com base nos resultados de distribuição de carga ao longo da profundidade verificados a partir das análises numéricas e da avaliação do mecanismo de transferência de carga efetuados pela metodologia de Décourt (1999), foram propostos valores de referência de modo a realizar a calibração dos coeficientes de capacidade de carga dos métodos semiempíricos de capacidade de carga com a maior eficiência segundo, o RD (*Ranking Distance*), e com a maior aplicabilidade prática em obras correntes para estacas escavadas convencionais e estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB, sujeitas à compressão e tração. A Tabela 4.24 apresenta os valores de referência de resistência por atrito lateral e ponta empregados para calibração dos coeficientes de capacidade de carga das metodologias selecionadas para análise. Pelo fato da transferência de carga das estacas obtidas a partir das análises numéricas e do método de Décourt (1999) apresentarem resultados dentro de uma mesma ordem de grandeza, os valores propostos por Décourt (1999) foram conseqüentemente utilizados como referência.

Para as estacas sujeitas à compressão foram selecionadas metodologias baseadas no ensaio SPT, incluindo Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996) e Meyerhof (1976). Já para os métodos baseados nos ensaios CPT e PMT, foram escolhidos Philipponnat (1978), Ménard (1963), Baguelin *et al.* (1978) e NFP 94-262 (2012), enquanto os teóricos selecionados foram Burland (1973), Vesic (1967) e Berezantzev *et al.* (1961). Para as estacas submetidas à tração foram selecionados os métodos de Shanker *et al.* (2007), Mors (1959) e Biarez e Barraud (1968).

Tabela 4.24. Valores de referência de resistência por atrito lateral e ponta empregados para calibração.

Estaca	Q_{máx} (kN)	Q_{adotado} (kN)	Q_{LREF} (kN)	Q_{PREF} (kN)
EEC – 8.8	550	570	449	121
EBC – 8.8	1000	820	730	93
EEC – 10	700	670	660	22
EBC – 10	1200	1120	1029	111
EET – 10	680	640	640	–
EBT – 10	980	880	880	–
EBT – 8	630	580	580	–

Legenda:

Q_{LREF} = Resistência por atrito lateral de referência interpretada a partir de prova de carga utilizando o método de Décourt (1999), em kN;

Q_{PREF} = Resistência de ponta de referência interpretada a partir de prova de carga utilizando o método de Décourt (1999), em kN;

Q_{adotada} = Carga de ruptura convencional.

As Tabelas 4.25 a 4.27 exibem coeficientes preliminares propostos para estimativas de maior precisão para alguns dos métodos de capacidade de carga analisados na pesquisa para estacas sujeitas à compressão. Além disso, são apresentadas as razões médias (Q_p/Q_m) entre as estimativas de capacidade de carga (Q_p) e o valor medido na prova de carga (Q_m) para as estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB e para as estacas escavadas convencionais.

Tabela 4.25. Coeficientes preliminares propostos - SPT.

Método	AV (1975)		DQ (1996)		MF (1976)		Q_p/Q_m	Q_p/Q_m	Q_p/Q_m
Tipo de estaca	F₁	F₂	α	β	m	n	AV (1975)	DQ (1996)	MF (1976)
Escavadas equipadas com a tecnologia EB	5	10	0,3	0,95	10	1	0,94	1,00	0,84
Escavada mecanicamente	2,5	5	0	1,6	25	0,8	0,95	0,96	0,89

Legenda:

AV (1975) = Aoki e Velloso (1975);

DQ (1996) = Décourt e Quaresma (1996);

MF (1976) = Meyerhof (1976).

Tabela 4.26. Coeficientes preliminares propostos - CPT e PMT.

Método	P (1978)	BJZ (1978)	NFP (2012)	M (1963)	Q_p/Q_m P (1978)	Q_p/Q_m BJZ (1978)	Q_p/Q_m NFP (2012)	Q_p/Q_m M (1963)
Tipo de estaca	α_r	k_p	k_p	k_p				
Escavadas equipadas com a tecnologia EB	0,95	4	4	4	0,94	0,84	1,0	0,80
Escavada mecanicamente	1,4	3	3	3	0,88	0,53	0,78	0,46

Legenda:

P (1978) = Philipponnat (1978);

M (1963) = Ménard (1963);

BJZ (1978) = Baguelin *et al.* (1978);

NFP (2012) = NFP 94-262 (2012).

Tabela 4.27. Coeficientes preliminares propostos - Métodos teóricos.

Método	β (1973)	BTV (1961)	VC (1967)	Q_p/Q_m β (1973)	Q_p/Q_m BTV (1961)	Q_p/Q_m VC (1967)
Tipo de estaca	N_t	N_q	N_q			
Escavadas equipadas com a tecnologia EB	12	15	15	0,88	0,92	0,83
Escavada mecanicamente	30	30	35	0,96	0,85	0,87

Legenda:

β (1973) = Burland (1973);

BTV (1961) = Berezantzev *et al.* (1961);

VC (1967) = Vesic (1967);

Ao avaliar o método proposto por Aoki e Velloso (1975) baseado no ensaio SPT, verifica-se que para escavadas equipadas com a tecnologia EB, os valores de F_1 e F_2 sugeridos são de 5 e 10, respectivamente. Ao passo que para estacas escavadas, os valores sugeridos de F_1 e F_2 são de 2,5 e 5, respectivamente, seguindo assim a orientação da metodologia que propõe que valores F_2 seja o dobro de F_1 . Para o método de Décourt e Quaresma (1996), os valores de α e β sugeridos para as estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB são de 0,3 e 0,75, respectivamente. Verifica-se um valor de β inferior para as estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB quando comparada as estacas escavadas convencionais, e isto decorre do fato da área lateral no trecho de instalação do EB ser duas vezes superior ao da estaca escavada convencional, além disso, os ajustes foram realizados de modo a estimar valores de resistência de ponta e lateral mais próximos dos valores de referência, sendo necessário assim, realizar o ajuste no parâmetro β . Para o método proposto por Meyerhof (1976), foi proposta uma redução considerável do parâmetro "m" que está relacionado com a resistência de ponta, pois foi verificado que os valores desta resistência eram significativamente superestimados. Dentre os três métodos com estimativas mais eficazes para o ensaio CPT, dois deles fazem uso de ábacos

e gráficos para determinação direta da resistência unitária de ponta e de atrito lateral, deste modo, não sendo possível portanto, sugerir coeficientes propostos para os métodos de Price e Wardle (1982) e Alsamman (1995). Contudo, para o método de Philipponnat (1978), avaliou-se o efeito do parâmetro α_f , que está relacionado ao tipo de estaca empregado na metodologia de capacidade de carga, indicando assim valores de 0,95 e 1,4 para estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB e estacas escavadas convencionais, respectivamente.

Ao analisar os métodos baseados no ensaio pressiométrico, verificou-se uma grande dificuldade em calibrar se coeficientes para a resistência por atrito lateral, pois nestes métodos, a mesma está diretamente associada à pressão limite do pressiômetro em uma dada profundidade do perfil estratigráfico do solo, enquanto o coeficiente k_p é usualmente associado ao tipo de fundação ou classe de fundação, sendo este relacionado à resistência de ponta da estaca. De um modo geral, observa-se que valores de k_p equivalentes a 3 e 4 resultam em estimativas de capacidade de carga total satisfatórias para estacas escavadas convencionais e estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB, respectivamente, enquanto para metodologias teóricas, verificam-se valores de N_q situados entre 12 e 15 para estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB e valores de N_q da ordem de 30 a 35 para estacas escavadas convencionais.

Quanto aos métodos específicos para estacas sujeitas à tração, sugere-se que o método de Biarez e Barraud (1968) seja empregado para estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB utilizando um ângulo de geratriz da superfície de ruptura λ igual a 0° . Ao passo que para estacas escavadas convencionais, sugere-se a utilização do método de Biarez e Barraud (1968) adotando um ângulo de geratriz da superfície de ruptura λ de aproximadamente $1,3^\circ$.

Os resultados apresentados são restritos às condições das análises e baseados em um conjunto limitado de dados. No entanto, eles permitem fazer generalizações preliminares sobre o comportamento geral do fenômeno estudado. É importante ressaltar que esse tipo de processo é bastante complexo, o que é evidenciado pelos resultados obtidos. Portanto, é fundamental ressaltar que os coeficientes de capacidade de carga aqui apresentados devem ser considerados com limitações em termos de alcance e aplicabilidade, sendo válidos apenas dentro do contexto dos dados, similaridade geométrica, geotécnica e operacional utilizados nesta pesquisa. Em outras palavras, o autor desta pesquisa não assume responsabilidade pelo uso indevido dos coeficientes apresentados em projetos de engenharia de fundações convencionais, tanto em solos similares quanto diferentes dos adotados neste estudo. A interpretação e adaptação dos coeficientes sugeridos às metodologias práticas de campo devem ser de responsabilidade exclusiva do profissional que os utiliza.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho enfatizou resultados obtidos a partir de provas de carga em estacas mecanicamente escavadas convencionais e equipadas com a tecnologia *Expander Body*, realizadas no Anexo do Antigo Campo Experimental de Fundação e Ensaios de Campo do Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. As fundações analisadas foram carregadas axialmente à compressão e à tração, produzindo curvas cargas *versus* deslocamento, que foram interpretadas de modo a averiguar a aplicabilidade e a eficiência de metodologias de previsão de capacidade de carga e deslocamentos em estacas escavadas equipadas com o sistema EB e em estacas escavadas convencionais assentes em solo tropical típico do Distrito Federal. Adicionalmente, foram avaliados aspectos relativos ao comportamento tração *versus* compressão das estacas avaliadas, além de análises comparativas da capacidade de carga verificada em provas de carga para distintas metodologias construtivas de fundações e das estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB. Além disso, as curvas pressão *versus* volume da primeira etapa de injeção do EB (expansão) foram interpretadas segundo uma modelagem teórica empregando-se o modelo analítico elasto-plástico de expansão de cavidade modificado a partir de Cunha (1994) por Fontaine *et al.* (2005). Outro aspecto abordado foram as análises numéricas das estacas equipadas com a tecnologia EB, e das estacas escavadas convencionais com o objetivo de se avaliar os mecanismos de transferência de carga das estacas, bem como as suas superfícies de ruptura. Por fim, foram propostos coeficientes de capacidade de carga para metodologias semiempíricas e teóricas de previsão da capacidade de carga de estacas equipadas com a tecnologia EB e de estacas escavadas convencionais assentes em solos lateríticos.

Embora os resultados sejam restritos às condições das análises, com base em um conjunto limitado de dados, eles permitem generalizações preliminares do comportamento geral. Além disso, eles destacam o fato de que os fenômenos envolvidos em tais processos são bastante complexos. A este respeito, esta pesquisa proporcionou uma melhor compreensão de algumas das características envolvidas pelos mecanismos de carregamento de estacas isoladas equipadas com a tecnologia *Expander Body* em solos tropicais. Deve-se notar, no entanto, que algumas análises foram formuladas como hipóteses para explicar os resultados, e precisam de mais pesquisas e dados para uma apreciação mais fundamentada no futuro. Portanto, a partir das tendências observadas com os dados e análises, algumas conclusões podem ser tiradas.

Com relação ao tema abordado no presente trabalho, conclui-se que:

- Existe um número bastante reduzido de pesquisas, nacionais e internacionais relativas ao estudo de estacas equipadas com a tecnologia *Expander Body*, sendo esta tese pioneira neste assunto no Brasil;

- Diante dos resultados obtidos, é possível concluir que há uma necessidade premente de se desenvolverem mais estudos acerca da tecnologia *Expander Body*, a fim de se explorar todo o seu potencial em diferentes aplicações.

Quanto à interpretação das provas de carga, conclui-se que:

- Constatou-se que as estacas equipadas com essa tecnologia submetidas à compressão apresentaram um ganho de capacidade de carga significativo, da ordem de 32 a 40%, para deslocamentos de 30 mm ($0,1\phi$) no estado limite último. Por outro lado, as estacas acopladas com a tecnologia EB, quando submetidas a esforços de tração, também apresentaram um acréscimo de capacidade da ordem de 30% para deslocamentos de 25 mm ($0,1\phi$), em comparação com as estacas escavadas mecanicamente sem a utilização do EB;

- A capacidade de carga das estacas equipadas com a tecnologia *Expander Body* pode ser aumentada de forma significativa devido à expansão do EB, o que amplia a área de contato entre a estaca e o solo adjacente. Esse aumento da área de contato pode levar a um aumento absoluto do atrito lateral mobilizado (acréscimo do atrito lateral unitário devido a compactação lateral);

- A partir do método da rigidez proposto por Décourt (1999), foram obtidas curvas de mobilização do atrito lateral versus deslocamento do topo da estaca, permitindo identificar a ocorrência da "saturação do atrito lateral" nas estacas analisadas na presente pesquisa.

Quanto à estimativa de capacidade de carga das estacas analisadas, conclui-se que:

- Dentre os métodos baseados no ensaio SPT, os métodos de Décourt e Quaresma (1996), Aoki e Velloso (1975) utilizando fatores de estacas escavadas e Meyerhof (1976) foram os mais acurados na determinação da capacidade de carga total das estacas submetidas à compressão.

- Dentre os métodos baseados no ensaio CPT, os métodos de Alsamman (1995), Price e Wardle (1982), Philipponnat (1978), juntamente com os métodos de Eslami e Fellenius (1997) e IS CODE (2010), apresentaram maior acurácia na determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas à compressão;

- Dentre os métodos baseados no ensaio PMT, os métodos de Baguelin *et al.* (1978), NFP 94-262 (2012) e Ménard (1963) foram os mais acurados na determinação da capacidade de carga total das estacas submetidas à compressão;

- Dentre os métodos teóricos, os métodos propostos por Berezantzev *et al.* (1961), Burland (1973) e Vesic (1967) apresentaram maior acurácia na determinação da capacidade de carga total das estacas submetidas à compressão;

- A utilização de métodos semiempíricos, próprios para estimativa de capacidade de carga de estacas submetidas à compressão para a previsão da capacidade de carga de estacas submetidas à esforços de tração, indicaram estimativas significativamente conservadoras;

- Dentre os métodos desenvolvidos exclusivamente para estacas submetidas à tração, as metodologias propostas por Mors (1959), Meyerhof (1973) e Chattopadhyay e Pise (1986) e Shanker *et al.* (2007) apresentaram maior acurácia na determinação da capacidade de carga total de estacas submetidas à tração.

Quanto à estimativa de deslocamento das estacas analisadas, conclui-se que:

- As metodologias de Poulos e Davis (1980) e de Seo *et al.* (2007) apresentam razões de deslocamento favoráveis à segurança para níveis de carregamento situados dentro da faixa denominada como "carga de trabalho" ou estado limite de serviço (25 a 50% de Q_{ult}). Entretanto, para valores de carregamento semelhantes ao estado limite último ou de ruptura (50 a 100% de Q_{ult}), o método é considerado contra a segurança, pois se baseia na Teoria da Elasticidade, enquanto o solo apresenta comportamento elasto-plástico. Portanto, a eficiência das metodologias é em geral, limitada para a representação precisa do comportamento do solo;

- As estimativas de deslocamento obtidas a partir dos módulos de deformabilidade provenientes de ensaios *in-situ* apresentaram maior coerência e acurácia em relação às estimativas provenientes de ensaios de laboratório. Dentre os ensaios *in-situ* analisados, os resultados mais satisfatórios foram obtidos a partir dos ensaios SPT, PMT, CPT e da interpretação das curvas pressão versus volume de expansão do EB, com ênfase nos ensaios SPT e PMT.

Quanto ao comportamento tração *versus* compressão das estacas avaliadas, conclui-se que:

- Para solos lateríticos, colapsíveis e não saturados, recomenda-se adotar razões Q_{LT}/Q_{LC} segundo o seguinte intervalo $0,86 \leq f_{LT}/f_{LC} \leq 0,98$ para estacas escavadas equipadas com a tecnologia *Expander Body*;

- As relações de Q_T/Q_C (cargas totais) obtidas estão em consonância com as relações observadas por diversas pesquisas (De Beer, 1963; Hunter e Davisson 1969; Carvalho e Souza, 1990; De Nicola e Randolph, 1993; Carneiro et al. 1994; Poulos, 2011);

- O atrito lateral de um elemento de fundação é geralmente maior quando este é submetido à compressão, em comparação com carregamentos axiais de tração, conforme descrito por

Carvalho (1991) e Zeevaert (1983). No entanto, é importante notar que existem exceções a essa observação. Em particular, estacas com diferentes esbeltezes ou que atravessam camadas de solo heterogêneas, que podem apresentar comportamentos diferentes em relação à distribuição de tensões cisalhantes e verticais. Em tais situações, pode ocorrer uma alteração da resposta esperada, afetando a resistência ao cisalhamento da estaca e, portanto, alterando a relação entre a carga aplicada e o atrito lateral atuante na estaca.

Quanto as análises comparativas da capacidade de carga verificada em provas de carga para distintas metodologias construtivas de fundações, conclui-se que:

- A capacidade de carga da estaca equipada com a tecnologia EB é superior em cerca de quatro vezes em comparação à estaca broca para diversos níveis de deslocamento;
- Para vários níveis de deslocamento, observa-se que a estaca que utiliza a tecnologia EB apresenta uma capacidade de carga significativamente maior do que as estacas escavadas convencionais, podendo chegar a duas ou três vezes o valor da capacidade de carga destas últimas;
- A estaca escavada equipada com a tecnologia EB apresenta capacidade de carga duas vezes maior do que a estaca tipo Strauss sem compactação e com revestimento em diversos níveis de deslocamento. Em relação aos demais tipos de estacas Strauss, a estaca com a tecnologia EB pode ter capacidade de carga superior em até três ou quatro vezes para níveis de deslocamento correspondentes à carga de trabalho;
- Para diversos níveis de deslocamento e para todas as pressões de injeção (0, 200, 300 e 500 kPa) analisadas, a estaca que utiliza a tecnologia EB apresenta uma capacidade de carga de duas a três vezes maior do que as estacas do tipo raiz;
- Em relação à estaca pré-moldada de concreto (SCAC), a estaca equipada com a tecnologia EB apresenta uma capacidade de carga superior em 3,5 vezes. Já em relação à estaca apiloada, a razão entre as capacidades de carga da estaca equipada com a tecnologia EB e da estaca apiloada varia entre 22 e 8,2, dependendo do nível de deslocamento considerado e do diâmetro da estaca;
- A capacidade de carga do tubulão é maior do que a da estaca equipada com a tecnologia EB. Essa diferença pode chegar a 35 a 56% para deslocamentos relativos entre 1 e 10% do diâmetro do fuste da estaca, entretanto, é importante ressaltar que o tubulão tem um diâmetro da base quase três vezes maior do que a estaca escavada equipada com a tecnologia EB, enquanto o diâmetro do fuste é cerca de duas vezes maior;
- A capacidade de carga da estaca escavada equipada com a tecnologia EB em relação à estaca hélice contínua varia entre 1,5 e 2,2, dependendo do nível de deslocamento. Conforme o

deslocamento aumenta, observa-se um aumento na capacidade de carga da estaca escavada equipada com a tecnologia EB em relação à estaca hélice contínua.

Quanto à interpretação das curvas pressão *versus* volume da primeira etapa de injeção do *Expander Body*, conclui-se que:

- As curvas teóricas ajustadas para os EBs analisados mostraram bons ajustes, indicando valores de coeficiente de determinação R^2 superiores a 0,90. O modelo analítico elasto-plástico modificado a partir de Cunha (1994) por Fontaine *et al.* (2005) simulou de forma satisfatória as curvas de pressão *versus* volume do *Expander Body* durante a primeira etapa de injeção. Esta técnica provou gerar parâmetros de significância técnica, que podem ser utilizados como base para projetos preliminares de engenharia em solos tropicais não saturados, conforme verificado por Cunha (1996). É importante lembrar que a maioria dos projetos práticos em solos tropicais no Brasil são realizados com base em parâmetros derivados empiricamente do ensaio SPT, portanto, carentes de um embasamento teórico como o apresentado aqui, embora simplificado;
- O valor de G_p (módulo cisalhante na zona plástica) para a tecnologia *Expander Body*, apresenta uma ordem de grandeza dez vezes superior ao valor de G_e (módulo cisalhante na zona elástica);
- Devido à inserção do sistema *Expander Body* na ponta das estacas, pode-se observar uma alteração no comportamento mecânico do sistema estaca-solo, que se traduz em um aumento na capacidade de carga e uma redução nos deslocamentos. Esse fenômeno pode ser explicado pela expansão do EB durante a injeção da calda de cimento na primeira etapa do processo executivo, resultando no acréscimo das tensões radiais e na densificação das partículas sólidas do solo adjacentes à base e ao fuste da estaca;
- A tecnologia *Expander Body* permite um monitoramento e controle satisfatório do processo de execução e pode fornecer informações acerca da rigidez e dos parâmetros de resistência do solo na região adjacente a ponta da estaca;
- As pressões elevadas verificadas durante a injeção pós-expansão do *Expander Body* abaixo da ponta da estaca sugerem que o solo ao redor do EB está altamente comprimido.

Quanto as análises numéricas das provas de cargas realizadas, conclui-se que:

- Indicando uma forte correlação entre os resultados numéricos e experimentais, os coeficientes de correlação de Pearson encontrados para o ajuste das curvas numéricas em relação às curvas experimentais foram de 0,91 e 0,97, ambos superiores a 0,90. Dessa forma, as análises numéricas das provas de carga foram consideradas satisfatórias;

- Os pontos de plastificação ocorrem ao longo do fuste e da base da fundação para as estacas sujeitas à compressão, enquanto para as estacas submetidas à tração, os pontos de plastificação ocorrem majoritariamente ao longo do fuste da estaca;

- Foi observado que, nas estacas EBC-10 e EEC-10 submetidas à compressão, a maior parte da carga aplicada na parte superior do solo foi absorvida pelo atrito lateral. Especificamente, a resistência por atrito lateral absorveu 85% e 88% das cargas aplicadas, enquanto a resistência de ponta absorveu apenas 15% e 12% das cargas, respectivamente. Por outro lado, nas estacas EBT-10 e EET-10 submetidas à tração, houve mobilização de 100% da resistência por atrito lateral para ambos os tipos de estacas;

- A superfície de ruptura da estaca EET – 10 ocorre ao longo do fuste da estaca no sentido vertical, com uma extensão horizontal de aproximadamente 1ϕ (0,25 m) até atingir a superfície do terreno. Nesse ponto, a superfície indica um acréscimo da sua extensão horizontal até 0,88 m (3ϕ), indicando a ocorrência de uma superfície curvilínea tangencial ao nível do terreno, semelhante à proposta por Balla (1961);

- A estaca EBT – 10 apresenta um mecanismo de ruptura semelhante ao da estaca EET – 10, porém com uma maior mobilização das tensões cisalhantes na base da estaca, próxima à região do EB. Esses resultados reforçam a hipótese de que a instalação do EB densifica o solo circundante à cota de assentamento do elemento de fundação devido às tensões induzidas ao maciço terroso na primeira etapa de injeção, durante a expansão do EB;

- A superfície de ruptura observada para a estaca EEC-10 assume um formato similar ao de uma curva espiral logarítmica, como sugerido por Meyerhof (1951) e De Beer (1963). A superfície de ruptura generalizada se estende até o fuste da estaca, a uma distância acima da cota de assentamento. No caso específico da estaca EEC-10, a superfície de ruptura foi observada entre 0,3 m acima da ponta da estaca (1ϕ) e aproximadamente 0,8 m abaixo da ponta (cerca de 3ϕ).

- A análise da superfície de ruptura da estaca EBC-10 mostrou uma tendência semelhante à da estaca EEC-10, com ampliação da região compreendida pela superfície de ruptura. A superfície de ruptura foi verticalmente abrangida entre 1,5 m (aproximadamente 5ϕ ou $2,5\phi_{EB}$) acima da base da estaca e 1,3 m abaixo da ponta (aproximadamente 4ϕ ou $2,2\phi_{EB}$).

Quanto aos coeficientes de capacidade de carga propostos, conclui-se que:

- Ao avaliar a metodologia de Aoki e Velloso (1975), os valores sugeridos de F_1 e F_2 para estacas escavadas são de 2,5 e 5, respectivamente. Já para escavadas equipadas com a tecnologia EB, os valores sugeridos de F_1 e F_2 são de 5 e 10, respectivamente;

- Sugere-se para o método de Décourt e Quaresma (1996) que os valores de α e β sejam de 0,3 e 0,95, respectivamente, para as estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB;
- O efeito do parâmetro α_f , relacionado ao tipo de estaca empregado na metodologia de capacidade de carga do método de Philipponnat (1978), foi avaliado. Os valores sugeridos para α_f foram de 0,95 e 1,4 para estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB e estacas escavadas convencionais, respectivamente;
- De um modo geral, observa-se que valores de k_p (coeficiente de capacidade de carga utilizado em métodos baseados no ensaio pressiométrico) equivalentes a 3 e 4 resultam em estimativas de capacidade de carga total satisfatórias para estacas escavadas convencionais e estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB, respectivamente;
- Sugere-se, conforme verificado em metodologias teóricas, valores de N_q (coeficiente de capacidade de carga utilizado em métodos teóricos) entre 12 e 15 para estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB e valores de N_q da ordem de 30 a 35 para estacas escavadas convencionais;
- Sugere-se os seguintes valores de ângulo λ para estacas sujeitas à tração: 1,3° para estacas escavadas convencionais e 0° para estacas com a tecnologia EB segundo a metodologia de Biarez e Barraud (1968). Para o método de Mors (1959), sugere-se ângulo α igual a 10° para estacas convencionais e para estacas com a tecnologia EB. Na metodologia proposta por Shanker *et al.* (2007), sugere-se ângulo β entre 8,5° (estacas escavadas convencionais) e entre 11° e 13° para estacas com a tecnologia EB.

Quanto as hipóteses propostas no início da pesquisa, conclui-se que:

- A tecnologia *Expander Body*, quando incluída na cota de assentamento da estaca, aumenta significativamente a resistência de ponta quando a estaca é submetida a esforços de compressão. No entanto, para que essa parcela seja totalmente mobilizada, são necessários grandes deslocamentos (superiores a 10% ϕ);
- A instalação do sistema *Expander Body* foi verificada como capaz de modificar o mecanismo de ruptura de estacas convencionais submetidas a esforços de compressão e tração;
- Verifica-se que a densificação do solo adjacente ao EB e o aprimoramento das propriedades de resistência ao cisalhamento do solo são promovidos pelo sistema *Expander Body*, que induz tensões ao maciço de solo circundante a região da ponta da estaca. Isso possibilita a alteração do estado de tensões e deformações do solo, melhorando, conseqüentemente, a resistência da estaca à compressão e tração;

- Ao utilizar a tecnologia EB, observa-se um aumento na capacidade de carga em relação a métodos convencionais de execução de estacas como elementos de fundação, bem como uma redução nos deslocamentos da estaca quando submetida a esforços de tração e compressão, para cargas equivalentes em fundações profundas convencionais. No entanto, verificou-se que em comparação com um tubulão, essa tecnologia não apresenta a mesma tendência.

A convergência entre as hipóteses propostas e os resultados evidenciados por outros autores na literatura reforça a consistência e validade das hipóteses em questão. Dessa forma, as hipóteses apresentam-se como uma explicação plausível para o fenômeno em estudo e sugere que outras variáveis e fatores foram considerados na sua elaboração. Além disso, a convergência com resultados prévios aumenta a confiabilidade das evidências verificadas, uma vez que é possível estabelecer conexões e generalizações com outras pesquisas que tratam do mesmo assunto, tornando os resultados mais robustos e confiáveis. Contudo, deve ser enfatizado que as conclusões aqui descritas têm de ser consideradas de alcance e aplicabilidade limitados. No entanto, estes resultados, juntamente com a experiência adquirida durante a pesquisa, podem ser de grande interesse para pesquisadores e projetistas de fundações desta região e no exterior pois servem como ponto de partida para uso de metodologias com este novo tipo de fundação. Em muitos aspectos, os dados apresentados neste trabalho podem ser utilizados com cautela no projeto prático de fundações escavadas equipadas com a tecnologia *Expander Body*, sempre de forma preliminar, ou, pelo menos, ser utilizados como ponto de partida para o projeto em perfis estratigráficos compostos por solos tropicais similares ao aqui estudados no estabelecimento de correlações.

Para pesquisas futuras, recomenda-se:

- Avaliar o comportamento mecânico de outros tipos de estacas equipadas com a tecnologia EB em solos lateríticos;
- Analisar o comportamento mecânico de estacas escavadas e outros tipos de estacas equipadas com a tecnologia EB em distintos perfis estratigráficos;
- Aferir o comportamento de grupo de estacas equipadas com a tecnologia EB;
- Conduzir provas de cargas instrumentadas de modo a avaliar o mecanismo de transferência de carga de estacas instrumentadas equipadas com a tecnologia EB de modo experimental;
- Avaliar procedimentos numéricos para analisar a primeira e a segunda etapa de injeção da tecnologia EB.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABID, A.W.N.S., & HUSSAIN, H. (2017). Pullout capacity of piles in collapsible soil. *International Journal of Engineering Trends and Technology*, Vol.51(3): 150-155.

ABNT. (1991). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12069: Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT). 10 p.

ABNT. (2006). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. 16p.

ADEL, M.H. & YASIR, M.A. (2019). Critical depth of displacement piles in overconsolidated cohesionless soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*. Vol.106: 514-523.

ALBUQUERQUE, P.J.R. (2001). Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 263p.

ALBUQUERQUE, P.J.R., CARVALHO, D. & MASSAD, F. (2004a). Behavior of Omega piles, subjected to compression instrumented load tests. In: *International Site Characterization*, Porto. 2th International Conference on Site Characterization. Rotterdam: Millpress Rotterdam. Vol.2: 1551-1556.

ALBUQUERQUE, P.J.R., CARVALHO, D. & MASSAD, F. (2004b). Análise de capacidade de carga de estacas escavadas, instrumentadas, carregadas à compressão axial, em solo não saturado. IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Curitiba, Paraná, Vol.U: 247-254.

ALBUQUERQUE, P.J.R., CARVALHO, D. & MASSAD, F. (2005). Bored, continuous flight auger and omega instrumented piles: Behavior under compression. 16th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol.1: 2075-2079.

ALBUQUERQUE, P.J.R., CARVALHO, D., FERREIRA, C.V. & LOBO, A.D.S. (2006). Comportamento de Estacas Pré-Moldadas e Escavadas, Instrumentadas, em Solo Não Saturado. A Experiência do Campo Experimental da Unicamp - Campinas. *Geotecnia* (Lisboa), Lisboa, Vol.108: 46-66.

ALBUQUERQUE, P.J.R., CARVALHO, D., ALLEDI, C.T.D.B. & POLIDO, U.F. (2007). Behavior of instrumented continuous flight auger piles in sedimentary and residual Soils. 13th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Caracas, Venezuela, Vol.1: 18-24.

ALBUQUERQUE, P.J.R., CARVALHO, D. & FONTAINE, E.B. (2008). Evaluation of the Lateral Friction of Piles in a Diabasic Soil Through Pressuremeter Test. 3rd International Site Characterization, Taipei. Vol.3: 1-4.

ALBUQUERQUE, P.J.R., CARVALHO, D. & FONTAINE, E.B. (2010). Pile capacity for Omega piles in an unsaturated Brazilian soil using the CPT. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, USA, Vol.2: 133-142.

ALBUQUERQUE, P.J.R. & CARVALHO, D. (2012). Determination of pile capacity of instrumented pre-cast concrete piles in an unsaturated Brazilian soil using CPT and SPT-T tests. In: Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, Porto de Galinhas, Pernambuco. Vol.2: 1085-1090.

ALBUQUERQUE, P.J.R. (2015). Analysis of The Skin Friction of Instrumented Root Pile Through Pressiometer Test. Hammamet. International Symposium for the 60th Anniversary of the pressuremeter. Vol.1: 339-345.

ALBUQUERQUE, P.J.R. & RODRIGUEZ, T.G. (2016). Assessment of Results of CPT Tests in Porous Lateritic Unsaturated Soil from Campinas, Brazil. 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation, Vol.1: 1-6.

ALBUQUERQUE, P.J.R. & MELO, E.O. (2016). Análise de previsão de capacidade de carga de estaca mista pré-moldada e metálica em solo sedimentar da cidade do Recife/PE. 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, Vol.1: 54–62.

ALBUQUERQUE, P.J.R. & GARCIA, J.R. (2020). Engenharia de Fundações (1 Ed.), LTC, Brasil, 400p

ALLEDI, C.T.D.B. (2013). Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado em Engenharia, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Ceará, 293p.

ALLEDI, C.T.D.B., MINETTE, E. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2015). Interpretação do atrito lateral de uma estaca hélice contínua. 8º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, Brasil, Vol.1: 23-29.

ALLEDI, C.T.D.B., TERCEROS, H.M.A., SILVA, C.M. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2016). Atrito Lateral de Estaca Hélice Contínua – Instrumentação em Profundidade vs Metodologia Camapum de Carvalho et al. (2010). 18º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Belo Horizonte, Brasil, Vol.1: 74-82.

ALIMRINA, N., DJERBAL, L., & BAHAR, R. (2016). Bearing Capacity and Settlement of Foundations Using the Menard Pressuremeter Test Results. Fourth Geo-China International Conference, Shandong, China, pp. 76–83.

ALSAMMAN, O.M. (1995). The use of CPT for calculating axial capacity of drilled shafts. PhD Thesis, UIUC, IL, 299 p.

ALTAE, A., FELLENIUS, B.H. & EVGIN, E. (1992a). Axial load transfer for piles in sand. I: Tests on an instrumented precast pile. Canadian Geotechnical Journal, Vol.29(1): 11–20.

ALTAEE, A., FELLENIUS, B.H. & EVGIN, E. (1992b). Axial load transfer for piles in sand. II: Numerical analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.29(1): 21–30.

ANAMALI, E., SHKODRANI, N., DHIMITRI, L. & WARD, D. (2015). Evaluation of bearing capacity of cast in place piles from in situ tests based methods. 16th ECSMGE, pp. 2921–2926.

ANGELIM, R.R., CUNHA, R.P.DA. & SALES, M.M. (2016). Determining the elastic deformation modulus from a compacted earth embankment via laboratory and Ménard pressuremeter tests. *Soils & Rocks*, Vol.39: 285-300.

AGUIAR, M. F. P. (2020). Fundações: interação solo-estrutura - novas tecnologias. YouTube, 11 de agosto de 2020. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=c3MKM4biDfw>.

ANJOS, G.J.M., CUNHA, R.P.DA. & BEZERRA, J.E. (2005). Avaliação da estratigrafia e da capacidade de suporte em fundações via ensaio CPT e programa visual basic. 5º Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia, Belo Horizonte, Brasil, Vol.01: 417-422.

ANJOS, G.J. M. (2006). Estudo Do Comportamento De Fundações Escavadas Em Solos Tropicais. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 370p.

ANJOS, G.J.M., CUNHA, R.P.DA. & FERREIRA, E.S. (2006). Avaliação da curva carga-recalque de estacas escavadas em solos não saturados. 13º Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 1139–1144.

