

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

FERNANDO AUGUSTO STIPP

GABRIEL PEZZI

DESENVOLVIMENTO DE ROTINAS DE CÁLCULO PARA ESTIMATIVA DA
CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACAS A PARTIR DE RESULTADOS DE
ENSAIOS DE CAMPO

CURITIBA

2018

FERNANDO AUGUSTO STIPP

GABRIEL PEZZI

DESENVOLVIMENTO DE ROTINAS DE CÁLCULO PARA ESTIMATIVA DA
CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACAS A PARTIR DE RESULTADOS DE
ENSAIOS DE CAMPO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia,
Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Vítor Pereira Faro

CURITIBA

2018

FICHA CATALOGRÁFICA

TERMO DE APROVAÇÃO

FERNANDO AUGUSTO STIPP

GABRIEL PEZZI

DESENVOLVIMENTO DE ROTINAS DE CÁLCULO PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACAS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Prof. Dr(a). Vítor Pereira Faro

Orientador – Departamento de Construção Civil (DCC) – UFPR

Prof(a). Dr(a)./Msc. _____

Departamento _____, INSTITUIÇÃO

Prof(a). Dr(a)./Msc. _____

Departamento _____, INSTITUIÇÃO

Prof(a). Dr(a)./Msc. _____

Departamento _____, INSTITUIÇÃO

Curitiba, 07 de Dezembro de 2018.

Dedicamos este trabalho aos nossos pais, familiares e amigos.

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de agradecer primeiramente a Deus que permitiu que tudo isso acontecesse, ao longo de nossas vidas, e não somente nestes anos como universitário, mas que em todos os momentos é o maior mestre que alguém pode conhecer, pela fé, pela saúde e sabedoria que diariamente nos proporciona.

Em segundo lugar, agradecemos às nossas famílias pelo apoio, incentivo e suporte oferecidos durante os cinco anos de caminhada na graduação, sem os quais seria impossível chegarmos tão longe. Além disso, aos amigos que fizemos durante este percurso, e que estiveram e continuam ao nosso lado, por todo o auxílio nas questões referentes à faculdade e pela companhia e parceria nos momentos vividos fora do âmbito acadêmico.

Agradecemos ao corpo docente da UFPR, em específico aos departamentos de Construção Civil, de Hidráulica e Saneamento e de Transportes, pelo conhecimento repassado em sala de aula e disponibilidade demonstrada. Especialmente ao professor Vitor Pereira Faro, nosso orientador, que se dispôs a nos ajudar no desenvolvimento do presente trabalho.

Por fim, agradecemos também à UFPR pela estrutura oferecida para a nossa formação acadêmica, profissional e como cidadãos.

“O cientista não estuda a natureza porque ela é útil; ele a estuda porque se deleita nela, e se deleita nela porque ela é bela. Se a natureza não fosse bela, não valeria a pena ser conhecida, e se não valesse a pena ser conhecida, a vida não valeria a pena ser vivida.”

Henry Poincaré

RESUMO

Este trabalho apresenta o desenvolvimento e implementação de rotinas de cálculo automatizadas para estimativa da capacidade de carga axial em fundações indiretas do tipo estacas a partir do resultado de ensaios de campo. Os ensaios de campo considerados no desenvolvimento do trabalho foram o Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT) e Dilatometer Marchetti Test (DMT). Os métodos semiempíricos implementados para cada ensaio são Aoki Velloso (implementado para os ensaios SPT e CPT), Décourt & Quaresma e Teixeira (implementados a partir do ensaio SPT), Bustamante & Gianeselli (implementado com base em ensaios CPT) e Powell et al. (implementado a partir do ensaio DMT), além da aplicação de formulação teórica de previsão de capacidade de carga, baseando-se na solução de Meyerhof (sendo esta implementada para os três ensaios considerados). Para a aplicação da formulação teórica a partir dos resultados de ensaios de campo mencionados, foram utilizadas correlações presentes em bibliografia para a determinação de parâmetros de resistência dos solos. Como resultado, obteve-se uma planilha automatizada que, a partir da entrada de resultados de ensaios e alguns parâmetros relativos à solução adotada para a fundação, fornece a estimativa de capacidade de carga axial pelos métodos supracitados.

Palavras-chave: Estacas. Estimativa de capacidade de carga. Ensaio de campo. Métodos semiempíricos. Métodos teóricos.

ABSTRACT

This project presents the development and implementation of automated calculation routines to estimate the axial bearing capacity of pile foundations from the results of in situ tests. The considered in situ tests at development of this project were Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT) and Dilatometer Marchetti Test (DMT). The semi empirical methods implemented for each test type were Aoki Velloso (for tests SPT and CPT), Décourt & Quaresma and Teixeira (implemented for SPT), Bustamante & Gianceselli (implemented for CPT) and Powell et al. (implemented for DMT), besides the application of theoretical formulation of bearing capacity prediction, based on the Meyerhof method (implemented for the three tests). For the application of theoretical formulation from the in situ tests results, correlations presented in the bibliography were used to determine the soil resistance parameters. As a result, an automated program was obtained which, from the input of test results and some pile parameters, provides the estimated axial bearing capacity by the mentioned methods above.

Keywords: Piles (Civil Engineering); bearing capacity prediction; in situ tests; semi empirical methods; theoretical methods.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – SOLO: (A) ESTADO NATURAL; (B) SEPARADO EM FASES	23
FIGURA 2 – SONDAGEM À PERCUSSÃO: A) ESCAVAÇÃO; B) PERCUSSÃO	33
FIGURA 3 – RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT	35
FIGURA 4 – PONTEIRA UTILIZADA EM ENSAIO CPT	39
FIGURA 5 – RESULTADO DE UM ENSAIO CPT _u	41
FIGURA 6 – LÂMINA DE DMT EM VISTA EXPLODIDA.....	46
FIGURA 7 – EQUIPAMENTOS E POSIÇÕES DE LEITURA DO ENSAIO DMT	47
FIGURA 8 – EFEITOS DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS.....	51
FIGURA 9 – EFEITO DA ESCAVAÇÃO DE ESTACAS NO SOLO	52
FIGURA 10 – EXECUÇÃO DE ESTACA ESCAVADA COM LAMA	53
FIGURA 11 – EXECUÇÃO DE ESTACA ESCAVADA EM GERAL.....	55
FIGURA 12 – EXECUÇÃO DE ESTACA TIPO FRANKI	56
FIGURA 13 – EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.....	58
FIGURA 14 – CRAVAÇÃO DE ESTACA METÁLICA.....	59
FIGURA 15 – CRAVAÇÃO DE ESTACA PRÉ-FABRICADA EM CONCRETO.....	60
FIGURA 16 – EXECUÇÃO DE ESTACA TIPO RAIZ	61
FIGURA 17 – EXECUÇÃO DE ESTACA TIPO STRAUSS	63
FIGURA 18 – ESTACA SUBMETIDA À CARGA DE RUPTURA	67
FIGURA 19 – DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE PONTA.....	70
FIGURA 20 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DE MEYERHOF	81
FIGURA 21 – COEFICIENTE λ EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE	83
FIGURA 22 – DIVISÃO DE ENSAIOS E MÉTODOS DA ROTINA DE CÁLCULO....	88
FIGURA 23 – CLASSIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO – CPT	99
FIGURA 24 – ÁBACO DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO – DMT.....	106
FIGURA 25 – PÁGINA 01 DO MEMORIAL SPT	113
FIGURA 26 – PÁGINA 02 DO MEMORIAL SPT	114
FIGURA 27 – PÁGINA 03 DO MEMORIAL SPT	115
FIGURA 28 – PÁGINA 04 DO MEMORIAL SPT	116
FIGURA 29 – PÁGINA 05 DO MEMORIAL SPT	117
FIGURA 30 – PÁGINA 06 DO MEMORIAL SPT	118
FIGURA 31 – PÁGINA 07 DO MEMORIAL SPT	119
FIGURA 32 – PÁGINA 01 DO RESUMO CPT	122

FIGURA 33 – PÁGINA 02 DO RESUMO CPT	123
FIGURA 34 – PÁGINA 03 DO RESUMO CPT	124
FIGURA 35 – PÁGINA 04 DO RESUMO CPT	125
FIGURA 36 – PÁGINA 05 DO RESUMO CPT	126
FIGURA 37 – PÁGINA 01 DO RESUMO DMT.....	128
FIGURA 38 – PÁGINA 02 DO RESUMO DMT.....	129
FIGURA 39 – PÁGINA 03 DO RESUMO DMT.....	130
FIGURA 40 – PÁGINA 04 DO RESUMO DMT.....	131

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS COM BASE NO N_{SPT}	34
QUADRO 2 – TIPOS DE ESTACA.....	50

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – FRAÇÕES DO SOLO SEGUNDO A ABNT	24
TABELA 2 – CONSISTÊNCIA DAS ARGILAS	28
TABELA 3 – COMPACIDADE DAS AREIAS.....	29
TABELA 4 – COEFICIENTES α E k	68
TABELA 5 – COEFICIENTES $F1$ E $F2$	68
TABELA 6 – COEFICIENTE $F1$	69
TABELA 7 – PARÂMETRO DE RESISTÊNCIA C	70
TABELA 8 – PARÂMETRO α	72
TABELA 9 – PARÂMETRO β	72
TABELA 10 – COEFICIENTES α E β	72
TABELA 11 – FATOR k_c	75
TABELA 12 – COEFICIENTE α E MÁXIMA RESISTÊNCIA LATERAL UNITÁRIA ..	76
TABELA 13 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DE MEYERHOF.....	80
TABELA 14 - VALORES DOS FATORES ξ_1 E ξ_2 DE SEGURANÇA - NBR 6122...	86
TABELA 15 - COEFICIENTES $F1$ e $F2$ IMPLEMENTADOS EM AOKI-VELLOSO ...	90
TABELA 16 – COEFICIENTE C IMPLEMENTADO EM DÉCOURT & QUARESMA	92
TABELA 17 – PARÂMETRO α IMPLEMENTADO EM DÉCOURT & QUARESMA ..	93
TABELA 18 – PARÂMETRO β IMPLEMENTADO EM DÉCOURT & QUARESMA ..	93
TABELA 19 – PARÂMETROS α E β IMPLEMENTADOS EM TEIXEIRA.....	95
TABELA 20 – CLASSIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO – CPT.....	100
TABELA 21 – FATOR K_c IMPLEMENTADO NO MÉTODO DO LCPC.....	102
TABELA 22 – PARÂMETRO α IMPLEMENTADO NO MÉTODO DO LCPC	103
TABELA 23 – f_p LIMITE IMPLEMENTADA NO MÉTODO DO LCPC.....	104

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	- Cone Penetration Test
CPT _u	- Cone Penetration Test (com medição de poropressão)
DMT	- Dilatometer Marchetti Test
LCPC	- Laboratoire Central des Ponts et Chausees
SPT	- Standard Penetration Test

LISTA DE SÍMBOLOS

w - teor de umidade

e - índice de vazios

γ_n - peso específico natural

γ_{sub} - peso específico submerso

D_r - compacidade relativa das areias

S_u - resistência não drenada de argilas

ϕ - ângulo de atrito interno

N_{SPT} - resultado do ensaio de SPT

α - fator de capacidade de carga da resistência de ponta

β - fator de capacidade de carga da resistência lateral

$F1$ - fator de escala e execução da resistência de ponta

$F2$ - fator de escala e execução da resistência lateral

K - fator de capacidade de carga da resistência lateral

C - parâmetro de resistência do solo

σ_v - tensão vertical

σ'_v - tensão vertical efetiva

q_c - resistência de ponta unitária

q_t - resistência de ponta unitária corrigida

f_s - resistência lateral unitária

A_p - área de ponta

A_L - área lateral

A_L - área lateral

K_D - índice de tensão horizontal

I_D - índice de material

E_D - módulo dilatométrico

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	JUSTIFICATIVA.....	19
1.2	OBJETIVO GERAL.....	20
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	20
2	MECÂNICA DOS SOLOS	23
2.1	CARACTERIZAÇÃO.....	23
2.2	PARÂMETROS DO SOLO	24
2.2.1	Índices físicos	24
2.2.2	Parâmetros de resistência	26
2.2.3	Estado das argilas – consistência	27
2.2.4	Estado das areias – compactidade	28
3	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	30
3.1	STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	30
3.1.1	Equipamentos	31
3.1.2	Procedimentos.....	32
3.1.3	Resultados	33
3.1.4	Parâmetros de resistência	36
3.2	CONE PENETRATION TEST (CPT)	37
3.2.1	Equipamentos	38
3.2.2	Procedimentos.....	39
3.2.3	Resultados	40
3.2.4	Parâmetros de resistência	42
3.3	ENSAIO DILATOMÉTRICO (DMT).....	44
3.3.1	Equipamentos	45
3.3.2	Procedimentos.....	46
3.3.3	Resultados	47

3.3.4	Parâmetros de resistência	48
4	GEOTECNIA DE FUNDAÇÕES	50
4.1	TIPOS DE ESTACAS E MÉTODOS EXECUTIVOS	50
4.1.1	Estaca escavada com lama	52
4.1.2	Estaca escavada em geral	54
4.1.3	Estaca Franki	55
4.1.4	Estaca hélice contínua	56
4.1.5	Estaca metálica.....	58
4.1.6	Estaca pré-fabricada em concreto	59
4.1.7	Estaca raiz.....	60
4.1.8	Estaca Strauss	61
4.2	ESCOLHA DO TIPO DE ESTACA.....	63
5	CAPACIDADE DE CARGA AXIAL	66
5.1	MÉTODOS BASEADOS NO SPT.....	67
5.1.1	Aoki-Velloso	67
5.1.2	Décourt & Quaresma	70
5.1.3	Teixeira (1996).....	72
5.2	MÉTODOS BASEADOS NO CPT	73
5.2.1	Aoki-Velloso	73
5.2.2	Bustamante e Gianceselli	73
5.3	MÉTODOS BASEADOS NO DMT	76
5.3.1	Powell et al.	76
5.4	FORMULAÇÃO TEÓRICA	78
5.4.1	Solos coesivos.....	79
5.4.2	Solos granulares.....	83
5.5	FATORES DE SEGURANÇA	85
6	MATERIAIS E MÉTODOS	87
6.1	ESCOPO DE TRABALHO	87
6.2	ESTRUTURA DA PLANILHA	88

6.3	ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA AXIAL – SPT	89
6.3.1	Considerações gerais	89
6.3.2	Aoki Velloso	89
6.3.3	Décourt & Quaresma	91
6.3.4	Teixeira (1996).....	94
6.3.5	Método Teórico	96
6.4	ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA AXIAL – CPT	97
6.4.1	Considerações gerais	97
6.4.2	Aoki Velloso	100
6.4.3	Bustamante e Gianceselli	101
6.4.4	Método Teórico	104
6.5	ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA AXIAL – DMT	105
6.5.1	Considerações gerais	105
6.5.2	Powell et al.	107
6.5.3	Método Teórico	108
7	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	110
7.1	ESTUDO DE CASO.....	110
7.1.1	Memorial SPT	111
7.1.2	Resumo CPT	120
7.1.3	Resumo DMT	127
7.2	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	132
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	134
8.1	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	134
	REFERÊNCIAS.....	136

1 INTRODUÇÃO

Dentre as diversas atribuições do engenheiro, cita-se dimensionar as estruturas que constrói, garantindo sua segurança de acordo com critérios estabelecidos por normas e manuais, experiência prática e bibliografia reconhecida. No passado, um dos grandes requisitos para a profissão estava ligado ao domínio e capacidade de realização de cálculos matemáticos além da utilização de métodos de simplificação e aproximação para tornar possível a resolução dos problemas.

Relativo às estruturas de fundações, a Engenharia Geotécnica comumente utiliza-se de métodos empíricos ou mesmo correlações que fazem uso de parâmetros calibrados a partir de provas de carga ou ensaios de laboratório. Por serem de grande variabilidade, torna-se fundamental entender o comportamento das estimativas de capacidade de carga frente a utilização desses valores.

1.1 JUSTIFICATIVA

No que se refere ao aprendizado acadêmico dentro das disciplinas de geotecnia, nota-se que as metodologias de previsão de capacidade de carga de estacas são pouco exploradas, de modo que são feitas simplificações para facilitar e permitir a abordagem em sala de aula. Além disso, os cálculos realizados manualmente não possibilitam a alteração de parâmetros de entrada com rapidez suficiente para permitir comparações dos resultados numéricos ou gráficos.

Outro ponto que merece destaque é a investigação geotécnica, principalmente no que se refere aos ensaios de campo. Ainda que citados dentro do curso, com exceção ao SPT, os estudos restringem-se aos objetivos, equipamentos e procedimentos de execução, num âmbito puramente teórico. Os resultados desses ensaios, sob o aspecto numérico, são pouco aproveitados em tópicos subsequentes, tais como a estimativa de capacidade de carga, previsão de recalques, etc.

Com o aumento da capacidade de processamento de dados por parte das máquinas, cada vez mais viabiliza-se a automatização de rotinas de cálculos. Para que o profissional esteja bem inserido no mercado de trabalho, torna-se condição *sine qua non* possuir sensibilidade e capacidade de análise crítica quanto às respostas

fornecidas pelas ferramentas. Cabe, dessa forma, ao engenheiro a função de analisar a validade das hipóteses adotadas e verificar a compatibilidade das saídas numéricas com as esperadas para uma solução real de um projeto de engenharia.