ANJOS, G.J.M., CUNHA, R.P., KUKLÍK, P. & MIROSLAV, B. (2006). Numerical evaluation of bored piles in tropical soils by means of the geotechnical engineering GEO4 Fine software. 3rd European Conference on Computational Mechanics Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering, pp. 1–10.

AOKI, N. & VELLOSO, D.A. (1975). An Approximate Method to Estimate Vertical Load Capacity of Piles. 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1: 367–376.

AOKI, N. & LOPES, F.R. (1975). Estimating Stress and Settlements Due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity, Proceedings, 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, Argentina, Vol.1: 377-386.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121p.

ARAUJO, G.L.S., PALMEIRA, E.M. & CUNHA, R.P.DA. (2009). Behaviour of geosynthetic-encased granular columns in porous collapsible soil. *Geosynthetics International*, Vol.16(6): 433-451.

ARAUJO, G.L.S. (2009). Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Tese de Doutorado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 166p.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121p.

ARDALAN, H., ESLAMI, A. & NARIMAN, Z.N. (2009). Piles shaft capacity from CPT and CPTu data by polynomial neural networks and genetic algorithms. *Comput Geotech*, Vol.36: 616–625.

ARMALEH, S. & DESAI, C.S. (1987). Load-deformation response of axially loaded piles. *J. Geotech. Engrg*, Vol.113(12): 1483–1500.

ASHOUR, M. & ABBAS, A. (2020). Axially loaded piles in inundated collapsible soils under compression and tension forces. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol.48(2): 144-158.

ASTM. (1987). American Society Testing and Materials. D-4719: Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, 14 p.

ASTM. (1995a). American Society Testing and Materials. D-3441: Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil, 5 p.

ASTM. (1995b). American Society for Testing and Materials. D-5778: Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Tests of Soil, 18 p.

AZEVEDO JR, N. (1991). Essai de chargement de pieux injectés dans un sol résiduel. *Fondations Profondes. Acte du colloque organisé par l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris*, pp. 345-352.

BAARS, S.V. & NIEKERK, W.V. (1999). Numerical modelling of tension piles, *International symposium on beyond 2000 in computational geotechnics*, pp. 237–246

BAARS, S.V. (2017). The axisymmetric failure mechanism of circular shallow foundations and pile foundations in cohesive soils. *Computations and Materials in Civil Engineering*, Vol.1: 1-15.

BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J.F. & SHIELDS, D.H. (1978). The pressuremeter and foundation engineering. *Trans Tech Publications*. Clausthal, Germany, 614p.

BAHAR, R., ALIMRINA, N. & DJERBAL, L. (2016). Ultimate resistance and settlement of foundations using Ménard pressuremeter test results: case of bored piles. *Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5 – Lehané, Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia*, pp. 1297-1302.

BALLA, A. (1961). The resistance to breaking out of mushroom foundations for pylons. Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol.1: 569-576.

BARBOSA, Y. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2018). Análise da Capacidade de Carga de Estaca Hélice Contínua Instrumentada por Meio de Métodos Semiempíricos e Computacionais. 19º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador, Brasil, Vol.1: 121-129.

BASMA, A. & TUNCER, R. (1992). Evaluation and control of collapsible soils. Journal of Geotechnical Engineering. Vol.10: 1061.

BASU, P., PREZZI, M. & SALGADO, R. (2013). Modeling of installation and quantification of shaft resistance of drilled-displacement piles in sand. Int. J. Geomech. Vol.14(2): 214–229.

BEGEMANN, H.K.S.P. (1963). The use of the static penetrometer in Holland. NZ Eng, Vol.18(2): 41.

BENALI, A., NECHNECH, A. & BOUAFIA, A. (2019). 1st Vietnam Symposium on Advances in Offshore Engineering Energy and Geotechnics, pp. 342–349.

BENOÎT, J. & HOWIE, J.A. (2014). A view of pressure meter testing in North America. Soils and Rocks, Vol.37(3): 211–231.

BEREZANTZEV, V.C., KHRISTOFOROV, V. & GOLUBKOV, V. (1961). Load bearing capacity and deformation of piled foundation. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng Paris 2, pp. 11–15.

BERNARDES, H.C., SALES, M.M., MACHADO, R.R., CRUZ JUNIOR, A.J., CUNHA, R.P.DA., ANGELIM, R.R. & REBOLLEDO, J.F.R. (2021). Coupling hardening soil model and Ménard pressuremeter tests to predict pile behavior. European Journal of Environmental and Civil Engineering

BIAREZ, J. & BARRAUD, Y. (1968). The Use of Soil Mechanics Methods for Adapting Tower Foundations to Soil Conditions. Conference Internationale des Grands Reseaux Electriques Technical Report, Paris.

BLANCO, S.B. (1995). Aspectos de Geologia de Engenharia Escavação do Metrô de Brasília. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 92 p.

BOL, E. & GENÇ, Z.S. (2019). Pile Capacity Calculation by using SPT and CPT Data. Academic Perspective Procedia, Vol.2(3): 1377–1387.

BRIANÇON, L., HAZA-ROSIER, E., THOREL, L., DAMIEL, D. & COMBARIIEU, O. (2011). Recommendations for design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. Soil Specialist Cluster, 317 p.

BRIAUD, J.L. (1992). The pressuremeter. Trans tech publications, A.A. Balkeua, Rotterdam, 322p.

BRIAUD, J.L. (2013). Menard Lecture The pressuremeter test: Expanding its use. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.107–126.

BOOTH, A. (1977). Collapse settlement in compacted soils. Council for Scientific and Industrial Research Report, National Institute for Transport and Road Research Bulletin, Vol.13: 1–34.

BOWLES, J.E. (1997). Foundation Analysis and Design, New York, 5 ed McGraw-Hill Science. 1024p.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. Balanço Energético Nacional. Brasília, DF, 2019. 303p.

BRIAUD, J.L. (2013). Ménard Lecture - The pressuremeter test: Expanding its use. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, Vol.2(6): 107-126.

BRINKGREVE, R.B.J., ENGIN,E. & SWOLFS, W.M. (2014). Plaxis 2D Anniversary Edition, Plaxis bv.

BRINKGREVE, R.B.J., KAMARSWAMY, S. & SWOLFS, W.M. (2015). Plaxis 3D Anniversary Edition, Plaxis bv.

BROMS, B.B. & NORD, B. (1985). Axial Bearing Capacity of the Expander Body Pile. Soils and Foundations, Vol.25(2): 31–44.

BUACHART, C., HANSAPINYO, C. & KANOK-NUKULCHA, W. (2018). Analysis of axial loaded pile in multilayered soil using nodal exact finite element model. International Journal of Geomate, Vol.14(44):1-7.

BUSCARNERA, G. & NOVA, R. (2009). An elastoplastic strainhardening model for soil allowing for hydraulic bonding-debonding effects, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech, Vol.33: 1055–1086.

BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L. (1982). Pile bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT. Proceedings of 2nd European symposium on penetration testing, Amsterdam, pp. 493–500.

BURLAND, J.B. (1973). Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach. Ground Engineering, Vol.6: 30-42.

BURLAND, J.B. (1989). Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: Small is Beautiful - the Stiffness of Soils at small strains. Canadian Geotechnical Journal, Vol.26(4): 499-516.

BURLON, S., FRANK, R., BAGUELIN, F., HABERT, J. & LEGRAND, S. (2014). Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results – Eurocode 7 approach. *Géotechnique*, Vol.64(7): 513–525.

BUSTAMANTE, M., GAMBIN, M. & GIANESELLI, L. (2009). Pile Design at Failure Using the Ménard Pressuremeter: An Update. *Contemporary Topics in In Situ Testing, Analysis, and Reliability of Foundations*. International Foundation Congress and Equipment Expo, Orlando, Florida, pp. 127-134.

BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. (1971). The elastic analysis of compressible piles and pile groups. *Geotechnique*, Vol.21(1): 43-60.

CAI, G., SONGYU, L.S., TONG, L. & DU, G. (2009). Assessment of direct CPT and CPTU methods for predicting the ultimate bearing capacity of single piles, *Engineering Geology*, Vol.104: 211-222.

CAI, G., SONGYU, L.S. & PUPPALA, A.J. (2011). Evaluation of pile bearing capacity from piezocone penetration test data in soft Jiangsu Quaternary clay deposits. *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol.29: 177–201.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MORTARI, D., SILVA, P.R. & PAIXÃO, M.N.O.N (1993). Avaliação da Colapsividade de um Solo Poroso em Conseqüência da Construção de um Aterro. 27ª Reunião de Pavimentação, Belém, PA, pp. 255-263.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & MORTARI, D. (1994). Caracterização Geotécnica de Solos Porosos do Distrito Federal. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, Brasília, DF, pp.109-122.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MORTARI, D., ARAKI, M.S. & PALMEIRA, E.M. (1994). Aspectos Relativos a Colapsividade da Argila Porosa de Brasília, Distrito Federal. 10º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, PR, Vol.3:1157-1163.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MELLO, A.C., SANTOS NETO, P.M. & SILVA, C.M. (1995). Considerações sobre provas de carga em estaca em solos colapsíveis com inundação. Encontro sobre solos não saturados, Porto Alegre, RS. pp. 159-172

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & CUNHA, R.P.DA. (1996). Analise da Capacidade de Cargas de Fundações Assentes Sobre o Saprolito de águas Claras-DF. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, pp. 123–131.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., CUNHA, R.P.DA., MAGALHÃES, E.P., SILVA, C.M. & SALES, M.M. (2002). Análise da Capacidade de Carga de duas Estacas Escavadas a partir de Provas de Carga Lentas. 12o Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 1305–1311.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. *Solos e Rochas*, Vol.27(3): 231-242.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., GITIRANA JUNIOR, G.F., MASCARENHA, M.M.A. & SILVA FILHO, F.C. (2015). Solos não saturados no contexto geotécnico. ABMS, 1 ed, Brasil, 759 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GITIRANA JUNIOR, G.F. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks*, Vol.44(3): 1–25.

CAMPANELLA, R.G. (1995). Guidelines for Geotechnical Design Using the Cone Penetration and CPT Pore Pressure Measurement. University of British Columbia, Canadá, 162 p.

CAMPELO, N.S. (1994). Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração, em solo colapsível. Universidade de São Paulo, São Carlos, 139p.

CAMPELO, N.S. & CINTRA, J.C.A. (1994). Análise comparativa da carga de ruptura à tração de estacas. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu. São Paulo:Vol.1: 11-18.

CAMPELO, N.S., CINTRA, J.C.A. & CARNEIRO, B.J.I. (1995). Uplift capacity of piles in collapsible soil. X Congresso Pan-Americano De Mecánica De Suelos Y Ingeniería De Fundaciones, Guadalajara, Ciudad de México, Vol.2: 1064-1071.

CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140p.

CARDOSO, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.

CARNEIRO, B.J.I., CAMPELO, N.S., MACACARI, M.F. & CINTRA, J.C.A. (1994). Correlação Entre Carga Última de Estacas à Tração e à Compressão em Solo Colapsível. II Simpósio Sobre Solos Não Saturados, Recife, PE:, pp. 231-236.

CARNEIRO, B.J.I. (1994). Comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 108 p.

CARNEIRO, B.J.I. (1999). Comportamento de tubulões a céu aberto, instrumentadas, em solo não saturado, colapsível. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 322 p.

CARTER, J.P., BOOKER, J.R. & YEUNG, S.K. (1986). Cavity expansion in cohesive frictional soils. *Geotechnique*, Vol.36(3): 349-358.

CARVALHO, D. & SOUZA, A. (1990). Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas, em solos porosos. 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Salvador, Bahia, Vol.2: 107-114.

CARVALHO, D. (1991). Análise de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos – SP. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 204 p.

CARVALHO, D., MANTILLA, J.N.R., ALBERO, J.H. & CINTRA, J.C.A. (1991). Provas de carga à tração e à compressão em estacas instrumentadas do tipo raiz. Seminário De Engenharia De Fundações Especiais, ABMS, São Paulo, São Paulo, Vol.2(I): 79-87.

CARVALHO, D. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (1994). Comportamento de estacas de pequeno porte à tração em solos colapsíveis. II Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Recife, PE, Vol.1: 237-242.

CARVALHO, D. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2002). Estaca Tipo Strauss Instrumentada em Solo Arenoso. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo. Vol.3: 1581-1590.

CARVALHO, D. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2013). Uplift behavior of bored piles in tropical unsaturated sandy soil. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris. Vol.1: 2707-2710.

CARNEIRO, J.B.E. (1999). Comportamento de Tubulões a Céu Aberto em Solos Colapsíveis. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo, 323 p.

CAVALCANTE, E.H., GIACHETI, H.L. & BEZERRA, R.L. (2005). Parâmetros Geotécnicos e Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Apiloadas em Solo Tropical Arenoso Obtidos com o Pressiômetro Ménard. Solos e Rochas Solos, São Paulo, Vol.28(1): 115-129.

CHATTOPADHYAY, B.C. & PISE, P.J. (1986). Uplift capacity of piles in sand. J Geotech Eng, Vol.112(9): 888–904.

CHANG, M.F. & BROMS, B.B. (1991). Design of bored piles in residual soil based on field-performance data. Canadian Geotechnical Journal, Vol.28(2): 200-209.

CHEN, Y.J. & KULHAWY, F.H. (1994). Case History Evaluation of Behavior of Drilled Shafts Under Axial & Lateral Loading. Palo Alto, 398p.

CHEN, S.L. & ABOUSLEIMAN, Y.N. (2013). Exact drained solution for cylindrical cavity expansion in modified cam-clay soil. Geotechnique, Vol. 63(6): 510–517.

CHEN, Y., DENG, A., LU, F. & SUN, H. (2020). Failure mechanism and bearing capacity of vertically loaded pile with partially-screwed shaft: Experiment and simulations. Computers and Geotechnics Vol.118: 1-13.

CHIU, C.F. & NG, C.W.W. (2014). Relationships between chemical weathering indices and physical and mechanical properties of decomposed granite. Engineering Geology, Vol.179: 76–89.

CINTRA, J.C.A & AOKI, N. (2010). Fundações por estacas: projeto geotécnico, 1. ed, Oficina de textos, São Paulo, SP, 96 p.

CLARKE, B.G. (1995). Pressuremeter in geotechnical design. Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha, Inglaterra, 364 p.

CLEMENCE, S.P. & VEESAERT, C.J. (1977). Dynamic pullout resistance of anchors in sand. Proceedings, International Symposium on Soil Structure Interaction, Roorkee, India, pp. 389-397.

COYLE, H.M. & REESE, L.C. (1966). Load transfer for axially loaded piles in clay. J. Soil Mech. and Found. Div., Vol.92(2): 1-26.

COYLE, H.M. & CASTELO, R.R. (1981). New Design Correlations for Piles in Sand. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Vol.107(7): 965-986.

COUTINHO, R.Q. & SCHNAID, F. (2010). CPT Regional Report for South America. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA, Vol.1: 313-336.

CUNHA, R.P.DA. (1994). Interpretation of selfboring pressuremeter tests in sand. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canadá, 291 p.

CUNHA, R.P.DA. (1996). A New Cavity Expansion Model to Simulate Selfboring Pressuremeter Tests in Sand. Solos e Rochas, Vol.19(1): 15-27.

CUNHA, R.P.DA. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1997). Analysis of the behaviour of a drilled pier foundation in a weathered, foliated and folded slate. XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, pp. 785-786

CUNHA, R.P.DA. & CAMPANELLA, R.G. (1998). Interpretation of selfboring pressuremeter tests using a curve fitting approach. 1st International Conference on Site Characterization, Atlanta, USA, Vol.2: 759-764.

CUNHA, R.P.DA. & PEREZ, E.N.P. (1998). Backanalyses of elastic parameters from piles executed in a tropical porous clay. 3rd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, pp. 377-383.

CUNHA, R.P.DA, PEREIRA, J.F. & VECCHI, P.P.L. (2001). The use of the Menárd pressuremeter test to obtain geotechnical parameters in the unsaturated and tropical Brasília clay. International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, Vol.1: 599-605.

CUNHA, R.P.DA, COSTA, A.F. & PASTORE, E.L. (2000). Ensaio Pressiométrico em Ardósia Alterada para o Estudo do Prolongamento do Metrô em Brasília-DF. Revista Solos e Rochas, Vol.23(1): 57-67.

CUNHA, R.P.DA, PEREIRA, J.H.F., SOARES, J.M., MOTA, N.M.B. & POULOS, H.G. (2001). Backanalyses of Field Loading Tests on Deep Foundations in a Tropical Clay. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, Vol.2: 869-872.

CUNHA, R.P.DA., PEREIRA, J.H.F. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2003). Evaluation of deep bored foundation behavior on a tropical residual soil via instrumented loading tests. 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, pp. 367–372.

CUNHA, R.P.DA., SEJNOHA, M. & VEVERKA, J. (2011). Application of pressuremeter tests to derive geotechnical parameters potentially correlated to the soil's matric suction. VII Simposio Brasileiro de Solos Não Saturados, Pirenópolis, GO, pp. 357-363.

CUNHA, R.P.DA. (2011). Acquired knowledge on the behavior of deep foundations vertically and horizontally loaded in the soil of Brasilia. *Soils and Rocks*, Vol.34(3): 177–194.

CUNHA, R.P.DA. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2014). Advance of Foundation Techniques in Brazil Since Colonial Times. *Dyna*, Vol.81(183): 178–187.

DANZIGER, F.A.B. (1983). Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 331 p.

DANZIGER, F.A.B., PEREIRA, P.C., RUFFIER, A.P. & PACHECO, M.P. (2018). Discussion of -Axial Uplift Behavior of Belled Piers in Sloping Ground- by X.-L. Lu, Z.-Z. Qian, and W.-Z. Yang, This Article was Published in *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 40(4) 04-74.

DANTAS NETO, S.A., SILVEIRA, M.V., ANJOS, G.J.M. & DOS MOURA, A.S. (2016). Modelo de previsão de recalques em estacas hélice contínua, metálicas e escavadas através de redes neurais artificiais, *Revista Geotecnia*, Lisboa, Vol.136: 27-47.

DAS, B.J. (1983). A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles. *Soils and Foundations*, Vol.23: 122-126.

DE BEER, E.E. (1963). The scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations. *Geotechnique* Vol.13(1): 39–75.

DÉCOURT, L. & QUARESMA, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. 6° CBMSEF, pp. 45–53.

DÉCOURT, L. (1982). Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. 2nd ESOPT, pp. 19–34.

DÉCOURT, L. (1989). The standard penetration test, state of the art report. 12th CSMFE, pp. 2405–2416.

DÉCOURT, L. (1996). A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. SEFE III, Vol.1: 215-224.

DÉCOURT, L. (1999). Behavior of Foundations under Working Load Conditions. 11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Foz do Iguaçu, Brasil, Vol.4: 453-488.

DE NICOLA, A. & RANDOLPH, M.F. (1993). Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. J. Geotech. Engng Div. Am. Sot. Ciu. Vol.119(12): 1952-1973.

DHARMAYASA, G.N.P. (2017). Comparison of Single Bored Pile Bearing Capacity Based on CPT and SPT. 1st Warmadewa University International Conference on Architecture and Civil Engineering, pp. 120–126.

DICKIN, E.A. & LEUNG, C.F. (1990). Performance of piles with enlarged bases subject to uplift forces. Canadian Geotechnical Journal, Vol.27: 546-556.

DICKIN, E.A. & LEUNG, C.F. (1992). The influence of foundation geometry on the uplift behaviour of piles with enlarged bases. Canadian Geotechnical Journal. Vol.29(3): 498-505.

DIENSTMANN, G., SCHNAID, F. & MAGHOUS, S. (2018). Piezocone Penetration Rate Effects in Transient Gold Tailings. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.144(2): 04017116.

DOAN, L.V. & LEHANE, B.M. (2020). Axial capacity of bored piles in very stiff intermediate soils. Canadian Geotechnical Journal. Vol.57(9): 1417-1426.

DOWNS, D.I. & CHIEURZZI, R. (1966). Transmission Tower Foundations. Journal of Power Division, ASCE, Vol.92(2): 91-114.

DUNCAN, J.M. & CHANG, C.M. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.96(SM5): 1629-1653.

DUNG, N.T., CHUNG, S.G., KIM, S.R. & BEAK, S.H. (2011). Applicability of the SPT-based Methods for Estimating Toe Bearing Capacity of Driven PHC Piles in the Thick Deltaic Deposits. KSCE Journal of Civil Engineering, Vol.15(6): 1023–1031.

EITEN, G. (1994). Vegetação do cerrado, Cerrado: caracterização, ocupação e perspectivas. 2ed. Brasília, p.17-73.

EL, S.M. (2003). Análise do comportamento à tração de estacas apiloadas executadas em solos arenosos do interior do Estado de São Paulo. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, SP, 193 p.

EMBRAPA. (1978). Levantamento e reconhecimento dos solos do Distrito Federal. Rio de Janeiro, SNCLS. Boletim Técnico EMBRAPA, n. 53.

EMBRE. (2016). Relatório de sondagens à percussão do tipo SPT realizadas no Anexo do Campo Experimental da UnB. Brasília: Relatório, 7 p.

EMBRE. (2017). Relatório de provas de carga realizadas no Anexo do Campo Experimental da UnB. Brasília: Relatório, 22 p.

ESLAMI, A. & FELLENIUS, B.H. (1997). Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. *Can Geotech*, Vol.J34(6): 880–898.

ESPARZA, O.L.R. (2016). Emprego do ensaio DMT na previsão da capacidade de carga de estacas em solo de diabásio. Dissertação de mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. 198p.

EXPANDER BODY INTERNATIONAL. (2021). Expander Body Advantages. Disponível em: <<https://expanderbodyinternational.com/>>. Acesso em: 20 de jun. de 2021.

FAHEY, M. & CARTER, J.P. (1993). A finite element study of the pressuremeter test in sand using a non linear elastic-plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.30(2): 348–362.

FALCONIO, G. & MANDOLINI, A. (2003). Influence of Residual Stresses for non Displacement Cast in situ Piles. 4rd Inter. Geotec. Sem. Deep Foundations on Bored and Auger Piles. pp. 145-152.

FAIZI, K., KALATEHJARI, R., NAZIR, R. & NASHID, A.S.A. (2015). Determination of pile failure mechanism under pullout test in loose sand. *J. Cent. South Univ.* Vol.22: 1490–1501.

FELLENIUS, B.H. (1980). The analysis of results from routine pile load tests. *Gr. Eng. London*, Vol.13(6): 19-31.

FELLENIUS, B.H., SAMSON, L. & TAVENAS, F.A. (1989). Pile design. Chapter 5, Standards and Guidelines, Public Works Canada, Marine Engineering Branch, 68 p.

FELLENIUS, B. H. & ALTAEE, A. (1995). The Critical Depth – How It Came into Being and Why It Does Not Exist. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, Vol.113(2): 107–111.

FELLENIUS, B.H. (2002). Determining the Resistance Distribution in Piles. Part 1: Notes on Shift of No-Load Reading and Residual Load. *Geotechnical News Magazine*, Vol.20(2): 35–38.

FELLENIUS, B.H. & TERCEROS HERRERA, M.A. (2014). Response to Load for Four Different Bored Piles. 11th International Conference on Piling and Deep Foundations, pp. 99–120.

FELLENIUS, B.H. (2017a). Report on the B.E.S.T. prediction survey of the 3rd CBF event. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, Vol.3: 7–25.

FELLENIOUS, B.H. (2017b). Summary and comments on my prediction to the 3rd CFPB. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, Vol.3: 73–81.

FELLENIOUS, B.H. & TERCEROS HERRERA, M.A. (2017). Information on the single pile, static loading tests at B.E.S.T. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, Vol.3: 1–5.

FELLENIOUS, B.H., MASSARSCH, K.R., TERCEROS HERRERA, M.A. & TERCEROS ARCE, M. (2018). A study of the augmenting effect of equipping piles with an Expander Body. International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement: Urbanization and Infrastructure Development Future Challenges, pp. 114–123.

FELLENIOUS, B.H., TERCEROS HERRERA, M.A., TERCEROS ARCE, M., MASSARSCH, K.R. & MANDOLINI, A. (2019). Static response of a group of 13 piles tested simultaneously. 16th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.2: 1214–1221.

FELLENIOUS, B.H. (2020). Basics of foundation design. Electronic Edition, www.Fellenius.net, 527 p.

FENTON, G.A. & GRIFFITHS, D.V. (2003). Bearing-capacity prediction of spatially random $c \phi$ soils. Canadian geotechnical journal, Vol.40(1): 54-65.

FIORAVANTE, V., GHIONNA, V.N., JAMIOLKOWSKI, M. & PEDRONI, S. (1995). Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel. 10th Asian regional conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol.2: 3–15.

FISH, J. & BELYTSCHKO, T.A. (2007). First Course in Finite Elements.[S.l.]: John Wiley & Sons, 319 p.

FONTAINE, E., CUNHA, R.P.DA. & DAVID, C. (2005). A simplified analytical manner to obtain soil parameters from Ménard pressuremeter tests on unsaturated soils. 50 Years of Pressuremeters International Symposium – ISP5, Paris, France, Vol.1: 289-295.

FRANK, R., KALTEZIOTIS, N., BUSTAMANTE, M., CHRISTOULAS, S. & ZERVOGIANNIS, H. (1991). Evaluation of Performance of Two Piles Using Pressuremeter Method. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.117(5): 695–713.

FRANK, R. (2017). Some aspects of research and practice for pile design in France. Innovative Infrastructure Solutions, Vol.2(1): 1-15.

FREITAS-SILVA, F.H. & CAMPOS, J.E.G. (1998). Geologia do Distrito Federal. Inventário hidrogeológico E Dos Recursos Hídricos Superficiais Do Distrito Federal. Brasília, IEMA/UnB/SEMATEC. (Relatório Técnico Parcial, n. 1).

GAAVER, K.E. (2017). Uplift capacity of single piles and pile groups embedded in cohesionless soil. Alexandria Engineering Journal, Vol. 52(3): 365-372.

GAMBIN, M. & FRANK, R. (2009). Direct Design Rules for Piles Using Menard Pressuremeter Test. *Contemporary Topics in In Situ Testing, Analysis, and Reliability of Foundations*. pp. 111-118.

GAO, G., GAO, M., CHEN, Q. & YANG, J. (2019). Field Load Testing Study of Vertical Bearing Behavior of a Large Diameter Belled Cast-in-Place Pile. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.23(5): 1-8.

GAONE, F.M., DOHERTY, J.P. & GOURVENEK, S. (2019). An optimization strategy for evaluating modified Cam-clay parameters using self-boring pressuremeter test data. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.56(11): 1668–1679.

GARCIA, J.R. (2015). Análise experimental e numérica de radiers estacados executados em solo da região de Campinas/SP. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 359 p.

GAAVER, K.E. (2013). Uplift capacity of single piles and pile groups embedded in cohesionless soil. *Alexandria Engineering Journal*, Vol.52: 365-372.

GOLAFZANI, S.H., ESLAMI, A. & CHENARI, R.J. (2020). Probabilistic Assessment of Model Uncertainty for Prediction of Pile Foundation Bearing Capacity; Static Analysis, SPT and CPT-Based Methods. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.38(9): 1-19.

GRAND, V.R. (2021). Piling Machine Market Size, Share & Trends Analysis Report By Product (Piling Rigs, Impact Hammer), By Piling Method (Impact Driven, Continuous Flight Auger), By Region, And Segment Forecasts, 2021 - 2028. Disponível em: <<https://www.grandviewresearch.com/industry-analysis/piling-machines-market>>. Acesso em: 20 de jun. de 2021.

GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

GUIMARÃES, R.C., CARVALHO, CAMAPUM DE CARVALHO, J., MOTA, N.M.B. & CUNHA, R.P.DA. (2004). Influência da sucção no comportamento de estacas escavadas assentes em solos não-saturados do Distrito Federal. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, pp. 351-356.

GUO, W.D. & RANDOLPH, M.F. (1997). Vertically loaded piles in non-homogeneous media. *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*, Vol.21(8): 507–532.

HAN, F., SALGADO, R., PREZZI, M. & LIM, J. (2017). Shaft and base resistance of non-displacement piles in sand. *Comput. Geotech.* Vol.83: 184–197.

HARR, M.E. (1984). *Reliability-based design in civil engineering*, Dover Pubns, New York, 291p.

HARRIS, D.E. & MADABHUSHI, G.S.P. (2015). Uplift capacity of an under-reamed pile foundation. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, Vol.168(6): 526–538.

HEIDARIE, S.G, ESLAMI, A., & JAMSHIDI, R.C. (2020). Probabilistic Assessment of Model Uncertainty for Prediction of Pile Foundation Bearing Capacity; Static Analysis, SPT and CPT-Based Methods. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.38(5): 5023–5041.

HUGHES, J.M.O., WROTH, C.P. & WINDLE, D. (1977). Pressuremeter in sands. *Geotechnique*, Vol.27(4): 455-477.

HUNG, L.C., NGUYEN, T.D., LEE, J.H. & KIM, S.R. (2016). Applicability of CPT-based methods in predicting toe bearing capacities of driven piles in sand. *Acta Geotech.* Vol.11: 359–372.

HUNTER, A.H. & DAVISSON, M.T. (1969). Measurement of Pile Load Transfer. *Performance of Deep Foundation*, ASTM STP 444, pp. 106- 117.

ILAMPARUTHI, K. & DICKIN, E.A. (2001). The influence of soil reinforcement on the uplift behaviour of belled piles embedded in sand. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol.19(1): 1-22.

IMAMURA, F.B.T. (2017). Utilização do pressiômetro de Ménard na avaliação de capacidade de carga de estacas. 2017. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 193 p.

IMAMURA, F.B.T. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2018). Avaliação do atrito lateral de estaca pré-moldada de concreto através do ensaio Pressiométrico de Ménard em solos tropicais. 19º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador, Bahia, Vol.2: 780-789.

IRELAND, I.O. (1957). Pulling tests on piles in sand. *International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering*, London, Vol.2: 43-54.

ISMAEL, N.F. & KL YM, T.W. (1979). Uplift and bearing capacity of short piers in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.05(5): 579-593.

IS. (2010). *Design and Construction of Pile Foundations - Code of Practice*. Soil and Foundation Engineering Sectional Committee, pp. 26.

JAKY, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering*, Vol.78(22): 355-358.

JARDIM, N. (1998). Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti. Master's Dissertation, Department of Civil and Env. Engineering, University of Brasília, 141 p.

JIANG, J., HOU, K. & OU, X. (2020). Analysis of the Bearing Capacity of a Single Pile Based on an Analytical Solution of Pile–Soil Interaction in Expansive Soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.38(2): 1721–1732.

KALASHINKOVA, O. (1976). Investigation of the behavior of piles in a collapsible soil stabilized through a leading hole. Kazan civil engineering institute. Translated from *Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov*, pp. 9-11.

KARIMPOUR-FARD, M. & ESLAMI, A. (2013). Estimation of vertical bearing capacity of piles using the results CPT and SPT tests. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization. 4th International Conference on Site Characterization 4, ISC-4*, pp. 1055–1062.

KEMPFERT, H.G. & BECKER, P. (2010). Axial pile resistance of different pile types based on empirical values. *Proceedings of Geo-Shanghai 2010 deep foundations and geotechnical in situ testing (GSP 205)*. ASCE, pp. 149–154.

KEZDI, A. (1975). Pile foundations. In: *foundation Engineering Handbook*. Winterkom, H. & Fang, li.Y., Van Nostrand Reinhold, New York.

KIM, S.R., & CHUNG, S.G. (2012). Equivalent Head-down Load Vs. Movement Relationships Evaluated from Bi-directional Pile Load Tests. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.16(7): 1170–1177.

KRAFT, L.M., RAY, R.P. & KAGAWA, T. (1981). Theoretical t-z curves. *J. Geotech. Engrg. Div.*, Vol.107(11): 1543–1561.

KRAFT, L.M. (1991). Performance of Axially Loaded Pipe Piles in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117(2): 272–296.

KRASIŃSKI, A. (2014). Numerical simulation of screw displacement pile interaction with non-cohesive soil. *Arch. Civil Mech. Eng.*, Vol.14(1): 122–133.

KULHAWY, F.H. (1984). Limiting Tip and Side Resistance: Fact or Fallacy. *Symposium on Analysis and Design of Pile Foundation*, San Francisco, Calif., pp. 80–98.

KULHAWY, F.H. (1985). Drained uplift capacity of drilled shafts. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco. Vol.3: 1549-1552.

KULHAWY, F.H. (1992). On the Evaluation of Soil Properties. *ASCE Geotech. Spec. Publ*, Vol.31(1): 95-115.

KULHAWY, F.H. (1995). Discussion of the Critical Depth – How It Came into Being and Why It Does Not Exist. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, Vol.119(2): 244–245.

KUMARA, J.J., KIKUCHI, Y., KURASHINA, T. & HYODO, T. (2016). Base resistance of open-ended piles evaluated by various design methods. *International Journal of Geomate*, Vol.11(26): 2643–2650.

KYUNG, D. & LEE, J. (2015). Load-carrying behavior of transmission-tower connected foundations subjected to different load directions. *Soils and Foundations*, Vol.55(3): 575-587.

LCPC-SETRA. (1985). Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats pressiométriques.

LEE, J.H. & SALGADO, R. (1999). Determination of pile base resistance in sands, *J. Geotech. Geoenviron.* Vol.125(8): 673-683.

LEITE, L.E.D., BEZERRA, R.L. & MARQUES, A.G. (1998). Avaliação da capacidade de carga à tração das estacas rotativas injetadas. *Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, Brasília, DF*, Vol.3: 1431-1439.

LEHANE, B.M., JARDINE, R.J., BOND, A.J. & FRANK, R. (1993). Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented piles tests. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.19(1): 19-35.

LEVACHER, D.R. & SIEFFERT, J.G. (1984). Tests on model tension piles. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.110(12): 1735-1747.

LOBO, A.S, ALBIERO, J.H. & FERREIRA, C.V. (1991). Influência da inundação do solo na carga última de estacas de pequeno porte. *2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais II, São Paulo-SP*, Vol.1: 207-216.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. & POWELL, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic & Professional, 312p.

LUDEMANN, S.M., GARCIA, R.S., BARBOSA, M.G.T. & CAVALCANTE, A.L.B. (2018). A Contingency Solution using Jet Grouting Barrier for a Dam under Risk of Piping in Brazil. *Soils and Rocks*. Vol.41(1): 17-31.

MACHADO, S.L. & VILAR, O.M. (1998). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: ensaios de laboratório e determinação expedita. *Solos e Rochas*, Vol.21(2): 65-78.

MAJER, J. (1955). Zur Berechnung von Zugfundamenten (in German). *Osterreichische Bauzeitschrift*, pp. 85-90.

MANDOLINI, A., RUSSO, G. & VIGGIANI, C. (2005). Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.4: 177-213.

MANSUR, C.I. & KAUFMAN, R.I. (1956). Pile Tests, Low-Sill Structures, Old River, La. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.82(4): 1-33.

MÁNTARAS, F.M. & SCHNAID, F. (2002). Cylindrical cavity expansion in dilatant cohesive-frictional materials. *Géotechnique*, Vol.52(5): 337-348.

MARQUES, J.A.F. & MASSAD, F. (2004). Provas de Carga Instrumentadas em Estacas Escavadas com Bulbos, Executadas na Região Praieira de Maceió, Alagoas. Solos e Rochas, São Paulo, Vol.27(3): 243-260.