1.2 OBJETIVO GERAL

Assim, o presente trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de uma rotina de cálculo automatizada no software Microsoft Excel, que permite a estimativa de capacidade de carga axial de estacas, conforme os dados de entrada do usuário. Esses dados, basicamente, referem-se ao tipo de estaca ou procedimento executivo, geometria e resultados de ensaios *in situ*. Os resultados são apresentados nas formas numérica e gráfica, sob o molde de relatório, contendo os dados de entrada, previsão de capacidade, coeficientes de segurança e fatores de capacidade de carga dos métodos utilizados.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Além disso, a ferramenta mostra-se passível de uso dentro do ensino de engenharia nas universidades, criando estímulos ao interesse pelos discentes na área, atuando como método de verificação dos exercícios propostos e principalmente fomentando a visão crítica sobre as saídas do programa. A interação propiciada pela alta capacidade de processamento de dados, alteração de parâmetros de entrada e geração de respostas gráficas, permite ao usuário entender e desenvolver o senso crítico quanto ao comportamento geotécnico dos métodos frente aos tipos de solos, tipos de estacas e considerações assumidas nos cálculos realizados.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho possui a seguinte estrutura de capítulos, a saber:

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO: inicia-se com a descrição física do problema, apresentação da proposta de trabalho, motivos que justificam sua realização, assim como os objetivos requeridos às rotinas, nesse caso, a planilha de cálculo.

Capítulo 2 – MECÂNICA DOS SOLOS: apresentam-se conceitos e definições abordadas em etapas posteriores, tais como caracterização, parâmetros e índices referentes a solos coesivos ou granulares e como funcionam os mecanismos de resistência para ambos os tipos de solos.

Capítulo 3 – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA: disserta-se a respeito dos três (3) ensaios de campo nos quais utilizam-se dos resultados para estimar-se a capacidade de carga axial de estacas através da planilha de cálculo. Apresentam-se os equipamentos, procedimentos de execução, resultados obtidos e, por último, as expressões que correlacionam resultados de campo com parâmetros de caracterização e resistência dos solos. Os ensaios são: Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT) e Dilatometer Marchetti Test (DMT).

Capítulo 4 – GEOTECNIA DE FUNDAÇÕES: inicia-se com a classificação e descrição dos tipos de estacas/métodos executivos contemplados pelo trabalho. A seção ainda apresenta informações relevantes à escolha e definição das estacas no que tange ao projeto de fundações. As estacas são: Escavada com lama bentonítica, Escavada em geral, Franki, Hélice contínua, Metálica, Pré-fabricada em concreto, Raiz e Strauss.

Capítulo 5 – CAPACIDADE DE CARGA AXIAL: apresentam-se as metodologias a serem implementadas na planilha de cálculo. Os métodos são apresentados nas formulações originais, contendo equações, gráficos e tabelas referentes aos fatores de capacidade de carga. Dividem-se de acordo com o tipo de ensaio nos quais são baseados, conforme capítulo 3.

Capítulo 6 – MATERIAIS E MÉTODOS: descrevem-se os procedimentos de cálculo assim como as considerações realizadas para permitir funcionalidade à planilha. Alguns métodos, originalmente, não contemplam todos os tipos de estacas ou procedimento executivo, ou ainda, fazem classificações generalistas de tipos de solos. Para cada método utilizado, são apresentados os parâmetros implementados, descrevendo as adaptações e valores assumidos.

Capítulo 7 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS: a partir dos resultados de (3) ensaios de campo, utiliza-se a planilha para gerar os resultados referentes a capacidade de carga. Comenta-se brevemente a respeito das saídas, enfatizando ou supondo explicações relativas ao comportamento da previsão. Os ensaios não são, necessariamente, de uma mesma localidade, sendo apenas representativos,

validando a utilização da planilha e não objetivando-se, portanto, de afirmações sobre o qual fornece resultados mais acurados.

Capítulo 8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS: compila-se as conclusões a respeito da realização do trabalho, atividade de pesquisa, bem como o produto final obtido. Por se tratar de um trabalho novo, expõe-se as dificuldades encontradas, apontando sugestões para trabalhos futuros, principalmente aos que possam vir a melhorar a funcionalidade da planilha de cálculo.

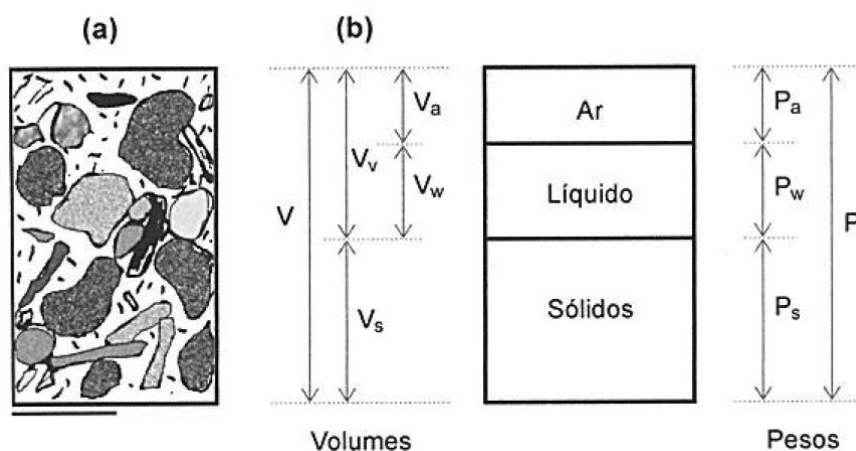
2 MECÂNICA DOS SOLOS

O fato em torno de que todas as estruturas se assentam sobre o solo, faz com que esse tenha papel fundamental na vida acadêmica e profissional do Engenheiro Civil. Sendo assim, torna-se imprescindível o estudo e conhecimento crítico a respeito de suas características, comportamento, desempenho e limitações.

2.1 CARACTERIZAÇÃO

Segundo Das (2007), para fins de engenharia, o solo é definido como o agregado não-cimentado de grãos minerais e matéria orgânica decomposta (partículas sólidas), com líquido e ar entre as partículas sólidas. Dessa forma, os modelos idealizados a respeito de solos comumente utilizam-se de um sistema trifásico, composto por solo-água-ar conforme FIGURA 1.

FIGURA 1 – SOLO: (A) ESTADO NATURAL; (B) SEPARADO EM FASES



FONTE: Pinto (2006).

Todos os solos originam-se da decomposição das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre. A decomposição é decorrente de agentes físicos e químicos. Variações de temperatura, gelo e degelo, presença de fauna e flora e reações químicas são exemplos de processos que degradam rochas em partículas. (Pinto, 2006, p. 14).

Muitas das propriedades físicas do solo são dependentes do tamanho, forma e composição química dos grãos. Nesse ponto, destacam-se as classificações de

tipos de solo segundo a granulometria, sendo que os limites estabelecidos pela ABNT podem ser verificados na TABELA 1.

TABELA 1 – FRAÇÕES DO SOLO SEGUNDO A ABNT

Fração	Limites definidos pela ABNT
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia grossa	de 2 mm a 4,8 mm
Areia média	de 0,42 mm a 2 mm
Areia fina	de 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

FONTE: Pinto (2006).

Adiante, no decorrer do trabalho, a diferenciação do solo em função de suas características granulométricas conduzirá a situações opostas no modelo de cálculo utilizado nos métodos teóricos, de forma a desprezar ou não características como atrito interno e coesão das partículas, ou ainda, considerar apenas ângulo de atrito para areias ou resistência não drenada para argilas.

2.2 PARÂMETROS DO SOLO

Neste item, apresentam-se algumas características que são quantificadas através de parâmetros, sendo que em alguns casos pode-se diferenciar o estado em função do seu comportamento físico e químico.

2.2.1 Índices físicos

Conforme Pinto (2006), as quantidades relativas existentes dentro do modelo trifásico, anteriormente citado, são responsáveis pelo comportamento do solo. Para identificar o estado do solo, empregam-se índices físicos que correlacionam os pesos e volumes das três fases. Entre eles, citam-se alguns mais importantes relativos ao estudo de geotecnia de fundações:

a) Teor de umidade (w):

Expressa a relação entre o peso da água e o peso de sólidos. Pode ser obtido diretamente por ensaios laboratoriais (método da estufa) ou ensaios *in situ* (método Speedy). Não possui utilização direta na estimativa de capacidade de carga de fundações, mas influenciam no estado do solo, alterando, por exemplo, características de resistência, sensibilidade de argilas e falsa coesão para areias.

b) Índice de vazios (e):

Relação entre o volume de vazios e o volume de partículas sólidas. É calculado a partir de outros índices e influencia diretamente o adensamento do solo, como no caso de recalques em fundações. Costuma se situar entre 0,5 e 1,5 e em algumas argilas orgânicas podem apresentar valores superiores a 3,0. É calculado através da EQUAÇÃO (1):

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (1)$$

em que γ_s é o peso específico dos grãos e γ_d é o peso específico aparente seco.

c) Peso específico natural (γ_n):

Relação entre o peso total do solo e seu volume total. Comumente chamado apenas de “peso específico”, é utilizado diretamente na estimativa de carga axial de fundações através de métodos analíticos, além de métodos empíricos que utilizam dados de tensões totais ou efetivas ao longo da profundidade. No caso da não existência de ensaios, é usualmente estimado em 20 kN/m³. Em casos especiais, pode atingir valores superiores a 21 kN/m³ e inferiores a 17 kN/m³.

d) Peso específico aparente submerso (γ_{sub}):

É o peso específico do solo quando submerso, utilizado para cálculo de tensões efetivas. É igual ao peso específico natural menos o peso específico da água,

ficando na ordem de 10 kN/m³. Em diversas situações necessita-se avaliar a presença da água e como essa atua sobre as estruturas, inclusive no que diz respeito às pressões neutras, chamada de poropressão.

2.2.2 Parâmetros de resistência

Segundo Pinto (2007), em solos, a análise do estado de tensões que provoca a ruptura está relacionada ao estudo da resistência ao cisalhamento, e os critérios que apresentam melhor representatividade com o comportamento de solos são os critérios de Mohr e Coulomb. Estes critérios basicamente indicam que a ruptura está condicionada a um estado de tensões superior àquele definido por uma envoltória que é definida a partir de parâmetros relativos ao material, no caso em estudo, o solo. Segundo Das (2006), a envoltória do critério de Mohr-Coulomb é definida por uma reta cuja formulação pode ser observada na EQUAÇÃO (2):

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2)$$

em que τ é a resistência ao cisalhamento, c representa a parcela relativa à coesão, σ está relacionado à tensão normal no plano de ruptura e ϕ é o ângulo de atrito interno. A expressão citada pode ser interpretada tanto em termos de tensões totais, como em termos de tensões efetivas.

a) Ângulo de atrito (ϕ):

Ainda segundo Pinto (2007), parcela de resistência relativa ao atrito entre partículas pode ser verificada a partir da analogia com o deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana, a qual leva em conta, para a determinação de uma força horizontal para deslizar um corpo sobre uma superfície plana, a força normal ao plano transmitida pelo corpo, e um fator de atrito. Este fator de atrito, o autor indica que pode ser expresso como a tangente de um ângulo, chamado de ângulo de atrito.

O ângulo de atrito, portanto, está relacionado à resistência, por atrito, que as partículas do solo apresentam contra o deslizamento entre si.

Em solos arenosos, geralmente ângulo de atrito apresenta valores muito superiores se comparados com o ângulo de atrito encontrado em argilas, enquanto

que, por outro lado, de acordo com Pinto (2007), solos arenosos, quando saturados ou secos, não apresentam coesão. Por este motivo, quando da análise da resistência de solos arenosos, leva-se em consideração apenas a resistência obtida a partir do ângulo de atrito.

Como indicado por Das (2006), quando testadas amostras de areias compactas e argilas sobreadensadas, ocorre a evolução da resistência do solo até uma resistência máxima, chamada resistência de pico. Após a ruptura do solo e ultrapassada essa resistência máxima, a resistência volta a se estabilizar em um patamar chamado de resistência última, ou residual, a qual tende a se aproximar do mesmo valor observado para o material em estado fofo ou normalmente adensado.

Sendo assim, para o caso de areias compactas, pode-se encontrar um ângulo de atrito máximo, ou de pico e também o ângulo de atrito residual, o qual estaria ligado à resistência do solo quando submetido a grandes deformações, enquanto o primeiro estaria ligado à resistência correspondente ao início dos deslocamentos.

b) Resistência não drenada de argilas (S_u):

No caso do estudo de solos argilosos, devido à dificuldade da dissipação das poropressões, normalmente se faz uma análise no estado saturado.

Segundo Das (2006), para o caso de solos argilosos saturados, é comum considerar-se a condição de $\phi = 0$, sendo a envoltória de ruptura definida por uma reta horizontal, apenas com a parcela relativa à coesão do solo.

A resistência não drenada de solos argilosos, portanto, é uma propriedade de solos coesivos submetidos a carregamentos não drenados, quando o solo se encontra em estado saturado. Tal situação é considerada em projetos diversos devido ao fato de ser uma situação crítica para o solo em estudo.

Segundo Pinto (2007) a magnitude de S_u está diretamente relacionada à tensão confinante efetiva inicial na massa de solo. Não havendo variação na resistência com o aumento da tensão vertical, como no caso de situações onde há tempo para o adensamento.

2.2.3 Estado das argilas – consistência

A consistência das argilas pode ser entendida como a propriedade de manuseio que estas possuem, diferentemente de areias que se desmancham facilmente sob mesma ação. A consistência das argilas pode ser quantificada, por exemplo, através de ensaio de compressão simples. Os limites são apresentados na TABELA 2.

TABELA 2 – CONSISTÊNCIA DAS ARGILAS

Consistência	Resistência (kPa)
muito mole	< 25
mole	25 a 50
média	50 a 100
rija	100 a 200
muito rija	200 a 400
dura	> 400

FONTE: Pinto (2006).

A consistência das argilas também é usualmente estimada durante a realização do ensaio de SPT, que será abordado posteriormente. Por serem solos pouco permeáveis, muitas vezes, o comportamento das argilas deve ser avaliado segundo a condição não drenada, na qual não ocorre dissipação de poropressão. Para a determinação da resistência não drenada do solo (S_u), pode-se empregar dois procedimentos: ensaios de laboratório, correlações a partir de ensaios de campo.

2.2.4 Estado das areias – compactidade

A compactidade relativa (D_r) das areias é definida por uma relação entre os índices de vazios no estado mais fofo possível, no estado mais denso possível e no estado real da areia considerada. A correlação é dada pela EQUAÇÃO (3):

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (3)$$

em que $e_{m\acute{a}x}$ é o índice de vazios de areio no estado mais fofo possível; $e_{m\acute{i}n}$ é o índice de vazios de areia no estado mais denso possível e e representa o índice de vazios da areia no estado natural.

Segundo Tschebotarioff (1978), a compactidade relativa das areais indica a capacidade que o solo tem de sofrer um aumento posterior na sua densidade, resultante da ação de cargas, choques, vibrações e outras influências externas, tendo assim consequências práticas diretas. Terzaghi (apud Pinto, 2006) propôs a seguinte terminologia apresentada na TABELA 3.

TABELA 3 – COMPACIDADE DAS AREAIS

Classificação	Compacidade relativa (D_r)
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia de compactidade média	entre 0,33 e 0,66
Areia compactada	acima de 0,66

FONTE: Terzaghi (apud Pinto, 2006).

Como as areias são bastante permeáveis, nos carregamentos a que elas ficam submetidas em obras de engenharia, há tempo suficiente para que as pressões neutras devidas ao carregamento se dissipem. Neste caso, a resistência das areias é definida através de tensões efetivas. As formulações teóricas a serem apresentadas geralmente dividem-se em solos coesivos e solos granulares. No caso desse segundo, ditos areias, obtêm-se o ângulo de atrito (ϕ) através de correlações com a compactidade relativa.

3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação geotécnica, fase de um projeto geotécnico relativa ao reconhecimento das características e propriedades do solo e/ou rocha em que serão assentes as estruturas, constitui-se etapa de imprescindível existência e qualidade. Segundo Caputo (1988), os custos de um programa de investigação geotécnica são desprezíveis se comparados aos custos de execução de estruturas civis.

A investigação do subsolo consiste no passo inicial para a determinação de soluções em projetos geotécnicos, e por isso deve ser planejada através da elaboração de programa de investigação. Conforme exposto por Das (2007), o programa de investigação geotécnica deve ser definido levando-se em consideração a importância e tamanho da superestrutura a ser construída, além de propriedades e características do subsolo, dados disponíveis em mapas geológicos, publicações técnicas regionais e relatórios de exploração anteriores.

Ainda em Caputo (1988), nota-se a importância da indicação no programa de investigação, da metodologia aplicada nas investigações, além das suas quantidades e localizações. A investigação geotécnica deve permitir a determinação, com grau de precisão possível e aceitável, dos materiais constituintes do subsolo em análise, contendo as profundidades e extensões de cada camada, podendo-se traçar perfis de estratigrafia para determinação das condições do subsolo.