MARQUES, R.F., COUTINHO, R.Q., GUSMÃO, A.D. & MARQUES, A.G. (2006). Capacidade de Carga de Estacas Escavadas com Bulbos, em Solos Não Saturados da Formação Barreiras. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, PR, Vol 2: 961-966.

MASCARENHA, M.M.A., CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GUIMARÃES, R.C. (2004a). Bearing capacity evaluation of drilled piles into a non-saturated soil profile. 2nd International Conference on Site Characterization, pp. 1311–1317.

MASCARENHA, M.M.A., CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GUIMARÃES, R.C. (2004b). Uso de dados pluviométricos na avaliação da capacidade de carga de estacas escavadas. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, pp. 363–367.

MASSAD, F. (1991a). Análise de transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas à compressão axial. SEFE II, São Paulo, Vol.1: 235-244.

MASSAD, F. (1991b). Comportamento de estacas escavadas de elevada compressibilidade. SEFE II, São Paulo, Vol.1: 245-254.

MASSAD, F. (1991c). Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros, visando a estimativa de recalques. SEFE II, São Paulo, Vol.2: 255-264.

MASSAD, F. (1994). Considerações Sobre a Forma da Curva Carga-Recalque de Estacas Isoladas Axialmente. EESC/USP, São Carlos, SP, 35p.

MASSAD, F., LAZO, G. (1998). Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas e curtas. 11º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, Brasil, Vol.3: 1407-1414.

MASSAD, F. & FONSECA, A.V.DA. (2012). Método da Rigidez de Décourt aplicado a estaca submetida a vários ciclos de carregamento. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - SEFE VII, São Paulo, SP, pp. 1-8.

MASSARSCH, K.R. (1976). Soil Movements Caused by Pile Driving in Clay. 261 p.

MASSARSCH, K.R. & WETTERLING, S. (1993). Improvement of augercast pile performance by Expander Body System. 2nd International Geotechnical Semimnar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, pp. 417–428.

MASHHOUR, I. & HANNA, A. (2016). Drag load on End-bearing Piles in Collapsible Soil due to Inundation. Canadian Geotechnical Journal, Vol.53(12): 2030-2038.

MCCLELLAND, B. (1974). Design of deep penetration piles for ocean structures. J Geotech Eng Div, Vol.100: 709–747.

MAYNE, P.W. (2007). Cone penetration testing-a synthesis of highway practice. NCHRP Synthesis 368, Transportation Research Board, Washington, DC, 126 p.

MELO, V.F. & WYPYCH, F. (2009). Caulinita e Haloisita. In: MELO, V.F. & ALLEONI, L.R.F., eds. Química e mineralogia do solo; Conceitos básicos. Parte 1. Viçosa, MG, Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 2009. v.1. p. 427-504.

MENDE, L. (2021). Enciclopédia Global: Distrito Federal (DF), Aspectos Geográficos e Socioeconômicos do Distrito Federal. Disponível em: <<https://expanderbodyinternational.com/>>. Acesso em: 20 de dez. de 2021.

MENDOZA, C.C., CAICEDO, B. & CUNHA, R.P.DA. (2017). Determination of Vertical Bearing Capacity of Pile Foundation Systems in Tropical Soils with Uncertain and Highly Variable Properties. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol.31(1): 04016068.

MEYERHOF, G.G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, Vol.2(4): 301–332.

MEYERHOF, G.G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. American Society of Civil Engineers, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.82: 1–12.

MEYERHOF, G.G. & ADAMS, J.I. (1968). The ultimate uplift capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.5: 225-244.

MEYERHOFF, G.G. (1973). The uplift capacity of foundations under oblique loads. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.10: 64-70.

MEYERHOF, G.G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.102(3): 197–228.

MENARD, L. (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais pressiometriques. *Sols Soils* n°5, pp. 9-32.

MERIFIELD, R.S., GOODALL, S.J. & MCFARLANE, S.A. (2021). Finite element modelling to predict the settlement of pile groups founded above compressible layers, *Computers and Geotechnics*, Vol.134: 104139.

MILITITSKY, J. & SCHNAID, F. (1996). Avaliação crítica do uso do spt em fundações. 3° Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, pp. 248–258.

MITCHELL, J.K. & SOGA, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons, 3rd Edition, 592 p.

MO, P.Q., MARSHALL, A.M. & YU, H.S. (2014). Elastic-plastic solutions for expanding cavities embedded in two different cohesive-frictional materials. *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics*, pp. 961–977.

MOAYEDI, H. & HAYATI, S. (2018). Applicability of a CPT-Based Neural Network Solution in Predicting Load-Settlement Responses of Bored Pile. *International Journal of Geomechanics*, Vol.18(6): 06018009.

MOHAN, D., JAIN, G.S. & JAIN, M.P. (1967). A New Approach to Load Tests. *Geotechnique* Vol.17: 274-283.

MONTEIRO, F.F., CUNHA, R.P., SILVA, C.M. & AGUIAR, M.F.P. (2019). Análise de recalques em estacas escavadas equipadas com o Sistema *Expander Body*. 5º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica Na Região Centro-Oeste, pp. 104–109.

MONTEIRO, F.F., CUNHA, R.P., AGUIAR, M.F.P., SILVA, C.M., AGUIAR, M.F.P. & MACEDO, C. A. (2021a). Bearing capacity assessment of bored piles equipped with expander body systems using the mechanics of unsaturated soils. 3º Pan-American Conference on Unsaturated Soils, Rio de Janeiro, Brasil, Vol.1, pp. 1–10.

MONTEIRO, F.F., CUNHA, R.P., AGUIAR, M.F.P., SILVA, C.M. & AGUIAR, M.F.P. & (2021b). Settlement of bored piles with expander body system in lateritic soils, *REM*, Vol. 74(3): 309-318.

MONTEIRO, F.F., CUNHA, R.P., SILVA, C.M., AGUIAR, M.F.P. & MATOS, Y. M. P. (2022). Análise de recalques em estacas escavadas equipadas com o Sistema *Expander Body*. 20º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Campinas, Brasil, Vol.1, pp. 1–9.

MONTEIRO, F.F., CUNHA, R.P., AGUIAR, M.F.P., SILVA, C.M., AGUIAR, M.F.P. & MACEDO, C. A. (2023). Análise de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas escavadas equipadas com a tecnologia *Expander Body* a partir de ensaios CPT. 18º Congresso Nacional de Geotecnia, SPG, Évora, Portugal, Vol.1, pp. 1–10.

MORS, H. (1959). The behaviour of mast foundations subject to tensile forces. *Bautechnik*, Vol.10: 367-378.

MOTA, N.M.B.DA., CUNHA,R.P.DA., PEREIRA, J.F. & CORTOPASSI, R. (2000). Avaliação da capacidade de carga de fundações profundas assentes no solo poroso de Brasília-DF via ensaios de cone (CPT). IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo: ABMS/ABEF, Vol.1: 320-332.

MOTA, N.M.B. (2003). Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 336p.

MOTA, N.M.B., GUIMARÃES, R.C. & CUNHA, R.P.DA. (2004). Influência da sucção no comportamento de estacas escavadas assentes em solos não saturados do Distrito Federal. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, pp. 351–356.

MOTA, N.M.B., GUIMARÃES, R.C., COSTA, C.M.C., CUNHA, R.P.DA. & CARVALHO, J.C. (2007). Comportamento de Fundações Profundas Escavadas e Flutuantes em Solo Típico Não Saturado de Brasília em Função da Sazonalidade Local. 6º Simpósio Brasileiro De Solos Não Saturados, Salvador, BA, pp. 551-560.

MOTTA, E. (1994). Approximate elastic-plastic solution for axially loaded piles. *J. Geotech. Engrg.*, Vol.120(9): 1616–1624.

MOURA, A.S., NÓBREGA JÚNIOR, A.J. & AGUIAR M.F.P. (2011). Análise de métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas raiz de pequeno e grande diâmetro, *Revista de Tecnologia*, Vol.32(1): 56-72.

NEELY, W.J. (1990). Bearing Capacity of Expanded-Base Piles in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.116(1): 73-87.

NIAZI, F.S. & MAYNE, P.W. (2013). Cone Penetration Test Based Direct Methods for Evaluating Static Axial Capacity of Single Piles. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.31(4): 979–1009.

NIAZI, F.S. & MAYNE, P.W. (2016). CPTu-based enhanced UniCone method for pile capacity. *Engineering Geology*, Vol.212: 2 -34.

NIROUMAND, H., KASSIM, K.A., GHAFORIPOUR, A. & NAZIR, R. (2012). Uplift Capacity of Enlarged Base Piles in Sand. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.17: 2721- 2737.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, 240p.

NORLUND, R.L. (1963). Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.89(3): 1-35.

NORME FRANÇAISE. (2012). NF P 94-262: Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes. Paris. 206 p.

NOTTINGHAM, L.C. (1975). Use of quasi-static friction cone penetrometer data to predict load capacity of displacement piles. PhD Thesis, University of Florida, 569 p.

O'NEILL, M.W. & REESE, L.C. (1999). *Drilled shafts: construction procedures and design methods*. Bridgeville: Fhwa, Washington, DC. 791p.

ORR, T.L. & CHERUBINI, C. (2003). Use of the Ranking Distance as an Index for Assessing the Accuracy and Precision of Equations for the Bearing Capacity of Piles and At-Rest Earth Pressure Coefficient. *Canadian Geotec. Journal*, Vol.40(6): 1200-1207.

ORLANDO, C. (1985). *Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração. Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 235p.

ORLANDO, C. (1999). *Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos: Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 332p.

ORTIGÃO, J.A.R. (1993). Dilatômetro em Argila Porosa. 7º Congresso Brasileiro de Geologia e Engenharia (CBGE), Poços de Caldas, MG, Vol.1: 309-320.

ORTIGÃO, J.A.R. (1994a). O Túnel do Metrô de Brasília – Propriedades Geotécnicas e o Comportamento da Obra. Monografia submetida à banca examinadora do concurso de Professor Titular de Mecânica dos Solos. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 116 p.

ORTIGÃO, J.A.R. (1994b). Dilatometer Tests in Brasília Porous Clay. 7th International Congress Int. Association of Engineering Geology, IAEG, Lisboa, Portugal, p. 359-365.

ORTIGÃO, J.A.R., CUNHA, R.P.DA. & ALVES, L.S. (1996). In situ tests in Brasilia porous clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol.33: 189-198.

PAIXÃO, M.N.O.N. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados, Recife, PE, pp. 105-110.

PASCHOALIN FILHO, J.A., ALBUQUERQUE, P.J.R., FERREIRA, M., CARVALHO, D. & NOGUEIRA, R.R.C. (2006). Comportamento à Tração De Estacas Tipo Hélice-Contínua Executadas Em Solo de Diabásio. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba.

PASCHOALIN FILHO, J.A. (2008). Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas executadas em solo de diabásio da região de Campinas. Tese de Doutorado. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Campinas, SP, 383 p.

PASCHOALIN FILHO, J.A., CARVALHO, D., NOGUEIRA, R.R.C. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2008). Comportamento à tração de estacas tipo hélice contínua executadas em solo de diabásio. Exacta, São Paulo, Vol.6: 75-82.

PASCHOALIN FILHO, J. A. & CARVALHO, D. (2010). Fundações De Construções Submetidas A Esforços De Tração Em Solo De Alta Porosidade Da Região De Campinas-Sp. Engenharia Agrícola, Vol.30(2): 205-211.

PEIXOTO, R.J. (1999). Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191 p.

PEIXOTO, A.S.P., ALBUQUERQUE, P.J.R.DE. & CARVALHO, D.DE. (2000). Utilization of SPT-T, CPT and DMT Tests to Predict the Ultimate Bearing Capacity of Precast Concrete Pile in Brazilian Unsaturated Residual Soil. Advances in Unsaturated Geotechnics. Reston: American Society of Civil Engineers. Vol.99: 32-39.

PEREIRA, D.A., PASSINI, L.B. & KORMANN, A.C.M. (2016). Aplicação do Método da Rigidez para Estimativa do Atrito Lateral e Resistência de Ponta em Estaca Escavada. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

PEREZ, E.N.P. (1997). O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília. M.Sc. Dissertation, Dept. of Civil and Env. Engineering. University of Brasília, 146 p.

PHILIPPONNAT, G. (1980). Methode pratique de calcul d'un pieuisole a l'aide du penetrometre statique. Rev Fr Geotech, Vol.10: 55–64.

POPESCU, M. (1986). A comparison between the behaviour of swelling and of collapsing soils. Engineering Geology, Vol.23: 145-163.

POTYONDY, J.G. (1961). Skin Friction between Various Soils and Construction Materials. Géotechnique, Vol.11(4): 339-353.

POTTS, D.M. & ZDRAVKOVIC, L. (2001). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: application. Londres: Thomas Telford, Vol.2.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1968). The settlement of single axially-loaded incompressible piles and piers. Geotechnique, Vol.18(3): 351-371.

POULOS, H.G. (1979). Settlement of single piles in non-homogeneous soil. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.105(5): 627-641.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1980). Pile Foundations Analysis and Design. John Wiley and Sons. New York, 410 p.

POULOS, H.G. (1989). Pile behaviour—theory and application. Géotechnique, Vol.39(3): 365–415.

POULOS, H.G. (1993). Settlement prediction for bored pile groups. 2nd Seminar on Deep Foundations, Ghent, Belgium, Vol.1: 103-117.

POULOS, H.G. (1994). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. Journal for Num. & Anal. Meth. in Geomechanics, Vol.18: 73-92.

POULOS, H.G. (1998). The pile-enhanced raft – An economical foundation system. 11^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, Brasil, Vol.5: 27-43.

POULOS, H.G. (2000). Foundations Settlement Analysis – Practice versus Research, 8th Spencer J. Buchanan Lecture, November, Texas. Acesso YouTube site: <https://www.youtube.com/watch?v=tkd1UBqo3os> (Geo-Institute of ASCE · 8 de jan. de 2016)

POULOS, H.G. (2011). The de Mello Foundation Engineering Legacy. Solos e Rochas. Vol.34(1): 3-31.

POOYA, N.F., JAKSA, M.B., KAKHI, M. & MCCABE, B.A. (2009). Prediction of pile settlement using artificial neural networks based on standard penetration test data. Computers and Geotechnics, Vol.36(7): 1125–1133.

POOYA NEJAD, F. & JAKSA, M.B. (2017). Load-settlement behavior modeling of single piles using artificial neural networks and CPT data. *Computers and Geotechnics*, pp. 9–21.

PRICE, G. & WARDLE, I.F. (1982). A comparison between cone penetration test results and the performance of small diameter instrumented piles in stiff clay. 2nd European symposium on penetration testing, Amsterdam, Vol.2: 775–780.

PU, S., ZHU, Z. & WEI, W. (2020). A method for calculating the ultimate bearing capacity of uplift piles in combined soil and rock mass. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp. 1–26.

QIAN, Z. & YANG, W. (2014). Behaviour of micropiles in collapsible loess under tension or compression load. *Geomechanics and Engineering*, Vol.7(5): 477-493.

QIAN, Z., LU, X. & YANG, W. (2020). Comparative lateral load field tests on straight-sided and belled piers in sloped ground. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering*, Vol.173(1): 70-80.

RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *J. Geotech. Engrg. Div.*, Vol.104(12): 1465–1488.

RANDOLPH, M.F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design. *Géotechnique*, Vol.53(10): 847-875.

REBOLLEDO, J.F.R. (2011). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México. Ph. D. thesis. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM. Mexico City, Mexico, 244 p.

REBOLLEDO, J.F.R., AUVINET, G. & MARTÍNEZ, H.E. (2015). Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. Vol.82(192): 211-220.

REBOLLEDO, J.F.R. & GUICHARD, G.A. (2019). Analytical model for friction piles in consolidating soft soils. *Ingeniare: Revista chilena de ingeniería*, Vol.27(2): 295-303.

REBOLLEDO, J.F.R., LEÓN, R.F.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2019). Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília. *Soils and Rocks, São Paulo*, Vol.42(1): 61-74.

REESE, L.C., HUDSON, B.S. & VIJAYVERGJYA, B.S. (1969). An investigation of the interaction between bored piles and soil. 7th International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, Mexico, Vol.2: 211-215.

REGINATTO, A. & FERRERO, J. (1973). Collapse potential of soils and soil-water chemistry. *Proceedings of 8th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Vol.2: 177–183.

REIFFSTECK, P. (2009). ISP5 Pile Prediction Revisited. Contemporary Topics in In Situ Testing, Analysis, and Reliability of Foundations. pp. 50-57.

ROBERT, Y. (1997). A few comments on pile design, Canadian Geotechnical Journal - 34, Canada, pp. 560-567.

ROBERTSON P.K. & CAMPANELLA, R.G. (1988). Guidelines for Geotechnical Design Using CPT and CPTU Data, report FHWA, 340 p.

ROBERTSON, P.K. (2012). Interpretation of in-situ tests – some insights. Mitchell Lecture – International Symposium on Site Characterization, ISC'4, Recife, PE, Brasil.

ROCHA FILHO, P. & TOLEDO FILHO, R.D. (1990). Previsão do Comportamento de Estacas Escavadas com Base em Resultados de Ensaios Pressiométricos. 9º Cobramsef., Salvador, Bahia, pp. 491-499.

ROCHA FILHO, P., ROMANEL, C. & ALCANTARA, I.M. (1998). Estimativa de Módulos de Elasticidade de Solos através da Retroanálise de Provas de Carga em Estaca. 11º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, Brasil, Vol.1: 1567-1574.

ROCHA, B.P. & GIACHETI, H.L. (2018). Site characterization of a tropical soil by in situ tests. DYNA (MEDELLÍN), Vol.85: 211-219.

RODRIGUES, A.A., CAMAPUM DE CARVALHO, J., CORTOPASSI, R.S. & SILVA, C.M. (1998). Avaliação da Adaptabilidade de Métodos de Previsão de Capacidade de Carga a Diferentes Tipos de Estacas. 11º Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 1591–1598.

RODRIGUEZ, T.G., ALBUQUERQUE, P.J.R. & GIACHETI, H.L. (2012). Comparação entre resultados de ensaios CPT mecânico e elétrico para o solo de diabásio da região de Campinas, Brasil. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas, PE, pp. 6.

ROULLIER, P. (1992). Hydrocollapsible soil correlations. University of Nevada, Las Vegas Retrospective Thesis & Dissertations. 216 p.

SADUD, O.A.R., PINTO, F. & TERCEROS HERRERA, M.A. (2014). Comportamiento a carga axial de pilotes con sistema de expansión y desplazamiento total. 1st Bolivian International Conference on Deep Foundations, pp. 1–31.

SALES, M.M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.

SATYANAGA, A. & RAHARDJO, H. (2019). Unsaturated shear strength of soil with bimodal soil-water characteristic curve. Géotechnique, Vol.69(9): 828-832.

SCHANZ, T., VERMEER, A. & BONNIER, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. Proc. Int. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech. 10 years Plaxis, Amsterdam, Netherlands, 281 p.

SCHMÜDDERICH, C., SHAHRABI, M.M., TAIEBATB, M. & LAVASAN, A.A. (2020). Strategies for numerical simulation of cast-in-place piles under axial loading. Computers and Geotechnics. Vol.125: 1-19.

SALES, M.M., CUNHA, R.P.DA., FARIAS, M.M.DE. & PEREIRA, J.H.F. (2001). Efeito da pré-inundação nos resultados de provas de carga de sapatas e estacas na argila porosa de Brasília. 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. pp. 399-416.

SALES, M.M., VILAR, O.M., MASCARENHA, M.M.A., PEREIRA, J.H.F., SILVA, C.M. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2015). Fundações em solos não saturados. Solos não saturados no contexto geotécnico, São Paulo, Brasil, pp. 651-682.

SALGADO, R., LYAMIN, A.V., SLOAN, S.W. & YU, H.S. (2004). Two-and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay, Géotechnique, Vol.54(5): 297-306.

SCIPIÃO, C.C. & MOURA, A.S. (2020). Proposta de previsão da capacidade de carga à tração de estacas tipo hélice contínua em solos granulares. Principia (João Pessoa), Vol.1: 146-155.

SCHAFER, M., MADABHUSHI, S.P.G. (2020). Uplift Resistance of Enlarged Base Pile Foundations. Indian Geotech, Vol.50: 426-441.

SCHMERTMANN, J.H. (1978). Guidelines for cone penetration test, performance and design. U.S. Department of Transportation, Washington, DC, 145 p.

SCHNAID, F. & MANTARAS, F.M. (1998). Assesment Of Soil Properties In Cohesive-Frictional Materials With Pressuremeter Tests. First International Conference on Site Characterization, Atlanta. Vol.2: 811-818.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E., BERNARDES, G.P. & ROCHA, M.M. (2002). Medidas de energia no ensaio SPT. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 107-117.

SCHNAID, F. & GOULART, M.R.M. (2002). Previsão de capacidade de carga de estacas escavadas em solos residuais a partir de ensaios de cone. XII Cobramseg - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo. Vol.3: 1437-1446.

SCHNAID, F. & COUTINHO, R.Q. (2005). Pressuremeter tests in Brazil. International Symposium 50 Years of Pressuremeters - ISP5, PRESSIO 2005. Paris: l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, Vol.2: 305-318.

SCHULZE, T. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2013). Análise da capacidade de carga de estaca escavada de pequeno diâmetro em solo laterítico por meio de ensaios SPT. Geocentro, Cuiabá. Vol.1: 119-125.

SCHMÜDDERICH, C., SHAHRABI, M.M., TAIEBAT, M., & LAVASAN, A.A. (2020). Strategies for numerical simulation of cast-in-place piles under axial loading. *Computers and Geotechnics*, Vol.125: 103656.

SEED, H.B. & REESE, L.C. (1957). "The action of soft clay along friction piles." *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, Vol.122(1): 731–754.

SENAHA, S.C.F. (2019). A quartzilização em perfis de intemperismo tropical. 2019. Dissertação de mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, 159 p.

SEO, H. & PREZZI, M. (2007). Analytical solutions for a vertically loaded pile in multilayered soil. *Geomech. Geoeng.*, Vol.2(1): 51–60.

SESTREM, L.P.S. (2018). Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul, Porto Alegre, 271 p.

SÉTRA, L.C.P.C. (1985). Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats pressiométriques, Ministère de l'Équipement, 32 p.

SHARIATMADARI, N., ESLAMI, A. & KARIMPOUR-FARD, M. (2008). Bearing capacity of driven piles in sands from SPT-applied to 60 case histories. *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B: Engineering*, Vol.32(2): 125–140.

SHOOSH PASHA, I., KHARUN, M. & HASANZADEH, A. (2017). Evaluation of end bearing capacity of drilled shafts in sand by numerical and SPT-based methods. *J. Fundam. Appl. Sci*, Vol.9(7): 282–295.

SKEMPTON, A.W. (1951). The bearing capacity of clays. *Proc. Building and Research Cong.*, London, pp. 180–189.

SHANKER, K., BASUDHAR, P.K. & PATRA, N.R. (2007). Uplift capacity of single piles: predictions and performance. *Geotech Geol Eng*, Vol.25: 151–161.

SILVA, C.M. (2011). Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 336 p.

SILVA, P.V.C. (2015). Análises Numéricas 2d E 3d Do Comportamento De Estruturas De Solo Grampeado. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 136 p.

SILVA, C.M., CAMAPUM DE CARVALHO, J. & AQUINO, F.R. (2016). Estacas Escavadas Assentes na Argila Porosa Colapsível de Brasília - Caso de Obra. 18° Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 1–8.

SILVA, C.M. (2017). Energy measurement for CFA piles capacity estimation. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, pp. 1–8.

SILVA, C.M., HERRERA, M.A.T., ARCE, M.T., ESPOSITO, C., FERNÁNDEZ, D.H. & CUNHA, R. P.DA. (2018). Uso da tecnologia Expander Body em estacas solicitadas a tração e a compressão assentes em solo tropical do Brasil. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 1–8.

SILVA, C.M. (2019). Comunicação Pessoal.

SILVA, C.M., TERCEROS HERRERA, M.A., LENTZ, L. & CUNHA, R.P.DA. (2019). A Tecnologia Expander Body em Tirantes e Estacas no Brasil. 9o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, pp. 1–10.

SKOV, R. (1997). Pile foundation - Danish design methods and piling practice, F. De Cock, C. Legrand, CRC Press, Boca Raton, Flórida, EUA, pp. 101-111.

STEWART, W.P., CUNHA, R.P.DA & MOTA, N.M.B. (2011). Settlement of Floating Bored Piles in Brasilia Porous Clay. Soils and Rocks, Vol.34(2): 153-159.

SMITH, I.M. & GRIFFITH, D.V. (1982). Programming the Finite Element Method, Second Edition. John Wiley & Sons, Chisester, U.K, 684 p.

SU, Q., ZHANG, X., YIN, P. & ZHAO, W. (2014). Ultimate Capacity Analysis and Determination of the Position of Failure Surface for Uplift Piles, Mathematical Problems in Engineering, Vol.1: 1-6.

TALARICO, S.C.C. (2007). Ajuste de los parámetros del presiómetro en la estimación de la capacidad de carga última de pilotes con tecnología de Expander Body en arenas sedimentarias. Universidad Técnica Federico Santa María, 81 p.

TEIXEIRA, C.Z. (1993). Comportamento De Estacas Escavadas Em Solos Colapsíveis. Dissertação De Mestrado Escola De Engenharia De São Carlos, Universidade De São Paulo, São Paulo, SP, 160 p.

TEIXEIRA, A.H. (1996). Projeto e execução de fundações. 3º SEFE, pp. 33–50.

TEIXEIRA, A., HONJO, Y., CORREIA, A.C. & HENRIQUES, A.A. (2012). Sensitivity analysis of vertically loaded pile reliability. Soils and Foundations, Vol.52(6): 1118-1129.

TERCEROS ARCE, M. & TERCEROS HERRERA, M.A. (2017). Expander Body and Toe-Box: Expansion Devices for Deep Foundations Enhancement. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, Vol.1: 209–227.

TERCEROS ARCE, M. & TERCEROS HERRERA, M.A. (2016). The Use of an Expander Body with Full Displacement Piles in Medium-Dense Sandy Soils. Fourth Geo-China International Conference, pp. 142–151.

TERCEROS HERRERA, M.A. (2016). Investigación de la Adaptación, Mejora y Aplicación de La Tecnología Expander Body a Suelos y Rocas Blandas. RN1 4062, 52 p.

TERCEROS HERRERA, M.A. (2008). El Uso de la Tecnología Expander Body en Fundaciones Profundas en Suelos Sedimentarios de Santa Cruz, Bolivia. 19° Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, pp. 34–42.

TERCEROS HERRERA, M.A. & MASSARSCH, K.R. (2014). The Use of the Expander Body with Cast in Situ Piles in Sandy Soils. 11th International Conference on Piling and Deep Foundations, Vol.1(1): 347–358.

TERCEROS HERRERA, M.A. & TERCEROS ARCE, M. (2016). Recent Advances In The Expander Body Technology. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica Dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 1–7.

THIYYAKKANDI, S., MCVAY, M., BLOOMQUIST, D. & LAI, P. (2014). Experimental study, numerical modeling of and axial prediction approach to base grouted drilled shafts in cohesionless soils. Acta Geotech, Vol.9: 439–454.

TOH, T., OOI, T.A., CHIU, H.K. & TING, W.N. (1989). Design parameters for bored piles in a weathered sedimentary formation. 12th International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, Rio, Vol.2: 1073-1078.

TOMLINSON, M.J. (1957). The adhesion of piles driven in clay soils. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol.2: 66-71.

TOMLINSON, M. J. & WOODWARD, J. (2020). Pile Design and Construction Practice. CRC Press; 6ª edição. 608p.

TUMAY, M.T. & FAKHROO, M. (1982). Friction pile capacity prediction in cohesive soils using electric quasi-static penetration tests. Interim Research Report No. 1, Louisiana Department of Transportation and Development, Research and Development Section, Baton Rouge, LA, 275 p.

VANAPALLI, S.K. & TAYLAN, Z.N. (2012). Design of Single Piles Using the Mechanics of Unsaturated Soils. Int. J. of GEOMATE, Vol.2(3): 197-204.

VARDON, P.J., BALTOUKAS, D. & PEUCHEN, P. (2019). Interpreting and validating the thermal cone penetration test (T-CPT) Géotechnique, pp. 580-592.

VAUGHAN, P.R. (1985). Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic, Particularly as Related to their Structure and Mineral Components –Special Lectures. Proceedings..., I International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. ABMS. Brasília. Vol.3: 231-263.

VECCHI, P.P.L, CUNHA R.P.DA., PEREIRA, J.H.F., SCHNAID, F. & KRATZ DE OLIVEIRA, L.A. (2000). Aplicação do Ensaio Pressiométrico tipo Ménard na Previsão de Parâmetros Geotécnicos da Argila Porosa de Brasília. 1o Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, ABMS, São Paulo, Brasil, Vol.3: 312-325.

VELLOSO, P.P. (1981). Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.

VELLOSO, D.A & LOPES, F.R. (2010). Fundações. Rio de Janeiro: COPPE -UFRJ, 2010.v. 2.

VESIC, A.S. (1963). Bearing capacity of deep foundations in sand. Highway Research Record (39), p 112.

VESIC, A.S. (1964). Investigations of bearing capacity of piles in sand. In: Proceedings of the conference on deep foundations, Mexico City 1, 197 p.

VESIC, A.S. (1967). Investigations of bearing capacity of piles in sand. Proc. North American Conf. on deep foundations, Mexico City, 1, pp. 197–224.

VESIC, A.S. (1970). Test on instrumented piles, Ogeechee river site. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.96 , n.2, p.561-584.

VESIC, A.S. (1977). On the significance of residual load response of piles. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, IX, Stockholm. Proceedings. Vol.3: 373-379.

VIANA, A.F. & COUTINHO, R.Q. (2008). Characterization of residual soils. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Huang & Mayne, London, 54 p.

VIANA, A.F. (2008). Caracterização de solos residuais em projecto geotécnico assistido por ensaios. Portugal: Universidade do Porto, 90 p.

VILLIBOR, D.F. & NOGAMI, J.S. (2009). Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos. Arte & Ciência, São Paulo, SP, 291 p.

WANG, Q., MA, J. & XIAO, Z. (2020). Field Test on Uplift Bearing Capacity of Rock-Socketed Belled Piles. KSCE J Civ Eng 24, pp. 2353–2363.

WEHNERT, M. & VERMEER, P. (2004). Numerical analyses of load tests on bored piles. Numerical methods in geomechanics–NUMOG IX. pp. 505–511.

WILLIAMS, T. & ROLLINS, K. (1991). Collapsible soil hazard map for the cedar city, Utah Area. Utah department of natural resources. pp. 6-44.

XU, J., XU, X., YAO, W. (2020). New Method for Calculating the Settlement of Single Pile and Pile Group in Soft Soil Area, Advances in Civil Engineering, 9 p.

YAEGASHI, M.H., CARVALHO, D. & PASCHOLAIN, F. (2018). Capacidade de carga de estacas submetidas a esforços verticais de tração e sua relação com a capacidade de carga lateral de estacas comprimidas. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador. Vol.1: 100-110.

YANG, B., MA, J.L., CHEN, W.L. & YANG, Y.X. (2018). Uplift behavior of belled short piles in weathered sandstone. Math Probl Eng, Vol.1: 1–8.

YU, M., LIU, B. & WANG, Q. (2020). Study on Bearing Capacity of Belled Uplift Piles in Soft Clay Area. *Indian Geotech J*, Vol.50(1): 848–858.

ZAMBELLI, J. V. A., YAEGASHI, M. H. & CARVALHO, D. (2019). Prova de Carga à Tração em Tubulões Curtos: Caso 01: Tubulão Revestido com Manilha e Caso 02: Tubulão sem Revestimento. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, pp. 1–10.

ZEEVAERT, L. (1983). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. 2. ed., Van Nostrand Reinhold, 676 p.

ZEINODDINI, M., NABIPOUR, M., NIKOO, H. M. (2015). An Investigation into the Pull-out Failure Mechanisms of Suction Caissons. *International Journal Of Maritime Technology*, Vol.4: 21-35.

ZHANG, L., CHEN, Q., GAO, G., NIMBALKAR, S. & CHIARO, G. (2018A). A New Failure Load Criterion for Large Diameter Under-reamed Piles: Practical Perspective. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, Vol.4(3): 1-9.

ZHANG, Q., FENG, R., LIU, S. & LI, X. (2018B). Estimation of Uplift Capacity of a Single Pile Embedded in Sand Considering Arching Effect. *International Journal of Geomechanics*, Vol.18(9): 06018021.

ZHOU, J., OH, E., ZHANG, X., JIANG, H., BOLTON, M. & WANG, P. (2017). Compressive and Uplift Static Load Tests of Shaft and Base Grouted Concrete Bored Piles. Proceedings of the Twenty-seventh. *International Ocean and Polar Engineering Conference* San Francisco, CA, USA, pp. 685-692.

ZHUSSUPBEKOV, A. Z., OMAROV, A. R. & KALIAKIN, V. N. (2019). Prediction of axial bearing capacity of piles by SPT and PMT-based approach (chapter). *Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations* (book). 6p. Edited. 482 p.

ZOBY, J. L. G. & DUARTE, U. (2001). Caracterização Hidrogeológica da Bacia do Ribeirão Sobradinho - Brasília (DF). *Revista do Instituto de Geociências - USP. Geo. USP Sér. Cient.*, São Paulo, Vol.1:79-99.

APÊNDICE A

MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – SPT

A.1 – MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de uma análise comparativa entre resultados de provas de carga em estacas e ensaios de sondagem à percussão. O método pode ser utilizado tanto com dados do ensaio SPT como de ensaio CPT. A princípio a expressão da capacidade de carga da estaca foi definida relacionando a resistência de ponta e a resistência por atrito lateral da estaca com resultados do CPT. A capacidade de carga pode então ser descrita como a soma da resistência por atrito lateral (R_L) e ponta (R_P).

$$R_T = R_L + R_P \quad (\text{A.1})$$

Em que a resistência por atrito lateral (R_L) e ponta (R_P) são dadas por:

$$R_L = U \cdot \sum(r_L \cdot \Delta L) \quad (\text{A.2})$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (\text{A.3})$$

Dessa forma a resistência lateral e a resistência de ponta são as incógnitas geotécnicas relacionadas com o ensaio CPT. Assim, por meio dos valores de resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s), tem-se as seguintes relações:

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (\text{A.4})$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (\text{A.5})$$

Os fatores F_1 e F_2 são fatores de escala e correção como mostra a Tabela A.1, ao correlacionar o ensaio SPT com o CPT.

Tabela A.1. Fatores de correção F1 e F2 (Cintra e Aoki, 2010).

Tipo de estaca	F₁	F₂
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5
Escavada	3	6
Raiz	2	4
Hélice contínua	2	4
Hélice de deslocamento	2	4

Posteriormente, através de correlações entre o N_{SPT} e o q_c foi possível a conversão dos valores do ensaio CPT para o ensaio SPT, de forma que:

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (A.6)$$

$$f_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (A.7)$$

Onde K é um coeficiente que depende do tipo de solo e α é função do tipo de solo, de acordo com a Tabela A.2.

Tabela A.2. Fatores de correção F1 e F2 (Cintra e Aoki, 2010).

Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia siltoargilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilossiltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argiloarenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenossiltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila siltoarenosa	330	3,0

Assim, a equação geral para estimativa da capacidade de carga total (R_T) é dada por:

$$R_T = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta L) \quad (A.8)$$

Sendo N_P e N_L o valor do N_{SPT} na cota de apoio da estaca e o N_{SPT} médio na camada de solo de espessura ΔL . U é o perímetro da estaca e A_p é a área da ponta da estaca.

Posteriormente, Rodrigues *et al.* (1998) propuseram dos coeficientes F_1 e F_2 para diferentes tipos de estacas empregadas nos solos do Distrito Federal (Tabela A.3).

Tabela A.3. Fatores de correção F_1 e F_2 (Rodrigues *et al.* 1998).

Tipo de estaca	F₁	F₂
Strauss	2,5	5
Pré-moldada	1,75	3,5
Escavada mecanicamente	1,75	3,5
Escavada manualmente	3	6

A.2 – MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1996)

Décourt e Quaresma, (1978) apresentaram um método para estimar a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT. Onde a capacidade de carga total (R_T), é a soma das parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_P), como descrito na equação A.1.

A resistência lateral é dada por:

$$R_L = \beta \cdot r_L \cdot U \cdot L \quad (A.9)$$

De tal forma que r_L é a resistência lateral unitária média, obtida ao longo do fuste da estaca, U é o perímetro da estaca, L é o comprimento da estaca e β é o fator de atrito relacionado com o tipo de estaca e solo.

A estimativa do atrito lateral unitário (r_L) é obtida a partir do valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste ($\overline{N_L}$). O cálculo de N_L é realizado de acordo com a Tabela A.4, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_L , adotam-se os seguintes limites $3 \leq N_L \leq 15$. Décourt (1982) transforma os valores tabelados na equação a seguir e estende o limite superior de $N_L = 15$ para $N_L = 50$, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo $N_L \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

$$r_L = 10 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (A.10)$$

Albuquerque e Garcia (2020) mencionam que esta expressão foi originalmente estabelecida para estacas cravadas de concreto ($\alpha = 1$ e $\beta = 1$), e teve sua utilização ampliada para outros tipos de estacas, por meio do emprego do fator β (Tabela A.4).

Tabela A.4. Valores típicos de β (Décourt, 1996).

Tipo de solo	Tipos de estaca				
	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argila	0,80	0,90	1	1	3
Solos intermediários	0,65	0,75	1	1,5	3
Areias	0,50	0,60	1	1,5	3

Décourt e Quaresma (1996) sugerem que para o cálculo da resistência de ponta da estaca, seja adotado um valor equivalente a N_p , sendo este a média entre o valor de índice de resistência a penetração (N_{SPT}) correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. A resistência da ponta é dada pela equação a seguir, onde C e α são fatores determinados pelo tipo de solo e estaca, como apresentado nas Tabelas A.5 e A.6:

$$R_L = \alpha \cdot r_p \cdot A_p \quad (A.11)$$

$$r_p = C \cdot N_p \quad (A.12)$$

Tabela A.5. Valores típicos de C (Décourt, 1996).

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

*Solos residuais.

Tabela A.6. Valores típicos de α (Décourt, 1996).

Tipo de solo	Tipos de estaca				
	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argila	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	3

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Posteriormente, Rodrigues *et al.* (1998) propuseram dos coeficientes F_1 e F_2 para diferentes tipos de estacas empregadas nos solos do Distrito Federal (Tabela A.3).

Tabela A.7. Fatores de correção α e β (Rodrigues *et al.* 1998).

Tipo de estaca	α	β
Strauss	1,15	1,10
Pré-moldada	0,55	0,55
Escavada mecanicamente	0,90	0,85
Escavada manualmente	0,65	0,60

A.3 – MÉTODO DA NORMA INDIANA – IS 2911 (2010)

A metodologia de capacidade de carga proposta pela norma indiana (IS, 2010) propõe que a capacidade de carga de uma estaca é dada pela soma das parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_P), como descrito na equação A.1. A partir de correlações com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), propostas para a estimativa de capacidade de carga tanto para solos não coesivos, quanto para siltes não-plásticos e areias finas são expostos a seguir:

Solos não coesivos

$$R_T = 40 \cdot N_P \cdot \frac{L}{D} \cdot A_P + 2 \cdot \overline{N}_L \cdot U \cdot \Delta L \quad (A.13)$$

O primeiro termo da equação corresponde a resistência de ponta da estaca, enquanto o segundo termo descreve a resistência por atrito lateral da estaca. L é o comprimento da estaca, D é o diâmetro da estaca, A_P é a área de ponta da estaca, U é o perímetro da estaca, N_P é o valor

médio do N_{SPT} na ponta da estaca e \overline{N}_L é o valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca. Os valores inseridos nesta formulação obedecem o SI (unidades em m e m²).

A IS (2010) não faz menção quanto a forma de conceber a média na região representativa da ponta da estaca. No entanto, sugere que a resistência de ponta da estaca seja limitada a:

$$R_p \leq 400 \cdot N_p \cdot A_p \quad (\text{A.14})$$

Areia fina e solos não plásticos

$$R_T = 30 \cdot N_p \cdot \frac{L}{D} \cdot A_p + 1,67 \cdot \overline{N}_L \cdot U \cdot \Delta L \quad (\text{A.15})$$

A.4 – MÉTODO DE MEYERHOF (1976)

Meyerhof (1976) apresenta uma metodologia para a estimativa da capacidade de carga de estacas baseada em valores de índice de resistência a penetração (N_{SPT}) do ensaio SPT. A capacidade de carga total é proposta como apresentada na equação A.1. As parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_p) são descritas como função dos valores de N_{SPT} , coeficientes de ajuste e do comprimento da estaca.

$$R_L = n \cdot \overline{N}_L \cdot A_L \cdot L_e \quad (\text{A.16})$$

$$R_p = m \cdot N_p \cdot A_p \quad (\text{A.17})$$

Onde m e n são coeficientes de ajuste devido a metodologia construtiva da estaca (Tabela A.8), A_L é a área equivalente do fuste da estaca e L_e é a profundidade de assentamento da estaca.

Tabela A.8. Fatores de ajuste m e n (Fellenius, 2020).

Tipo de estaca	m (kPa)	n (kPa)
Escavada	120	1
Cravada	400	2

A.5 – MÉTODO DE VELLOSO (1981)

Similarmente ao método proposto por Aoki e Velloso (1975), esta metodologia desenvolvida por Velloso (1981) foi inicialmente concebida a partir de ensaios CPT. No entanto, o autor propõe correlações que possibilitam a utilização de valores de N_{SPT} para aplicação do método.

A capacidade de carga total (R_T) é descrita pela soma da resistência de ponta (R_P) e pela resistência por atrito lateral (R_L). Estas parcelas são dadas como:

$$R_L = U \cdot \alpha \cdot \lambda \cdot \sum(r_L \cdot \Delta L) \quad (A.18)$$

$$r_L = a' \cdot (N_i)^{b'} \quad (A.19)$$

$$R_P = \alpha \cdot \beta \cdot r_p \cdot A_p \quad (A.20)$$

$$r_p = \frac{a \cdot (N_1)^b + a \cdot (N_2)^b}{2} \quad (A.21)$$

$$R_T = \alpha \cdot \beta \cdot r_p \cdot A_p + U \cdot \alpha \cdot \lambda \cdot \sum(r_L \cdot \Delta L) \quad (A.22)$$

Onde:

α é um fator relacionado com a metodologia construtiva da estaca, sendo igual a 1 para estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas. λ é um fator alusivo ao tipo de carregamento, sendo igual a 1 para estacas submetidas à compressão e 0,7 para estacas sujeitas à tração. β é um fator de carga de ponta referente a dimensão da ponta da estaca e a ponta do cone empregado no ensaio CPT. Para estacas sujeitas à tração, este fator possui um valor nulo, enquanto para estacas submetidas à compressão, o mesmo pode ser definido por:

$$\beta = 1,016 - \left[0,016 \cdot \left(\frac{D}{d} \right) \right] \quad (A.22)$$

De modo que D é o diâmetro da estaca e d é o diâmetro do cone do ensaio CPT ($d = 3,6$ cm).

N_1 é o valor médio de N_{SPT} acima da cota de assentamento da estaca, sendo a média calculada para valores de N_{SPT} até dois diâmetros acima desta cota de assentamento. N_2 é o valor médio de N_{SPT} abaixo da cota de assentamento da estaca, sendo a média calculada para valores de N_{SPT}

até um diâmetro abaixo desta cota de assentamento. N_i é o valor de N_{SPT} correspondente enésima camada i . a , a' , b e b' são parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, apresentados na Tabela A.9.

Tabela A.9. Fatores propostos por Velloso (1981).

Tipo de solo	Ponta		Atrito	
	a (kPa)	b	a' (kPa)	b'
Areias sedimentares submersas ⁽¹⁾	600	1	5	1
Argilas sedimentares submersas ⁽¹⁾	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnaiss arenosiltoso submersos ⁽¹⁾	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnaiss silto-arenosos submersos	400 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾	8 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾
	470 ⁽²⁾	0,96 ⁽²⁾	12,1 ⁽²⁾	0,74 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Dados obtidos na área da Refinaria de Duque de Caxias (RJ)

⁽²⁾ Dados obtidos na área da Açominas (MG)

APÊNDICE B

MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – CPT

B.1 – MÉTODO DA NORMA INDIANA – IS 2911 (2010)

O método de estimativa de capacidade de carga proposta pela norma indiana (IS, 2010) recomenda que a capacidade de carga de uma estaca seja obtida a partir da soma das parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_P), como descrito na equação B.1. Fundamentado em correlações com a resistência de ponta do cone (q_c) do ensaio CPT.

$$R_T = R_L + R_P \quad (\text{B.1})$$

Em que a resistência por atrito lateral (R_L) e ponta (R_P) são dadas por:

$$R_L = U \cdot \sum(r_L \cdot \Delta L) \quad (\text{B.2})$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (\text{B.3})$$

Dessa forma a resistência lateral e a resistência de ponta são as incógnitas geotécnicas relacionadas com o ensaio CPT. Assim, por meio dos valores de resistência de ponta do cone (q_c) a norma indiana (IS, 2010) sugere:

$$r_P = \frac{\frac{q_{c0} + q_{c1} + q_{c2}}{2}}{2} \quad (\text{B.4})$$

$$r_L = f_s, \text{ sendo } f_s \text{ função de } q_c \text{ (Tabela B.1)} \quad (\text{B.5})$$

De modo que q_{c0} é o valor médio de resistência a penetração do cone (q_c) em uma zona compreendida por uma distância equivalente a dois diâmetros (2ϕ) abaixo da cota de assentamento da estaca (em kPa).

q_{c1} é o valor mínimo de resistência a penetração do cone (q_c) em uma zona compreendida por uma distância equivalente a dois diâmetros (2ϕ) abaixo da cota de assentamento da estaca (em kPa). q_{c2} é o valor médio de resistência a penetração do cone (q_c) em uma zona compreendida por uma distância equivalente a oito diâmetros (8ϕ) acima da cota de assentamento da estaca (em kPa). ϕ é o diâmetro do fuste da estaca.

Tabela B.1. Valores de atrito lateral unitário do cone para diferentes tipos de solo (IS, 2010).

Tipo de solo	Atrito lateral unitário (f_s), kPa
q_c inferior a 1000 kPa	$q_c/30 < f_s < q_c/10$
Argila	$q_c/25 < f_s < q_c/12,5$
Argila siltosa	$q_c/100 < f_s < q_c/25$
Areia siltosa	$q_c/100 < f_s < q_c/25$
Areia	$q_c/100 < f_s < q_c/50$
Pedregulhos	$q_c/100 < f_s < q_c/150$

B.2 – MÉTODO DE BUSTAMANTE E GIANESELLI (1982)

Bustamante e Gianeselli (1982) propuseram um método baseado na análise de 197 provas de carga estática em escala real (estacas sujeitas à compressão e a tração) em 96 estacas situadas em 48 localidades distintas, composta por materiais variados como argila, silte, areia, pedregulho, rochas alteradas, turfa e outros. As fundações consideradas na base de dados para calibração do método incluem estacas de deslocamento e estacas escavadas. Este método é comumente conhecido como Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) ou método francês. Este método emprega a utilização da resistência de ponta do cone (q_c) tanto para avaliar a resistência de ponta da estaca, quanto para estimar a resistência por atrito lateral, utilizando correlações com o atrito lateral unitário do cone (f_s). Este método também impõe limites superiores diferentes para f_s com base na metodologia construtiva da estaca e da estratigrafia do solo. A resistência de ponta (R_p) e a resistência por atrito lateral são descritas a partir das seguintes equações:

$$R_p = A_p \cdot K_c \cdot q_{ca} \quad (\text{B.6})$$

$$R_L = U \cdot \sum(q_c \cdot K_s \cdot \Delta L) \quad (\text{B.7})$$

K_s e K_c são coeficientes de ajuste do método (Tabela B.2). Sendo a resistência unitária de ponta (r_p) limitada a 15 MPa e a resistência unitária lateral (r_L) limitada por valores apresentados na Tabela B.3.

q_{ca} é a resistência de ponta correspondente ao sistema estaca-solo, sendo este definido pelo procedimento de ajuste exibido na Figura B.1 e descrito a seguir:

Inicialmente, calcula-se o valor médio da resistência de ponta do cone (q_{cm}) em uma zona compreendida por uma distância equivalente a um diâmetro e meio ($1,5\phi$) abaixo e acima da cota de assentamento da estaca. Em seguida, calcula-se um outro valor médio utilizando os valores de q_{cm} , para o intervalo compreendido entre $0,7q_{cm}$ e $1,3q_{cm}$. Este valor médio de resistência de ponta do cone calculado dentro do intervalo é dado como q_{ca} .

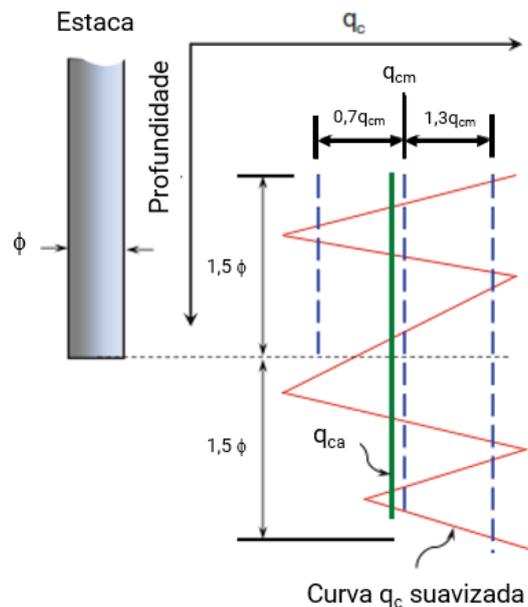


Figura B.1 Procedimento de cálculo de q_{ca} (adaptado – Niazi e Mayne, 2013).

Tabela B.2. Valores de K_U (Bustamante e Gianceselli, 1982).

Tipo de solo	q_c (MPa)	Estaca cravada K_U	Estaca escavada K_U
Argila	$q_c < 1$	0,50	0,40
	$1 < q_c < 5$	0,45	0,35
	$q_c > 5$	0,55	0,45
Areia	$q_c < 12$	0,50	0,40
	$q_c > 12$	0,40	0,30

Tabela B.3. Valores de K_s e resistência lateral limite do cone (Bustamante e Gianceselli, 1982).

Tipo de solo	q_c (MPa)	Estaca cravada de concreto e escavada (Ks)	Estaca metálica (Ks)	Resistência unitária lateral limite (kPa)
Argila	$q_c < 1$	0,011	0,033	15
	$1 < q_c < 5$	0,025	0,011	35
	$q_c > 5$	0,017	0,008	35
Areia	$q_c < 5$	0,017	0,008	35
	$5 < q_c < 12$	0,010	0,005	80
	$q_c > 12$	0,007	0,005	120

B.3 – MÉTODO DE PHILIPPONNAT (1980)

Philipponnat (1980) desenvolveu um método direto baseado em resultados de ensaios CPT levando em consideração uma grande variedade de estacas e solos. O método foi calibrado com base em um banco de dados com 44 tipos diferentes de estacas submetidas a provas de carga instrumentada em diferentes tipos de solo. O autor propôs coeficientes apropriados para estimativa da resistência por atrito lateral e da resistência de ponta. Além disso, valores de resistência lateral unitária limite foram propostos para diversas metodologias construtivas de estacas. A zona de influência considerada pelo autor compreende uma distância equivalente a três diâmetros (3ϕ) abaixo e acima da cota de assentamento da estaca. A resistência de ponta (R_p) e a resistência por atrito lateral são descritas a partir das seguintes equações:

$$R_p = A_p \cdot \alpha_p \cdot q_c \quad (B.8)$$

$$R_L = U \cdot \sum \left(q_c \cdot \frac{\alpha_F}{\alpha_S} \cdot \Delta L \right) \quad (B.9)$$

Onde q_c é o valor médio de resistência de ponta do cone em uma zona compreendida por uma distância equivalente a três diâmetros (3ϕ) abaixo e acima da cota de assentamento da estaca. α_p é um coeficiente relacionado com o tipo de solo (Tabela B.4). α_S é um coeficiente relativo ao tipo do solo e a magnitude da resistência de ponta do cone (Tabela B.5) e α_F é um coeficiente relativo ao método construtivo da fundação (Tabela B.6).

Tabela B.4. Valores de α_P (Philipponnat, 1980).

Tipo de solo	α
Areia	0,40
Silte	0,45
Argila	0,50

Tabela B.5. Valores de α_S (Philipponnat, 1980).

Tipo de solo	q_c (MPa)	α_S
Areia	$q_c < 8$	100
	$8 < q_c < 12$	150
	$q_c > 12$	200
Silte	-	60
Argila	-	50

Tabela B.6. Valores de α_F (Philipponnat, 1980).

Tipo de estaca	α_F	Resistência unitária lateral limite (kPa)
Pré - moldada	1,25	120
Franki	1,25	120
Injetada	1,25	10
Escavada $\phi < 1,5$ m	0,85	100
Escavada $\phi > 1,5$ m	0,75	80
Barrete	0,75	80
Perfil H ou I (considerar o perímetro externo)	1,10	120

B.4 – MÉTODO DE TUMAY E FAKHROO (1981)

O método Tumay e Fakhroo (1981) é baseado em um estudo experimental em solos argilosos no Estado da Louisiana, Estados Unidos. Neste método, ambos os parâmetros f_s e q_c são empregados. A resistência lateral da estaca é calculada utilizando um coeficiente de adesão (K_f) e o atrito lateral médio do cone (f_s) para a camada analisada.

$$R_L = U \cdot \sum K_f \cdot f_s \cdot \Delta L \quad (\text{B.10})$$

Onde K_f é um coeficiente de adesão e f_s atrito lateral médio do cone em kPa. O coeficiente de adesão (K_f) é definido a seguir:

$$K_f = 0,5 + 9,5 \cdot e^{-90f_s} \quad (\text{B.11})$$

De forma que o logaritmo natural (e) é igual a 2,718 e o atrito lateral do cone (f_s) deve ser inserido em MPa. A resistência de ponta da estaca (R_P) é determinada de modo similar ao método de Schmertmann (1978) e Nottingham (1975), a partir de valores da resistência de ponta do cone (q_c), considerando uma zona de influência compreendida por uma distância equivalente a oito diâmetros (8ϕ) acima da cota de assentamento da estaca e $0,7\phi$ ou 4ϕ abaixo da cota de assentamento da estaca (Figura B.2).

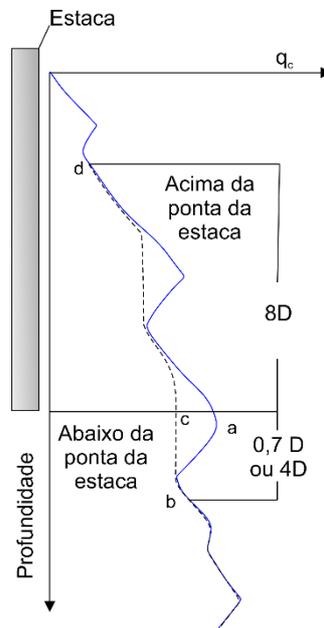


Figura B.2 Zona de influência - Tumay e Fakhroo, 1981 (adaptado – Fellenius, 2019).

Os valores de q_c empregados são filtrados de acordo com o procedimento a seguir:

Inicialmente designam-se duas médias de valores da resistência de cone (q_c) para profundidades de até $0,7\phi$ e outra até 4ϕ (pontos a e b indicados na Figura B.2). Adota-se o menor valor dentre as duas médias. Em seguida, determina-se o menor valor da resistência de cone, dentro da zona de influência selecionada na etapa anterior. Calcula-se a média dos valores de resistência de ponta do cone (q_c) obtidos nas duas etapas anteriores. Posteriormente, determina-se a média dos valores de q_c acima da ponta da estaca (dentro da zona correspondente a 8ϕ). Por fim, calcula-se a média dos valores de obtidos nas duas etapas predecessoras, determinando-se assim a resistência de ponta do cone média (q_{ca}). Assim, a resistência de ponta da estaca (R_P) pode ser determinada como:

$$R_P = A_P \cdot C \cdot q_{ca} \quad (\text{B.12})$$

Um valor limite para a resistência de ponta unitária (r_p) é determinada como 15 MPa. C é um coeficiente relacionado com a razão de préadensamento do solo (RSA ou OCR), de forma que seu valor varia entre 0,5 e 1, sendo este determinado de acordo com a Figura B.3 e a Tabela B.7. q_{ca} é a resistência de ponta do cone média obtida em um procedimento de cinco etapas supracitado.

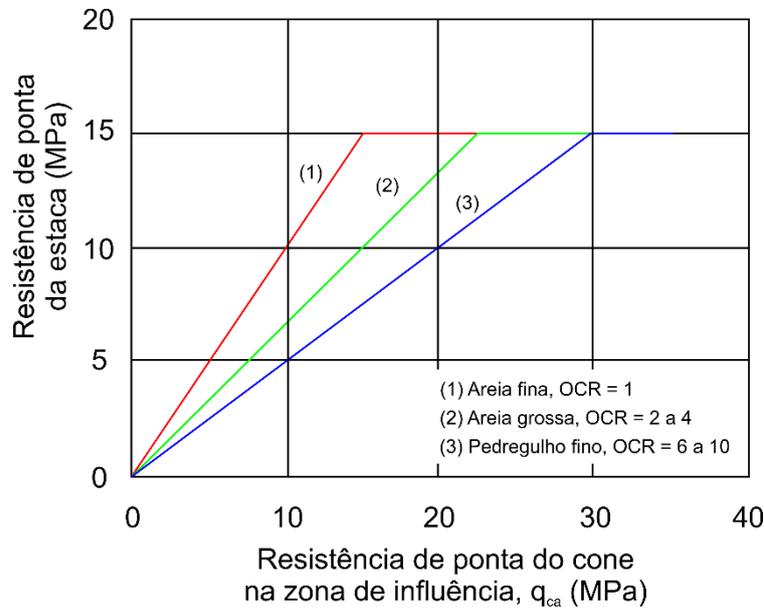


Figura B.3 Ajuste da resistência de ponta ao OCR (adaptado – Nottingham, 1975).

Tabela B.7. Valores de C (Fellenius, 2019).

RSA	C
1	1,00
2 a 4	0,67
6 a 10	0,50

B.5 – MÉTODO DE ALSAMMAN (1995)

Alsamman (1995) desenvolveu uma metodologia de capacidade de carga de estacas na Universidade de Illinois em Urbana-Champaign (UIUC) a partir de correlações entre resultados de ensaios CPT e diversas provas de carga. O autor utilizou um banco de dados com 95 provas de carga em escala real, das quais, 48 foram realizadas em solos granulares, 16 em solos coesivos e 31 em solos intermediários. A influência da geometria (esbeltez da fundação, diâmetro, comprimento, base alargada), metodologia construtiva da estaca, tipo de camada de suporte e tipo de cone (mecânico e elétrico) na capacidade de carga prevista da fundação foram

avaliados. Com base na correlação de q_c normalizado dos dois tipos de cone apresentados por Kulhawy e Mayne (1990), curvas de dimensionamento (Figs. B.4, B.5, B.6 e B.7) foram determinadas tanto para q_c e f_s em solos granulares e coesivos, tanto para valores obtidos em cones mecânicos e elétricos. Nesta metodologia, a capacidade de carga das estacas de solos coesivos é dada em função da resistência do cone efetiva [$q_{ce} = q_c - \sigma_{vo}$], enquanto a de solos granulares é proposta a partir de valores de q_c . A zona de influência para cálculo da resistência de ponta da estaca é considerada como um diâmetro (ϕ) abaixo da cota de assentamento da estaca.

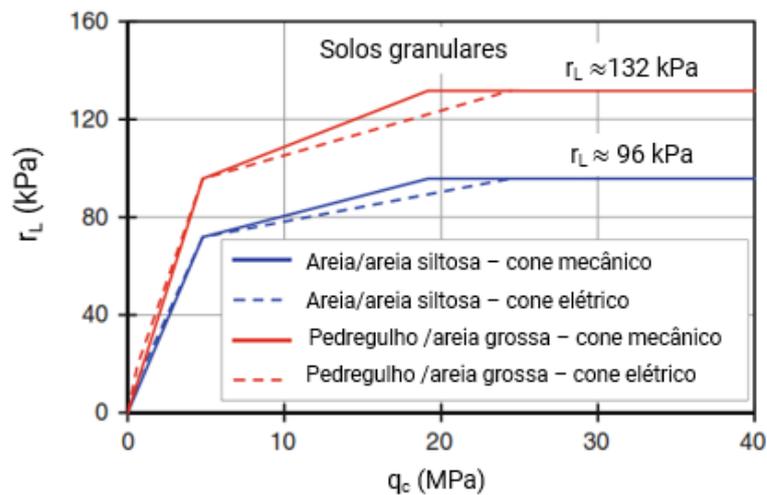


Figura B.4 Atrito lateral unitário (r_L) em solos granulares (adaptado – Alsamman, 1995).

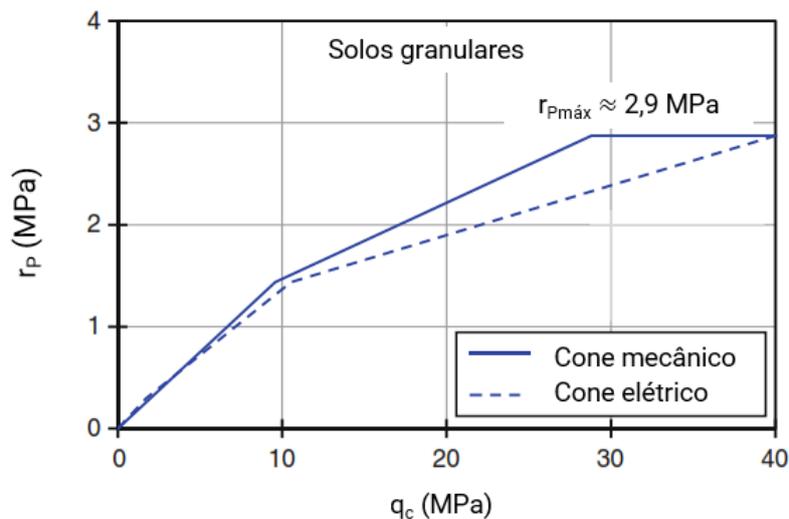


Figura B.5 Ponta unitária (r_P) em solos granulares (adaptado – Alsamman, 1995).

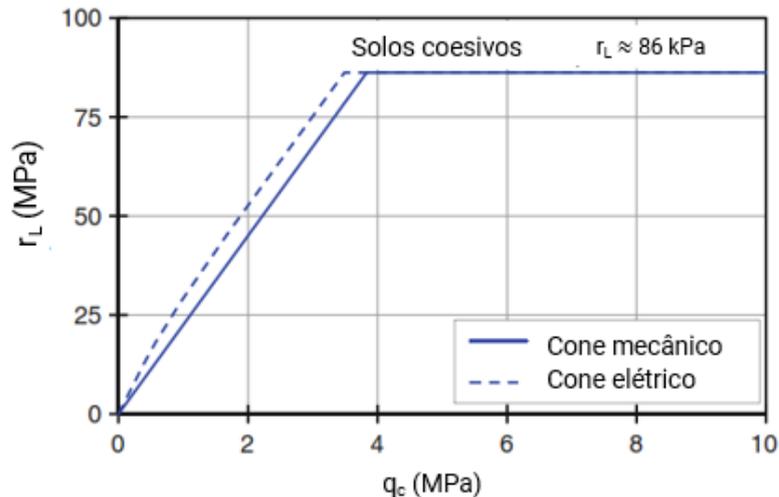


Figura B.6 Atrito lateral unitário (r_L) em solos coesivos (adaptado – Alsamman, 1995).

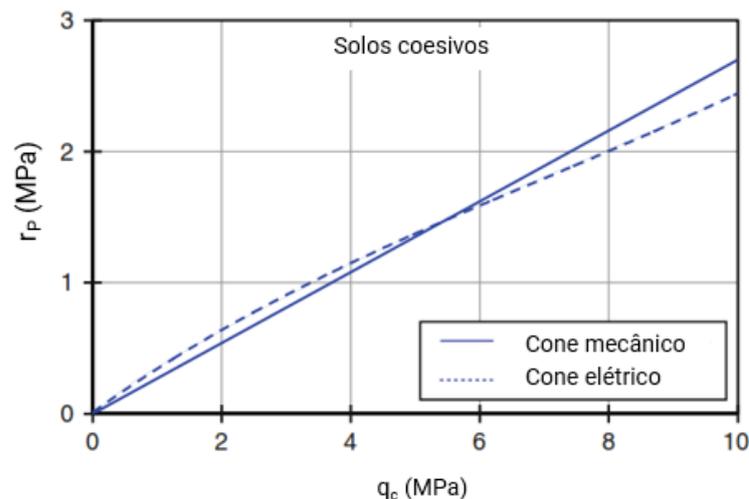


Figura B.7 Ponta unitária (r_P) em solos coesivos (adaptado – Alsamman, 1995).

B.6 – MÉTODO DE ESLAMI E FELLENIUS (1997)

O método de Eslami e Fellenius (1997) faz uso do piezocone (CPTu) que é um penetrômetro de cone equipado com um medidor de poropressão, sendo este um avanço significativo no ensaio convencional de CPT. A resistência ponta (R_P) da estaca é a média geométrica da tensão efetiva do cone (q_c) sobre uma zona de influência que depende da estratificação do solo, que reduz influências potencialmente desproporcionais de picos e depressões excepcionais durante a realização do ensaio CPT, ao passo que outros métodos de CPT usualmente adotam a média aritmética simples dos valores de q_c ao longo da profundidade. Quando uma estaca é instalada inicialmente em um solo fofo ou mole e por fim, a execução segue em solo compacto ou rijo, a

média geométrica dos valores de q_c é determinada numa zona de influência que se estende de 4ϕ abaixo da ponta da estaca até uma distância correspondente a 8ϕ acima da cota de assentamento da fundação. Quando estaca é instalada inicialmente em solo compacto ou rijo e em seguida a cota de assentamento situa-se em solo fofo ou mole, a média geométrica dos valores de q_c é determinada numa zona de influência compreendida entre 2ϕ acima da cota de assentamento da estaca 8ϕ abaixo da ponta da estaca. A resistência de ponta é dada na equação seguir:

$$R_P = A_P \cdot C_t \cdot q_{eg} \quad (B.13)$$

Onde q_{eg} é o valor de resistência de ponta efetiva do cone correspondente a média geométrica dos valores de q_c subtraído do valor de poropressão (u_2) dentro da zona de influência do método. C_t é um coeficiente de ajuste do método, usualmente apresenta valor igual a unidade. Para estacas com diâmetros de ponta superiores a 0,4 m, os autores sugerem que o coeficiente de ajuste C_t seja definido como:

$$C_t = \frac{1}{3\phi} \quad (B.14)$$

ϕ é o diâmetro do fuste da estaca em metros. A resistência por atrito lateral (R_L) é obtida a partir de valores resistência de ponta efetiva do cone (q_e) ao longo do fuste da estaca e de um fator de ajuste C_s (Tabela B.8):

$$R_L = U \cdot \sum C_s \cdot q_e \cdot \Delta L \quad (B.15)$$

Tabela B.8. Valores de C_s (Eslami e Fellenius, 1997).

Tipo de solo	C_s
Solos moles sensíveis	0,08
Argila	0,05
Argila siltosa	0,025
Silte	0,025 - 0,015
Silte arenoso	0,015
Areia fina ou areia siltosa	0,01
Areia	0,004
Pedregulhos	0,004

B.7 – MÉTODO DE SCHMERTMANN (1978) E NOTTINGHAM (1975)

Niazi e Mayne (2013) relatam que Nottingham (1975) é apontado como o primeiro a explorar diferentes combinações de tipos de solo para desenvolver metodologias de capacidade de carga em estacas aplicáveis a uma ampla variedade de tipos de estaca. O autor também avaliou a aplicabilidade de penetrômetros mecânicos e elétricos para estimar a capacidade de carga de estacas de deslocamento. A sua pesquisa incluiu 108 provas de carga em estacas de modelo reduzido. Provas de carga em escala real foram realizadas em quinze estacas, usados para validar as equações desenvolvidas a partir das provas de carga em laboratório. Nottingham (1975) concluiu que o procedimento de Begemann (1963) era uma ferramenta de projeto válida para investigar a resistência de ponta (R_p) das estacas em solos granulares e coesivos usando dados de penetrômetro mecânico ou elétrico.

No entanto, Nottingham (1975) introduziu um coeficiente de redução para penetrômetro mecânico usado em argilas, para explicar o possível aumento de q_c resultante do atrito na ponta do cone penetrométrico. Além disso, ele introduziu equações de estimativa de capacidade de para diferentes tipos de estaca e penetrômetro para areia e argila. Este método tem sido comumente referido como método de Schmertmann (1978) após alguns trabalhos de refinamento por Schmertmann (1978), onde valores de resistência de ponta (R_p) limite foram impostos para diferentes tipos de solo e algumas estacas escavadas também foram incluídas. O procedimento de filtragem para obtenção da resistência de ponta do cone (q_{ca}) na zona de influência é igual ao descrito no método de Tumay e Fakhroo (1981). A resistência de ponta da estaca é calculada a partir de fatores de ajuste (F_1 , F_2 e C) relacionados com o tipo de cone empregado no ensaio (mecânico ou elétrico), a coesão não-drenada do solo e a razão de préadensamento do solo (Tabela B.7), além do valor de resistência de ponta do cone (q_{ca}) na zona de influência prevista pelo método.

$$R_p = A_p \cdot C \cdot q_{ca} \cdot F_1 \cdot F_2 \quad (\text{B.16})$$

Onde C é um coeficiente relacionado com a razão de préadensamento do solo (RSA ou OCR) descrito na Tabela B.7, q_{ca} é o valor da resistência de ponta do cone (q_{ca}) na zona de influência, F_1 é um fator de redução determinado em função da coesão não-drenada do solo (Tabela B.9) e F_2 um fator relacionado com o tipo de cone utilizado no ensaio, sendo este igual a 1 para cones

elétricos e 0,6 para cones mecânicos. A resistência de ponta unitária (r_p) da estaca é limitada a 15 MPa.