A investigação de subsolo deve ser realizada através de ensaios de campo e de ensaios laboratoriais, dentre os ensaios de laboratório pode-se optar por realizar ensaios em amostras de solo amolgadas ou em amostras de solo indeformadas, modificando-se o método de obtenção da amostra em campo. Já quanto aos ensaios de campo, Quaresma (2009) mostra que existem várias metodologias, com destaque para os ensaios a percussão, penetração, dilatométricos e pressiométricos. Há ainda ensaios geofísicos, indicados para investigações de maior porte e que necessitem investigação mais abrangente do subsolo.

3.1 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

O método de sondagem de simples reconhecimento à percussão – SPT, normatizado no Brasil pela ABNT NBR 6484 (2001), é um dos métodos de campo de investigação de solos mais antigos e mais difundidos em todo o mundo. No Brasil,

esse ensaio é muito utilizado para projetos de fundações de edificações comuns, devido ao seu baixo custo e facilidade de operação.

A ABNT NBR 6484 (2001) descreve o procedimento e equipamentos utilizados no processo. Trata-se de processo de perfuração e cravação dinâmica de um amostrador padrão a cada metro, permitindo-se a retirada de amostras de solos para determinação de características tátil visuais e possibilitar ensaios de laboratório, além de permitir a determinação de um índice relativo à resistência à penetração no solo e do nível do lençol freático.

3.1.1 Equipamentos

Schnaid; Odebrecht (2012), dividem os equipamentos de uma sondagem SPT em seis partes, a saber: amostrador; hastes; martelo; torre de sondagem; cabeça de bater e conjunto de perfuração.

O amostrador é o equipamento responsável por recolher as amostras representativas de solo que são retiradas a cada metro no ensaio. É constituído de cabeça, corpo e sapata. A cabeça do amostrador possui um orifício de drenagem e uma válvula de esfera para permitir a saída da água presente no solo do conjunto, sem prejudicar a retenção da amostra no interior das hastes. O corpo do amostrador, constituído de um tubo bipartido, é onde ficam armazenadas as amostras durante a cravação. O tubo bipartido permite a inspeção tátil visual das amostras, que devem ser retiradas do amostrador e enviadas a laboratório para as classificações granulométrica, de cor, origem e presença de matéria orgânica.

As hastes são tubos com roscas nas pontas, que podem ser ligados entre si por luvas. São usadas para aumentar o alcance da profundidade do ensaio, transferindo a carga da percussão até a ponta em contato com o solo.

O martelo, elemento de aço maciço ou vazado, com massa de 65 kg padronizada pela ABNT NBR 6484 (2001), é o responsável pela aplicação do golpe sobre a composição, por meio de sua queda de uma altura de 0,75 m. Ainda segundo Schnaid; Odebrecht (2012), existem atualmente várias configurações de martelos, dentre os quais há sistemas de martelo convencionais, içados por roldanas manuais, que podem ter ou não controle de altura e acionamento por gatilhos, assim como há sistemas mais modernos, com içamento e acionamento de queda automáticos.

Ainda de acordo com Schnaid; Odebrecht (2012), a torre de sondagem é a estrutura que é montada para a execução do ensaio, instalação das roldanas e suspensão do martelo.

A cabeça de bater consiste basicamente de elemento metálico maciço, responsável por transferir a energia do golpe do martelo para a haste.

O sistema de perfuração refere-se aos equipamentos usados na abertura do furo de sondagem. Sejam eles trados manuais e trépano de lavagem.

3.1.2 Procedimentos

Segundo a c, o procedimento do ensaio inicia-se com determinação das quantidades e a locação dos furos. Tais informações devem estar contidas no programa de investigação geotécnica.

Em seguida inicia-se com os processos de perfuração, primeiramente através de escavação manual com trado concha ou cavadeira até a profundidade de 1 m, com coleta de amostra representativa para identificação tátil visual. Após isso, se realiza a instalação do primeiro segmento do tubo de revestimento do furo.

A partir de então, segue-se intercalando etapas de percussão e amostragem com etapas de perfuração a cada metro de profundidade. As etapas de perfuração subsequentes devem ser realizadas com trado helicoidal até o nível d'água ou com trépano de lavagem e circulação de água, nos casos em que se fizer necessário.

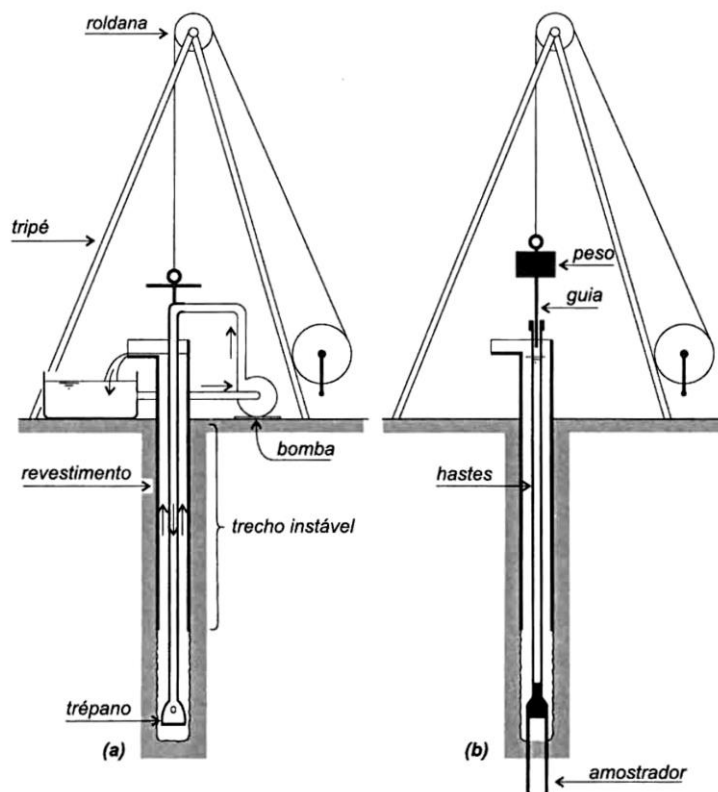
A norma ainda indica que as etapas de percussão consistem de, após a escavação, realizar a locação da composição de cravação (composta por amostrador, hastes e cabeça de bater) no fundo do furo, e então aplicar sucessivos golpes através da queda livre do martelo de uma altura de 75 cm, até a cravação de 45 cm da composição no solo. Deve-se anotar o número de golpes necessários para a cravação de cada 15 cm, sendo o N_{SPT} o valor correspondente à soma do número de golpes necessários à cravação dos últimos 30 cm.

A amostragem é realizada com a coleta das amostras representativas de dentro do tubo bipartido do amostrador, devendo, como já citado anteriormente, serem submetidas a análises tátil visuais e ensaios de laboratório para correta caracterização do solo.

Após cada etapa de cravação e amostragem, realiza-se a perfuração até a cota relativa ao início do próximo metro de profundidade, onde deve-se realizar nova

etapa de cravação e amostragem. A FIGURA 2 busca exemplificar o processo de realização do ensaio, bem como os equipamentos utilizados na sua execução.

FIGURA 2 – SONDAGEM À PERCUSSÃO: A) ESCAVAÇÃO; B) PERCUSSÃO



FONTE: Velloso; Lopes (2010).

O ensaio deve prosseguir até que se atinja camada impenetrável a percussão. Atendendo a critérios da norma ABNT NBR 6484 (2001), tem-se que o impenetrável é determinado quando, em 3 m sucessivos a penetração dos 15 cm iniciais do amostrador necessitar 30 golpes ou mais, ou em 4 m sucessivos forem necessários 50 golpes para a penetração dos 30 primeiros centímetros do amostrador, ou ainda, quando em 5 m sucessivos se obtiver 50 golpes para penetração dos 45 cm do amostrador.

3.1.3 Resultados

Conforme indicado pela ABNT NBR 6484 (2001), os resultados obtidos em sondagens SPT são expressos através de relatórios. São eles: o relatório de campo, que deve conter um número maior de informações, elencando todo o processo

executado no ensaio; e um relatório definitivo, contendo os resultados obtidos como leituras do ensaio, tais como N_{SPT} a cada metro, profundidade de cada camada de solo e identificação do material encontrado em cada camada, de acordo com granulometria, estado de compactidade/consistência e cor.

A classificação quanto ao estado de consistência ou compactidade pode ser realizada já a partir da contagem do N_{SPT} , sendo que a ABNT NBR 6484 (2001) traz em tabela anexo recomendações quanto a essa classificação, a qual pode ser observada no QUADRO 1.

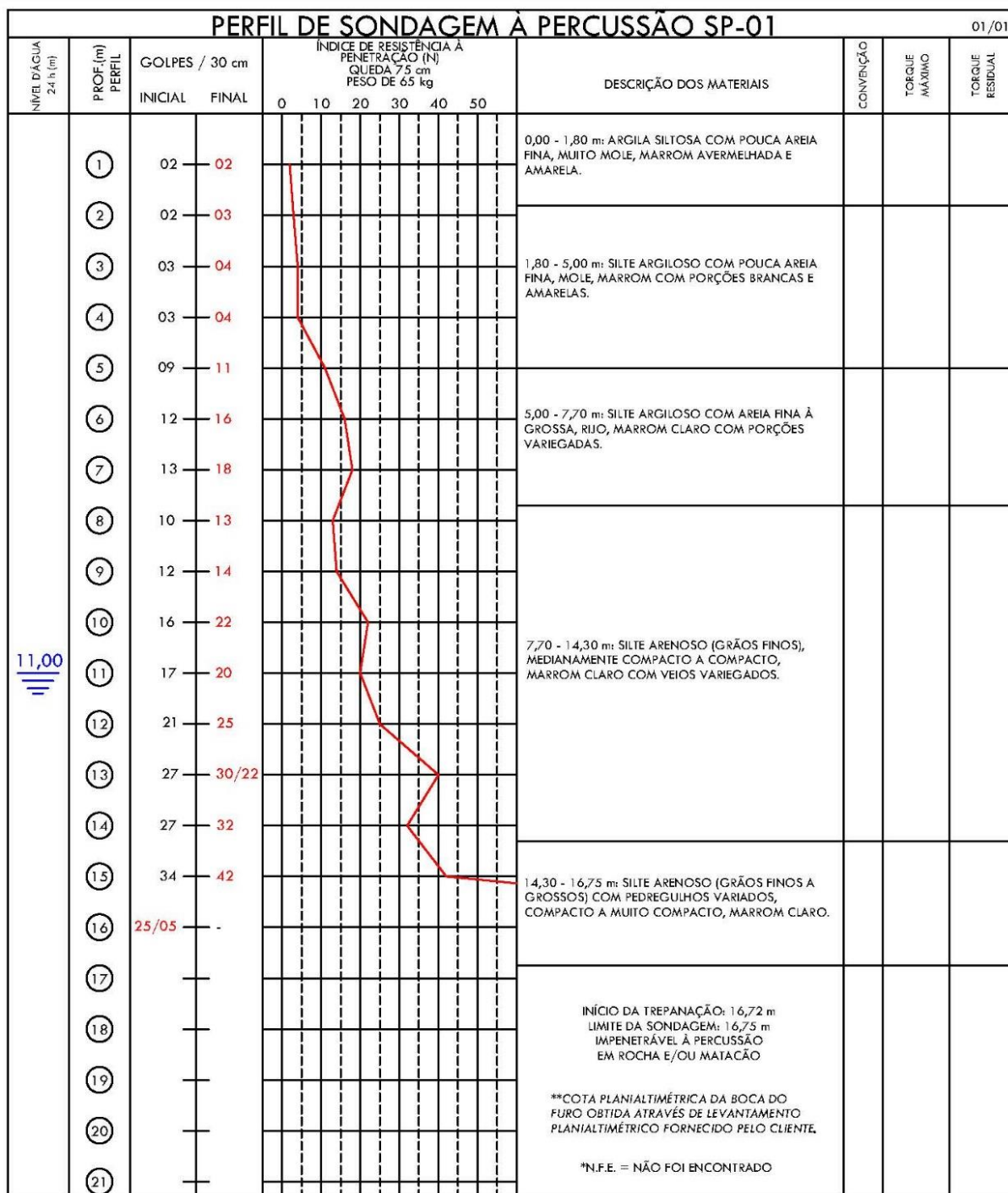
QUADRO 1 – CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS COM BASE NO N_{SPT}

Solo	Índice de resistência a penetração - N	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidos com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos em Mecânica dos Solos.		

FONTE: ABNT NBR 6484 (2001).

Com relação ao relatório definitivo, este deve conter representação gráfica em planilha dos valores de N_{SPT} a cada metro, associada aos seus valores numéricos, separação das camadas de diferentes materiais, indicação do nível d'água observado e do nível da camada impenetrável. Na FIGURA 3 apresenta-se um exemplo de relatório de SPT.

FIGURA 3 – RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT



FONTE: SONDAGEL Sondagens e Serviços Ltda (2014).

É importante ressaltar, com relação ao SPT, que se trata de um ensaio de difícil controle e repetibilidade de procedimento, com parâmetros que muitas vezes dependem altamente dos operadores e das condições do equipamento, havendo variações em resultados esperados iguais, mesmo com operadores qualificados, sendo, portanto, um ensaio de difícil repetibilidade.

Existem ainda na literatura, métodos de abordagem no tratamento dos resultados do ensaio que buscam considerar a quantificação da energia aplicada sobre o sistema de cravação e conduzida ao solo, para realizar correções nos valores obtidos, considerando eficiência de transferência de energia, treinamento de operadores, condições de realização do ensaio e estado de conservação dos equipamentos.

3.1.4 Parâmetros de resistência

A seguir são elencadas algumas correlações entre os resultados de um ensaio SPT e parâmetros de resistência de solos coesivos ou granulares.

a) Resistência não drenada de argilas saturadas:

Quaresma (2009) cita a colaboração de Décourt (1989) para resistência não drenada de argilas saturadas (S_u), obtida com base em resultados de ensaios laboratoriais triaxiais rápidos e sondagens. Pode-se estimar a resistência não drenada (S_u), em kN/m², através da EQUAÇÃO (4):

$$S_u = 12,5 \cdot N_{SPT} \quad (4)$$

b) Ângulo de atrito de solos granulares:

Segundo Schnaid; Odebrecht (2012), é frequente a utilização de correlações entre o N_{SPT} e a compacidade ou densidade relativa (D_r) em solos granulares, assim como a desenvolvida por Skempton (1986), dada pela EQUAÇÃO (5):

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,28 \cdot \sigma'_{v0} + 27} \right)^{1/2} \quad (5)$$

em que σ'_{v0} representa a tensão efetiva vertical no solo à profundidade considerada, expressa em kN/m².

É citado ainda que é prática comum utilizar-se de correlações entre a compacidade relativa (D_r) e o ângulo de atrito interno do solo (ϕ) para se chegar ao

valor deste, como na formulação proposta por De Mello (1971), dada pela EQUAÇÃO (6):

$$(1,49 - D_r) \cdot \tan \phi = 0,712 \quad (6)$$

Schnaid; Odebrecht (2012) apresentam também a proposta de Teixeira (1996) para a conversão direta do N_{SPT} em um valor de ângulo de atrito interno, dada pela EQUAÇÃO (7):

$$\phi \cong 15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{SPT}} \quad (7)$$

3.2 CONE PENETRATION TEST (CPT)

O ensaio de cone, ou método de sondagem por penetração estática, segundo Schnaid; Odebrecht (2012), apresenta difusão comercial em território brasileiro relativamente recente, a partir do final da década de 90, e vem ganhando espaço como uma das principais soluções para investigação geotécnica de campo no país.

Devido à capacidade de obtenção de dados de forma independente do operador, à grande quantidade e qualidade de dados obtidos de maneira quase que contínua ao longo da profundidade e a uma maior similaridade desses dados com parâmetros de resistência do solo, essa técnica vem se tornando cada vez mais utilizada como opção para a sondagem de subsolos para a construção de estruturas de fundação, principalmente aquelas que exigem um conhecimento mais profundo das condições do solo no terreno.

No Brasil, os equipamentos e procedimentos relativos ao ensaio de penetração de cone são normatizados pela ABNT NBR 12069 (1991). “O ensaio consiste basicamente na cravação a velocidade lenta e constante (dita “estática” ou “quase-estática”) de uma haste com ponta cônica, medindo-se a resistência encontrada na ponta e a resistência por atrito lateral” (Velloso; Lopes, 2010), podendo-se ainda medir a poropressão desenvolvida na ponta do cone durante a cravação, no caso de ensaios de piezocone (CPTu).

No ensaio CPT, não são retiradas amostras dos solos atravessados, por isso é recomendado que sejam realizados também no local, ensaios de sondagem a percussão (SPT) para amostragem do material de em estudo.

3.2.1 Equipamentos

A norma ABNT NBR 12069 (1991) padroniza os equipamentos a serem utilizados no ensaio. Os principais equipamentos são: cone, luva de atrito, tubos externos, hastes internas, sistema de medição dos esforços, equipamento de cravação e sistema de reação.

O cone padrão da norma deve apresentar ângulo na ponta de 60° e área em projeção horizontal de 10 cm^2 . Schnaid; Odebrecht (2012), no entanto, citam a existência de cones de 2 cm^2 a 40 cm^2 de área de seção transversal, com utilização indicada conforme a robustez dos equipamentos ou outras condições especiais de ensaio.