Tabela B.9. Valores de F_1 (Schmertmann,1978).

S_u/p_a	F_1
$\geq 0,50$	1,00
0,75	0,64
1,00	0,53
1,25	0,42
1,50	0,36
1,75	0,33
2,00	0,30

P_a é o valor da pressão atmosférica, de forma que neste trabalho, o valor adotado foi de 100 kPa.

A presente metodologia limita resistência por atrito lateral unitária (r_L) a um valor correspondente a 120 kPa. A resistência por atrito lateral da estaca é descrita a partir da seguinte equação:

$$R_L = U \cdot \sum K_f \cdot f_s \cdot \Delta L \quad (\text{B.17})$$

Onde K_f é um coeficiente adimensional e f_s atrito lateral unitário da luva. Para solos coesivos, K_f varia entre 0,2 e 1,25 como exibido na Figura B.8.

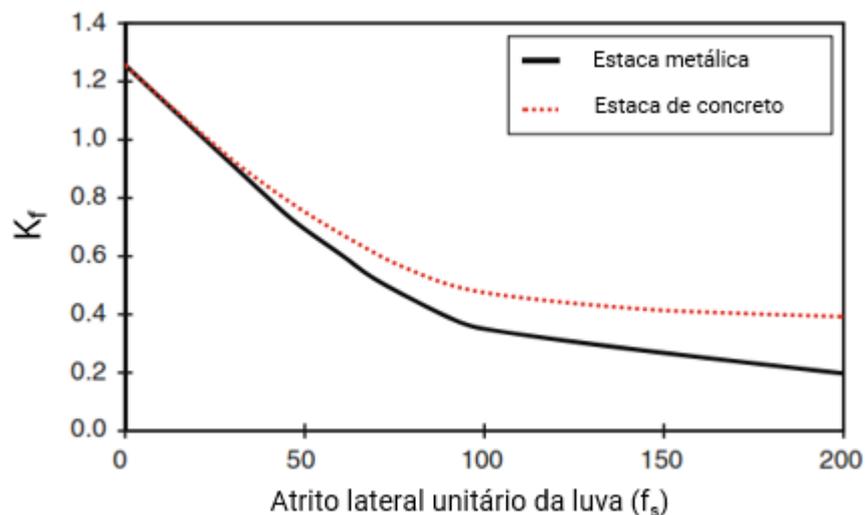


Figura B.8 Valores de K_f em argila (adaptado – Niazi e Mayne, 2013).

Para estacas em solo granulares, os valores de K_f são determinados em função da esbeltez (L/D) da estaca (Figura B.9).

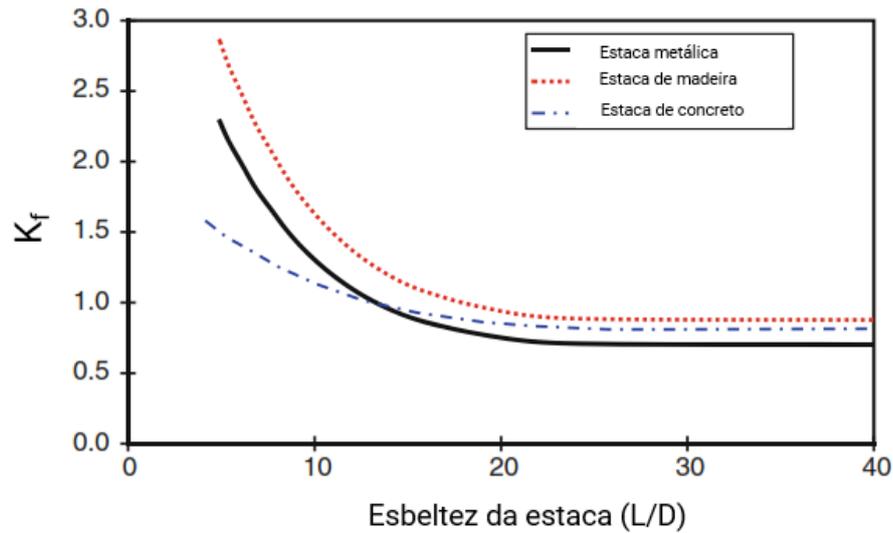


Figura B.9 Valores de K_f em solos granulares (adaptado – Niazi e Mayne, 2013).

Para solos estritamente arenosos, a seguinte equação pode ser empregada para a estimativa da resistência por atrito lateral, a partir da resistência de cone (q_c) do CPT.

$$R_L = U \cdot \sum K_c \cdot q_c \cdot \Delta L \quad (\text{B.18})$$

K_c é um coeficiente adimensional em função da resistência de cone (q_c). A Tabela B.10 apresenta os diferentes valores de K_c de acordo com o tipo de estaca.

Tabela B.10. Valores de K_c (Fellenius, 2019).

Tipo de estaca	K_c
Concreto	0,012
Tubular de ponta aberta	0,018
Metálica de ponta aberta	0,008

B.8 – MÉTODO DE PRICE E WARDLE (1982)

O método proposto por Price e Wardle foi desenvolvido a partir de correlações entre prova de carga e ensaios CPT em argilas (Londres). A resistência de ponta da estaca (R_p) é determinada pela seguinte equação:

$$R_p = A_p \cdot K_b \cdot q_c \quad (\text{B.19})$$

Onde K_b é um fator de ajuste adimensional, sendo este igual a 0,35 para estacas cravadas e 0,30 para estacas com revestimento. Enquanto a resistência por atrito lateral da estaca (R_L) é dada por:

$$R_L = U \cdot \sum K_s \cdot f_s \cdot \Delta L \quad (\text{B.20})$$

Onde K_s é um fator de ajuste adimensional, sendo este igual a 0,53 para estacas cravadas, 0,62 para estacas com revestimento e 0,49 para estacas escavadas. A resistência lateral (r_L) e de ponta (r_p) unitária são limitadas a 15 MPa e 120 kPa, respectivamente.

B.9 – MÉTODO DE MASSARSCH E WETTERLING (1993)

Massarsch e Wetterling (1993) propuseram uma metodologia direta de cálculo de capacidade de carga para estacas equipadas com a tecnologia *Expander Body* a partir de ensaios CPT. Os autores propuseram coeficientes empíricos (K_{EB}) que estão relacionados com o tipo de solo, para solos arenosos, o valor de K_{EB} é igual a 0,5, ao passo que para estacas em solos siltsos ou finos, o valor de K_{EB} é igual a 1. A zona de influência considerada pelos autores compreende uma distância equivalente a três diâmetros (3ϕ) acima da cota de assentamento da estaca e um diâmetro (1ϕ) abaixo da ponta da estaca. A resistência de ponta unitária (r_p) é limitada a 5 MPa. A resistência por atrito lateral unitária (r_L) da estaca é designada como um valor percentual da resistência de ponta, sendo este igual a 0,5% e limitado a um valor equivalente a 50 kPa para esta metodologia.

$$R_p = A_p \cdot K_{EB} \cdot q_c \quad (\text{B.21})$$

$$R_L = U \cdot \sum 0,005 \cdot K_{EB} \cdot q_c \cdot \Delta L \quad (\text{B.22})$$

APÊNDICE C

MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – PMT

A partir do ensaio PMT é possível determinar a pressão limite (p_L) do solo ao longo da profundidade em um dado perfil geotécnico. Para aplicar as metodologias de capacidade de carga baseadas em resultados de ensaios pressiométricos, faz-se necessário conhecer dois parâmetros, a pressão limite efetiva equivalente (p_{L^*e}) e a profundidade de embutimento equivalente (H_e).

$$p_{L^*e} = \sqrt[n]{p_{L1} \cdot p_{L2} \cdot \dots \cdot p_{Ln^*}} \quad (C.1)$$

De modo que a pressão limite efetiva equivalente (p_{L^*e}) é determinada a partir da média geométrica dos valores de pressão limite efetiva medidos em uma região correspondente a distância equivalente de um diâmetro e meio ($1,5\phi$) acima e abaixo da cota de assentamento da estaca.

A profundidade de embutimento equivalente (H_e) pode ser definida como:

$$H_e = \sum \frac{p_{Li^*} \cdot \Delta L_i}{p_{Le^*}} \quad (C.2)$$

Onde p_{Li^*} são as pressões limite efetivas obtidas no ensaio pressiométrico entre a ponta da estaca e a superfície do terreno, ΔL_i são as espessuras das camadas elementares analisadas. Briaud (1992) descreve que a definição de H_e permite levar em consideração as camadas de solo ao longo da profundidade de embutimento.

C.1 – MÉTODO DE MÉNARD (1963)

Ménard (1963) propôs uma metodologia de capacidade de carga baseada em correlações entre valores de pressão limite efetiva e resultados de oito ensaios de placa e seis provas de carga em estacas curtas, instaladas em perfis estratigráficos majoritariamente arenosos e siltosos. A partir desses ensaios, foram propostas curvas (Figura C.1) para determinação fator de capacidade de carga (k_p) para estacas escavadas e estacas de deslocamento. A capacidade de

carga total de uma estaca é determinada a partir da soma das parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_P), como descrito na equação C.3.

$$R_T = R_L + R_P \quad (C.3)$$

Em que a resistência por atrito lateral (R_L) e ponta (R_P) são dadas por:

$$R_L = U \cdot \sum(r_L \cdot \Delta L) \quad (C.4)$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (C.5)$$

$$r_P = k_P \cdot (p_L - \sigma_{h0}) + \sigma_{v0} \quad (C.6)$$

$$r_L = f(p_L) \quad (C.7)$$

A resistência por atrito lateral unitário (r_L) para esta metodologia é obtida em função da pressão limite efetiva (p_L^*) e do tipo de solo (Figura C.2). Nota-se que para todos os tipos de estaca e todos os tipos de solo existe apenas uma curva, sendo esta a principal limitação desta metodologia. Devido ao fato da metodologia ter sido calibrada avaliando solos arenosos e siltosos, a utilização desta metodologia em outros tipos de solo deve ser empregada com cautela.

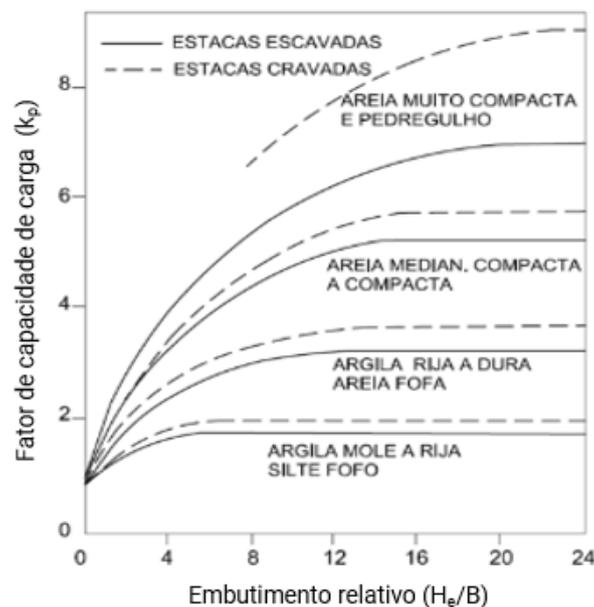


Figura C.1 Valores de k_p em função do embutimento relativo (adaptado – Imamura, 2017).

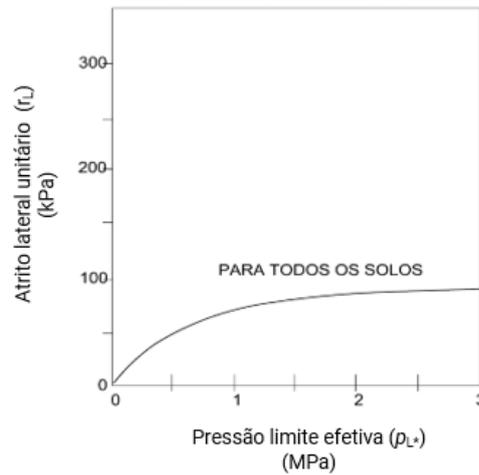


Figura C.2 Valores de r_L em função da pressão limite efetiva (adaptado – Imamura, 2017).

C.2 – MÉTODO DE BAGUELIN *ET AL.* (1978)

A metodologia proposta por Baguelin *et al.* (1978) para estimativa da capacidade de carga de estacas é determinada de forma semelhante ao de Ménard (1963), como descrito nas equações C.4 a C.7. No entanto, Briaud (1992) relata que ao longo dos quinze anos que separam os dois métodos foram coletadas uma quantidade significativa de dados com o intuito de otimizar a metodologia predecessora proposta por Ménard (1963). O fator de capacidade de carga (k_p) empregado na determinação da resistência de ponta da estaca é obtido a partir dos seguintes parâmetros: tipo de solo, metodologia construtiva da estaca, esbeltez da fundação e da pressão limite efetiva (p_{L*}), como exposto na Figura C.3. Nota-se que os valores de k_p tornam-se constantes a partir de uma esbeltez (L/D) da ordem de 4 para argilas, ao passo que para areias, observa-se que para valores de esbeltez da ordem de 10 o fator de capacidade de carga apresenta tendência semelhante.

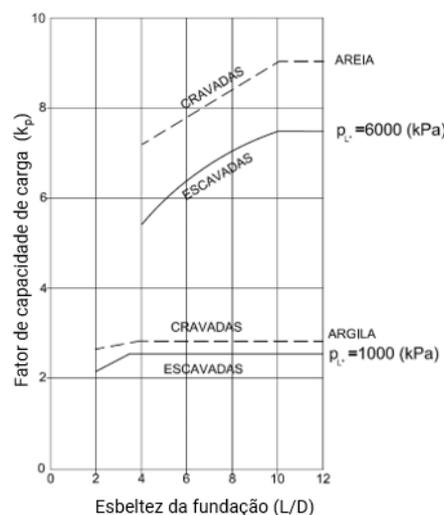


Figura C.3 Valores de k_p para o método de Baguelin *et al.* 1978 (adaptado – Imamura, 2017).

Baguelin *et al.* (1978) ainda propõem fatores de capacidade de carga com maior grau de detalhamento para estacas cravadas ou de deslocamento em diversos tipos de solos e rochas (Figuras C.4 e C.5).

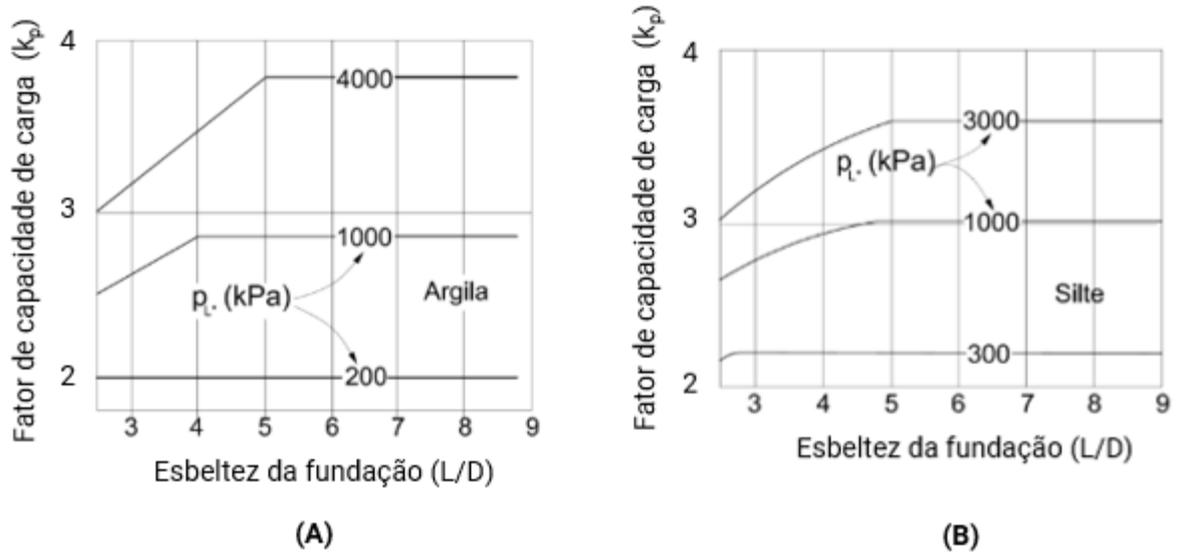


Figura C.4 Valores de k_p para estacas cravadas – (a) argila e (b) silte (adaptado – Imamura, 2017).

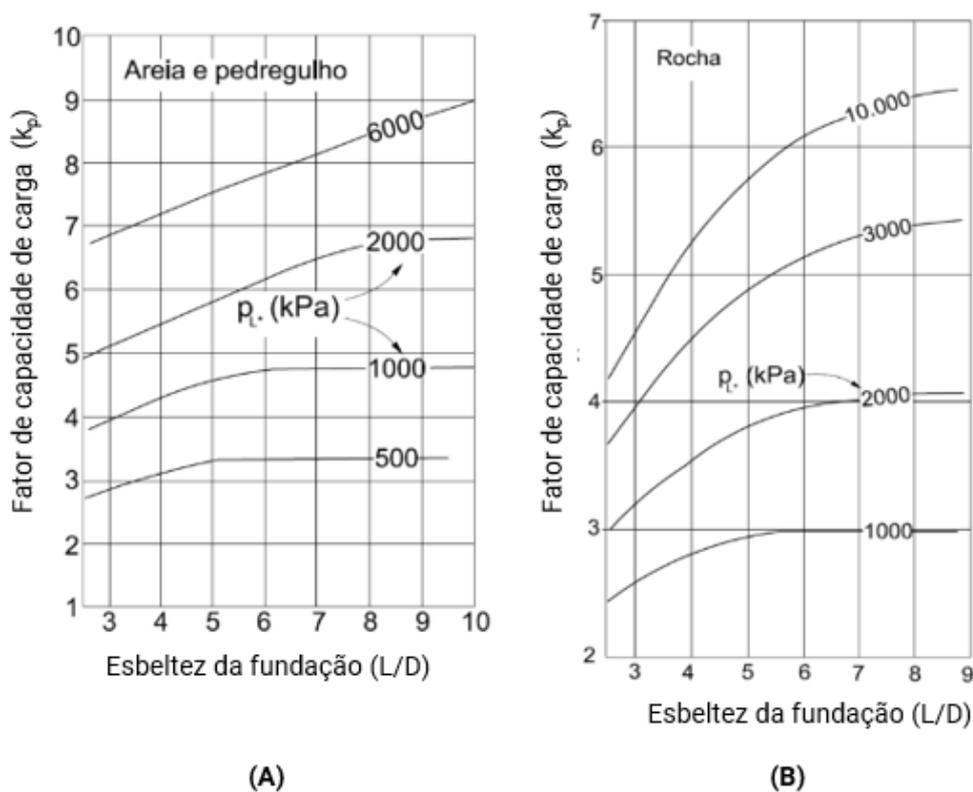


Figura C.5 Valores de k_p para estacas cravadas – (a) areia e (b) rocha (adaptado – Imamura, 2017).

O método proposto por Ménard (1963) designava apenas uma curva para a determinação resistência por atrito lateral unitário (r_L), enquanto a metodologia desenvolvida por Baguelin *et al.* (1978) estima a resistência por atrito lateral unitário (r_L) a partir de uma maior quantidade de curvas (Figura C.6), as quais são relacionadas com o tipo de metodologia construtiva da fundação, o tipo de solo, o material empregado na instalação da estaca e a pressão limite efetiva (p_{L^*}).

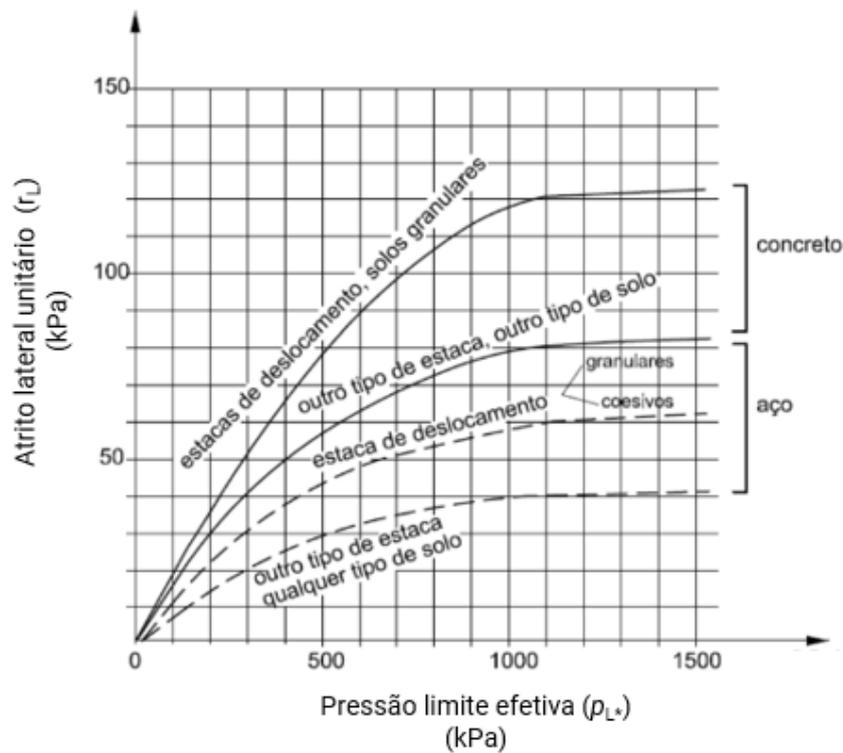


Figura C.6 Valores de r_L de acordo com Baguelin *et al.* 1978 (adaptado – Imamura, 2017).

C.3 – MÉTODO DE LCPC-SETRA (1985)

Uma metodologia de capacidade de carga a partir de dados pressiométricos foi desenvolvida pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), sendo esta metodologia mais conhecida por LCPC-SETRA (1985). Clarke (1995) descreve que esta proposta foi desenvolvida a partir de um banco de dados com 200 estacas instrumentadas, tendo como principais parâmetros de entrada o tipo de solo, a pressão limite efetiva e a metodologia de instalação da fundação. A estimativa da capacidade de carga de estacas é determinada de forma semelhante a apresentada nas equações C.4 a C.7. A Tabela C.1 apresenta os valores do fator de capacidade de carga (k_p) propostos pela metodologia do LCPC-SETRA (1985). A resistência por atrito lateral unitário (r_L) das estacas é determinada a partir de uma família de curvas que

representam as metodologias construtivas da fundação e do material empregado na execução da estaca (Figura C.7). Esta família de curvas é caracterizada pela Tabela C.2.

Tabela C.1. Valores de k_p (LCPC-SETRA, 1985).

Tipo de solo	p_L^* (kPa)	Categoria	Estacas escavadas	Estacas de pequeno deslocamento	Estacas de deslocamento completo
Argila Silte	0 a 1200 0 a 700	I	1,2	1,2	1,8
Argila rija Silte compacto	1800 a 4000 1200 a 3000	II	1,1	1,1	3,2 a 4,2
Areia compressível Rochas brandas e alteradas	400 a 800 1000 a 3000				
Areia e pedregulho Rochas	1000 a 2000 4000 a 10000	III	1,8	1,8	2,6
Areia muito compacta e pedregulho	3000 a 6000	IV	1,1 a 1,8	1,1 a 1,8	1,8 a 3,2

Tabela C.2. Caracterização da família de curvas (LCPC-SETRA, 1985).

Tipo de solo	p_L^* (kPa)	Tipo de estaca		
		Escavada	Cravada	
		Concreto	Concreto	Aço
Argila mole	0 a 700	A	A	A
Argila rija	1200 a 2000	A, (B)	A, (B)	A
Argila muito rija	> 2000	A, (B)	A, (B)	A, (B)
Areia fofa	0 a 700	A	A	A
Areia medianamente compacta	1000 a 2000	B, (C)	B, (C)	B
Areia muito compacta	>2500	C, (D)	C, (D)	C
Cal completamente alterada	0 a 700	A	A	A
Cal parcialmente alterada	>1000	C, (D)	C, (D)	C
Marga	1500 a 4000	D, (F)	F	F
Marga rija	>4500	F	-	-
Rocha alterada	2500 a 4000	G	G	G
Rocha fraturada	>4500	G	-	-

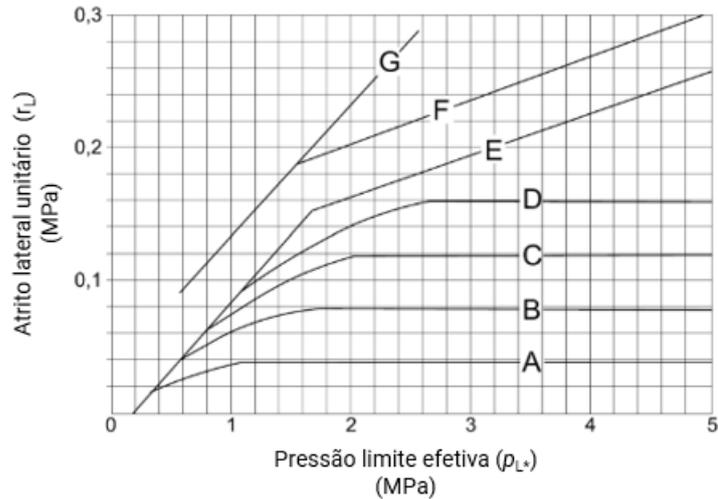


Figura C.7 Valores de r_L de acordo com LCPC-SETRA, 1985 (adaptado – Clarke, 1995).

C.4 – MÉTODO DE BUSTAMANTE *ET AL.* (2009)

O método proposto por Bustamante *et al.* (2009) sugere que a capacidade de carga de estacas seja determinada pela soma das parcelas de resistência por atrito lateral e de ponta, como proposta nas equações C.4 a C.7. Bustamante *et al.* (2009) descrevem que esta metodologia foi publicada a partir do incremento do banco de dados utilizado para desenvolver o método proposto por LCPC-SETRA (1985), buscando assim, introduzir novas metodologias construtivas de estacas na análise do fator de capacidade de carga (k_p) e da resistência por atrito lateral unitário (r_L). A Tabela C.3 indica valores propostos para o fator de capacidade de carga (k_p) de acordo com o tipo de estaca (código do grupo) e tipo de solo no qual a ponta da estaca encontra-se assentada. A determinação da resistência por atrito lateral unitário (r_L) é realizada a partir das informações obtidas nas Tabelas C.3 e C.4 em conjunto com a família de curvas apresentada na Figura C.8.

Tabela C.3. Valores de k_p (Bustamante *et al.* 2009).

Código do grupo	Argila e silte	Areia e pedregulho	Cal	Marga e calcário	Rocha alterada
1	1,25	1,20	1,60	1,60	1,60
2	1,30	1,65	2,00	2,00	2,00
3	1,70	3,90	2,60	2,30	2,30
4	1,40	3,10	2,40	2,40	2,40
5	1,10	2,00	1,10	1,10	1,10
6	1,40	3,10	2,40	1,40	1,40
7	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
8	1,40	1,60	1,80	1,80	1,50

Tabela C.4. Caracterização da família de curvas (Bustamante *et al.* 2009).

Descrição da estaca	Nº da estaca	Código do grupo	Argila	Areia e pedregulhos
Estaca escavada simples	1		Q2	Q2
Estaca escavada com lama estabilizante	2		Q2	Q2
Estaca escavada com revestimento permanente	3	1	Q1	Q1
Estaca escavada com revestimento temporário	4		Q1	Q2
Estaca escavada a seco ou com lama estabilizante	5		Q3	Q3
Estaca hélice contínua	6	2	Q2	Q4
Estaca hélice de deslocamento	7		Q3	Q5
Estaca cravada com revestimento permanente	8	3	Q1	Q2
Estaca cravada pré-moldada de concreto	9		Q3	Q3
Estaca cravada com revestimento	10		Q6	Q8
Estaca cravada de aço com revestimento temporário	11	4	Q2	Q3
Estaca cravada de aço com ponta fechada	12		Q2	Q2
Estaca cravada de aço com ponta aberta	13	5	Q2	Q1
Estaca cravada em H	14	6	Q2	Q2
Estaca cravada grouteada H	15		Q6	Q8
Estaca prancha cravada	16	7	Q2	Q2
Microestaca tipo I	17	1	Q1	Q1
Microestaca tipo II	18		Q1	Q1
Microestaca SGP	19	8	Q6	Q8
Microestaca MRP	20		Q9	Q9

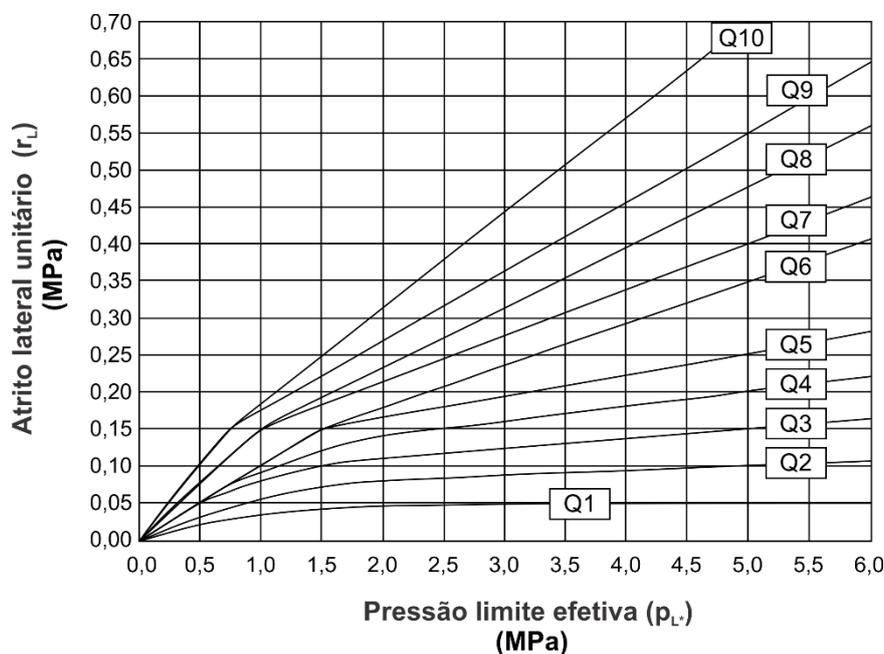


Figura C.8 Valores de r_L (adaptado – Bustamante *et al.* 2009).

C.5 – MÉTODO DA NORMA FRANCESA – NFP 94-262 (2012)

Baguelin *et al.* (2012) relata que o método proposto pela norma francesa NFP 94-262 (2012) foi desenvolvido a partir de um banco de dados com 174 provas de carga em estacas em escala real, realizados durante um período de quarenta anos pelo IFSTTAR (Instituto Francês de Ciência e Tecnologia de Transportes e Desenvolvimento de Redes). A Tabela C.5 apresenta a caracterização das classes e categorias propostas pelo método, sendo estas subdivididas de acordo com a metodologia construtiva da fundação.

Tabela C.5. Caracterização das classes e grupos por tipo de estaca (Baguelin *et al.* 2012).

Descrição da estaca	Nº da estaca	Classe	Grupo
Estaca escavada simples	1		G1
Estaca escavada com lama estabilizante	2		G1
Estaca escavada com revestimento permanente	3	1	G1
Estaca escavada com revestimento temporário	4		G1
Estaca escavada a seco ou com lama estabilizante	5		G1
Estaca hélice contínua	6	2	G1
Estaca hélice de deslocamento	7		G1
Estaca cravada com revestimento permanente	8	3	G1
Estaca cravada pré-moldada de concreto	9		G1
Estaca cravada com revestimento	10		G2
Estaca cravada de aço com revestimento temporário	11	4	G1
Estaca cravada de aço com ponta fechada	12		G1
Estaca cravada de aço com ponta aberta	13	5	G1
Estaca cravada em H	14		G1
Estaca cravada grouteada H	15	6	G2
Estaca prancha cravada	16	7	G1
Microestaca tipo I	17		G2
Microestaca tipo II	18	1	G2
Microestaca SGP	19		G2
Microestaca MRP	20	8	G2

O método relaciona os resultados de ensaios pressiométricos com as resistências de ponta (R_P) e por atrito lateral (R_L) da estaca. Nesta metodologia, a resistência de ponta unitária (r_P) da estaca é determinada a partir do fator de capacidade de carga (k_p) e a pressão limite efetiva equivalente (p_{L^*e}). A capacidade de carga total é dada pela soma das duas parcelas de resistência de ponta e atrito lateral (R_P e R_L).

A resistência de ponta unitária (r_P) é obtida a partir da seguinte equação:

$$r_p = k_p \cdot p_{L^*e} \quad (C.8)$$

A determinação de k_p é realizada utilizando a Tabela C.6, no entanto, é necessário definir dois parâmetros previamente, a pressão limite efetiva equivalente (p_{L^*e}) e a profundidade de embutimento equivalente (H_e). Porém, o cálculo destes parâmetros é realizado de uma maneira diferente da proposta de Ménard (1963), sendo este procedimento descrito a seguir:

$$p_{L^*e} = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{L-b}^{L+3a} p_{L^*}(z) \cdot dz \quad (C.9)$$

$$H_e = \frac{1}{p_{L^*e}} \cdot \int_{L-h_D}^L p_{L^*}(z) \cdot dz \quad (C.10)$$

Onde L é o comprimento da estaca, ϕ_p é a largura ou diâmetro da ponta da estaca, a é o valor máximo entre $\{B/2; 0,5\}$, b é o valor mínimo entre $\{a; h\}$, de forma que h é comprimento embutido da estaca na camada de solo em que a ponta da estaca está assentada. O valor de h_D é equivalente a $10 \phi_p$ e $H_{e\text{mín}}$ é igual a 3ϕ ou $1,5$ m para estacas com diâmetros inferiores a $0,50$ m de acordo com a NFP 94-262 (2012). Além dos dois parâmetros mencionados anteriormente (p_{L^*e} e H_e), deve-se determinar o fator de capacidade máximo ($k_{p\text{máx}}$), sendo este necessário para utilização da Tabela C.6, para assim estimar a resistência de ponta unitária (r_p). A Figura C.9 exibe as variáveis apresentadas acima.

$$\text{Se } \frac{H_e}{\phi_p} > 5 \text{ então } k_{p\text{máx}} \left(\frac{H_e}{\phi_p} \right) = k_{p\text{máx}} \quad (C.11)$$

$$\text{Se } \frac{H_e}{\phi_p} < 5 \text{ então } k_{p\text{máx}} \left(\frac{H_e}{\phi_p} \right) = 1 + \left[\frac{(k_{p\text{máx}}-1) \cdot \left(\frac{H_e}{\phi_p} \right)}{5} \right] \quad (C.12)$$

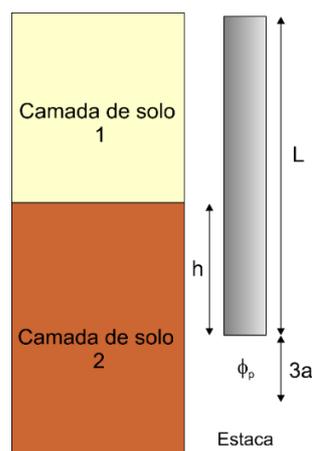


Figura C.9 Designação das variáveis (adaptado – Imamura, 2017).

Tabela C.6. Fator de capacidade máximo ($k_{pm\acute{a}x}$) para $H_e/\phi_p > 5$ (NFP 94-262, 2012).