A luva de atrito, equipamento responsável pela absorção e medição da resistência desenvolvida entre o solo e o equipamento por atrito lateral, deve apresentar o mesmo diâmetro da base do cone e área de superfície de 150 cm^2 , além de preservar valor de rugosidade, para padronização dos resultados.

Os tubos externos e as hastes internas formam o conjunto de equipamentos responsáveis por proporcionar alcance em profundidade ao ensaio.

O sistema de medição de esforços e transmissão de dados pode se dar de maneira mecânica ou elétrica, sendo esta a mais comum atualmente, e podendo ocorrer de forma analógica ou digital, sendo possível a aquisição de resultados por meio de sistemas com cabos elétricos, com transmissão via *wireless*, com armazenamento dos dados internamente na ponteira em cartões de memória e sistemas com funcionamento híbrido, que armazenam dados internamente em cartões de memória ao mesmo tempo que os transmite via *wireless* para a superfície (Schnaid; Odebrecht, 2012). A FIGURA 4 mostra uma ponteira com cone e luva de atrito, além do sistema elétrico embutido.

FIGURA 4 – PONTEIRA UTILIZADA EM ENSAIO CPT



FONTE: Geomil Equipament (2018).

O equipamento de cravação consiste de sistema mecânico ou hidráulico capaz de fornecer esforços necessários ao avanço contínuo e em velocidade constante, de aproximadamente 2 cm/s, do sistema formado por hastes, tubos e ponteira.

Já o sistema de reação pode ser constituído de hélices de ancoragem fixadas no solo ou até mesmo o peso próprio do equipamento ou veículo que transporta o equipamento, no caso de sistemas autopropelidos, de acordo com Schnaid; Odebrecht (2012). É importante garantir que o sistema de reação garanta a estabilidade do conjunto, devendo a capacidade de reação do sistema ser escolhida de acordo com a previsão da profundidade do ensaio e o tipo de solo do local.

3.2.2 Procedimentos

Segundo a ABNT NBR 12069 (1991), deve-se iniciar o ensaio com o posicionamento do equipamento de cravação a fim de garantir a verticalidade da aplicação dos esforços e, por consequência da cravação do cone e das hastes. Ainda, orienta a realização de ajustes necessários à leitura zero ou inicial antes do início da penetração.

A velocidade de cravação de 2 cm/s deve ser garantida por sistema mecânico ou hidráulico de cravação. Segundo a norma, deve-se realizar o registro de valores de interesse, no mínimo a cada 20 cm de avanço da ponteira. Schnaid; Odebrecht (2012) indicam que é prática corrente atualmente o registro de resultados a cada intervalo de entre 2 cm a 5 cm, resultando em uma representação mais contínua do subsolo.

Deve-se também, após a retirada da ponteira no fim do ensaio, verificar o ajuste inicial e, no caso de verificação não satisfatória, realizar a substituição do sistema de medição e executar novo ensaio. Outra recomendação presente na ABNT NBR 12069 (1991) é a de respeitar um afastamento de cinco vezes o diâmetro do furo e no mínimo 2 m, de furos de prospecção pré-existentes.

Há ainda recomendações quanto à prevenção contra flexão acima da superfície, desvio e desgaste a ponteira e atrito entre as hastes, sempre no sentido de se evitar leituras incorretas, e erros em resultados, que venham a prejudicar a real identificação das características do subsolo.

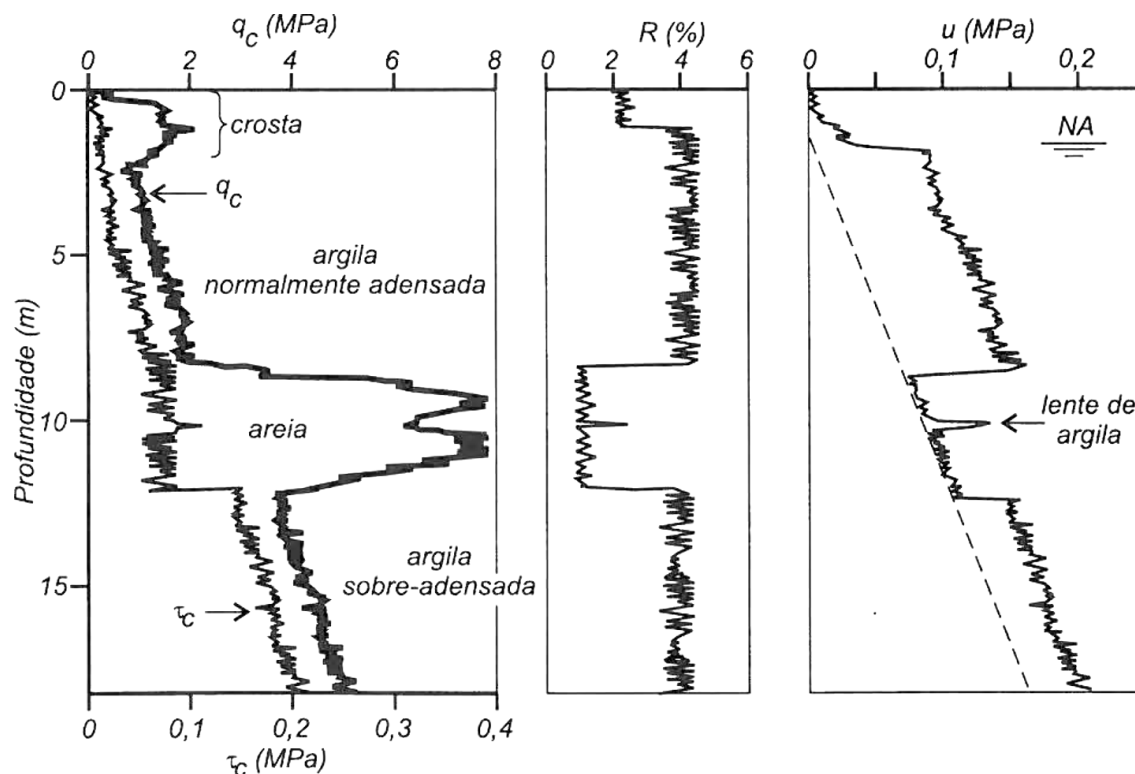
O procedimento para a realização do ensaio de piezocone, apesar de não estar contemplado pela norma brasileira, é o mesmo descrito acima, considerando-se apenas alguns cuidados a serem tomados com os elementos responsáveis por realizar a determinação das poropressões desenvolvidas durante o ensaio, como descrito em Schnaid; Odebrecht (2012).

3.2.3 Resultados

Os resultados de um ensaio de cone são relativos às leituras que podem ser realizados na ponteira. Podem-se obter como leituras, valores relativos à resistência de ponta (q_c); valores de resistência por atrito lateral (f_s); e, no caso de ensaios de piezocone, valores relativos às poropressões (u_2). É comum a elaboração de gráficos, como forma de simplificar a visualização dos dados, pela grande quantidade de leituras – geralmente a cada 2 cm de profundidade.

De acordo com Schnaid; Odebrecht (2012), a partir dos gráficos é possível identificar o tipo de solo devido a comportamentos característicos de areias e argilas com relação aos parâmetros medidos e à interação entre eles, especialmente quanto à dissipação de excesso de poropressões e o desenvolvimento de atrito lateral. A FIGURA 5 apresenta um exemplo de caracterização do perfil estratigráfico por meio de resultados de um ensaio CPTu.

FIGURA 5 – RESULTADO DE UM ENSAIO CPTu



FONTE: Velloso; Lopes (2010).

Observa-se o comportamento característico de areias em relação à dissipação de excessos de poropressão, processo que ocorre quase que instantaneamente em solos granulares, levando ao valor medido de poropressão nesse tipo de solo ser praticamente igual ao previsto para as pressões hidrostáticas na profundidade correspondente, enquanto que solos argilosos apresentam dissipação de excessos de poropressão mais lentos, levando a leituras de maiores pressões no piezocone. Além disso, pode-se citar a elevada resistência de ponta gerada na penetração de areias, principalmente quando comparada com o atrito lateral medido, podendo-se perceber que geralmente em solos argilosos, a relação f_s/q_c é mais elevada, se comparada com solos com comportamento característico de areias.

Schnaid; Odebrecht (2012) indicam a necessidade da realização de correção das leituras de resistência de ponta (q_c), considerando a influência do efeito de poropressões atuando em áreas desiguais do cone. Para a realização dessa correção, é necessário conhecer as pressões neutras medidas através do piezocone,

posicionando-se o elemento filtrante na posição da luva (u_2), chegando-se assim no valor de resistência de ponta corrigido (q_t).

Ainda em Schnaid; Odebrecht (2012), são feitas considerações a respeito da importância da saturação dos elementos filtrantes na realização de ensaios de piezocone e os efeitos do posicionamento desses elementos no cone. Cita-se também alguns métodos desenvolvidos por outros autores para a classificação de solos por meio da determinação de parâmetros e índices baseados nos resultados obtidos pelo ensaio e utilização de ábacos e gráficos. Um desses métodos (Robertson et al. 1986). será abordado mais adiante, durante as considerações do desenvolvimento do trabalho, exemplificando a praticidade gerada na classificação do comportamento do solo apenas com os resultados do ensaio.

3.2.4 Parâmetros de resistência

Antes de apresentar as correlações de resultados do ensaio de penetração de cone e piezocone (CPT e CPTu) com parâmetros de resistência, é interessante abordar alguns tratamentos nos resultados encontrados, como a correção da resistência de ponta mobilizada no ensaio e a obtenção de parâmetros intermediários tais como o parâmetro R_f .

A correção da resistência de ponta, conforme apontado por Schnaid; Odebrecht (2012), vem da necessidade de se considerar a influência do efeito de poropressões atuando em áreas desiguais da geometria do cone. Para o cálculo da resistência real mobilizada no ensaio (q_t) utiliza-se a EQUAÇÃO (8), presente nos trabalhos de Campanella et al. (1982; apud Schnaid; Odebrecht, 2012) e Jamiolkowski et al. (1985; apud Schnaid; Odebrecht, 2012).

$$q_t = q_c + \left(1 - \frac{A_N}{A_T}\right) \cdot u_2 \quad (8)$$

em que A_N é a área da seção transversal da luva de atrito logo acima da base do cone; A_T é a área da seção transversal da luva de atrito na base do cone, obtidas normalmente em etapas de calibração e ensaios de laboratório, e u_2 , a medida de poropressão realizada durante o ensaio em campo na altura da base do cone.

Schnaid; Odebrecht (2012) comentam da importância da correção de q_c sempre que forem realizados ensaios com monitoramento de pressões, especialmente em sondagens em argilas moles. Robertson (2015) indica que para areias considera-se $q_t = q_c$, devido à rápida dissipação do excesso de poropressões geradas no ensaio.

O parâmetro intermediário R_f , proposto por Robertson (1990, apud Robertson 2015), representa a relação, em porcentagem, entre a leitura de atrito lateral do ensaio e a leitura de resistência de ponta do solo à penetração do cone. Tal parâmetro pode ser utilizado para a classificação do comportamento do solo, com valores mais baixos (aproximadamente 1 a 5%) para areias, em que há um grande aumento da resistência de ponta, e valores mais altos (da ordem de até 10%) para argilas, onde a resistência de ponta é menor em relação às areias e está mais próxima do atrito lateral. R_f pode ser calculado conforme a EQUAÇÃO (9):

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \cdot 100 \% \quad (9)$$

a) Resistencia não drenada de argilas saturadas:

A estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas a partir do ensaio CPT, conforme descrito por Schnaid; Odebrecht (2012) e por Robertson (2015), se dá por meio da EQUAÇÃO (10), que envolve a resistência de ponta à penetração do cone (q_t), o estado de tensões do solo na profundidade analisada e o fator de capacidade de carga do cone (N_{kt}).

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (10)$$

A grande dificuldade está na determinação do valor de N_{kt} . Segundo Schnaid; Odebrecht (2012), experiências na região de Porto Alegre-RS, mostram que os valores variam de 8 a 12, sendo um valor médio de 12 representativo para argilas dessa região. Lo Presti; Meisina (2018), apontam como valores aceitos para argilas moles variando de 10 a 18 e valores para argilas sobreadensadas variando de 12 a 22, explicam ainda que o valor de S_u não é único, dependendo da direção e velocidade

de carregamento, estado de tensões, condições de contorno, taxa de deformação, entre outros.

b) Ângulo de atrito de solos granulares:

Segundo Schnaid; Odebrecht (2012), para solos granulares, a resistência de ponta de cone tanto pode ser usada para a determinação direta do ângulo de atrito interno quanto para a estimativa da densidade ou compacidade relativa (D_r) – que também pode ser usada para a previsão do ângulo de atrito interno. Para a determinação da compacidade relativa de areias (D_r), Schnaid; Odebrecht (2012) citam a formulação apresentada na EQUAÇÃO (11), e proposta por Lancelotta (1985):

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0,5}} \quad (11)$$

em que q_c e σ'_{v0} são expressos em t/m². A obtenção do valor do ângulo de atrito interno a partir da densidade relativa (D_r) pode ser feita pela formulação de De Mello (1971) dada pela EQUAÇÃO (6), citada anteriormente.

Para a estimativa de ϕ' diretamente dos valores q_c ou q_t , pode ser usada ainda a formulação proposta por Mayne (2006), conforme EQUAÇÃO (12), desenvolvida a partir de banco de dados de experiências de câmaras de calibração reunidas por Robertson e Campanella (1983).

$$\phi = \tan^{-1} \left[0,1 + 0,38 \cdot \log \left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (12)$$

3.3 ENSAIO DILATOMÉTRICO (DMT)

O ensaio dilatométrico apresenta pouca difusão no Brasil, não contendo norma nacional específica para padronização de seus equipamentos e execução. O equipamento e o ensaio foram desenvolvidos na Itália pelo professor Marchetti, na década de 80.

Este método de investigação geotécnica de campo apresenta-se como uma boa alternativa para a obtenção de parâmetros geotécnicos do solo, principalmente relacionados à tensão lateral no repouso e ao comportamento quanto à deformação.

Segundo Schnaid; Odebrecht (2012), o ensaio consiste basicamente da cravação uma placa de aço inoxidável dotada de membrana no solo, de maneira segmentada e com velocidade constante, com paradas a cada 20 cm para a realização de medidas, por meio da aplicação de pressões na membrana e leitura de suas deformações.

3.3.1 Equipamentos

Schnaid; Odebrecht (2012) separam os equipamentos utilizados no ensaio DMT em: caixa de controle, cilindro de gás, válvula de controle de pressão, cabo elétrico e de pressão, hastes e lâmina.

De acordo com os autores, a unidade de controle contém os circuitos elétrico e de pressão necessários a realização do ensaio, e permite o ajuste das pressões aplicadas ao solo e o registro das medidas.

O cilindro de gás é onde se armazena o gás que será usado para a aplicação da pressão no solo, podendo ser ar comprimido ou nitrogênio gasoso.

A válvula de controle de pressão é responsável por controlar a pressão entre o cilindro de gás (pressão mais alta) e os equipamentos utilizados no ensaio (necessidade de pressões mais baixas).

O cabo elétrico e de pressão é constituído de mangueira de náilon com fio elétrico instalado em seu interior, e fornece a aplicação de pressão e a corrente elétrica para a realização do ensaio.

Ainda segundo Schnaid; Odebrecht (2012), as hastes podem ser as mesmas utilizadas no ensaio CPT, ou outras, devendo apenas apresentar rigidez necessária à realização do ensaio sem quebras e mantendo a verticalidade.

Já a lâmina é o elemento a ser introduzido no solo, por penetração estática. Tem largura de 95 mm, comprimento de 220 mm, espessura de 15 mm e ângulo de corte na ponta variando de 24° a 32°. É dotada de uma membrana flexível em uma de suas faces, com formato circular e 60 mm de diâmetro, sendo fixada à lâmina por um anel circular de aço com auxílio de oito parafusos. Uma lâmina com seus componentes em vista explodida pode ser observada na FIGURA 6.

FIGURA 6 – LÂMINA DE DMT EM VISTA EXPLODIDA



FONTE: Marchetti – DMT.

3.3.2 Procedimentos

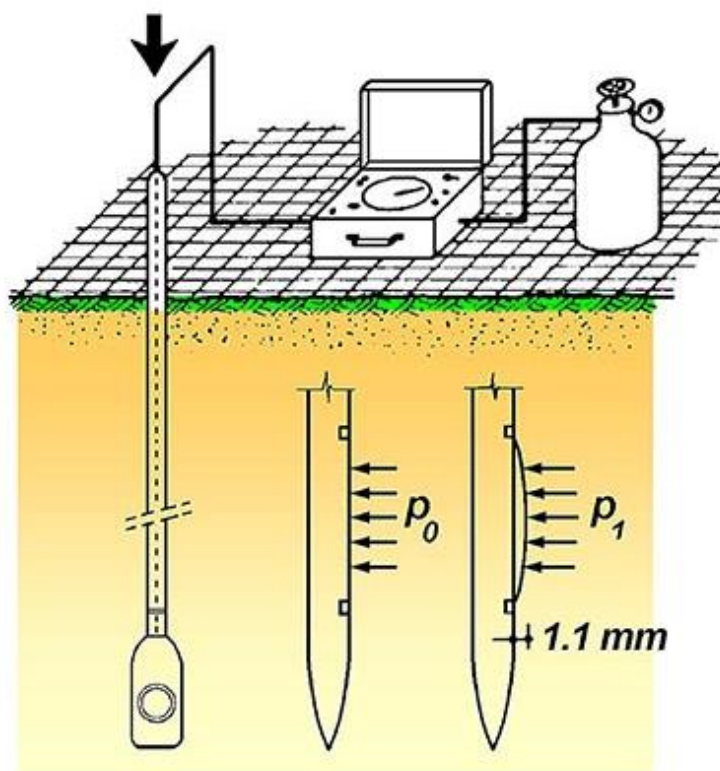
Trata-se de um ensaio bastante simples. A lâmina é cravada com velocidade controlada no solo e a cada 20 cm interrompe-se a cravação e aplica-se pressão na membrana para a realização de leituras. A velocidade de cravação não é padronizada, mas Schnaid; Odebrecht (2012) indicam que é prática corrente a adoção de velocidade de 2 cm/s, como a usada no ensaio CPT. Inclusive, além das hastes, o sistema de penetração também pode ser o mesmo do utilizado no ensaio CPT.

As leituras fundamentais do ensaio a serem realizadas a cada parada na cravação são leituras de pressões impostas à membrana pelo sistema de alimentação de pressão. São duas as leituras fundamentais a serem consideradas.

A primeira leitura é relativa ao momento em que a membrana se desloca em relação ao disco sensitivo ao qual é acoplada (leitura A – relacionada ao empuxo do solo no repouso, uma vez que com a penetração, a tensão horizontal do solo encosta a membrana no disco situado atrás dela - esta leitura após as correções de calibração dará origem ao resultado p_0 do ensaio em cada profundidade). Já a segunda leitura

corresponde ao afastamento da membrana de 1,10 mm em relação ao disco (leitura B, que após calibração dará origem ao resultado p_1 do ensaio a cada profundidade). A FIGURA 7 apresenta alguns dos equipamentos utilizados e a posição das leituras fundamentais.

FIGURA 7 – EQUIPAMENTOS E POSIÇÕES DE LEITURA DO ENSAIO DMT



FONTE: Marchetti – DMT.

Schnaid; Odebrecht (2012), indicam ainda que eventualmente pode-se realizar uma terceira leitura (leitura C), no instante em que, com despressurização controlada do sistema, a membrana volta a encostar no disco sensível. Esta leitura pode ajudar na determinação das condições de drenagem do solo, havendo relação entre a pressão hidrostática no terreno e a leitura C, principalmente em solos granulares.

3.3.3 Resultados

Os resultados obtidos no ensaio DMT são basicamente as medidas de pressões lidas durante a sua execução. Schnaid; Odebrecht (2012) recomendam a

correção das leituras com base na calibração dos equipamentos utilizados no procedimento, a qual deve ser realizada para cada ensaio executado, antes e depois do procedimento, não apresentando variação significativa entre as medidas encontradas.

Com base nas leituras corrigidas, pode-se determinar parâmetros intermediários que servem para a interpretação do ensaio. Esses parâmetros foram propostos pelo próprio Marchetti em 1980, como citado por Schnaid; Odebrecht (2012). Os parâmetros básicos propostos são o módulo dilatométrico (E_D), o qual relaciona tensões com deformações no solo, o índice do material (I_D), que pode ser usado como um indicador de tipo de solo e o índice de tensão horizontal (K_D), definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

A partir desses índices podem ser obtidos parâmetros geotécnicos relacionados a propriedades de comportamento do solo, por meio correlações semiempíricas e estatísticas. A maioria das correlações para o ensaio dilatométrico também foi proposta por Marchetti.

3.3.4 Parâmetros de resistência

Como mencionado no item 3.3.3, para a determinação de parâmetros geotécnicos de solos através de resultados do ensaio dilatométrico (DMT) é necessário que sejam calculados parâmetros intermediários que são usados para a interpretação dos resultados do ensaio.

Os parâmetros intermediários, como citados no item 3.3.3, são o módulo dilatométrico (E_D), o índice do material (I_D) e o índice de tensão horizontal (K_D).

Para o cálculo de E_D , Marchetti (1980), propõe a formulação apresentada na EQUAÇÃO (13), o parâmetro E_D está relacionado à deformabilidade do solo, quando solicitado lateralmente:

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad (13)$$

O índice do material (I_D) é o parâmetro utilizado na classificação do solo e é definido por Marchetti (1980), pela EQUAÇÃO (14):

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (14)$$

Para a determinação de parâmetros de resistência em especial, é preciso que seja calculado o valor do índice de tensão horizontal (K_D). A formulação proposta por Marchetti (1980), pode ser vista na EQUAÇÃO (15). Definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso (K_0), K_D é proporcional à tensão horizontal *in situ*, mas também sensível a razão de pré-adensamento do solo, idade do depósito e grau de cimentação.

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (15)$$

a) Resistência não drenada de argilas saturadas:

Schnaid; Odebrecht (2012) afirmam que é possível expressar diretamente a relação entre resistência ao cisalhamento não drenada e tensão vertical efetiva (S_u/σ'_{v0}) como função direta de K_D , e apresentam algumas formulações. Considerando as contribuições de Mesri (1975; apud Schnaid; Odebrecht, 2012), tem-se as correlações propostas por Ladd et al. (1977; apud Schnaid; Odebrecht, 2012) e Kamei e Iwasaki (1995; Schnaid; Odebrecht 2012), dadas pela EQUAÇÃO (16) e pela EQUAÇÃO (17), respectivamente.

$$S_u = 0,22 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0,50 \cdot K_D)^{1,25} \quad (16)$$

$$S_u = 0,35 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0,47 \cdot K_D)^{1,14} \quad (17)$$

b) Ângulo de atrito de solos granulares:

Schnaid; Odebrecht (2012) apresentam a correlação proposta por Marchetti (2001), que consideram conservadora e cujos valores, segundo dizem, devem subestimar as medidas de laboratório em 2° a 4°, conforme EQUAÇÃO (18):

$$\phi = 28^\circ + 14,6^\circ \cdot \log K_D - 2,1^\circ \cdot (\log K_D)^2 \quad (18)$$

4 GEOTECNIA DE FUNDAÇÕES

As fundações são os elementos responsáveis pela transmissão das cargas da superestrutura para o solo. Dentre as inúmeras classificações existentes, podem ser divididas em dois grupos, segundo o modo de transferência de cargas: fundações diretas ou indiretas. No presente trabalho, limita-se o estudo às fundações indiretas do tipo estaca.

Conforme Tschebotarioff (1978), as estacas têm a função de transferir as cargas da fundação para as camadas mais profundas do solo, geralmente com maior capacidade de suporte. Quanto ao material, podem ser de madeira, concreto, aço ou uma combinação destes. A seguir, apresenta-se no QUADRO 2 um resumo dos tipos de estaca, material constituinte e modo de interação com o solo.

QUADRO 2 – TIPOS DE ESTACA

Estaca	Pré-moldada	Madeira	de deslocamento
		Concreto	
		Metálica	
	Moldada <i>in loco</i>	Broca	de substituição
		Strauss	
		Franki	de deslocamento
		Raiz	sem deslocamento
		Hélice	de substituição
		Escavada com lama	

FONTE: Campos (2015).

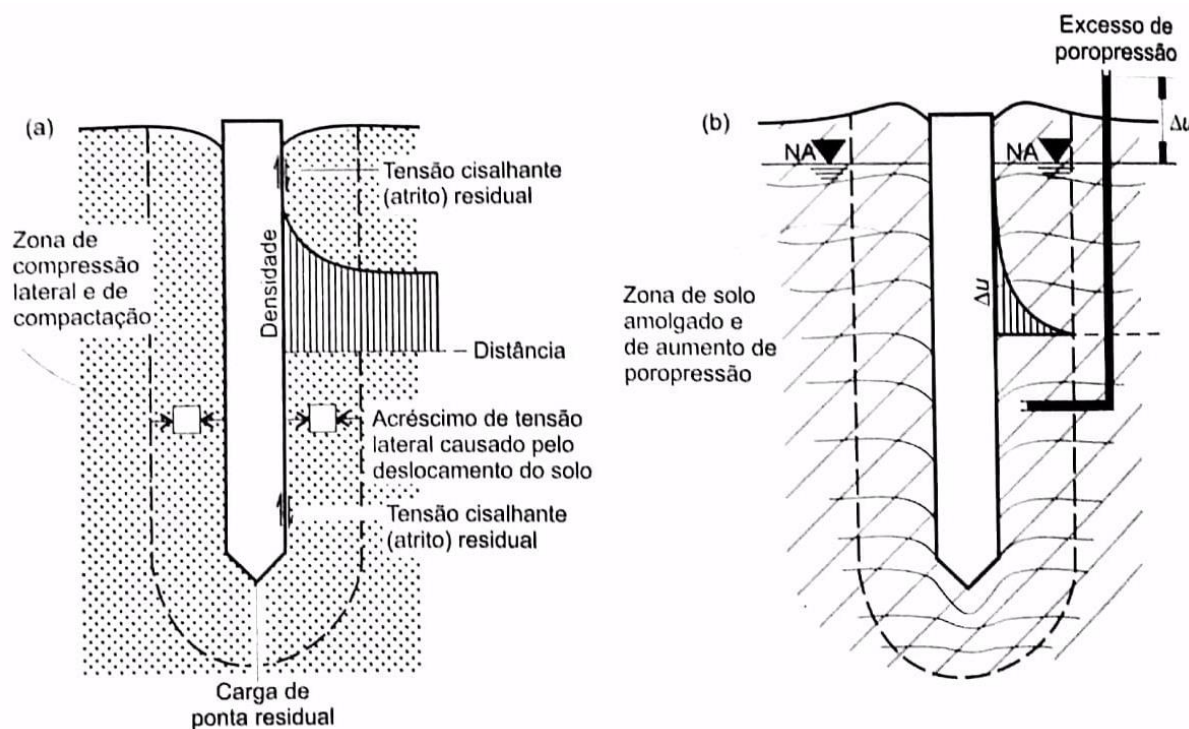
4.1 TIPOS DE ESTACAS E MÉTODOS EXECUTIVOS

De forma geral, cada tipo de estaca relaciona-se com um método executivo específico, de modo que se pode agrupá-las na forma que estas interagem com o solo. Segundo Velloso; Lopes (2010) as estacas cravadas são classificadas como de grande deslocamento. Por outro lado, as estacas escavadas podem gerar alguma redução nas tensões do solo e, portanto, podem ser ditas de substituição.

Conforme expõe Velloso; Lopes (2010), as estacas cravadas em solos granulares (a) tendem a causar uma densificação ou aumento da compacidade, diminuindo assim o índice de vazios nas regiões próximas à estaca. No caso de solos argilosos saturados (b), devido à baixa permeabilidade, causam um deslocamento do

solo praticamente igual ao volume introduzido durante a cravação de modo que nas regiões próximas ao elemento de fundação têm-se aumento da popropressão. A FIGURA 8 exemplifica esses efeitos para ambos os tipos básicos de solos.

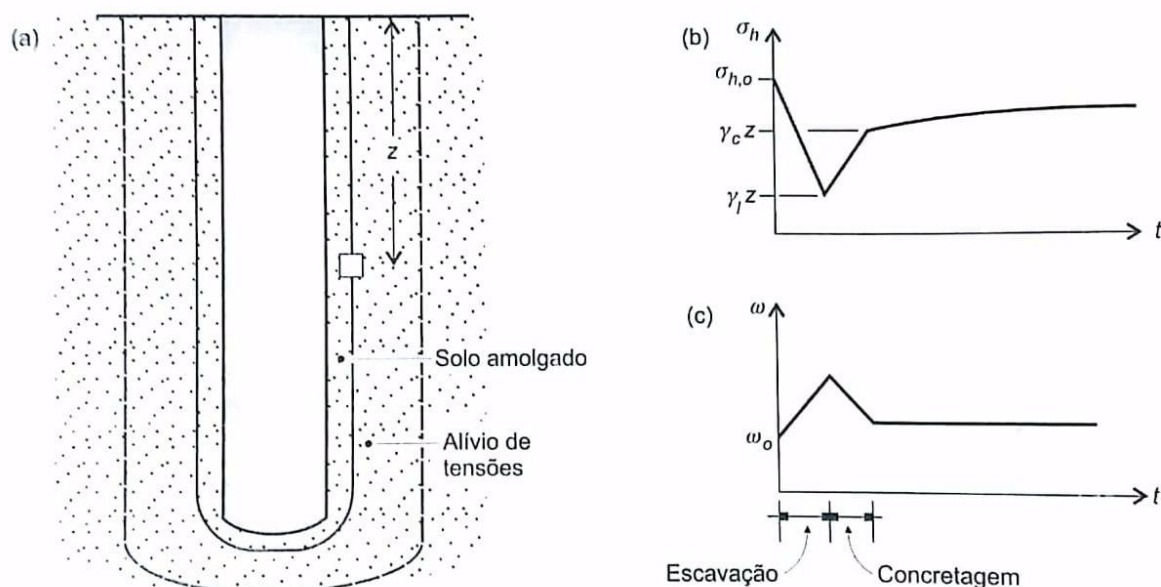
FIGURA 8 – EFEITOS DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS



FONTE: Velloso; Lopes (2010).

Com relação as estacas escavadas, estas podem causar uma descompressão do terreno, que será maior ou menor, dependendo do tipo de suporte. Num extremo estariam as estacas escavadas sem nenhum suporte e no outro, as escavadas com o auxílio de camisas metálicas que avançam simultaneamente à escavação. No meio dos extremos, localizam-se as estacas escavadas com o auxílio de lama ou fluido estabilizante. A FIGURA 9 demonstra os efeitos de amolgamento (a) para o caso de uma escavação com lama, tensões horizontais (b) e umidade no solo durante a escavação e concretagem (c):

FIGURA 9 – EFEITO DA ESCAVAÇÃO DE ESTACAS NO SOLO



FONTE: Velloso; Lopes (2010).

A seguir, apresenta-se uma breve descrição de tipos de estacas bem como as principais características acerca da utilização e processo construtivo. Os tipos apresentados referem-se aos implementados pela planilha de cálculo, reiterando o fato de que existem muitos outros procedimentos executivos ou materiais.

4.1.1 Estaca escavada com lama

As estacas escavadas com lama consistem de estacas cujo processo de escavação é acompanhado de preenchimento do furo com lama, ou fluido estabilizador, dentre eles pode-se citar a lama bentonítica e a lama polimérica. O preenchimento do furo se faz necessário para a garantia da contenção do fundo e paredes da escavação, enquanto não é realizada a concretagem, além ainda da prevenção da entrada de água nas estacas que ultrapassem o nível d'água no terreno.

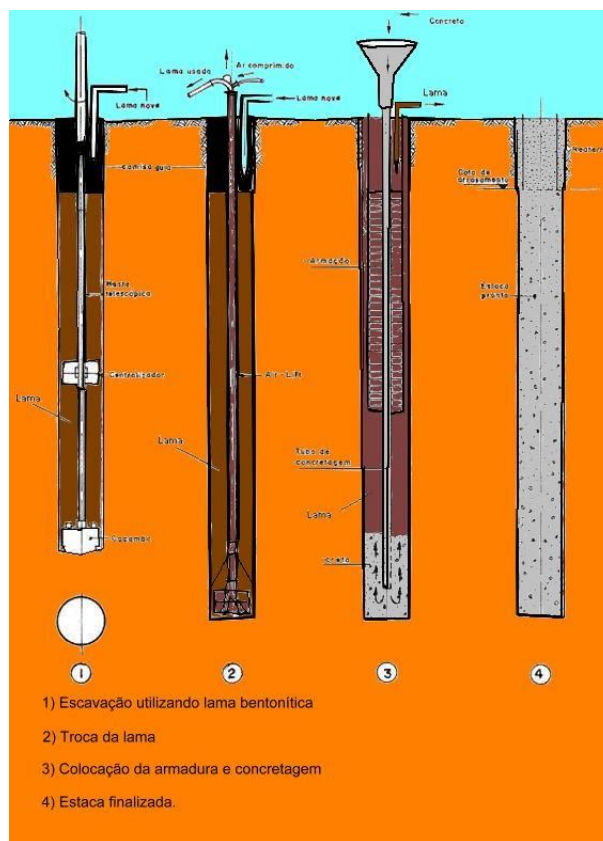
Segundo Hachich et al. (1998) e Joppert (2007), o processo executivo de estacas escavadas com lama compreende as seguintes fases: escavação e simultâneo preenchimento da estaca com lama, colocação das armaduras na escavação ainda com lama, lançamento do concreto, de baixo para cima com auxílio de tubos tremonha, com simultâneo recolhimento da lama.

A escavação se dá de maneira convencional, até a profundidade onde se julga necessária a utilização da lama, a partir daí é lançada lama para evitar o estrangulamento da escavação e garantir uma pressão hidrostática que evite a entrada de água e o desmoronamento das paredes.

As armaduras devem ser colocadas na estaca ainda preenchida com lama. A concretagem deve ser executada continuamente, de baixo para cima, com auxílio de tubos tremonha. Sendo o concreto mais denso que a lama, a mesma será expulsa da estaca, devendo ser recolhida para depósitos.