Classe da estaca	Argila	Silte argiloso	Areia	Silte arenoso	Pedregulho	Rocha alterada (a)
1	1,15 (b)	1,15 (b)	1,10 (b)	1,10 (b)	1,10 (b)	1,45 (b)
2	1,30	1,30	1,65	1,65	1,65	2,00
3	1,55	1,55	3,20	3,20	3,20	2,10
4	1,35	1,35	3,10	3,10	3,10	2,30
5*	1,00	1,00	1,90	1,90	1,90	1,20
6*	1,20	1,20	3,10	3,10	3,10	1,50
7*	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50
8*	1,15 (b)	1,15 (b)	1,10 (b)	1,10 (b)	1,10 (b)	1,45 (b)

* Para estacas No 13, 14 e 16, instaladas por vibração e não por cravação, se faz necessário reduzir o valor de k_p em 50%

(a) No caso de rocha sã, deve-se verificar a validade do método ou recorrer a métodos específicos propostos na Mecânica das Rochas

(b) A resistência de ponta é usualmente negligenciada em microestacas

A resistência por atrito lateral (R_L) da estaca é determinada a partir da área lateral da estaca e pela soma da resistência por atrito lateral unitário (r_L) correspondente a cada camada de solo ao longo do fuste da estaca. De modo que α_{NFP} e f_{NFP} são coeficientes de ajuste do método determinados a partir do tipo de solo e metodologia de instalação da estaca.

$$R_L = U \cdot \sum(r_L \cdot \Delta L) \quad (C.13)$$

$$r_L = \alpha_{NFP} \cdot f_{NFP} \cdot (p_{L*}) \quad (C.14)$$

A Tabela C.7 apresenta os valores de α_{NFP} propostos pela NFP 94-262 (2012).

Tabela C.7. Valores de α_{NFP} (NFP 94-262, 2012).

Nº da estaca	Argila	Silte argiloso	Areia	Silte arenoso	Pedregulho	Rocha alterada
1	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,60
2	1,25	1,25	1,40	1,40	1,40	1,60
3	0,70	0,70	0,60	0,60	0,60	-
4	1,25	1,25	1,40	1,40	1,40	-
5	1,30	1,30	-	-	-	-
6	1,50	1,50	1,80	1,80	1,80	1,60
7	1,90	1,90	2,10	2,10	2,10	-
8	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	-
9	1,10	1,10	1,40	1,40	1,40	-
10	2,00	2,00	2,10	2,10	2,10	-
11	1,20	1,20	1,40	1,40	1,40	-
12	0,80	0,80	1,20	1,20	1,20	-
13	1,20	1,20	0,70	0,70	0,70	1,00
14	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	0,90
15	2,70	2,70	2,90	2,90	2,90	2,40
16	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	1,20
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	2,70	2,70	2,90	2,90	2,90	2,40
20	3,40	3,40	3,80	3,80	3,80	3,10

O coeficiente f_{NFP} é função do tipo de solo e do valor de pressão limite efetiva p_{L*} . Os valores de a, b e c são indicados na Tabela C.8. A Figura C.10 exibe uma família de curvas que caracterizam os tipos de solos utilizados na calibração do método. As curvas Q₃ e Q₄ correspondem a solos do tipo talco e margá calcária, respectivamente. Os valores de f_{NFP} para estes tipos de solo podem ser obtidos em Baguelin *et al.* (2012).

$$f_{NFP} = (a \cdot p_{L*} + b) \cdot (1 - e^{-c p_{L*}}) \quad (C.15)$$

Tabela C.8. Valores de f_{NFP} (NFP 94-262, 2012).

Tipo de solo	Argila	Silte argiloso	Areia	Silte arenoso	Pedregulho	Rocha alterada
Curva	Q1	Q1	Q2	Q2	Q2	Q5
a	0,003	0,003	0,010	0,010	0,010	0,010
b	0,040	0,040	0,060	0,060	0,060	0,080
c	3,500	3,500	1,200	1,200	1,200	3,000

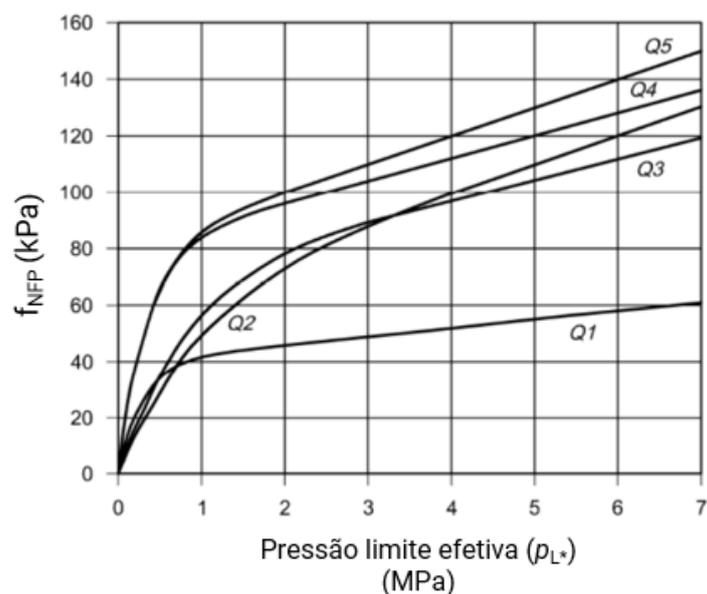


Figura C.10 Valores de f_{NFP} em função dos tipos de solo (adaptado – NFP 94-262, 2012).

A Tabela C.9 indica valores correspondentes ao limite da resistência de atrito lateral unitário (r_L) da estaca, de acordo com o tipo de metodologia construtiva da estaca e o tipo de solo.

Tabela C.8. Valores limite de r_L (NFP 94-262, 2012).

Nº da estaca	Argila	Silte argiloso	Areia	Silte arenoso	Pedregulho	Rocha alterada
1	90	90	90	90	90	200
2	90	90	90	90	90	200
3	50	50	50	50	50	-
4	90	90	90	90	90	-
5	90	90	90	90	90	-
6	90	90	170	170	170	200
7	130	130	200	200	200	-
8	50	50	90	90	90	-
9	130	130	130	130	130	-
10	170	170	260	260	260	-
11	90	90	130	130	130	-
12	90	90	90	90	90	-
13	90	90	50	50	50	90
14	90	90	130	130	130	90
15	200	200	380	380	380	320
16	90	90	50	50	50	90
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	200	200	380	380	380	320
20	200	200	440	440	440	500

APÊNDICE D

MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – TEÓRICOS

A capacidade de carga total de uma estaca é determinada a partir da soma das parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_P), como descrito na equação D.1.

$$R_T = R_L + R_P \quad (D.1)$$

Em que a resistência por atrito lateral (R_L) e ponta (R_P) são dadas por:

$$R_L = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta L) \quad (D.2)$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (D.3)$$

D.1 – MÉTODO β – BURLAND (1973)

Burland (1973) desenvolveu uma metodologia para avaliar a resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_P) de estacas em solos coesivos e granulares. Dentre as metodologias teóricas de capacidade de carga, o método β é a proposta mais difundida internacionalmente. Esta metodologia é usualmente empregada para solos que apresentam comportamento drenado, de modo que a análise da capacidade de carga do elemento de fundação é realizada a partir de tensões efetivas (Cunha, 2017). A metodologia proposta por Burland (1973) propõe a associação da parcela de atrito lateral exclusivamente com a resistência ao cisalhamento do solo circundante ao fuste do elemento de fundação. Desta forma resistência de atrito lateral unitário (r_L) da estaca pode ser determinada por:

$$r_L = c_a + \sigma'_n \tan \varphi'_a \quad (D.4)$$

Onde: c_a é a adesão entre a estaca e o solo, σ'_n é a tensão normal entre o solo e a estaca e φ'_a é o ângulo de atrito entre a fundação e o solo.

Descrevendo a tensão normal horizontal efetiva em termos de tensões verticais efetivas:

$$\sigma'_n = K_s \cdot \sigma'_v \quad (D.5)$$

Onde K_s é o coeficiente de empuxo horizontal do solo e σ'_v é a tensão vertical efetiva. Assim, a resistência de atrito lateral unitário (r_L) da estaca pode ser exposta como:

$$r_L = c_a + K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \varphi'_a \quad (D.6)$$

Onde,

$$\beta = K_s \cdot \tan \varphi'_a \quad (D.7)$$

O ângulo de atrito entre a fundação e o solo (φ'_a) pode ser considerado equivalente ao ângulo de atrito do solo (φ), pressupondo que a ruptura ocorre no solo adjacente ao fuste da estaca. Poulos (1989) recomenda que para solos normalmente adensados, K_s seja considerado equivalente ao empuxo horizontal do solo no repouso (K_0), enquanto para solos préadensados, K_s deve ser obtido de acordo com a razão de sobreadensamento (RSA) do solo como descrito a seguir:

$$K_s \approx (1 - \sin \varphi') \cdot (RSA)^{0,5} \quad (D.8)$$

Desta forma, para solo puramente friccionais, a adesão entre a estaca e o solo pode ser considerada como nula, no entanto para solos coesivos-friccionais, a parcela de atrito lateral é determinada em função da coesão, bem como do atrito entre o sistema estaca-solo.

Reformulando a equação D.6, tem-se:

$$r_L = c_a + \beta \cdot \sigma'_v \quad (D.9)$$

Potyondy (1961) sugere que a relação entre o ângulo de atrito entre a estaca e o solo (φ'_a) e o ângulo de atrito do solo (φ') seja:

$$\varphi'_a = 0,88 \cdot \varphi' \quad (D.10)$$

Fellenius (2020) sugere uma faixa de valores de β (Tabela D.1) para diversos tipos de solos. O autor ainda ressalta que o coeficiente β varia com a textura do solo, composição mineralógica, densidade, história de tensões (gênese), angularidade do grão e método executivo da fundação.

Tabela D.1. Valores de β (Fellenius, 2020).

Tipo de solo	φ' (°)	β
Argila	25 a 30	0,15 a 0,35
Silte	28 a 34	0,25 a 0,50
Areia	32 a 40	0,30 a 0,90
Pedregulho	35 a 45	0,35 a 0,80

A resistência de ponta unitária (r_p) da estaca pode ser determinada por:

$$r_p = N_t \cdot \sigma'_{vp} \quad (D.11)$$

De modo que N_t é um coeficiente de ajuste e σ'_{vp} é a tensão vertical em uma profundidade equivalente a cota de assentamento da fundação. Similarmente ao coeficiente β , N_t varia de acordo com diversas características do solo e da fundação. A Tabela D.2 apresenta valores de N_t sugeridos por Fellenius *et al.* (1989).

Tabela D.2. Valores de N_t (Fellenius *et al.* 1989).

Tipo de solo	φ' (°)	N_t
Argila	25 a 30	3 a 30
Silte	28 a 34	20 a 40
Areia	32 a 40	30 a 150
Pedregulho	35 a 45	60 a 300

Nesta pesquisa, para as análises utilizando o método β convencional, pressupõe-se que a adesão entre a estaca e o solo (c_a) seja equivalente a coesão natural do solo (c_n). O solo de Brasília é notoriamente reconhecido como laterítico e não saturado, assim, neste trabalho, além de avaliar o método β tradicional apresentado acima, análises considerando a não saturação do solo foram realizadas. Desta forma, buscando avaliar o efeito da não saturação do solo na capacidade de carga da fundação, utilizou-se a proposta de Machado e Vilar (1998), que ajusta a parcela de resistência relativa a coesão do solo com a sucção matricial, a partir de funções hiperbólicas empregando o método dos mínimos quadrados.

$$c_n = c'_{sat} + \frac{(u_a - u_w)}{a + b \cdot (u_a - u_w)} \quad (D.12)$$

Onde c_n é a coesão natural para um dado valor de sucção, c'_{sat} é coesão saturada obtida em ensaios de laboratório, $(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica do solo. a e b são coeficientes obtidos a partir de um ajuste da curva hiperbólica entre valores de sucção mátrica medidas ao longo do perfil estratigráfico e a variação de coesão ($c_n - c'_{sat}$) obtidos a partir de ensaios triaxiais em condição natural e saturada.

Desta forma, para determinar o acréscimo de coesão devido a não saturação do solo, utilizou-se coeficientes de ajuste (a e b) obtidos por Mota (2003) para o solo do Campo Experimental da UnB. Os valores dos coeficientes de ajuste a e b utilizados nesta pesquisa foram de 3,725 e 0,012, respectivamente. Adicionalmente, observou-se um coeficiente de correlação (R^2) de 0,91 para o ajuste proposto por Mota (2003).

D.2 – MÉTODO DE BEREZANTZEV *ET AL.* (1961)

Vesic (1967) propôs que a ruptura de fundações profundas ocorre por puncionamento, independentemente da densidade do solo, desde que a esbeltez (L/ϕ) seja superior a quatro. A equação geral da resistência de ponta da estaca pode ser definida como:

$$R_p = \left(c \cdot N_c + \sigma'_{vp} \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \phi \cdot N_\gamma \right) \cdot A_p \quad (D.13)$$

Onde c é a coesão do solo, N_c , N_q e N_γ são coeficientes de capacidade de carga que variam em função do ângulo de atrito efetivo e da metodologia empregada, γ é o peso específico natural do solo, ϕ é o diâmetro do fuste da estaca e σ'_{vp} é a tensão vertical em uma profundidade equivalente a cota de assentamento da fundação. Tomlinson e Woodward (2020) indicam que em solos com comportamento exclusivamente friccional, considera-se a parcela de coesão nula ($c = 0$) e que o termo $0,5 \cdot \gamma \cdot \phi \cdot N_\gamma$ seja irrisório quando comparado com o termo $\sigma'_{vp} \cdot N_q$ para fundações profundas, assim a resistência de ponta pode ser definida como:

$$R_p = \sigma'_{vp} \cdot N_q \cdot A_p \quad (D.14)$$

A resistência por atrito lateral é determinada de forma semelhante a proposta de Burland (1973), como exposto a seguir:

$$R_L = U \cdot \sum (K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \varphi'_a \cdot \Delta L) \quad (D.15)$$

Berezantzev *et al.* (1961) propuseram diferentes valores para o coeficiente N_q de acordo com o ângulo de atrito do solo e a esbeltez da estaca (Figura D.1).

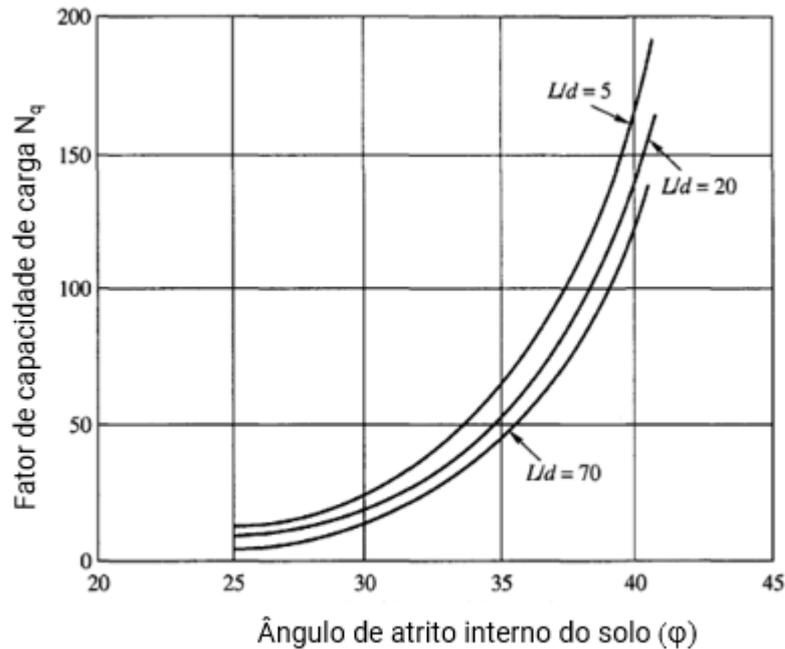


Figura D.1 Valores de N_q (adaptado – Berezantzev *et al.* 1961).

Para esta metodologia, considerou-se que o solo apresenta comportamento friccional, desta forma, estimativa da resistência de ponta (R_p) foi realizada utilizando a equação D.14 e os fatores de capacidade de carga propostos por Berezantzev *et al.* (1961) na Figura D.1. A resistência por atrito lateral foi determinada empregando a equação D.15.

D.3 – MÉTODO DE VESIC (1967)

A metodologia desenvolvida por Vesic (1967) possibilita a estimativa da resistência de ponta (R_p) de estacas em solos coesivos-friccionalis. A resistência por atrito lateral foi estimada empregando as equações (D.8 a D.10) propostas pelo método β .

A resistência de ponta unitária (r_p) é dada por:

$$r_p = c \cdot N_c + \sigma'_{vp} \cdot N_q \quad (D.16)$$

Onde c é a coesão do solo, N_c e N_q são coeficientes de capacidade de carga que variam em função do ângulo de atrito efetivo. σ'_{vp} é a tensão vertical em uma profundidade equivalente a cota de assentamento da fundação.

Vesic (1967) sugere que o coeficiente de capacidade de carga N_c seja determinado de modo que:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi' \quad (D.17)$$

O autor ainda descreve que a resistência de ponta da fundação não é governada pela tensão efetiva na cota de assentamento da estaca (σ'_{vp}), mas pela tensão efetiva normal do solo (σ_m):

$$\sigma_m = \left(\frac{1+2 \cdot K_0}{3} \right) \cdot \sigma'_{vp} \quad (D.18)$$

De forma que K_0 é o empuxo horizontal do solo no repouso, sendo este determinado pela equação de Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (D.19)$$

Assim, a equação D.16 é reescrita de acordo com a seguinte equação:

$$r_p = c \cdot N_c + \sigma'_m \cdot N_q \quad (D.20)$$

O valor de N_q é determinado a partir da curva de coeficientes de capacidade de carga propostos por Vesic (1963) na Figura D.2.

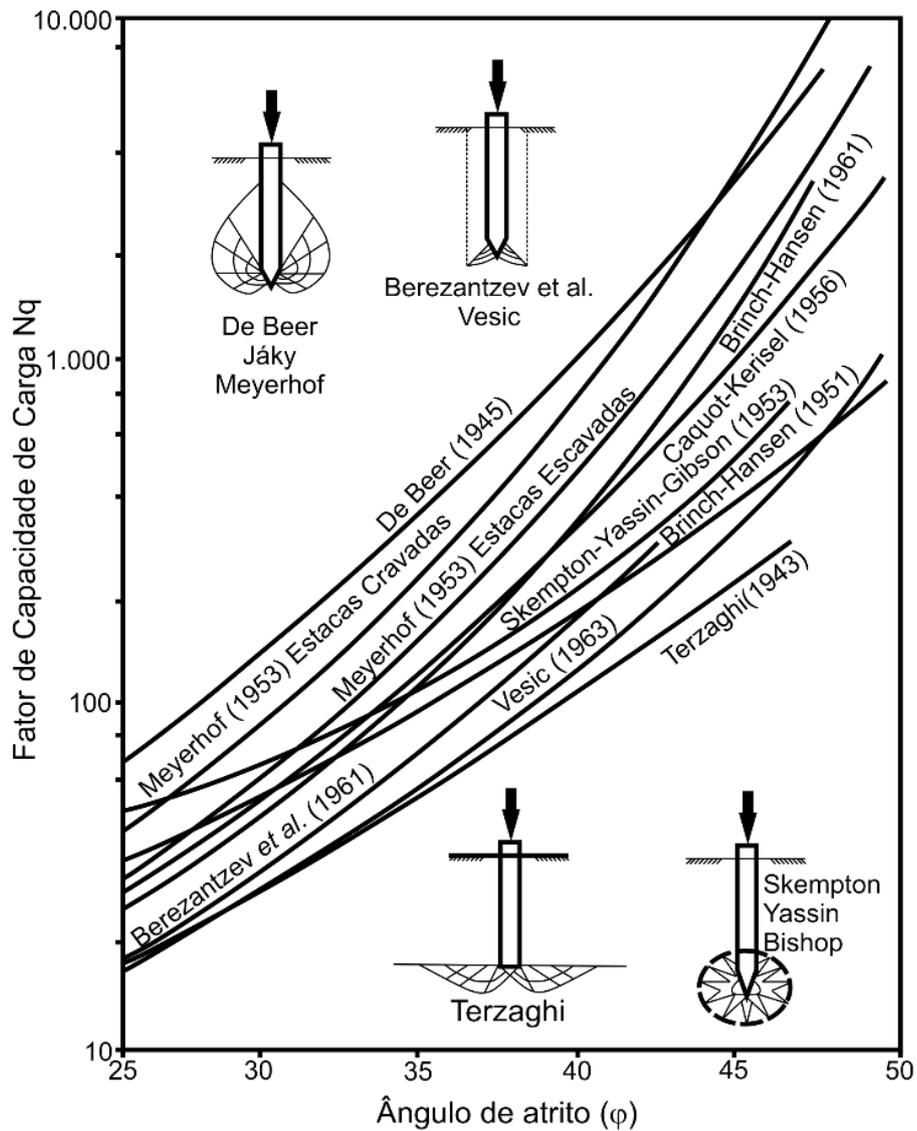


Figura D.2 Valores de N_q (adaptado – Cintra e Aoki, 2010).

D.4 – MÉTODO DE NORLUND (1963)

Norlund (1963) desenvolveu uma metodologia de capacidade de carga teórica com base em provas de carga em estacas de deslocamento em solos granulares ou não coesivos. A resistência lateral unitária (r_L) é determinada a partir da seguinte equação:

$$r_L = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \sin \varphi'_a \quad (D.21)$$

De modo que K_s é o empuxo horizontal do solo, (φ'_a) é o ângulo de atrito entre a fundação e o solo, σ'_v é a tensão geostática vertical efetiva de campo em uma dada profundidade.

$$K_s = K' \cdot C_F \quad (D.22)$$

Onde K' é um coeficiente obtido a partir do volume de solo deslocado e do ângulo de atrito do solo (Tabela D.3), C_F é um coeficiente de ajuste determinado a partir das Figuras D.3 e D.4.

Tabela D.3. Valores de K' (Albuquerque, 2001).

ϕ (°)	K'		
	0,01	0,1	1
25	0,70	0,85	1,00
30	0,85	1,15	1,45
35	1,16	1,76	2,34
40	1,72	3,02	4,28

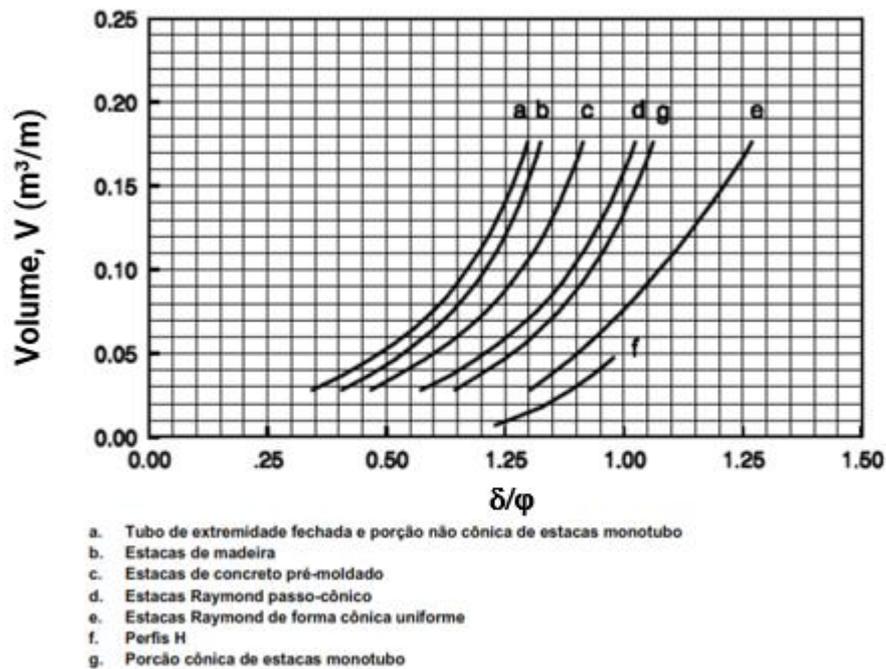


Figura D.3 Relação δ/ϕ de acordo com o volume deslocado (adaptado – Esparza, 2016).

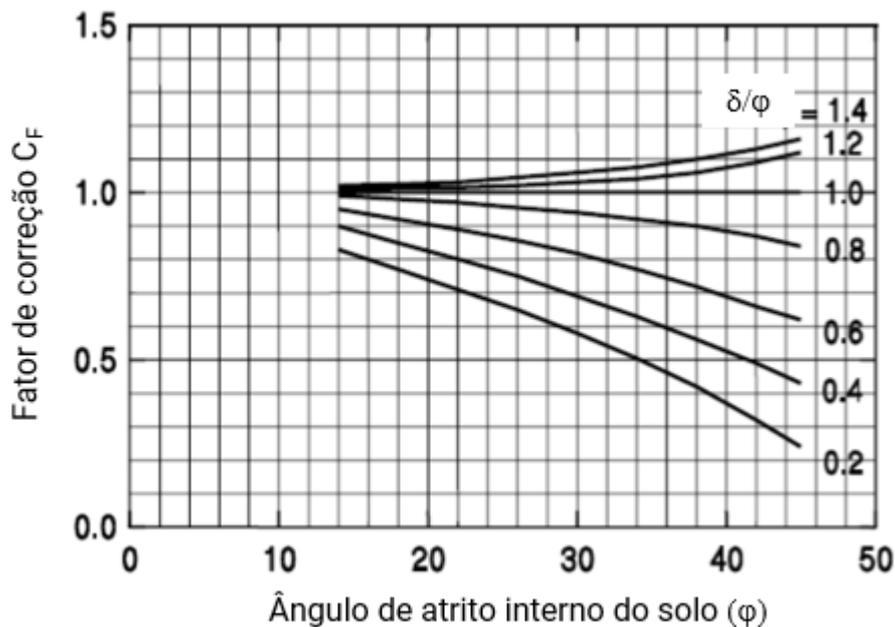


Figura D.4 Valores de C_F (adaptado – Esparza, 2016).

A resistência de ponta unitária (r_p) é determinada a partir da seguinte equação:

$$r_p = \alpha_T \cdot N'_q \cdot \sigma'_{vp} \tag{D.23}$$

Onde α_T é um fator adimensional relacionado com a esbeltez da estaca (Figura D.5), N'_q é um coeficiente de capacidade de carga relacionado com o ângulo de atrito do solo (Figura D.6) e σ'_{vp} é a tensão vertical em uma profundidade equivalente a cota de assentamento da fundação.

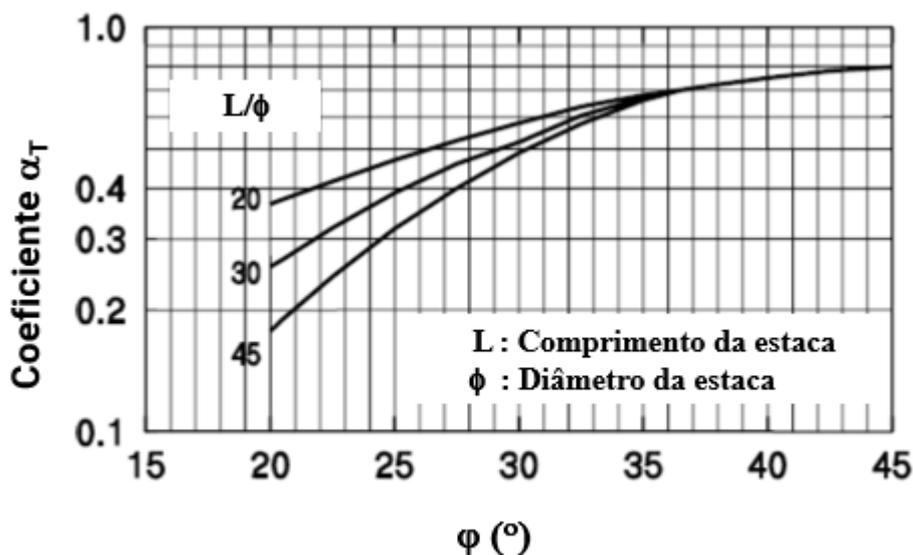


Figura D.5 Valores de α_T (adaptado – Esparza, 2016).

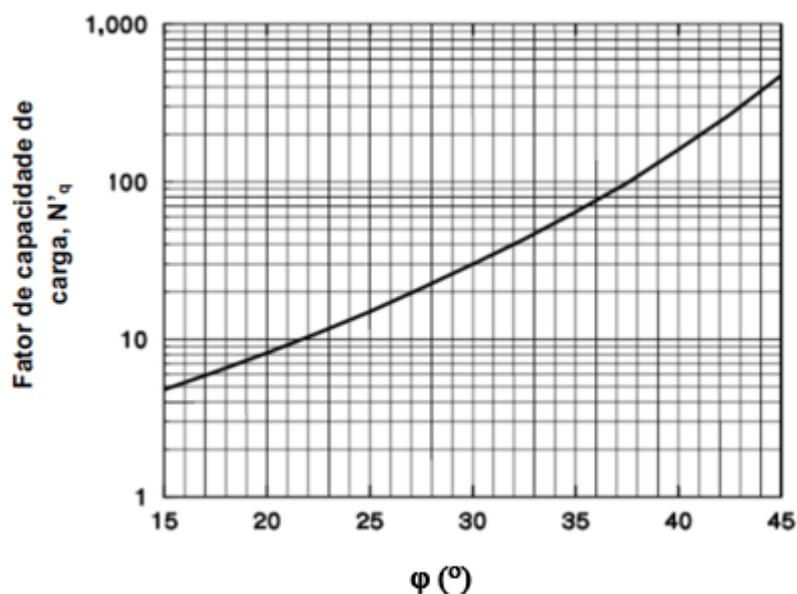


Figura D.6 Valores de N'_q (adaptado – Esparza, 2016).

D.5 – MÉTODO DE SKOV (1997)

Skov (1997) descreve que a prática dinamarquesa considera a capacidade de carga de estaca como a soma da resistência de ponta e do atrito lateral (equações D.1 a D.3). Para esta metodologia, a resistência de ponta unitária (r_p) é determinada similarmente a proposta desenvolvida por Skempton (1951).

$$r_p = 9 \cdot S_u \quad \text{em kPa} \quad (\text{D.24})$$

Onde S_u é a coesão não drenada da argila. Enquanto a resistência por atrito lateral unitário (r_L) é proposta tanto para solos coesivos como para solos granulares. Para solos coesivos, a resistência por atrito lateral unitário (r_L) é dada por:

$$r_L = m \cdot r \cdot S_u \quad (\text{D.25})$$

Onde m é um fator dependente do material empregado na estaca, sendo considerado igual a 0,1 para estacas de madeira, 0,7 para estacas de aço e para estacas de concreto, o valor de m varia entre 0,8 e 1, sendo este dependente da superfície da estrutura segundo Skov (1997). O coeficiente r é dado como equivalente a 0,4, no entanto, em casos que o atrito negativo do solo seja calculado, então deve-se adotar o valor do coeficiente r igual a 1. Já para solos não coesivos ou granulares, resistência por atrito lateral unitário (r_L) é dada por:

$$r_L = N_m \cdot \sigma'_v \quad (D.26)$$

De modo que σ'_v é a tensão geostática vertical efetiva de campo em uma dada profundidade e N_m é um coeficiente de capacidade de carga relacionado com o tipo de carregamento que a estaca é submetida, sendo considerado igual a 0,6 para estacas sujeitas à compressão e 0,2 para estacas submetidas à tração.

D.6 – MÉTODO DE MEYERHOF (1976)

Esta proposta foi desenvolvida por Meyerhof (1976) para a previsão da capacidade de carga de estacas construídas em solo homogêneo. O autor considera que a capacidade de carga total de uma fundação profunda é dada pela soma das parcelas de resistência lateral e de ponta. A resistência de ponta unitária (r_p) é dada pela seguinte equação:

$$r_p = \sigma'_{vp} \cdot N_q \quad (D.27)$$

De modo que N_q é um coeficiente de capacidade de carga e σ'_{vp} é a tensão vertical em uma profundidade equivalente a cota de assentamento da fundação. No entanto, o autor sugere que a resistência de ponta unitária (r_p) seja limitada a:

$$r_p \leq 50 \cdot N_q \cdot \tan \varphi \text{ em kPa} \quad (D.28)$$

O valor de N_q é determinado com auxílio da Figura D.7 e o ângulo de atrito do solo.

A resistência de atrito lateral unitário (r_L) é descrita pela seguinte equação:

$$r_L = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \varphi'_a \quad (D.29)$$

O ângulo de atrito entre a estaca e o solo (φ'_a) é determinado de acordo com a proposta de Potyondy (1961) como descrito na equação D.10.

σ'_v é a tensão geostática vertical efetiva de campo em uma dada profundidade e K_s é o coeficiente de empuxo horizontal do solo, sendo este calculado de acordo com a recomendação de Poulos (1989) de acordo com a equação D.8.

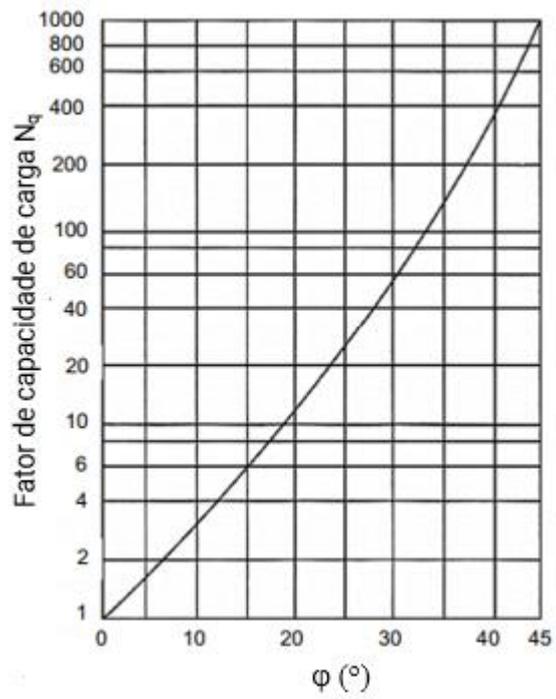


Figura D.7 Valores de N_q (adaptado – Meyerhof, 1976).

APÊNDICE E

MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – TRAÇÃO

A capacidade de carga total de uma estaca sujeita à tração é usualmente determinada a partir da soma da parcela de resistência lateral (R_L) e do peso próprio da fundação (P_P), como descrito na equação E.1.

$$R_T = R_L + P_P \quad (\text{E.1})$$

Em que a resistência por atrito lateral (R_L) é dada por:

$$R_L = U \cdot \sum(r_L \cdot \Delta L) \quad (\text{E.2})$$

E.1 – MÉTODO DE CHEN E KULHAWY (1994)

Chen e Kulhawy (1994) desenvolveram uma metodologia de estimativa de capacidade de carga para estacas escavadas assentes em solos coesivos sujeitas à esforços de tração, da qual a capacidade de carga total é dada pela equação E.1. A resistência de atrito lateral unitário (r_L) da estaca pode ser determinada por:

$$r_L = \alpha \cdot S_u \quad (\text{E.3})$$

$$\alpha = 0,31 + 0,17 \cdot \left(\frac{S_u}{p_a}\right) \quad (\text{E.4})$$

Onde S_u é a coesão não drenada do solo, p_a é a pressão atmosférica (= 100 kPa) e α é um fator de adesão.