O princípio de funcionamento é pela densidade, enquanto o concreto é inserido no fundo da escavação, a lama sai por cima, por ser menos densa. Cuidados devem ser tomados quanto à formação de lâmina de lama (cake) nas paredes e no fundo do furo, pois podem causar perda de capacidade de carga da estaca, uma vez que a interação estaca-cake é diferente do comportamento solo-estaca normalmente considerado em projeto. A FIGURA 10 busca exemplificar as etapas de execução de uma estaca escavada com lama estabilizadora.

FIGURA 10 – EXECUÇÃO DE ESTACA ESCAVADA COM LAMA



FONTE: Luiz A. Naresi Jr. (2018).

As recomendações da ABNT NBR 6122 (2010) quanto ao concreto utilizado em estacas escavadas com fluido estabilizante são: $f_{ck} \geq 20$ MPa; consumo de cimento mínimo de 400 kg/m³; abatimento igual a 22±3 cm; relação água/cimento $\leq 0,6$; dimensão do agregado limitada a brita 1 e porcentagem de argamassa em massa mínima de 55%. A norma traz ainda características necessárias à lamas bentoníticas e polímeros para que possam ser usados em estacas escavadas com lama.

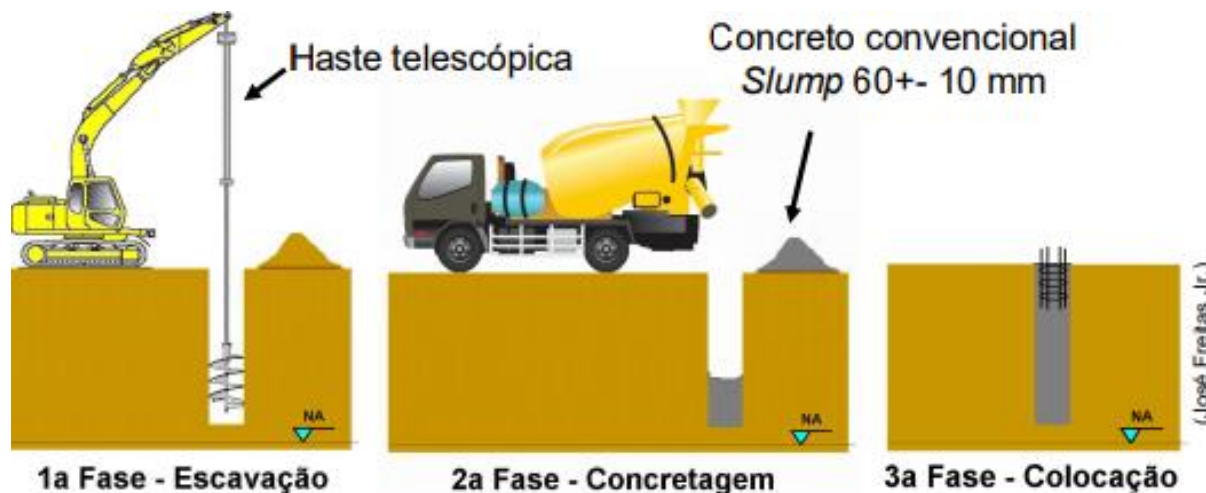
4.1.2 Estaca escavada em geral

As estacas escavadas em geral, comumente chamadas de estacas broca, ou escavadas a céu aberto, podem ser tanto do tipo escavada a trado manual, quanto do tipo broca mecânica, ambas são executadas com escavação seguida de concretagem *in loco*. Velloso; Lopes (2010) indicam que as estacas broca tipo trado manual apresentam diâmetro variando entre 20 cm e 40 cm e têm sua profundidade limitada a valores menores pela falta de garantia de verticalidade do furo.

Joppert (2007), cita a estaca do tipo broca mecânica como sendo executada por uma perfuratriz mecânica rotativa munida de trado helicoidal na ponta. Seus diâmetros variam de 25 cm a 170 cm, podendo sua profundidade chegar até a 40 m. A ABNT NBR 6122 (2010) denomina este tipo de estaca como estaca escavada com trado mecânico, sem fluido estabilizante.

Em ambos os casos a profundidade de escavação é limitada ao nível do lençol freático, pela ausência de fluido estabilizante ou encamisamento do furo. Deve-se realizar a limpeza do furo durante a escavação e após o seu término, promovendo inclusive a retirada de material solto e/ou apiloamento do fundo da escavação com soquete. Orienta-se que seja realizada a concretagem no mesmo dia da escavação e seja executada com o auxílio de funil. A FIGURA 11 exemplifica as etapas de execução de uma estaca escavada com trado mecânico e sem auxílio de fluido estabilizante ou encamisamento.

FIGURA 11 – EXECUÇÃO DE ESTACA ESCAVADA EM GERAL



FONTE: José Freitas Jr. DCC – UFPR (2016).

A ABNT NBR 6122 (2010) indica que estacas não sujeitas a esforços de tração ou flexão só precisam ter a armaduras de arranque, enquanto que estacas sujeitas a tais esforços devem apresentar armadura para este fim e a mesma deve ser posicionada na estaca antes da concretagem. O concreto deve ser, no mínimo de classe C20, com consumo de cimento não inferior a 300 kg/m³ e abatimento entre 8 cm e 12 cm para estacas não armadas e 12 cm a 14 cm para estacas armadas.

4.1.3 Estaca Franki

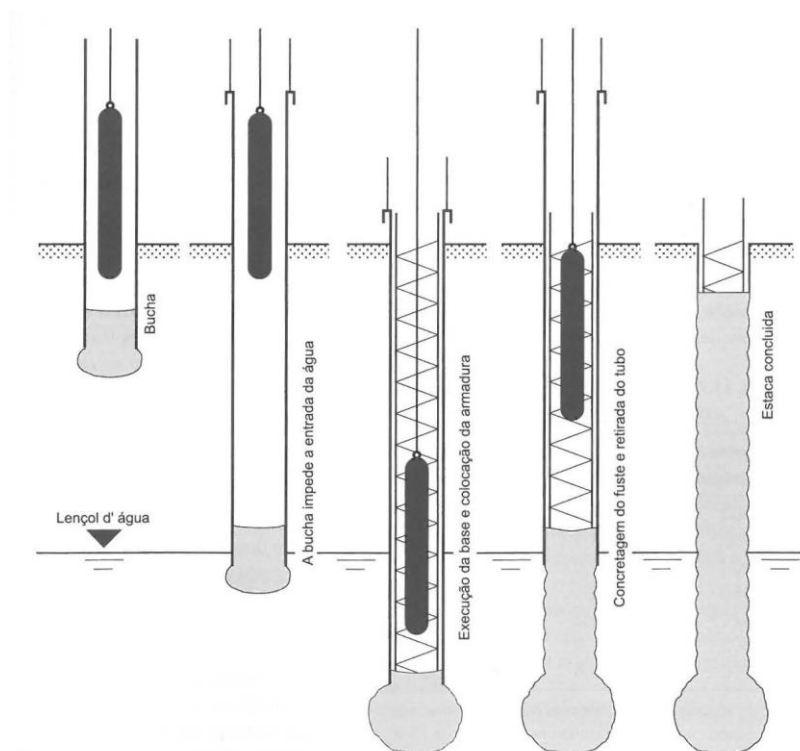
Segundo Hachich et al. (1998), a estaca Franki “é uma estaca de concreto armado moldada no solo, que usa um tubo de revestimento cravado dinamicamente com ponta fechada por meio de bucha e recuperado ao ser concretada a estaca”. A bucha é composta por pedra e areia, fortemente compactadas no interior do tubo.

Conforme explicitado por Joppert (2007), a cravação do tubo se dá pela queda livre de um pilão de peso variando entre 1000 kg e 4600 kg, a depender da bitola da estaca, até que seja atingida cota de projeto e/ou nega prevista. As bitolas previstas para este tipo de estaca de 30 cm a 70 cm, no fuste.

Após a cravação do tubo e atingida a nega, segue-se para a expulsão da bucha, através de golpes sucessivos do pilão, com o tubo preso. Em seguida é confeccionada a base alargada, que é formada por concreto seco, fortemente apiloado pelo pilão, após ligeiro levantamento do tubo.

Antes da concretagem do fuste é locada a armadura - neste caso obrigatória - e realizada a concretagem do fuste com concreto seco em pequenas camadas e simultânea recuperação do tubo de revestimento, similar à executada na estaca tipo Strauss (item 4.1.8). A ABNT NBR 6122 (2010) recomenda concreto de classe não inferior a C20, com consumo de cimento de pelo menos 350 kg/m³. A FIGURA 12 demonstra o processo de execução de uma estaca tipo Franki.

FIGURA 12 – EXECUÇÃO DE ESTACA TIPO FRANKI



FONTE: Velloso; Lopes (2010).

São recomendados cuidados em relação a problemas que podem ser causados por vibrações excessivas devido à grande energia de impacto do equipamento de cravação com o solo, tanto para edificações vizinhas, como para estacas já executadas no terreno, além de problemas relativos a alguns tipos de solo que tal excesso de vibração pode causar.

4.1.4 Estaca hélice contínua

Conforme Hachich et al. (1998), as estacas hélice, ou estacas hélice-contínua são estacas de concreto moldadas *in loco*, executadas com equipamento de trado

contínuo capaz de injetar concreto sob pressão controlada através de haste central no trado, enquanto o mesmo é retirado do terreno.

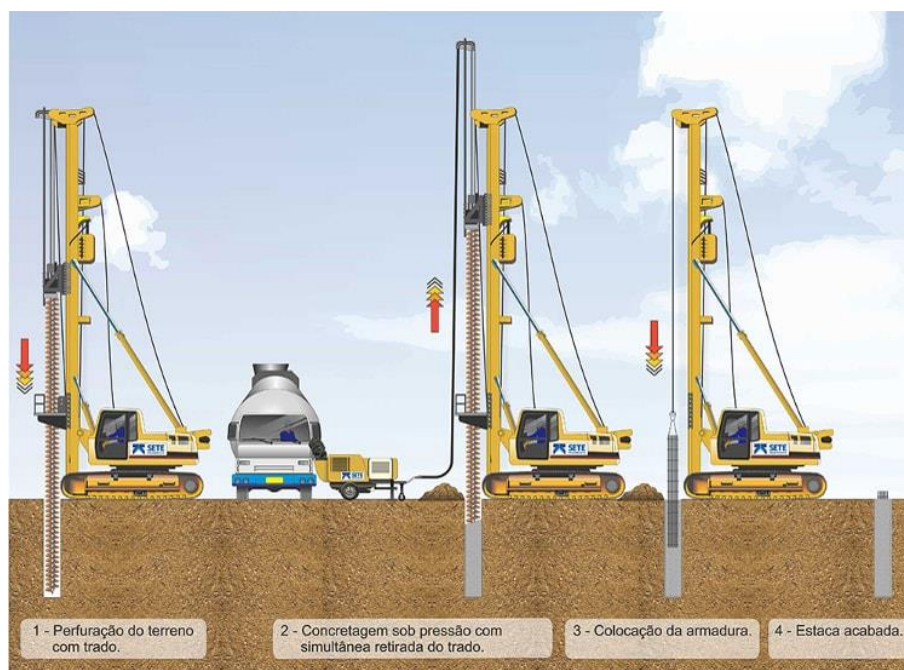
A principal característica deste tipo de estaca está na produtividade, podendo ser executados centenas de metros de estacas por dia, com uma equipe de trabalho, a depender do diâmetro desejado. Os diâmetros, segundo Joppert (2007), variam de 25 cm a 120 cm, com profundidades de até 24 m sendo que Velloso; Lopes (2010) citam profundidades de até 30 m.

Hachich et al. (1998) dividem a metodologia executiva de estacas hélice-contínua em perfuração, concretagem e colocação das armaduras. A perfuração se dá por meio da introdução do trado da hélice no solo por meio de rotação até a cota de projeto, sem que a hélice seja retirada do furo.

A concretagem inicia-se logo após o fim da perfuração. O concreto é bombeado pela haste central da hélice até o fundo da estaca, então, simultaneamente à concretagem é feita a retirada da hélice do terreno, cuidando-se para não possibilitar o estrangulamento da seção. Além disso, nessa etapa é realizada a limpeza do solo contido nas lâminas e retirada do solo da área de trabalho, com auxílio de pá carregadeira. Todo o serviço realizado até aqui pode ser monitorado continuamente pelos computadores existentes nos equipamentos, que realizam o controle da inclinação, profundidade e consumo de concreto da estaca.

A colocação da armadura é realizada ao final da concretagem, e cuidados devem ser tomados para evitar danos durante essa etapa, como o enrijecimento da armadura. Recomenda-se que seja realizada a colocação das gaiolas de armaduras por gravidade, com auxílio de pilão de pequena carga ou vibrador. A FIGURA 13 demonstra os processos de execução de estacas do tipo Hélice-contínua.

FIGURA 13 – EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA



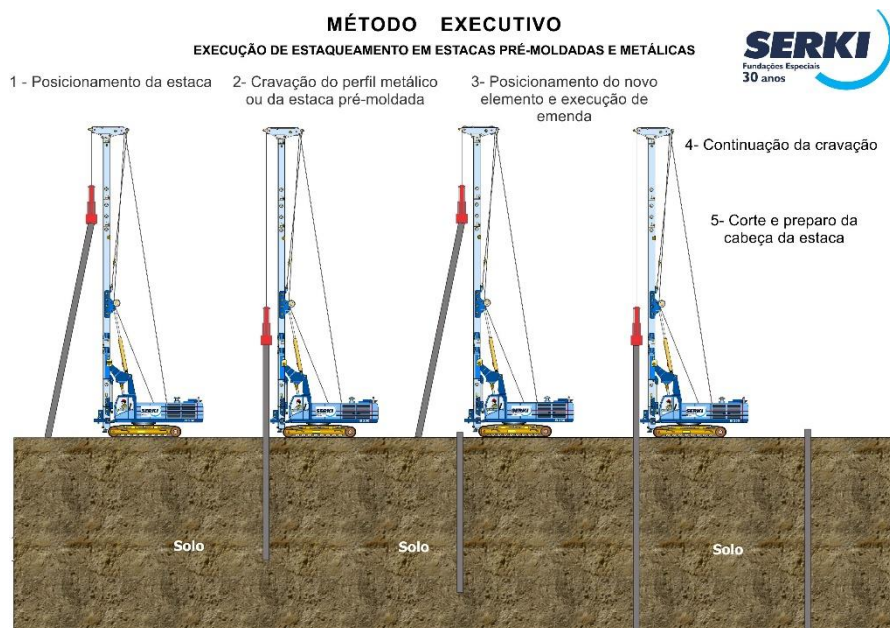
FONTE: Sete Engenharia (2018).

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), o concreto utilizado em estacas hélice contínua deve apresentar as seguintes características: consumo de cimento igual ou superior a 400 kg/m^3 , abatimento igual a $22 \pm 3 \text{ cm}$, relação água/cimento menor ou igual a 0,6; agregado limitado a areia e pedrisco (brita 0), porcentagem de argamassa em massa maior ou igual a 55%, e f_{ck} maior ou igual a 20 MPa.

4.1.5 Estaca metálica

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), a estaca metálica é uma estaca cravada constituída de elemento metálico produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapas dobradas ou calandradas, tubos com ou sem costura, e trilhos reutilizados de linhas férreas. A FIGURA 14 ilustra o procedimento de cravação de estacas metálicas.

FIGURA 14 – CRAVAÇÃO DE ESTACA METÁLICA



FONTE: Serki Fundações Especiais (2018).

Cornfield (1974 apud Velloso; Lopes, 2010) e British Steel Corporation (1976 apud Velloso; Lopes, 2010) comentam a respeito das vantagens do uso de estacas metálicas, tais como: elevada resistência na compressão, na tração e na flexão; fáceis de transportar e manipular; são mais fáceis de cravar do que estacas de madeira ou de concreto, podendo ultrapassar camadas compactas de solo.

4.1.6 Estaca pré-fabricada em concreto

Conforme expõe Velloso; Lopes (2010), o concreto é o aquele que melhor presta a confecção de estacas, graças à resistência aos agentes agressivos, suportando bem as alterações de secagem e umedecimento. Outra vantagem é a capacidade de atravessar camadas muito moles, onde a concretagem *in loco* pode ficar prejudicada ou impossível de realização. A FIGURA 15 busca ilustrar os processos do método executivo de estacas pré-moldadas em concreto, muito semelhante ao de estacas metálicas.

FIGURA 15 – CRAVAÇÃO DE ESTACA PRÉ-FABRICADA EM CONCRETO



FONTE: Engesol (2018).

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), a cravação de estacas pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração. A escolha do equipamento deve ser feita de acordo com o tipo, dimensão das estacas, características do solo, condições da vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local. Ainda, as estacas pré-moldadas de concreto podem ser emendadas, desde que resistam a todas as solicitações durante o manuseio, cravação e utilização.