E.2 – MÉTODO DO TRONCO DE CONE (MORS, 1959)

Mors (1959) propôs uma metodologia para a previsão da capacidade de carga de estacas submetidas à esforços de tração, sendo este método usualmente denominado no Brasil como o método do tronco de cone. Esta metodologia descreve a capacidade de carga da estaca à tração

é dada pela soma do peso próprio da fundação e do peso do solo compreendido na região delimitada por um tronco de cone gerado a partir da cota de assentamento da fundação e o eixo horizontal correspondente a cota do nível do terreno, como descrito na Figura E.1.

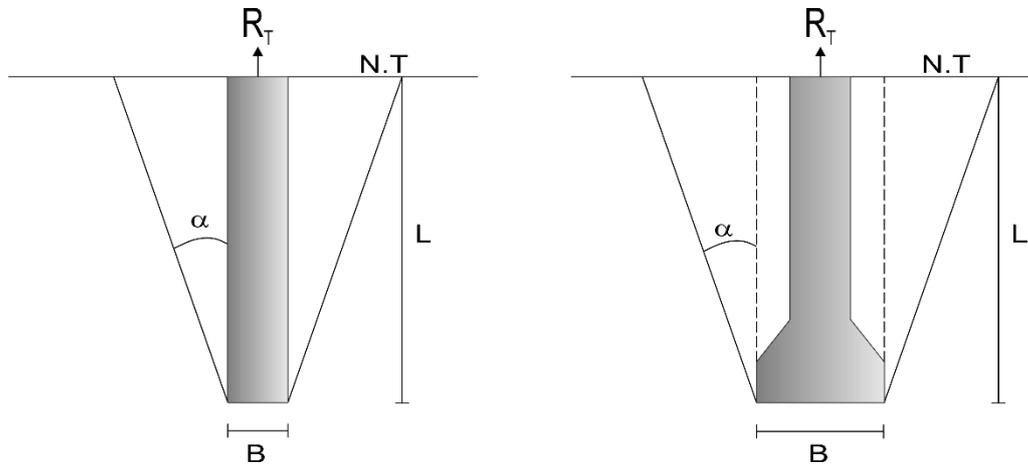


Figura E.1 Tronco de cone para fundações com e sem base alargada

Paschoalin Filho (2008) menciona que o método do tronco de cone tem sido aplicado para fundações com base alargada, mas quase não se aplica a estacas sem base alargada. A aplicação desta metodologia, segundo Orlando (1999), é recomendada para fundações com base alargada e que para solos arenosos, indica-se a utilização de um valor de α similar ao do ângulo de atrito do solo (φ).

A capacidade de carga total à tração é dada por:

$$R_T = P_s + P_p \quad (\text{E.5})$$

Onde P_p é o peso próprio da fundação e P_s é o peso de solo compreendido no cone indicado na Figura E.1. Para fundações com pontas circulares e com o diâmetro B , P_s é dado como:

$$R_T = C_1 \cdot L + C_2 \cdot L^2 + C_3 \cdot L^3 \quad (\text{E.6})$$

Onde:

$$C_1 = \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot B^2 \cdot \gamma \quad (\text{E.7})$$

$$C_2 = \left(\frac{\pi}{2}\right) \cdot B \cdot \gamma \cdot \tan \alpha \quad (\text{E.8})$$

$$C_3 = \left(\frac{\pi}{3}\right) \cdot \gamma \cdot \tan^2 \alpha \quad (\text{E.9})$$

Sendo γ o peso específico do solo e C_1 , C_2 e C_3 coeficientes de ajuste descritos nas equações acima.

E.3 – MÉTODO DO CILINDRO DE ATRITO (DOWNS E CHIEURZZI, 1966)

O método proposto por Downs e Chieurzzi (1966) além de considerar o peso próprio da fundação e o peso de solo contido na superfície de ruptura, também avalia a resistência por atrito lateral que ocorre no contato do sistema solo-fundação. No Brasil, esta metodologia é denominada como o método do cilindro de atrito, pois a superfície de ruptura proposta apresenta um formato cilíndrico, distintivamente da proposta de Mors (1959). A Figura E.2 exhibe as superfícies de ruptura propostas pelo método para estacas com e sem base alargada. No caso de estacas sem base alargada, o peso de solo contido na superfície de ruptura é considerado como nulo. A capacidade de carga total a tração é expressa por:

$$R_T = P_s + P_p + R_{LSE} \quad (\text{E.10})$$

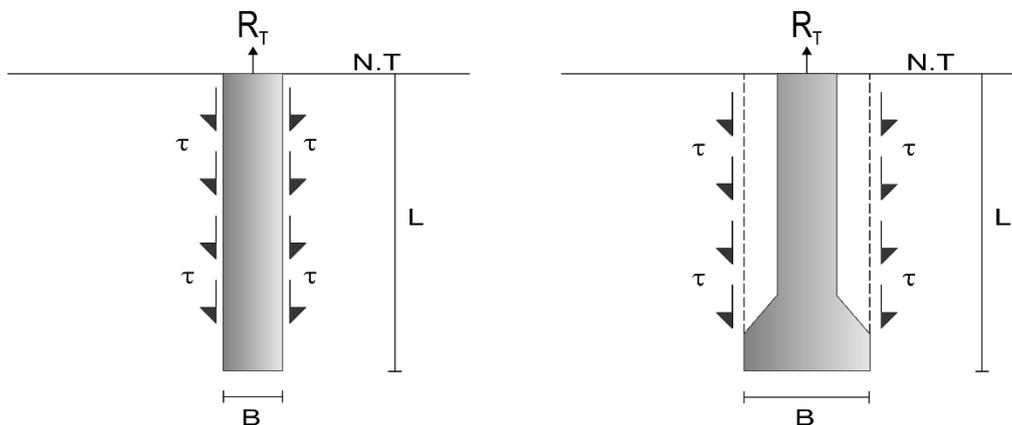


Figura E.2 Superfície de ruptura do método de Downs e Chieurzzi (1966)

Onde P_s é o peso de solo contido na superfície de ruptura, P_p é o peso próprio da fundação e R_{LSE} é a parcela de resistência por atrito lateral que ocorre no contato do sistema solo-estaca.

Poulos e Davis (1980) descrevem que a tensão de cisalhamento máxima unitária (τ), na superfície ao longo do fuste de estacas verticais é determinada de acordo com a equação proposta por Mohr-Coulomb:

$$\tau = c_a + \sigma_n \cdot \tan \varphi_a \quad (\text{E.11})$$

Onde: c_a é a adesão entre a estaca e o solo, σ_n é a tensão normal entre o solo e a estaca e φ_a é o ângulo de atrito entre a fundação e o solo. A adesão foi considerada equivalente a coesão do solo e o ângulo de atrito entre a estaca e o solo (φ_a) foi determinado utilizando a correlação proposta por Potyondy (1961):

$$\varphi_a = 0,88 \cdot \varphi \quad (\text{E.12})$$

Desta forma, a resistência por atrito lateral entre o sistema estaca-solo (R_{LSE}) pode ser determinada por:

$$R_{LSE} = [U \cdot \sum(r_L \cdot \Delta L)] \quad (\text{E.13})$$

Onde a resistência por atrito lateral unitária (r_L) é dada como:

$$r_L = c_a + \sigma'_v \cdot K_s \cdot \tan \varphi_a \quad (\text{E.14})$$

O valor de K_s foi empregado de acordo com a recomendação de Poulos (1989), de modo que para solos normalmente adensados, K_s seja considerado equivalente ao empuxo horizontal do solo no repouso (K_0), enquanto para solos préadensados, K_s deve ser obtido de acordo com a razão de sobreadensamento (RSA) do solo como descrito a seguir:

$$K_s \approx (1 - \sin \varphi') \cdot (RSA)^{0,5} \quad (\text{E.15})$$

E.4 – MÉTODO DE MEYERHOF E ADAMS (1968)

Meyerhof e Adams (1968) investigaram a resistência à tração de placas de ancoragem assentes em solos coesivos friccionais e propuseram a equação E.16 para a capacidade de carga destes elementos. A superfície de ruptura proposta é cilíndrica, semelhante a proposta por

Downs e Chieuzzi (1966), onde o peso do solo situado na superfície de ruptura atua na resistência do esforço à tração em fundações com base alargadas (Figura E.3).

$$R_T = \pi \cdot c \cdot B \cdot H + s \cdot 0,5 \cdot \pi \cdot \gamma \cdot B \cdot (2L - H) \cdot H \cdot K_u \cdot \tan \varphi + P_s \quad (E.16)$$

Onde c é a coesão do solo, B é o diâmetro da base alargada, H é a altura do "bloco" de solo movimentado pela mobilização da estaca, s é um fator de forma relacionado com o ângulo de atrito do solo e a esbeltez da fundação, γ é o peso específico do solo e K_u é um fator de capacidade de carga (Figura E.4).

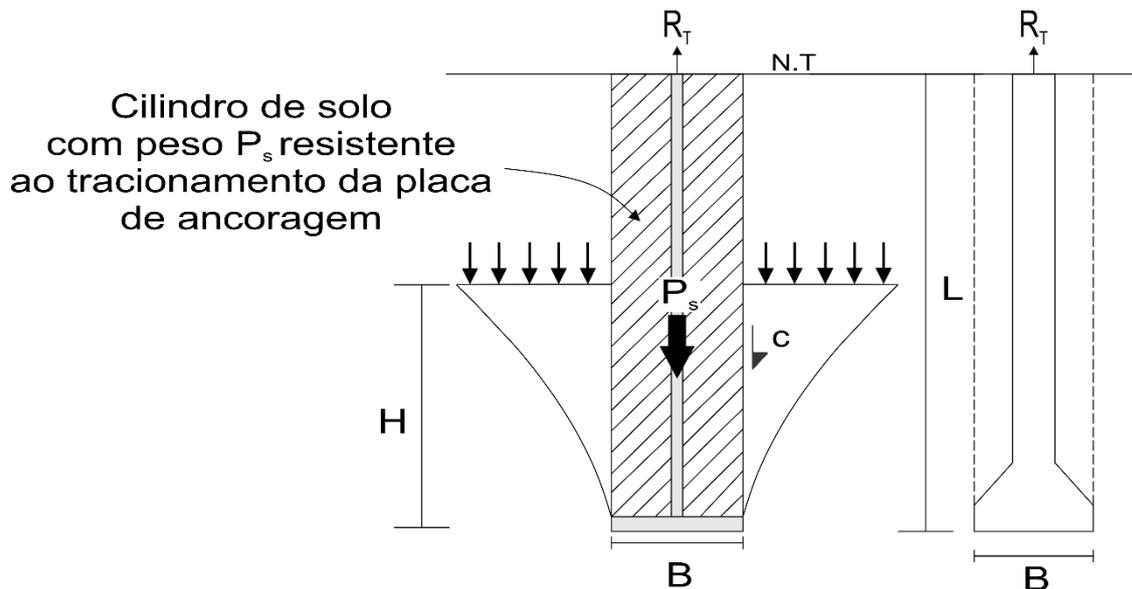


Figura E.3 Superfície de ruptura do método de Meyerhof e Adams (1968).

Adaptando a equação E.16 para uma estaca com base alargada, o peso próprio da estaca (P_p) é considerado em conjunto com o peso de solo (P_s) contido na superfície de ruptura cilíndrica. Nota-se que para estacas com elevada esbeltez (L/ϕ), o valor de H não se estenderá até o nível do terreno, sendo necessário determinar este valor a partir de diferentes valores de ângulo de atrito, utilizando assim, os resultados obtidos nos experimentos realizados por Meyerhof de acordo com a Tabela E.1.

Tabela E.1 Valores de H (adaptado – Tomlinson e Woodward, 2020).

$\varphi(^{\circ})$	20	25	30	35	40	45	48
H/ϕ	2,5	3,0	4,0	5,0	7,0	9,0	11,0

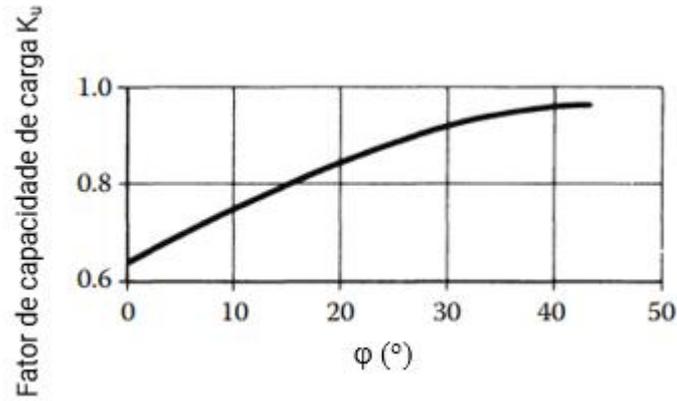


Figura E.4 Fator de capacidade de carga K_u (adaptado – Meyerhof e Adams, 1968).

Meyerhof e Adams (1968) descrevem que o fator de forma (s) para fundações profundas (incluindo estacas) é dado pela seguinte equação:

$$s = 1 + \left(m \cdot \frac{L}{\phi} \right) \quad (\text{E.17})$$

Onde m é um fator adimensional que depende do ângulo de atrito do solo (Tabela E.2). A Tabela E.2 também apresenta valores máximos propostos para o fator de forma (s).

Tabela E.2 Valores de m (adaptado – Tomlinson e Woodward, 2020).

ϕ (°)	20	25	30	35	40	45	48
m	0,05	0,10	0,15	0,25	0,35	0,50	0,60
$s_{\text{máx}}$	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

Tomlinson e Woodward (2020) ainda recomendam que o valor máximo de capacidade de carga à tração estimado por este método não seja superior a soma das parcelas de resistência por atrito lateral e ponta de estacas para esforços de compressão.

E.5 – MÉTODO DE MEYERHOF (1973)

O método proposto por Meyerhof (1973) é uma generalização da metodologia proposta por Meyerhof e Adams (1968) para o caso de estacas submetidas à esforços de tração excêntricos e esforço axial de tração inclinado. Desta forma, a capacidade de carga pode ser determinada a partir da seguinte equação:

$$R_T = U \cdot \sum (c_a + \sigma'_v \cdot K_u \cdot \tan \phi_a) \cdot \Delta L + P_p \quad (\text{E.18})$$

Onde K_u é um fator de capacidade de carga relacionado com o ângulo de atrito do solo e a inclinação da carga (Figura E.5) e P_p é o peso próprio da fundação. As mesmas premissas adotadas em relação a adesão (c_a) e o ângulo de atrito entre a estaca e o solo adotados no método de Downs e Chieurzzi (1966) foram adotados para a estimativa da capacidade de carga à tração empregando esta metodologia.

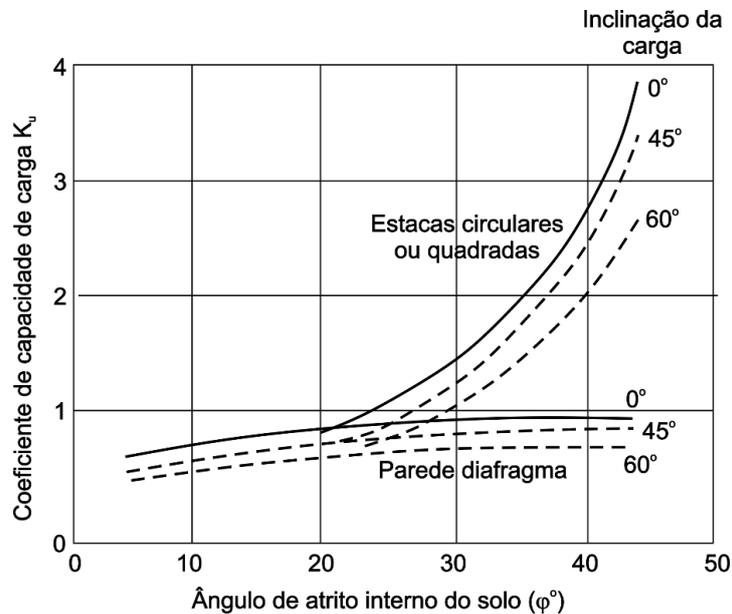


Figura E.5 Fator de capacidade de carga K_u (adaptado – Meyerhof, 1973).

Meyerhof (1973) ainda considera uma profundidade crítica, onde a resistência por atrito lateral permanece constante a partir de uma dada profundidade:

$$\left(\frac{L}{\phi}\right)_{\text{crítico}} = 15 \quad (\text{E.19})$$

E.6 – MÉTODO DE CHATTOPADHYAY E PISE (1986)

Chattopadhyay e Pise (1986) desenvolveram uma metodologia para estimativa de capacidade de carga à tração de estacas circulares em areia, onde a superfície de ruptura apresenta uma forma curva (Figura E.6).

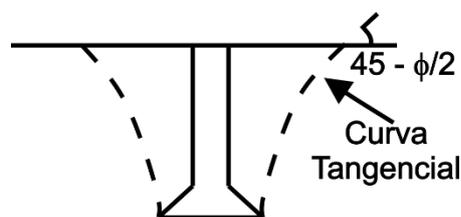


Figura E.6 Superfície de ruptura proposta por Chattopadhyay e Pise (1986).

A capacidade de carga à tração é descrita pela seguinte equação:

$$R_T = A_1 \cdot \pi \cdot \phi \cdot \gamma \cdot L^2 \quad (E.20)$$

Onde A_1 é um fator de capacidade de carga relacionado com a esbeltez da fundação e o ângulo de atrito entre o solo e o material que compõe a estaca (Figura E.7), ϕ é o diâmetro da fundação, L é o comprimento da fundação e γ é o peso específico do solo. Esta metodologia difere das outras pelo fato de considerar uma forma diferente de superfície de ruptura, além de uma diferente extensão da mesma.

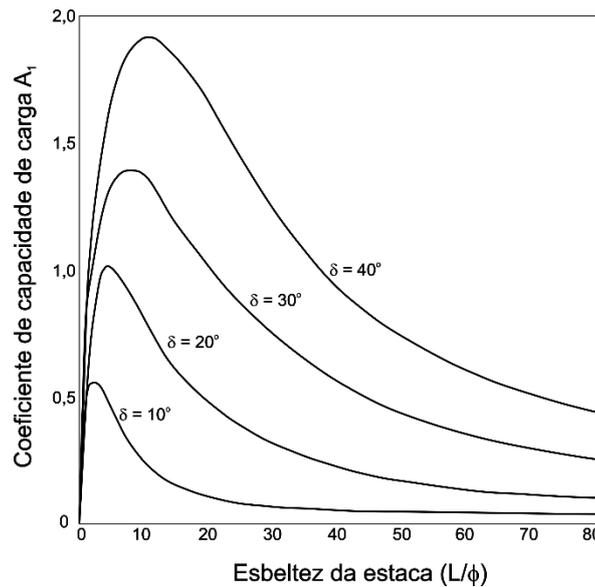


Figura E.7 Valores de A_1 (adaptado – Chattopadhyay e Pise, 1986).

E.7 – MÉTODO DE LEVACHER E SIEFFERT (1984)

Levacher e Sieffert (1984) desenvolveram uma proposta para a estimativa da capacidade de carga à tração em estacas instaladas em solos predominantemente arenosos, cuja a previsão está diretamente relacionada com a metodologia construtiva da estaca. A presente metodologia foi desenvolvida a partir de ensaios em modelos reduzidos, utilizando estacas de aço tubulares com diâmetro de 0,035 m e comprimento de 0,90 m. Os autores pressupõem uma distribuição triangular das tensões horizontais. Deste modo, a capacidade de carga à tração é dada por:

$$R_T = 0,5 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot U \cdot \tan \varphi \cdot L^2 \cdot K_{mo} \quad (E.21)$$

Onde K_0 é o empuxo horizontal em repouso do solo (determinado pela equação proposta por Jaky, 1944), γ é o peso específico do solo, U é o perímetro da estaca, φ é o ângulo de atrito

interno do solo, L é o comprimento da fundação e K_{mo} um coeficiente de capacidade de carga relacionado com a metodologia construtiva da fundação (Tabela E.3).

Tabela E.3 Valores de K_{mo} (adaptado – Levacher e Sieffert, 1984).

Tipo de estaca	K_{mo}
Escavada	2,4
Cravada por impacto	2,7
Cravada por vibração	3,2

Os autores recomendam que para estacas escavadas, a utilização do valor de K_{mo} igual a 2,4 seja empregada em solos com densidade relativa (D_r) superior a 50%.

E.8 – MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE GRENOBLE (BIAREZ E BARRAUD, 1968)

O método desenvolvido por Biarez e Barraud (1968) é usualmente denominado como método da Universidade de Grenoble, pois o mesmo foi proposto a partir de diversas pesquisas realizadas nesta mesma universidade (Ribier, 1962; Montel, 1963; Martin, 1966; Biarez e Barraud, 1968). Esta metodologia foi elaborada a partir de ensaios experimentais de campo utilizando diversos tipos de fundações em escala real e de ensaios experimentais de laboratório empregando modelos reduzidos. Os autores descrevem que esta metodologia considera que a capacidade de carga de uma estaca ou de uma fundação profunda com e sem base alargada implantados em um solo homogêneo é dada pela soma da resistência ao cisalhamento mobilizado ao longo da superfície de ruptura (R_{fp} e R_{fc}), do peso próprio da fundação (P_p), da sobrecarga atuante (R_q) na superfície do terreno (quando esta existir) e do peso do solo presente na zona compreendida pela superfície de ruptura com formato de tronco-cônico (R_γ), de modo que a geratriz forma um ângulo λ com a vertical (Figura E.8).

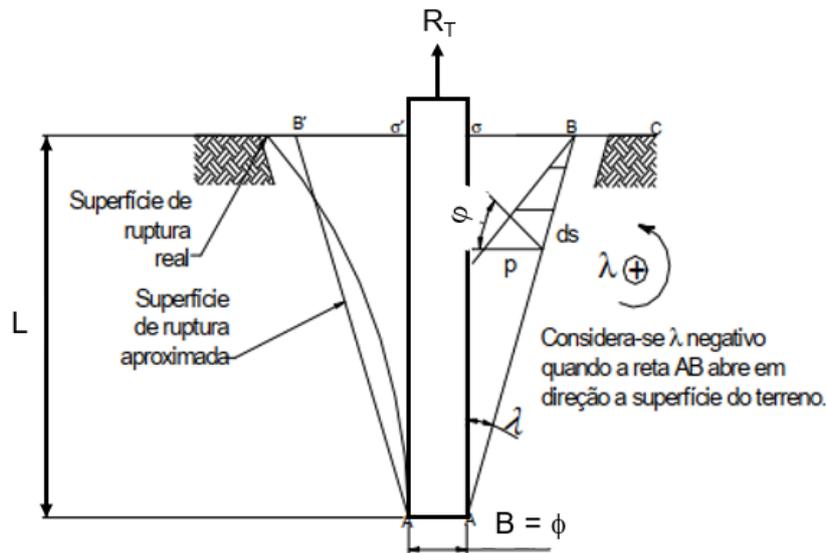


Figura E.7 Superfície de ruptura do método (adaptado – Paschoalin Filho, 2008).

Pressupõe-se que uma massa de solo esteja associada à estaca e que a zona compreendida pela superfície de ruptura apresenta-se como uma reta que parte da base da estaca até o nível do terreno. As tensões que atuam na linha de ruptura estão inclinadas um ângulo ϕ em relação ao plano de ruptura. Dessa maneira, a parcela referente ao esforço máximo de tração corresponderá ao somatório das tensões atuantes dentro da superfície tronco cônica limitada pela linha de ruptura (Paschoalin Filho, 2008). Tal consideração trata-se de uma hipótese simplificadora, pois a superfície de ruptura real tende a apresentar a forma de um arco. Deste modo, a capacidade de carga à tração é dada pela seguinte equação:

$$R_T = R_{f\phi} + R_{fc} + R_q + R_\gamma + P_p \quad (E.22)$$

A equação E.22 descreve a resistência a tração de uma estaca cilíndrica em meio homogêneo a partir do somatório das parcelas de resistência devido ao atrito ($R_{f\phi}$) e a coesão (R_{fc}) durante a mobilização da resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura, da parcela relativa a possível ocorrência de sobrecarga na superfície do terreno (R_q), da massa de solo compreendida na zona da superfície de ruptura tronco-cônica (R_γ) e do peso próprio da estaca (P_p).

Biarez e Barraud (1968) indicam que a parcela de resistência referente ao atrito ($R_{f\phi}$) mobilizada na superfície de ruptura é representada pela distribuição da tensão denominada p atuando sobre o segmento AB da superfície de ruptura retilínea (Figura E.7). Considerando que

esta está sob influência do empuxo passivo proveniente do diedro ABC, tem-se a seguinte equação:

$$R_{f\varphi} = \pi \cdot \phi \cdot L \cdot M_{\varphi} \cdot \gamma \cdot L \quad (\text{E.23})$$

$$M_{\varphi} = M_{\varphi 0} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \tan \lambda \cdot \frac{L}{0,5 \phi} \right) \quad (\text{E.24})$$

$$M_{\varphi 0} = \frac{\sin[2 \cdot (\varphi + \lambda)]}{4 \cdot \cos^2 \lambda} \quad (\text{E.25})$$

A parcela de resistência referente a coesão (R_{fc}) mobilizada na superfície de ruptura é pela distribuição da tensão denominada f atuando sobre o segmento AB da superfície de ruptura retilínea (Figura E.8). Estas tensões formam um ângulo φ com a normal da linha AB, sendo este φ o ângulo de atrito do solo. Considera-se o meio, onde está inserido o diedro ABC como sem peso e submetido a uma sobrecarga fictícia H equivalente ao valor da coesão do solo multiplicado pela cotangente do ângulo de atrito ($c \cdot \cot \varphi$).

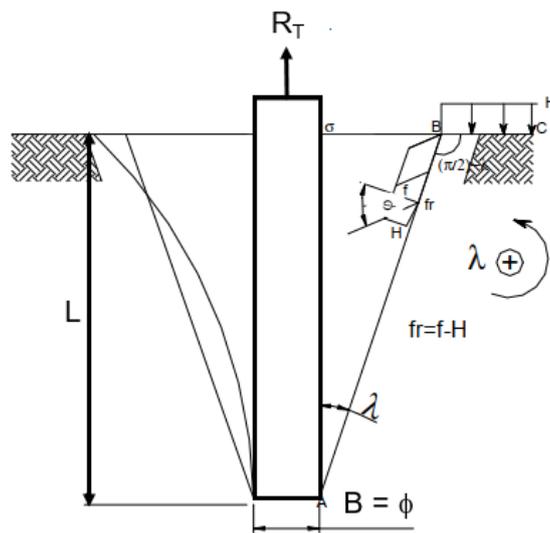


Figura E.8 Tensões atuantes devido a parcela de coesão (adaptado – Paschoalin Filho, 2008).

De modo que as equações podem ser propostas:

$$R_{fc} = \pi \cdot \phi \cdot L \cdot M_{\varphi} \cdot c \quad (\text{E.26})$$

$$M_c = M_{c0} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \tan \lambda \cdot \frac{L}{0,5 \phi}\right) \quad (\text{E.27})$$

$$M_{c0} = -\frac{\tan \lambda}{\tan \phi} + \frac{f}{H} \cdot \cos \left(1 + \frac{\tan \lambda}{\tan \phi}\right) \quad (\text{E.28})$$

O coeficiente de empuxo f/H é determinado em função do ângulo de atrito do solo (ϕ) e do ângulo λ formado pela superfície de ruptura e o eixo vertical de acordo com a Figura E.9.

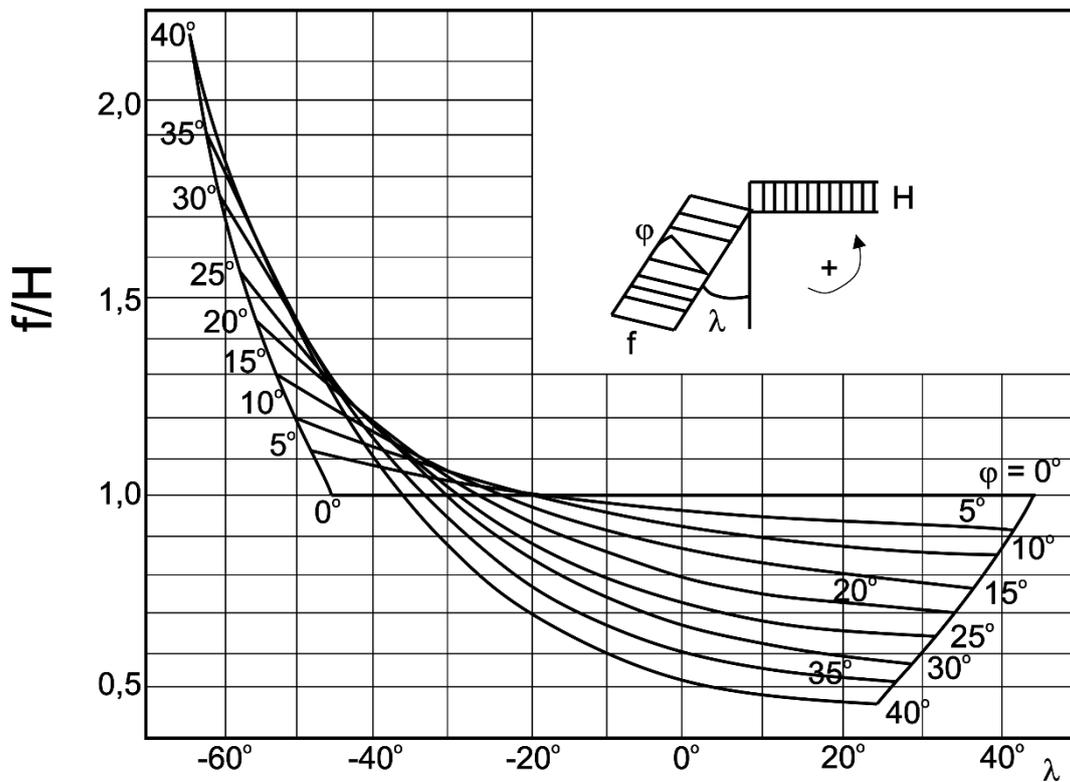


Figura E.9 Valores de f/H em função de ϕ e λ (adaptado – Biarez e Barraud, 1968).

A parcela de resistência relativa a sobrecarga (R_q) é determinada de modo similar a parcela de resistência referente a coesão (R_{fc}), no entanto, H é substituído pelo valor correspondente a sobrecarga (q). Desta forma:

$$R_q = \pi \cdot \phi \cdot q \cdot M_q \cdot L \quad (\text{E.29})$$

$$M_q = M_{q0} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \tan \lambda \cdot \frac{L}{0,5 \phi}\right) \quad (\text{E.30})$$

$$M_{q0} = \frac{f_q}{q} \cdot \text{sen } \varphi \cdot \left(1 + \frac{\tan \lambda}{\tan \varphi}\right) \quad (\text{E.31})$$

A parcela de resistência relativa ao peso do solo compreendida na zona da superfície de ruptura tronco-cônica (R_γ) é determinada a partir das seguintes equações:

$$R_\gamma = \pi \cdot \phi \cdot L \cdot \gamma \cdot M_\gamma \cdot L \quad (\text{E.32})$$

$$M_\gamma = M_{\gamma0} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \tan \lambda \cdot \frac{L}{0,5 \phi}\right) \quad (\text{E.33})$$

$$M_{\gamma0} = -0,5 \cdot \tan \lambda \quad (\text{E.34})$$

Somando todas as parcelas de resistência e o peso próprio da fundação (P_p) a capacidade de carga à tração pode ser determinada como:

$$R_T = \pi \cdot \phi \cdot L \cdot [c \cdot M_c + \gamma \cdot L \cdot (M_\phi + M_\gamma) + q \cdot M_q] + P_p \quad (\text{E.35})$$

Onde ϕ é o diâmetro da estaca, L é o comprimento da estaca, γ é o peso específico do solo, c é a coesão do solo, q é a sobrecarga devido ao carregamento imposto por um eventual acréscimo de carga. M_c , M_ϕ , M_γ e M_q são fatores de capacidade de carga do método determinados em função do ângulo formado pela superfície de ruptura do método e o eixo vertical.

Orlando (1999) relata que o único método prático para avaliação do valor de λ seria a partir de provas de carga em escala real. Ao realizar diversas provas de carga em escala real em fundações com valores de esbeltez (L/ϕ) variando entre 4 e 10, Biarez e Barraud (1968) recomendam a utilização do ângulo λ equivalente a $-\varphi/8$, sendo φ o ângulo de atrito interno do solo (o sinal negativo indica que a geratriz se afasta em relação ao eixo vertical da fundação, pois a convenção adotada pela metodologia define valores positivos no sentido anti-horário). Algumas pesquisas avaliaram a aplicação do método Biarez e Barraud (1968) para estacas ensaiadas em solos brasileiros, tipicamente residuais, lateríticos e não saturados, indicando assim a utilização de valores do ângulo λ igual a 0, para a obtenção de estimativas razoavelmente satisfatórias (Leite *et al.* 1998; El, 2003; Paschoalin Filho, 2008).

E.9 – MÉTODO DE SHANKER *ET AL.* (2007)

Shanker *et al.* (2007) propuseram uma metodologia de capacidade de carga de estacas submetidas à tração, onde a superfície de ruptura é assumida como um tronco de cone, similarmente a proposta de Mors (1959), de modo que a superfície de ruptura ocorre a partir da base da estaca até a superfície do terreno a partir de uma reta que gera um ângulo β em relação ao eixo vertical da estaca, como mostrado na Figura E.10.

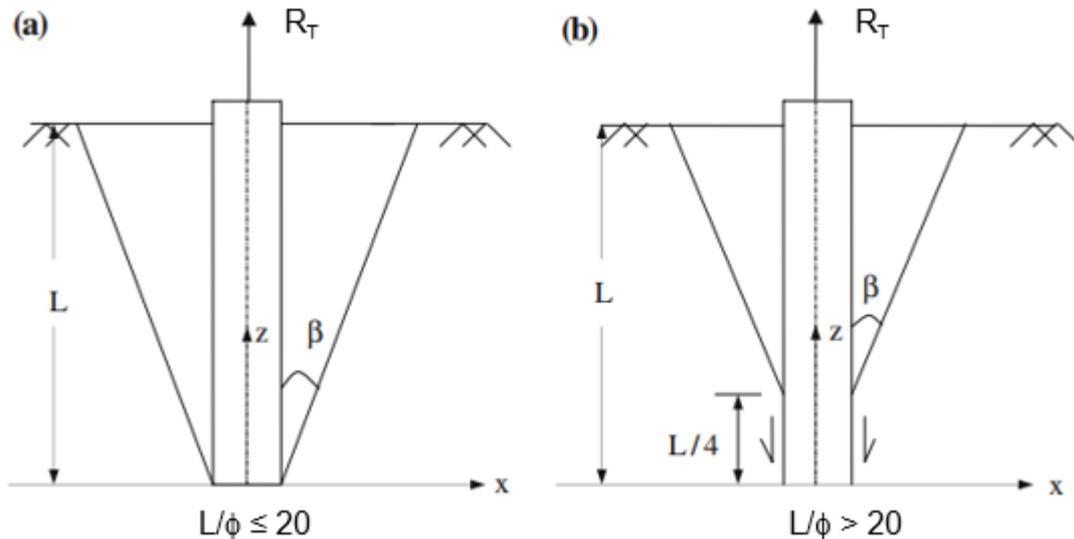


Figura E.10 Superfícies de ruptura propostas pelo método (adaptado – Shanker *et al.* 2007).

Durante o levantamento da estaca, assume-se que um sólido axi-simétrico composto pelo sistema estaca-solo se movimenta ao longo da superfície de ruptura. O movimento é resistido pelo cisalhamento mobilizado resistente do solo ao longo da superfície de ruptura, bem como pelo peso do solo e o peso próprio da fundação. Na condição de equilíbrio limite, atinge-se a capacidade de carga à tração da estaca.

Os autores consideram uma cunha circular de espessura ΔZ a uma altura Z acima da ponta da estaca. As forças que atuam na cunha são descritas na Figura E.11. Para avaliar a resistência ao cisalhamento mobilizada ΔT ao longo da superfície de ruptura de comprimento ΔL na condição de equilíbrio limite, assume-se que $\Delta T = \Delta R \cdot \tan \varphi$, em que ΔR é a força normal atuando na superfície de ruptura da cunha. Além disso, o coeficiente de empuxo horizontal do solo (K_s) dentro da cunha é considerado como $(1 - \sin \varphi) \cdot \tan \delta / \tan \varphi$.

Os autores mencionam que esta expressão para K_s foi escolhida de modo que quando o ângulo de atrito entre a estaca e o solo (δ) for igual ao ângulo de atrito do solo (φ), o empuxo

horizontal do solo (K_s) seria equivalente ao empuxo horizontal do solo no repouso (K_0) e para outros valores de δ , K seria uma função de K_0 , δ e φ (Chattopadhyay e Pise 1986).

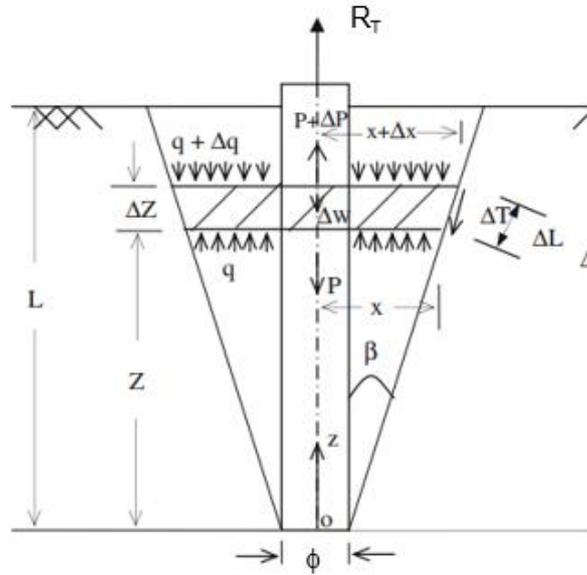


Figura E.11 Diagrama de corpo livre da cunha de solo (adaptado – Shanker *et al.* 2007).

Considerando o equilíbrio vertical da cunha circular, e assumindo que o peso da estaca de comprimento ΔZ é igual ao peso do solo correspondente ao volume ocupado pela estaca para o comprimento ΔZ , a capacidade de carga à tração pode ser determinada como:

$$R_T = \frac{C_1}{2} \cdot L^2 + \frac{C_2}{6} \cdot L^3 - \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \gamma \cdot L \right) \quad (E.36)$$

$$C_2 = \frac{2\pi\gamma}{\tan \theta} \cdot \left[\frac{1}{\tan \theta} + (\cos \theta + K_s \cdot \sin \theta) \cdot \tan \varphi \right] \quad (E.37)$$

$$C_1 = \pi \cdot \phi \cdot \gamma \left[\frac{1}{\tan \theta} + (\cos \theta + K_s \cdot \sin \theta) \cdot \tan \varphi \right] \quad (E.38)$$

Onde L é o comprimento da estaca, φ é o ângulo de atrito interno do solo, K_s é o empuxo horizontal do solo, θ é o ângulo que a superfície de ruptura faz com o eixo horizontal da estaca, γ é o peso específico do solo, ϕ é o diâmetro da estaca. Shanker *et al.* (2007) sugerem a utilização de valores de β equivalentes a $\varphi/4$.

APÊNDICE F

MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUE EM ESTACAS ISOLADAS

O recalque de fundações por estacas é um dos principais critérios de dimensionamento relacionado com o estado limite de serviço (ELS) de estruturas de obras civis. Desta forma, a previsão do comportamento do conjunto estaca-solo no âmbito de deslocamentos devido a carregamentos axiais em estacas isoladas foi abordada por diversos pesquisadores (Poulos e Davis 1980; Bowles, 1997; Seo *et al.* 2007).

F.1 – MÉTODO DE POULOS E DAVIS (1980)

Poulos e Davis (1980) empregam um procedimento numérico que utiliza a proposta de Mindlin (1936) para avaliar o efeito do carregamento da estaca no solo. Nesta metodologia, a estaca é dividida em diversos elementos uniformemente carregados, de modo que a solução é determinada a partir da suposição da compatibilidade de deslocamentos da estaca e do solo adjacente para cada elemento da estaca (Figura F.1). De acordo com os autores, o deslocamento do topo de uma fundação por estaca submetida a carregamento axial pode ser definido como:

$$\rho = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot \phi} \quad (\text{F.1})$$

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \cdot R_b \quad (\text{F.2})$$

Onde: ρ é o recalque no topo da fundação, P é a carga aplicada no topo da fundação, E_s é o módulo de deformabilidade do solo, ϕ é o diâmetro do fuste da fundação, I é um coeficiente composto por vários fatores de recalque. I_0 é a fator de influência do recalque (Figura F.2), R_k é o fator devido à compressibilidade da fundação (Figura F.3), R_h é o fator devido à presença de substrato rígido na profundidade “ h ” (Figura F.4), R_v é o fator devido ao coeficiente de Poisson do solo (Figura F.5), R_b é o fator de correção para a ponta da estaca em solo mais rígido (Figura F.6), sendo E_b o módulo de deformabilidade do solo abaixo da ponta da estaca.

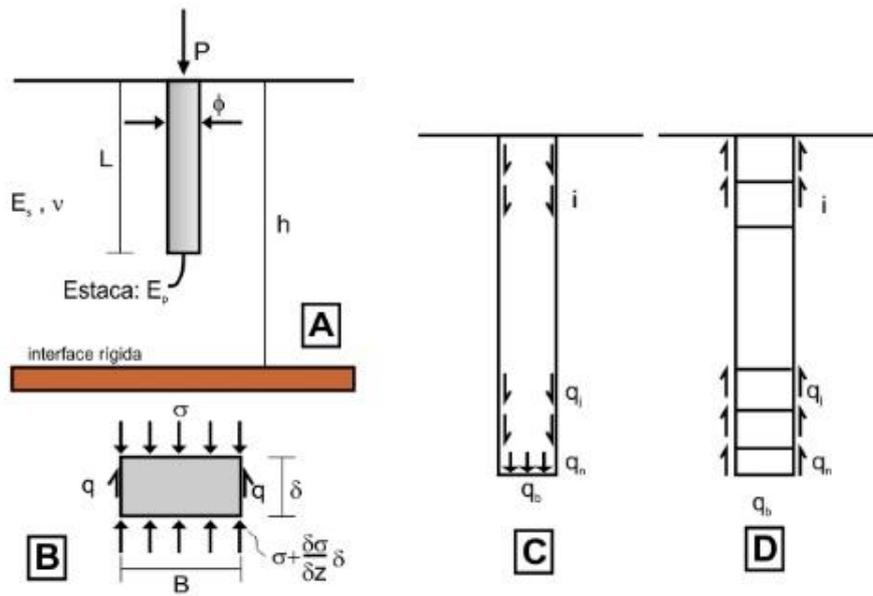


Figura F.1 Modelo de Poulos e Davis (1980): (a) – Problema analisado, (b) – o elemento de estaca, (c) – ação da estaca sobre o solo, (d) – ação do solo sobre a estaca – (adaptado – Poulos e Davis 1980).

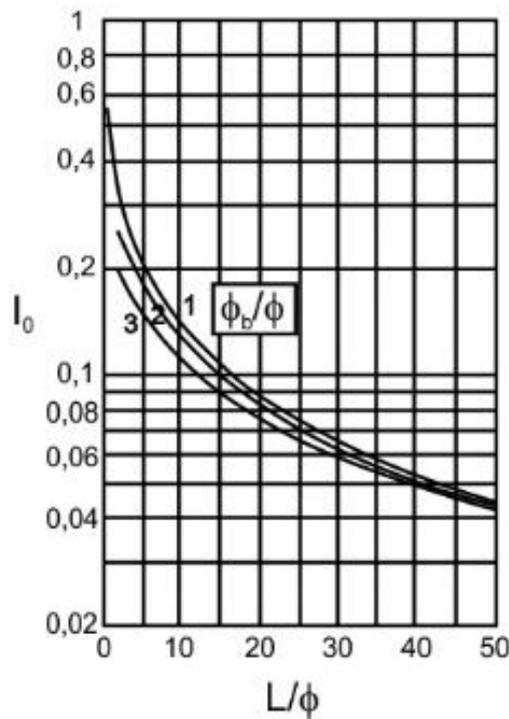


Figura F.2 Fator I_0 (adaptado – Poulos e Davis 1980).

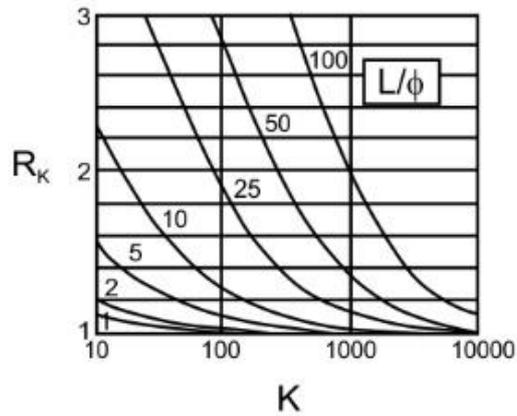


Figura F.3 Fator R_K (adaptado – Poulos e Davis 1980).

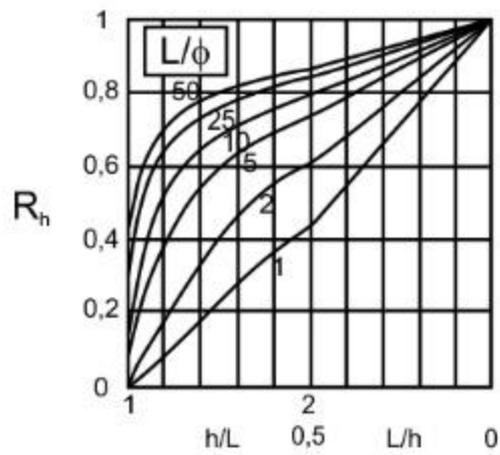


Figura F.4 Fator R_h (adaptado – Poulos e Davis 1980).

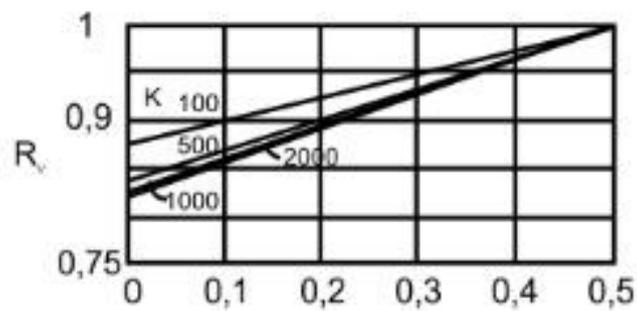


Figura F.5 Fator R_v (adaptado – Poulos e Davis 1980).

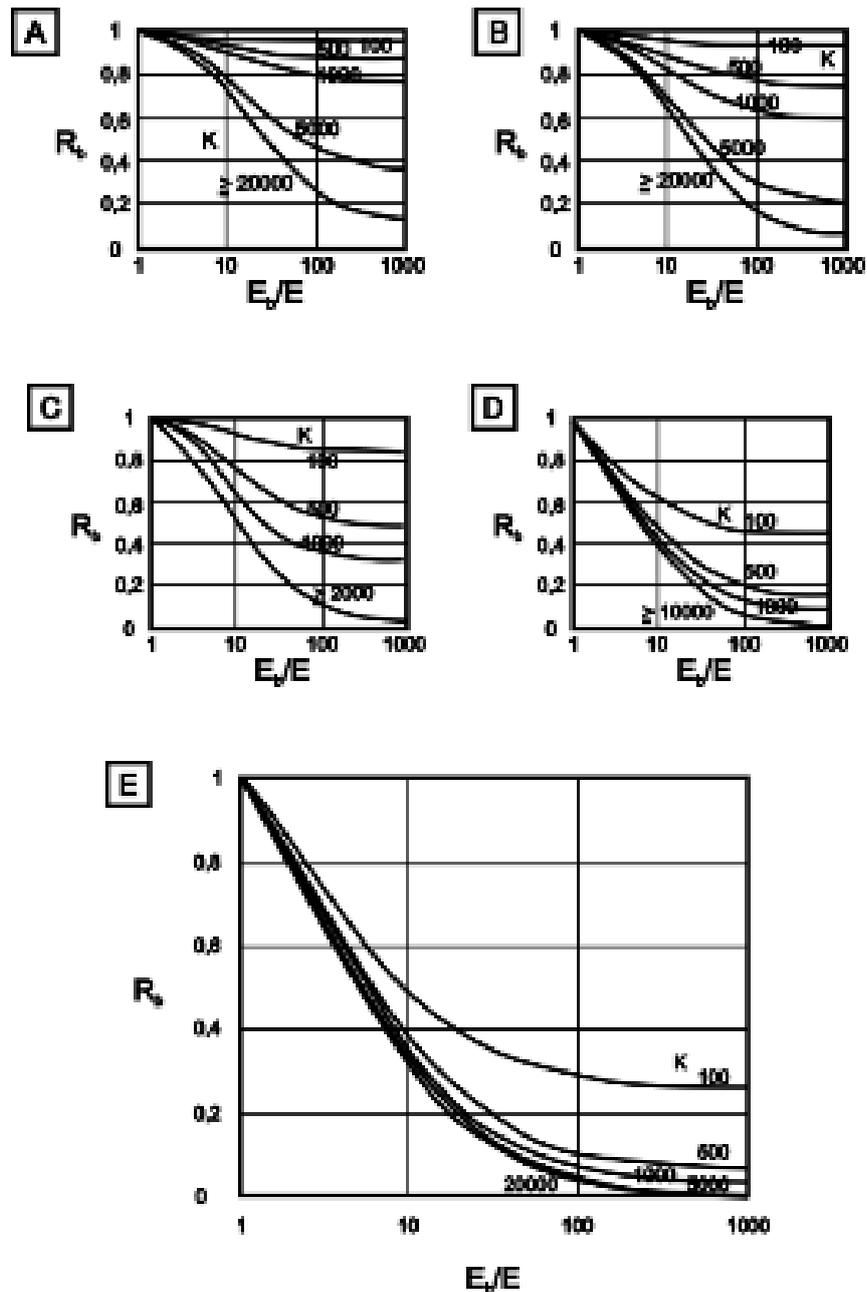


Figura F.6 Fator de correção para a base da estaca em solo mais rígido: (a) – $L/\phi = 75$, (b) – $L/\phi = 50$, (c) – $L/\phi = 25$, (d) – $L/\phi = 10$, (e) – $L/\phi = 5$ – (adaptado – Poulos e Davis 1980).

F.2 – MÉTODO DE BOWLES (1997)

Bowles (1997) descreve que o deslocamento de fundações por estacas pode ser calculado em três etapas. Na primeira etapa, calcula-se o encurtamento elástico do material constituinte da fundação por estaca, deste modo, estima-se a força axial média atuante em cada segmento

de comprimento (ΔL), a área da seção da estaca (A_m), e o módulo de elasticidade da estaca (E_p), assim:

$$\Delta H_{s,s} = \frac{P \cdot \Delta L}{A_m \cdot E_p} \quad (\text{F.3})$$

Somando-se os deslocamentos correspondentes de cada segmento de comprimento ΔL , determina-se o encurtamento elástico total da estaca:

$$\Delta H_a = \sum \Delta H_{s,s} \quad (\text{F.4})$$

Na segunda etapa calcula-se o recalque devido a carga transmitida pela base da fundação ao solo, de acordo com a seguinte equação:

$$\Delta H_{pt} = \Delta q \cdot \phi_b \cdot \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) \cdot m \cdot I_s \cdot I_F \cdot F_1 \quad (\text{F.5})$$

Onde: Δq é a tensão transmitida pela base da fundação (a carga no topo da fundação dividida pela área da ponta da estaca), ϕ_b é o diâmetro da ponta da estaca, ν é coeficiente de Poisson do solo, E_s é o módulo de deformabilidade da estaca, $m \cdot I_s$ é um fator de forma (o autor sugere adotar este fator igual a 1), I_F é o fator de embutimento de Fox, que varia entre 0,5 e 0,55 de acordo com a esbeltez da fundação (L/ϕ) e F_1 é um fator relacionado com o tipo de transferência de carga da estaca para o solo, ou seja, caso a estaca seja flutuante ($R_p \leq 0$), admite-se um valor igual a 0,25. Caso a transferência de carga da estaca para o solo ocorra tanto pelo atrito lateral e pela ponta da estaca, adota-se um valor de F_1 igual 0,5 (situação mais usual). Por fim, caso a transferência de carga da estaca para o solo ocorra exclusivamente pela base da fundação, emprega-se um valor de F_1 equivalente a 0,75.

Na última etapa do procedimento da estimativa de recalque proposta por Bowles (1997), soma-se o recalque devido ao encurtamento elástico (primeira etapa) e o recalque devido a carga transmitida pela base da fundação ao solo (segunda etapa), como visto na equação:

$$\Delta H_p = \Delta H_a + \Delta H_{pt} \quad (\text{F.6})$$

F.3 – MÉTODO DE SEO *ET AL.* (2007)

Seo *et al.* (2007) desenvolveram soluções analíticas explícitas para uma estaca carregada verticalmente em solo composto por distintas camadas, além disso, admite-se que o solo se comporta como um material elástico linear. As equações diferenciais governantes são derivadas a partir de princípio de conservação de energia e de cálculo variacional. As constantes de integração são determinadas empregando a Regra de Cramer e uma equação de recorrência. Desta forma, as soluções para uma estaca embutida em um solo composto por camadas distintas e com a base apoiada em um material rígido, são obtidas alterando as condições de contorno do problema. A análise considera uma estaca isolada circular embutida verticalmente em um depósito de solo elástico de múltiplas camadas (Figura F.7).

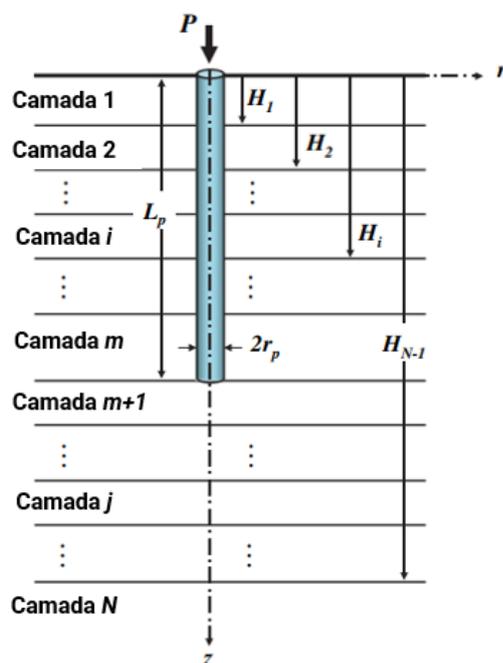


Figura F.7 Geometria do sistema solo-estaca (adaptado – Seo *et al.* 2007).

Nesta metodologia, considera-se que todas as camadas do solo se estendem ao infinito na direção horizontal, e a camada inferior estende-se ao infinito para baixo na direção vertical. Admite-se ainda que o meio de solo seja elástico e isotrópico, homogêneo dentro de cada camada, com propriedades elásticas descritas pelas constantes de Lamé e que a estaca se comporte como uma coluna elástica, ou seja, um elemento de compressão axial elástica. Os parâmetros de entrada necessários para estimativa de recalque são o comprimento (L_p) e raio da estaca (r_p), além da carga atuante no topo da estaca (P), espessura das camadas (H_i), módulo de elasticidade do material constituinte da estaca (E_p), parâmetros de deformabilidade de cada camada (coeficiente de Poisson e módulo de deformabilidade do solo). Maiores detalhes sobre

as formulações matemáticas e hipóteses relativas à compatibilidade dos deslocamentos do conjunto solo-estaca são apresentados em Seo *et al.* (2007).

APÊNDICE G

MODELOS CONSTITUTIVOS

Os modelos constitutivos descrevem o comportamento tensão *versus* deformação de um determinado material. Ao caracterizar o comportamento dos solos e das rochas de modo mais realístico, observa-se a necessidade da compreensão de teorias que representam os distintos estados de tensões experimentados por estes materiais. Dentre as principais teorias que descrevem o comportamento dos solos e das rochas, pode-se citar a teoria da elasticidade e plasticidade. Este apêndice apresenta uma descrição concisa do modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS), o qual está implementado no *software* Plaxis 2D. Adicionalmente, este apêndice aborda os conceitos básico de plasticidade do modelo constitutivo: função de plastificação, lei de endurecimento ou amolecimento, lei de fluxo. Além de descrever os parâmetros necessários para

G.1 – HARDENING SOIL

Os modelos constitutivos dos solos têm avançado significativamente a partir do modelo básico de solo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb. Porém, esse modelo apresenta uma limitação, já que não considera a dependência da rigidez do solo devido à tensão. Ao contrário do modelo elasto-plástico, a envoltória de resistência não é fixa no espaço das tensões principais, mas expande devido a deformações plásticas. Apesar do uso da relação hiperbólica, o modelo *Hardening Soil* difere do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970) devido aos seguintes fatores: usa a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade, inclui a dilatação do solo e introduz uma função de plastificação do tipo *cap*. Neste modelo, a relação tensão *versus* deformação (q - ε_1) devido a um carregamento primário é hiperbólico para um ensaio triaxial drenado (Figura G.1):

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \left[\frac{q}{1 - \left(\frac{q}{q_a}\right)} \right], \text{ para } q < q_f \quad (\text{G.1})$$

Onde q_a é o valor correspondente a assíntota da hipérbole que descreve a resistência ao cisalhamento do solo neste modelo, E_i é o módulo de deformabilidade tangente. O módulo de deformabilidade tangente (E_i) está relacionado com o módulo de deformabilidade secante (E_{50}) pela seguinte equação:

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \quad (G.2)$$

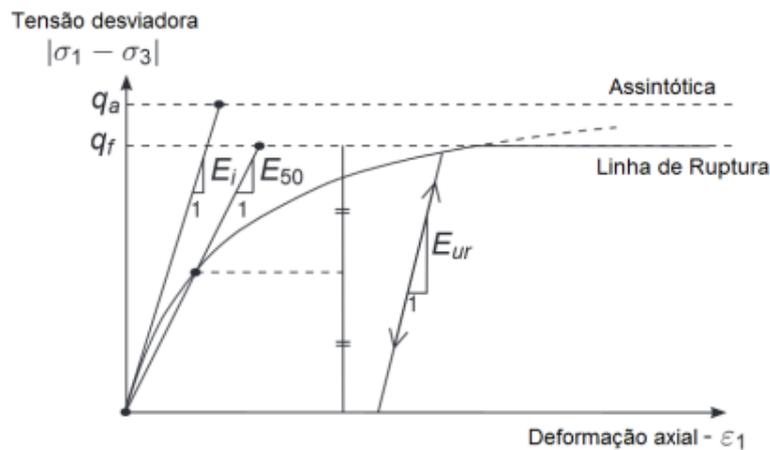


Figura G.1 Relação tensão-deformação hiperbólica para ensaio triaxial drenado (adaptado – Schanz *et al.* 1999)

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (G.3)$$

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (G.4)$$

Onde R_f é a razão de ruptura (valor padrão no *software* Plaxis 2D equivalente a 0,9) e q_f é a tensão desvio na ruptura definida pelo critério de Mohr-Coulomb:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (G.5)$$

Onde E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade secante correspondente a uma tensão confinante de referência p^{ref} de um ensaio triaxial drenado (usualmente adotada como 100 kPa no *software* Plaxis). O parâmetro m é o expoente da função hiperbólica que descreve a dependência dos

módulos de deformabilidade com as tensões. Brinkgreve *et al.* (2014) sugerem o valor do parâmetro m igual a um para solos moles (argilas) e m igual 0,5 para areias e siltes.

A relação de q_f é derivada do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o qual é descrito pelos parâmetros de resistência c e ϕ . Quando $q = q_f$, o critério de ruptura é satisfeito e uma plastificação perfeitamente plástica ocorre como descrito no modelo. A razão entre q_f e q_a é dada pela razão ruptura ou coeficiente de ruptura R_f , o qual, deve ser menor ou igual a unidade.

Para trajetórias de tensões de descarregamento e recarregamento, o módulo de rigidez em função do nível de tensões é definido da seguinte forma:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' + \sigma'_3 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p^{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (G.6)$$

Onde E_{ur}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência para descarregamento e recarregamento, a uma tensão confinante de referência p^{ref} de um ensaio triaxial drenado (usualmente adotada como 100 kPa no *software* Plaxis). No *software* Plaxis, a relação padronizada entre E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref} é descrita pela seguinte equação:

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \quad (G.7)$$

No modelo *Hardening Soil*, a região elástica é delimitada por duas funções de plastificação (Figura G.2): a função de endurecimento por cisalhamento (f_s) e a função de endurecimento por compressão cap (f^c). Sem a função cap não é possível formular o modelo com valores de E_{50} e E_{oed} independentes.

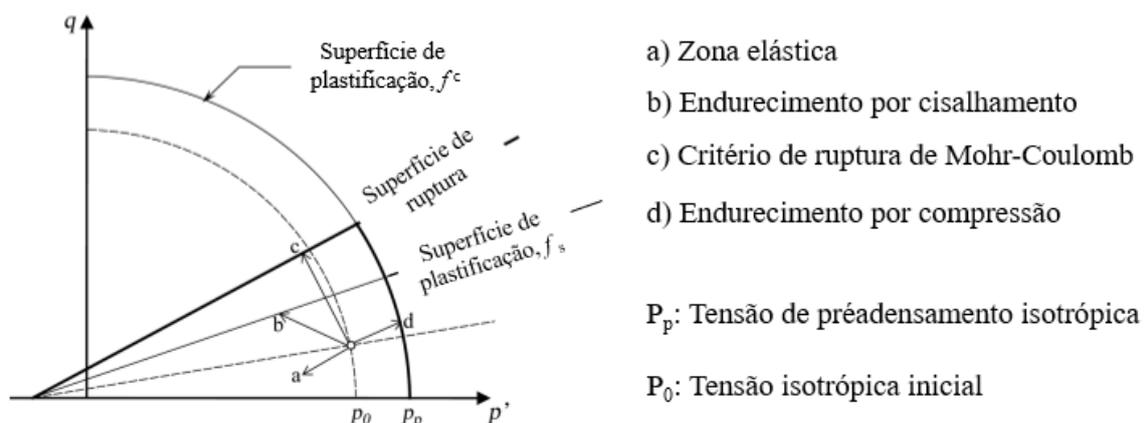


Figura G.2 Trajetórias de tensão e superfícies de plastificação e ruptura para o modelo HS (adaptado – Rebolledo *et al.* 2019).

A função de endurecimento por cisalhamento é definida pela seguinte equação:

$$f_s = \bar{f} - \gamma^p \quad (\text{G.8})$$

De modo que:

$$\bar{f} = \left(\frac{2}{E_i}\right) \cdot \left[\frac{q}{1 - \left(\frac{q}{q_a}\right)}\right] - \left(\frac{2q}{E_{ur}}\right) \quad (\text{G.9})$$

A deformação plástica cisalhante (γ^p) é dada pela equação:

$$\gamma^p = 2 \cdot \varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2 \cdot \varepsilon_1^p \quad (\text{G.10})$$

Onde ε_1^p é a deformação plástica axial e ε_v^p é a deformação plástica volumétrica. A função de endurecimento por compressão *cap* (Figura G.3) é definida pela seguinte equação:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (\text{G.11})$$

Onde α é um parâmetro auxiliar do modelo relacionado com K_0^{nc} [K_0^{nc} é igual a $1 - \sin(\varphi')$ por padrão no *software* Plaxis], p é a tensão isotrópica, p_p é a tensão de préadensamento isotrópica e \tilde{q} é medida especial de tensão desviadora.

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta_{HS} - 1) \cdot \sigma'_2 - (\delta_{HS} \cdot \sigma'_3) \quad (\text{G.12})$$

$$\delta_{HS} = \frac{3 + \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (\text{G.13})$$

Para compressão triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), $\tilde{q} = \sigma'_1 - \sigma'_3$, ao passo que para extensão triaxial nota-se ($\sigma'_1 = \sigma'_2$), $\tilde{q} = \delta_{HS} (\sigma'_2 - \sigma'_3)$.

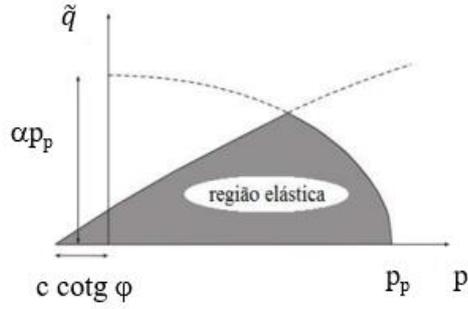


Figura G.3 Superfície de plastificação do modelo *Hardening Soil* no plano p-q (adaptado – Brinkgreve *et al.* 2015).

As deformações plásticas volumétricas em compressão isotrópica (ε_v^{pc}) pode ser descrita como:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \cdot \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (G.14)$$

Onde β é um parâmetro auxiliar do modelo HS relacionado ao módulo de deformabilidade secante (E_{50}) e ao módulo de deformabilidade edométrico (E_{oed}). No software, por padrão, têm-se:

$$E_{50}^{ref} = 1,25 \cdot E_{oed}^{ref} \quad (G.15)$$

De modo análogo, o módulo de deformabilidade edométrico (E_{oed}) para carregamento edométrico primário (σ'_1) é dado por:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_1 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (G.16)$$

O módulo edométrico (E_{oed}) é o módulo secante correspondente a 50% da tensão desviadora máxima no ensaio edométrico, com a tensão igual a p^{ref} (Figura G.4).

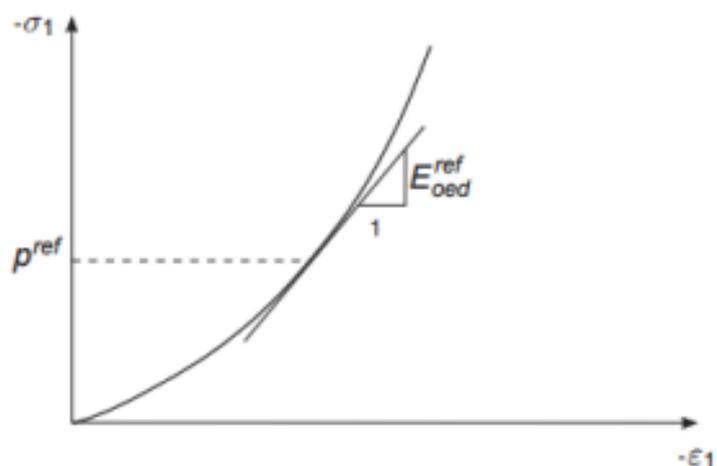


Figura G.4 Definição de E_{oed} no ensaio oedométrico (adaptado – Brinkgreve *et al.* 2015).

O modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS) utiliza parâmetros distintos, listados na Tabela G.1.

Tabela G.1. Parâmetros do modelo *Hardening Soil* (HS).

Parâmetro	Descrição	Unidade
K_0	Coefficiente de Empuxo de Terra no repouso	[-]
OCR	Razão de préadensamento	[-]
E_{50}^{ref}	Módulo de deformabilidade secante de referência	[F/L ²]
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformabilidade edométrico de referência	[F/L ²]
E_{ur}^{ref}	Módulo de deformabilidade de descarga e recarregamento de referência	[F/L ²]
m	Expoente da função hiperbólica	[-]
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson de descarga e recarregamento	[-]
c	Coesão	[F/L ²]
ϕ	Ângulo de atrito do solo	[°]
ψ	Dilatância	[°]
p^{ref}	Tensão de referência	[F/L ²]
R_f	Razão de ruptura	[-]

APÊNDICE H

DADOS DAS CURVAS CARGA *VERSUS* RECALQUE

As Tabelas H.1 a H.7 apresentam os valores de carga e deslocamentos medidos para cada estágio de carga.

Tabela H.1. Valores de carga e deslocamentos medidos na prova de carga – EEC – 8.8.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)
0	0,0
55	0,15
110	0,4
165	0,5
220	0,9
275	1,4
330	1,8
385	3,5
440	5,7
495	9,5
550	23,1
420	23,0
320	22,8
220	22,5
120	22,3
20	21,8
0	21,7

Tabela H.2. Valores de carga e deslocamentos medidos na prova de carga – EEC – 10.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)
0	0,0
70	0,15
140	0,4
210	0,87
280	1,04
350	1,18
420	1,54
490	1,94
560	2,6
630	4,8
700	50,0
520	49,83
320	49,22
180	48,51
0	48,03

Tabela H.3. Valores de carga e deslocamentos medidos na prova de carga – EET – 10.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)
0	0,0
68	0,07
136	0,3
204	0,7
272	1,3
340	2,5
408	3,8
476	4,9
544	6,6
612	9,1
680	56,9
588	56,3
294	55,8
49	55,4
0	54,9

Tabela H.4. Valores de carga e deslocamentos medidos na prova de carga – EBC – 10.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)
0	0,0
120	0,3
240	0,8
360	1,1
480	1,8
600	2,2
720	3,4
840	5,3
960	8,1
1080	13,2
1200	52,2

Tabela H.5. Valores de carga e deslocamentos medidos na prova de carga – EBC – 8.8.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)
0	0,0
100	0,04
200	0,4
300	1,0
400	1,8
500	2,8
600	4,3
700	7,1
800	26,0
900	46,1
1000	66,5
600	66,1
400	65,3
200	64,0
0	61,3

Tabela H.6. Valores de carga e deslocamentos medidos na prova de carga – EBT – 10.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)
0	0,0
98	0,1
196	0,3
294	0,7
392	1,3
490	4,4
588	7,2
686	11,8
784	16,4
882	23,7
980	54,7
686	54,2
392	53,7
88	53,3
0	52,8

Tabela H.7. Valores de carga e deslocamentos medidos na prova de carga – EBT – 8.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)
0	0,0
63	0,1
126	0,6
189	1,2
252	1,8
315	3,2
378	5,8
441	8,0
504	11,1
567	14,7
630	57,8
490	57,3
245	56,8
49	56,3
0	55,8