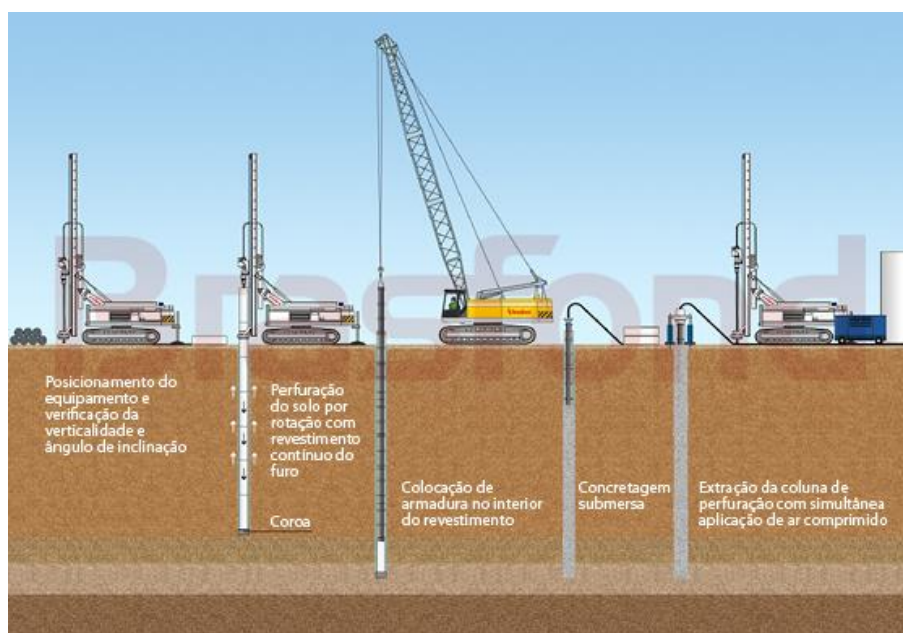
4.1.7 Estaca raiz

Hachich et al. (1998) classificam as estacas raiz como estacas escavadas injetadas, devido à injeção de argamassa e ao uso de ar comprimido na sua execução. Segundo Velloso; Lopes (2010), essas estacas foram desenvolvidas inicialmente para contenção de encostas, sendo posteriormente utilizadas como reforço de fundações, e atualmente já são usadas como fundações normais.

Ainda segundo Velloso; Lopes (2010), as estacas raiz apresentam particularidades que permitem sua utilização em casos onde as estacas convencionais não podem ser empregadas, como a não produção de vibrações, a capacidade de atravessar blocos de rocha ou peças de concreto, a possibilidade de execução em ambientes restritos e o fato de poderem ser executadas em qualquer inclinação.

O processo executivo é dividido em perfuração; colocação de armadura e concretagem. A perfuração é normalmente realizada por processo rotativo com circulação de água, podendo ser realizada com coroa diamantada no caso de materiais mais resistentes, e seguida de revestimento das paredes do fuste. A colocação da armadura é realizada após a perfuração. A concretagem é realizada por bombeamento de argamassa de areia e cimento por um tubo até a ponta da estaca, preenchendo todo o furo, até que a argamassa extravase, após isso, são realizados golpes de ar comprimido a baixas pressões (0,5 MPa) no furo enquanto é retirado o tubo de revestimento e preenchida a estaca com argamassa sempre que necessário. A FIGURA 16 ilustra o processo executivo de estacas raiz.

FIGURA 16 – EXECUÇÃO DE ESTACA TIPO RAIZ



FONTE: Brasfond Fundações Especiais (2018).

A ABNT NBR 6122 (2010) recomenda a utilização de argamassa com f_{ck} maior ou igual a 20 MPa, com consumo de cimento não inferior a 600 kg/m³ e relação água cimento entre 0,5 e 0,6 para estacas raiz.

4.1.8 Estaca Strauss

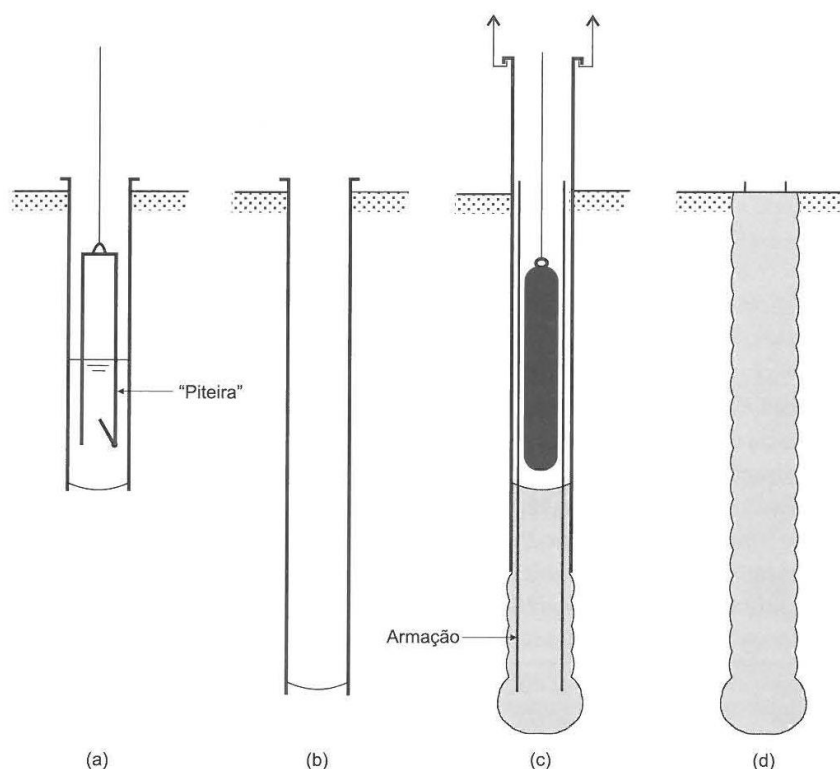
A estaca tipo Strauss é um tipo de estaca de concreto moldada *in loco* e escavada com auxílio de encamisamento, a ABNT NBR 6122 (2010) cita como

equipamentos uma sonda (também denominada piteira – que será empregada para a escavação da estaca), e tubos de revestimento metálico em segmentos rosqueados, além de tripé e guincho associado a motor,

Segundo Hachich et al. (2010), sua execução consiste da execução de um pré-furo no terreno, seguida da colocação do primeiro tubo de revestimento, o qual deve apresentar extremidade inferior dentada (coroa) e tendo já no seu interior a sonda. Em seguida são realizados lançamentos da sonda, que vai cortando o terreno e vai sendo retirada a terra cortada da sonda, fora do furo. Em seguida, é realizada a cravação do tubo e rosqueado o tubo seguinte, esse procedimento se repete até que se atinja a profundidade prevista para a estaca.

Após a execução do furo e limpeza do furo, segue-se para a concretagem da estaca. É lançado concreto, através de funil, no interior dos tubos, formando uma camada de aproximadamente 1 m, em seguida esse concreto é apiloado no fundo da estaca, formando uma espécie de bulbo no fundo. Para a execução do fuste é lançado concreto dentro do tubo e a tubulação vai sendo retirada lentamente com o auxílio de guinchos, simultaneamente ao apiloamento do concreto. A FIGURA 17 ilustra a execução de estacas tipo Strauss. As etapas representadas pelas letras correspondem a: (a) escavação; (b) limpeza do furo; (c) concretagem após colocação da armadura e (d) estaca pronta.

FIGURA 17 – EXECUÇÃO DE ESTACA TIPO STRAUSS



FONTE: Velloso; Lopes (2010).

A ABNT NBR 6122 (2010) faz às estacas do tipo Strauss, as mesmas recomendações das estacas do tipo Broca (item 4.1.2). Quanto às armaduras, continuam sendo necessárias apenas armaduras de arranque em estacas não sujeitas a esforços de tração ou flexão e necessário o dimensionamento das armaduras para estacas sujeitas a tais esforços, com a recomendação de que estacas armadas tenham, no mínimo 32 cm de diâmetro e os estribos tenham espaçamento entre 15 cm e 30 cm entre si. É importante lembrar também que o diâmetro da sonda deve ser inferior ao diâmetro das armaduras, no caso de estaca armada, uma vez que o posicionamento das armaduras é realizado antes da concretagem do fuste.

4.2 ESCOLHA DO TIPO DE ESTACA

Segundo Campos (2015), os fatores fundamentais que devem ser considerados na determinação do tipo de estaca são: ações nas fundações, durabilidade a médio e longo prazo, características do local da obra, característica das construções vizinhas e custos totais para o cliente. A seguir, disserta-se sobre cada

um desses conduzindo-os para uma análise crítica no uso da ferramenta de cálculo a ser desenvolvida:

a) Ações nas fundações:

Deve-se levar em consideração o nível de carga nos pilares, ocorrência de esforços de flexão e transversais além de característica do solo, relativos a ocorrência de solos muito moles que dificultam a escavação de estacas moldadas *in loco*, solos muito resistentes ou com ocorrência de pedregulhos e matacões e nível do lençol freático.

b) Durabilidade a médio e longo prazo:

Verificam-se as questões existência e alterações do nível de água, presença de sais e substâncias potencialmente reativas ao material constituinte. As estacas de aço podem sofrer corrosão se a resistividade da argila for baixa e o grau de despolarização for alto. Conforme exposto por Tschebotarioff (1978), estacas de madeira completamente submersas não se deterioram.

c) Características do local da obra:

Interferem diretamente nos métodos executivos e equipamentos envolvidos nas tarefas, tais como terrenos muito acidentados, obstrução horizontais e verticais nas vias de acesso, distância da obra a grandes centros.

d) Característica das construções vizinhas:

Observam-se o tipo e profundidade das fundações vizinhas, existência de pavimentos subsolos, sensibilidade a vibrações além do mapeamento e documentação dos danos já existentes através do Laudo de Vistoria de Vizinhança.

e) Custos totais para o cliente:

Nem sempre a fundação que possui o menor custo unitário é a mais indicada. Além de todos os outros fatores citados anteriormente, atenta-se para a existência e contingenciamento de riscos associados ao projeto, execução e desempenho da edificação.

5 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL

Segundo Velloso; Lopes (2010), uma fundação corretamente dimensionada apresenta, simultaneamente, segurança em relação ao colapso do solo ou do elemento estrutural (atendimento dos estados limites últimos – ELU) e desempenho às condições de uso (atendimento ao estados limites de serviço – ELS). Os métodos aqui apresentados são chamados de estáticos, uma vez que avaliam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo.

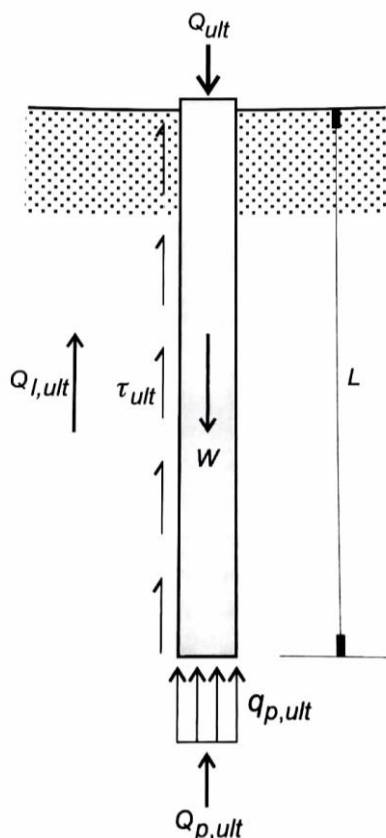
Tradicionalmente, separam-se os métodos estáticos em teóricos, semiempíricos e empíricos. Todavia, o presente trabalho discutirá a respeito de duas abordagens, diferenciando-as conforme os dados obtidos nos ensaios de campo são utilizados nas metodologias de cálculo para estimativa de capacidade de carga axial, propriamente ditas.

Na abordagem direta, os dados obtidos nos ensaios de campo são diretamente usados em métodos semiempíricos para o cálculo da capacidade de carga axial. Tais métodos, comumente fazem uso de dados provenientes de ensaios de SPT, CPT e no presente caso, DMT. Entre os mais conhecidos, citam-se os métodos propostos por Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira para utilização a partir de dados de SPT. Ainda é possível citar outros, baseados em outros ensaios, como Bustamante e GIANESELLI para CPT e Powell et al. para DMT

Na abordagem indireta, os dados obtidos nos ensaios de campo são utilizados em correlações que expressam parâmetros de resistência. Utilizam-se, dessa forma, de resultados provenientes de ensaios de SPT, CPT e DMT. Posteriormente, faz-se a previsão da capacidade de carga axial através de fundamentações teóricas como as propostas por Terzaghi, Vesic, Meyerhof, entre outros.

Ainda de acordo com Velloso; Lopes (2010), as diferentes abordagens e metodologias consideram basicamente duas parcelas de forças, lateral ($Q_{l,ult}$) e de ponta ($Q_{p,ult}$), que devem resistir as solicitações oriundas das cargas da superestrutura (Q_{ult}) e peso próprio (W). A composição dessas forças, no limite da capacidade, é dada pela FIGURA 18.

FIGURA 18 – ESTACA SUBMETIDA À CARGA DE RUPTURA



FONTE: Velloso; Lopes (2010).

5.1 MÉTODOS BASEADOS NO SPT

As metodologias a serem descritas nas seções 5.1.1, 5.1.2 e 5.1.3 utilizam-se basicamente de resultados obtidos de ensaios de SPT, amplamente difundido no Brasil, mesmo sendo, em teoria, uma “sondagem de reconhecimento”. É prática comum realizarem-se estudos que melhoram a acurácia dos métodos por meio da reavaliação de parâmetros semiempíricos.

5.1.1 Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de CPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT quanto do ensaio CPT. Introduzindo-se correlações que relacionam os dois ensaios, a capacidade de carga em função dos resultados do SPT é dada pela EQUAÇÃO (19):

$$Q_{ult} = A_b \cdot q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \cdot \Delta l = A_b \cdot \frac{k \cdot N}{F1} + U \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N}{F2} \cdot \Delta l \quad (19)$$

em que α e k são fatores de conversão dados pela TABELA 4; $F1$ e $F2$ são fatores de escala e execução dados pela TABELA 5; A_b é a área da base da estaca; U é o perímetro do fuste; Δl é comprimento do trecho avaliado e N é o número de golpes (N_{SPT}) do ensaio de SPT.

TABELA 4 – COEFICIENTES α E k

Tipo de solo	k (tf/m ²)	α (%)
Argila	25	5,5
Argila siltosa	26	4,5
Argila siltoarenosa	33	4,1
Argila arenossiltosa	30	3,8
Argila arenosa	44	3,2
Silte argiloso	32	3,6
Silte argiloarenoso	40	3,3
Silte	48	3,2
Silte arenoargiloso	45	3,2
Silte arenoso	50	3,0
Areia argilosa	54	2,8
Areia argilossiltosa	57	2,9
Areia siltoargilosa	63	2,4
Areia siltosa	68	2,3
Areia	73	2,1

FONTE: adaptado de Monteiro (1997 apud Velloso; Lopes, 2010).

TABELA 5 – COEFICIENTES $F1$ E $F2$

Tipo de Estaca	$F1$	$F2$
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,50
Escavada em geral ¹	3,00	6,00
Franki	2,30	3,00
Hélice contínua	3,00	3,80
Metálica	1,75	3,50
Pré-fabricada em concreto	2,50	3,50
Raiz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90

FONTE: adaptado de Monteiro (1997 apud Velloso; Lopes, 2010); ¹ Aoki-Velloso (1975)

Velloso; Lopes (2010) informam que a utilização do método com os coeficientes para estacas hélice contínua deve prover de valor de reserva, pois as correlações foram obtidas com um número pequeno de provas de carga.

Benetti (2016) realizou estudo de revisão dos coeficientes dos métodos semiempíricos para dados de prova de estacas hélice contínuas e ensaios SPT localizados na formação Guabirotuba, comum na região de Curitiba. A obtenção da capacidade de carga axial segue a mesma preposição apresentada na EQUAÇÃO (19). Os fatores α e k são os mesmos apresentados na TABELA 4. Os coeficientes propostos $F1$ são dados pela TABELA 6.

TABELA 6 – COEFICIENTE $F1$

Tipo de Solo	Mínimo	Máximo	Média
Solo argiloso	5,7	7,0	6,3
Solo arenoso	3,0	3,8	3,4

FONTE: adaptado de Benetti (2016).

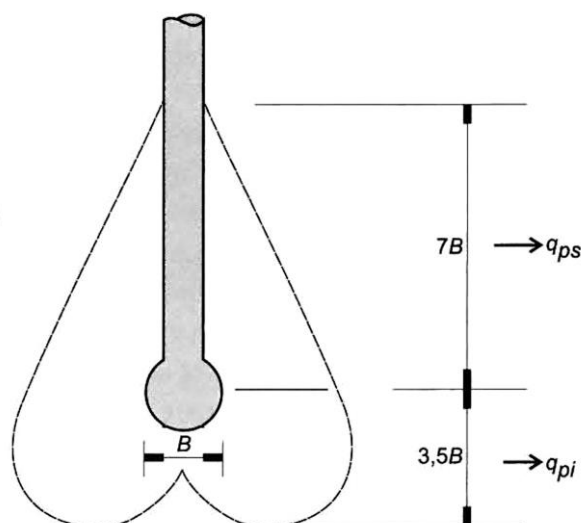
Benetti (2016) não observou relação explícita entre o coeficiente $F2$ e o tipo de solo, sugerindo a adoção de valores entre 4,0 e 4,5. Cita, também, uma possível adoção da média de todos os valores utilizados na pesquisa, sendo 4,06.

De modo geral, Monteiro (1997 apud Velloso; Lopes, 2010) fez algumas contribuições a respeito do método, a saber:

- O valor de N é limitado a 40;
- Para o cálculo da resistência de ponta $q_{p,ult}$ deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente (FIGURA 19). Os valores para cima fornecem, na média, q_{ps} e os valores para baixo fornecem, na média, q_{pi} . O valor adotado é dado pela EQUAÇÃO (20):

$$q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (20)$$

FIGURA 19 – DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE PONTA



FONTE: Monteiro (1997 apud Velloso; Lopes, 2010).

5.1.2 Décourt & Quaresma

Décourt & Quaresma (1978) apresentaram um método para avaliação da capacidade de carga axial a partir dos dados do ensaio de SPT. Com relação a resistência de ponta, toma-se como valor de N_p a média das leituras do N_{SPT} na ponta da estaca, uma medida imediatamente superior e outra imediatamente inferior. A resistência da ponta ($q_{p,ult}$), em tf/m^2 , é dada pela EQUAÇÃO (21):

$$q_{p,ult} = C \cdot N_p \quad (21)$$

em que C é um parâmetro de resistência que varia em função do tipo de solo, dado pela TABELA 7. Multiplicando-se o valor da resistência da ponta unitária pela área da ponta da estaca, obtém-se o valor da carga última de ponta ($Q_{p,ult}$).

TABELA 7 – PARÂMETRO DE RESISTÊNCIA C

Tipo de solo	C (tf/m^2)
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

FONTE: Décourt & Quaresma (1978 apud Velloso; Lopes, 2010).

Para o atrito lateral, desconsideram-se as leituras utilizadas na resistência da ponta e procede-se com a média ($\bar{N}$) das leituras do N_{SPT} ao longo do fuste. Os valores de N_{SPT} menores que 3 devem ser considerados iguais a 3, e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50. A resistência lateral, em tf/m^2 , é dada pela EQUAÇÃO (22):

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (22)$$

Multiplicando-se o valor da resistência lateral unitária pela área do fuste da estaca, obtém-se o valor da carga última lateral ($Q_{l,ult}$). A carga admissível, considerando coeficientes de segurança relativos aos parâmetros do solo, formulação adotada, evitar recalques excessivos e carga de trabalho da estaca, é dada pela EQUAÇÃO (23):

$$Q_{adm} = \frac{Q_{p,ult}}{4,0} + \frac{Q_{l,ult}}{1,3} \quad (23)$$

Décourt; Albiero e Cintra (1998) sugerem a consideração de coeficientes de majoração ou de minoração respectivamente para a reação da ponta ($q_{p,ult}$) e para o atrito lateral unitário ($\tau_{l,ult}$) que permitem compatibilizar a avaliação para estacas diferentes da qual o método foi idealizado. A utilização desses coeficientes pode ser expressa pela EQUAÇÃO (24):

$$Q_{ult} = \alpha \cdot q_{p,ult} \cdot A_p + \beta \cdot \tau_{l,ult} \cdot A_L \quad (24)$$

em que α e β são coeficientes dados pela TABELA 8 e TABELA 9; A_p é a área da ponta e A_L é área lateral da estaca.

TABELA 8 – PARÂMETRO α

Tipo de estaca →	Estacadas com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Raiz
Tipo de solo ↓				
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50

FONTE: Décourt; Albiero e Cintra (1998).

TABELA 9 – PARÂMETRO β

Tipo de estaca →	Estacadas com lama bentonítica	Escavadas em geral	Hélice contínua	Raiz
Tipo de solo ↓				
Argilas	0,85	0,90	1,00	1,50
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50

FONTE: Décourt; Albiero e Cintra (1998).

5.1.3 Teixeira (1996)

De acordo com Teixeira (1996 apud Velloso; Lopes, 2010), a capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser determinada pela EQUAÇÃO (25):

$$Q_{ult} = \alpha \cdot \overline{N}_b \cdot A_b + U \cdot \beta \cdot \overline{N}_L \cdot L \quad (25)$$

em que α e β são dados pela TABELA 10; $\overline{N}_b$ é o valor médio do ensaio SPT obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo; $\overline{N}_L$ é o valor médio do ensaio SPT ao longo do fuste da estaca; A_b é a área da base da estaca; U é perímetro do fuste da estaca; L é o comprimento da estaca.

TABELA 10 – COEFICIENTES α E β

Limitação	Solo ↓	Tipo de estaca →	I	II	III	IV
Valores de α (tf/m ²) em função do tipo de solo (4 < N _{SPT} < 40)	Argila siltosa		11	10	10	10
	Silte argiloso		16	12	11	11
	Argila arenosa		21	16	13	14
	Silte arenoso		26	21	16	16
	Areia argilosa		30	24	20	19
	Areia siltosa		36	30	24	22
	Areia		40	34	27	26
	Areia com pedregulhos		44	38	31	29
Valores de β (tf/m ²) em função do tipo de estaca			0,4	0,5	0,4	0,6

FONTE: Teixeira (1996 apud Velloso; Lopes, 2010).

Os tipos de estacas citados na TABELA 10 referem-se a: (I) estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; (II) estacas tipo Franki; (III) estacas escavadas a céu aberto e (IV) estacas-raiz.

Teixeira (1996 apud Velloso; Lopes, 2010) comenta que o método não se aplica para argilas moles sensíveis, com valores característicos do ensaio SPT inferiores a 3. Recomenda-se para os tipos (I), (II) e (IV) o uso de fator de segurança prescrito na norma, ou seja, 2. Para estacas do tipo (III), recomenda-se 1,5 para a resistência lateral e 4,0 para a resistência da ponta.

5.2 MÉTODOS BASEADOS NO CPT

As metodologias a serem descritas nas seções 5.2.1 e 5.2.2 utilizam-se basicamente de resultados obtidos de ensaios de CPT, ensaio muito difundido em países da Europa e que vem ganhando espaço no Brasil.

5.2.1 Aoki-Velloso

A capacidade de carga em função dos resultados do CPT é dada pela EQUAÇÃO (26):

$$Q_{ult} = A_b \cdot q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \cdot \Delta l = A_b \cdot \frac{q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \cdot \Delta l \quad (26)$$

em que q_{cone} e τ_{cone} são os parâmetros obtidos no ensaio CPT, chamados de resistência de ponta do cone e resistência lateral do cone respectivamente.

Os valores de F1 e F2 (TABELA 5), são os mesmos já apresentados anteriormente. Ressalta-se aqui, a não necessidade dos fatores α e k , uma vez que o método foi desenvolvido com base em dados do próprio ensaio CPT, sendo tais fatores utilizados para correlacionar os resultados do CPT com o valor de N_{SPT} .

5.2.2 Bustamante e Gianeselli

Também conhecido como método francês ou método do LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), foi desenvolvido na França por Bustamante e

Gianeselli a partir da análise de 197 provas de carga em estacas executadas por diversos métodos executivos e em tipos de solo distintos, segundo Robertson (2015).

O método pode ser resumido pela EQUAÇÃO (27):

$$Q_{ult} = (A_b \cdot q_b) + (A_L \cdot f_p) \quad (27)$$

em que A_b é a área da base da estaca, e A_L a área do fuste, as quais são multiplicadas pelas resistências unitárias q_b relativa à ponta e f_p relativa ao atrito lateral, as quais são calculadas a partir da medida de resistência de ponta do cone (q_c) obtida no ensaio CPT.

A resistência unitária de ponta (q_b) é definida pela EQUAÇÃO (28):

$$q_b = k_c \cdot q_{c,avg} \quad (28)$$

Para a obtenção de $q_{c,avg}$ realiza-se o seguinte procedimento:

- I. Calcula-se a média dos valores de q_c obtidos do ensaio desde a profundidade de 1,5 vezes o diâmetro da estaca acima da cota da ponta, até 1,5 vezes o diâmetro abaixo da cota da ponta;
- II. Eliminam-se os valores medidos no ensaio e considerados na primeira média que estiverem acima de 1,3 vezes a média calculada e abaixo de 0,7 vezes a média calculada;
- III. Calcula-se a nova média com os valores restantes e este é o valor de $q_{c,avg}$.

O fator k_c é obtido a partir da TABELA 11, e leva em conta o tipo de solo, o valor obtido de q_c no ensaio, e o método executivo da estaca:

TABELA 11 – FATOR k_c

Tipo de solo	Fatores k_c		
	q_c (MPa)	Grupo I	Grupo II
Argilas moles e turfas	< 1	0,40	0,50
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	0,35	0,45
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	0,45	0,55
Siltes e areias fofas	≤ 5	0,40	0,50
Areias medianamente compactas e pedregulhos	5 a 12	0,40	0,50
Areias compactas e pedregulhos	> 12	0,30	0,40

FONTE: Bustamante e Ganeselli (1982 apud Schnaid; Odebrecht, 2012).

Segundo Schnaid; Odebrecht (2012), a classificação dos métodos executivos de estacas segue o seguinte critério:

- Grupo I: Estacas escavadas;
- Grupo II: Estacas cravadas, pré-moldadas, Franki, injetadas sob pressão.

Schulze (2013) cita ainda a condição de que a resistência de ponta unitária na estaca deve ser igual a no máximo 15 MPa.

Já a resistência lateral unitária (f_p), é definida pela EQUAÇÃO (29):

$$f_p = \frac{q_{c,z}}{\alpha} \quad (29)$$

onde $q_{c,z}$ é o somatório do valor medido de q_c ao longo do fuste, e α é dado pela TABELA 12, a qual apresenta ainda, o valor limite máximo de f_p , ambos os dados estão relacionados ao tipo de solo, resistência à penetração do cone e método executivo da estaca.

TABELA 12 – COEFICIENTE α E MÁXIMA RESISTÊNCIA LATERAL UNITÁRIA

Tipo de solo	q_c (MPa)	Coeficiente α				Limite máximo de f_p (MPa)			
		Grupo I		Grupo II		Grupo I		Grupo II	
		A	B	A	B	A	B	A	B
Argilas moles e turfas	< 1	30	90	90	30	0,015	0,015	0,015	0,015
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	40	80	40	80	0,035	0,035	0,035	0,035
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	60	120	60	120	0,035	0,035	0,035	0,035
Siltes e areias fofas	≤ 5	60	150	60	120	0,035	0,035	0,035	0,035
Areias medianamente compactas e pedregulhos	5 a 12	100	200	100	200	0,08	0,035	0,08	0,08
Areias compactas e pedregulhos	> 12	150	300	150	200	0,12	0,08	0,12	0,12

FONTE: Bustamante e Gianceselli (1982 apud Schnaid; Odebrecht, 2012).

Velloso; Lopes (2010) citam a classificação dos métodos executivos conforme os seguintes grupos:

- Grupo IA: Estacas escavadas sem revestimento ou com uso de lama, estacas hélice, estacas raiz;
- Grupo IB: Estacas escavadas com revestimento de aço ou concreto, estacas cravadas e moldadas in situ (tipo Franki);
- Grupo IIA: Estacas pré-moldadas cravadas;
- Grupo IIB: Estacas de aço cravadas.

5.3 MÉTODOS BASEADOS NO DMT

A metodologia a ser descrita na seção 5.3.1 utiliza-se basicamente de resultados obtidos de ensaios de DMT.

5.3.1 Powell et al.

O método de Powell et al (2001) foi originalmente desenvolvido para estacas cravadas em argilas. Segundo Marchetti et al (2001), a partir de provas de carga em cerca de 60 estacas cravadas em argilas de dez locais na Europa. O método estima

a capacidade de carga de estacas a partir dos resultados obtidos no ensaio DMT e dos parâmetros intermediários calculados a partir deles.

Powell et al (2001) desenvolveram formulação para o atrito lateral unitário de estacas tanto submetidas à tração quanto à compressão, a formulação a ser usada varia conforme o parâmetro I_D , que identifica o tipo de solo.

$$I_D < 0,1 \quad r_l = 0,5 \cdot (p_1 - p_0) \quad (30)$$

$$0,1 < I_D < 0,65 \quad r_l = (-0,73077 I_D + 0,575) \cdot (p_1 - p_0) \quad (31)$$

$$I_D > 0,65 \quad r_l = 0,1 \cdot (p_1 - p_0) \quad (32)$$

As equações (30), (31) e (32) foram atualizadas por Powell et al (2001) para o caso de estacas submetidas apenas à compressão, resultando nas equações (33) e (34):

$$I_D < 0,6 \quad r_l = (-1,1111 I_D + 0,775) \cdot (p_1 - p_0) \quad (33)$$

$$I_D > 0,6 \quad r_l = 0,11 \cdot (p_1 - p_0) \quad (34)$$

Em estacas cuja relação L/R (comprimento da estaca/raio da base) seja maior que 50, deve-se multiplicar o valor da resistência lateral unitária por 0,85.

Para o cálculo da resistência de ponta, o método define a EQUAÇÃO (35):

$$R_p = k_{di} \cdot p_{1e} \cdot A_p \quad (35)$$

onde A_p é a área da ponta da estaca; p_{1e} é a média dos valores da pressão p_1 medida no ensaio DMT a uma profundidade satisfatória abaixo da base da estaca; e k_{di} é um fator de capacidade de carga do ensaio DMT.

Os valores de k_{di} indicados pelos autores do método são dependentes do módulo dilatométrico (E_D) calculado a partir dos resultados do ensaio. Powell et al (2001) indicam valor de $k_{di} = 1,3$ quando $E_D > 2$ MPa e $k_{di} = 0,7$ quando $E_D < 2$ MPa

em estacas cravadas com ponta fechada, indicando ainda a multiplicação desses valores por 0,5 no caso de estacas cravadas com ponta aberta.

Gomes (2007) indica que os autores do método sugerem que sejam realizados mais estudos para melhor aferição de k_{di} de acordo com o tipo de solo, Schulze (2013) sugere o ajuste de k_{di} também conforme o tipo de estaca, principalmente para estacas escavadas, e o tipo de solo.

5.4 FORMULAÇÃO TEÓRICA

No presente trabalho, a resistência não drenada de argilas e o ângulo de atrito interno são obtidos através de correlações que transformam os resultados de ensaios de campo em parâmetros de resistência de argilas e areias, conforme descrito anteriormente nos itens 3.1.4, 3.2.4 e 3.3.4.

Em Schnaid; Odebrecht (2012) pode-se encontrar grande acervo de correlações de diversos autores para cada parâmetro geotécnico e tipo de ensaio, e algumas destas correlações foram citadas anteriormente nas seções respectivas de cada ensaio.

A estimativa de capacidade de carga axial é calculada por meio de conceitos e formulações teóricas, que serão apresentadas adiante. Segundo Velloso; Lopes (2010), as soluções propostas por diferentes autores respeitam princípios teóricos semelhantes e diferem-se entre si segundo com os mecanismos de ruptura. A seguir, apresentam-se diferentes modelos de cálculo segregando-os as abordagens para solos coesivos e solos granulares.

Comumente, por se tratar de conceitos estudados e desenvolvidos em regiões do hemisfério norte, as formulações teóricas distinguem-se entre si de acordo com o tipo de solo: coesivos ou granulares. Nessas regiões, os solos apresentam-se sob o estado de comportamento de argilas ou areias, de modo que para efeitos de cálculo considera-se essencialmente a resistência não drenada para o caso de argilas e ângulo de atrito interno para areias.

As classificações podem fazer uso de critérios granulométricos, visuais, ou ainda relativos ao comportamento do solo, estes últimos podendo ser avaliados conforme a resposta do material a determinados tipos de ensaios.

5.4.1 Solos coesivos

a) Resistência de ponta:

O cálculo da resistência da ponta, geralmente, baseia-se nos princípios da Teoria da Plasticidade associados aos modelos de ruptura e expansão da cavidade esférica situada numa região próxima à ponta da estaca. É comum, além disso, a consideração de forças que atuam ao longo da camada de solo como uma sobrecarga que prove estabilidade às envoltórias de ruptura.

A solução proposta Terzaghi (1943 apud Velloso; Lopes, 2010) e Terzaghi; Peck (1948, 1967 apud Velloso; Lopes, 2010) considera que se o solo ao longo do comprimento do fuste (L) da estaca for mais compressível do que o solo presente na ponta da estaca, ocorrerão tensões cisalhantes desprezíveis ao longo de L . Dessa forma, a resistência da ponta pode ser calculada pela EQUAÇÃO (36) para estacas de base circular com diâmetro igual a (B) e pela EQUAÇÃO (37) para estacas de base quadrada com lado igual a (B), conforme:

$$q_{p,ult} = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \quad (36)$$

$$q_{p,ult} = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,8 \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \quad (37)$$

em que c é o intercepto coesivo do solo (kPa); γ é o peso específico do solo (kN/m³) e N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga dados pela TABELA 13 para solos de elevada resistência, nos quais ocorrem ruptura geral. No caso de solos moles, nos quais ocorrem rupturas locais, podem-se utilizar os fatores de capacidade carga N'_c , N'_q e N'_γ , respectivamente.

TABELA 13 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DE MEYERHOF

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	N'_γ	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7

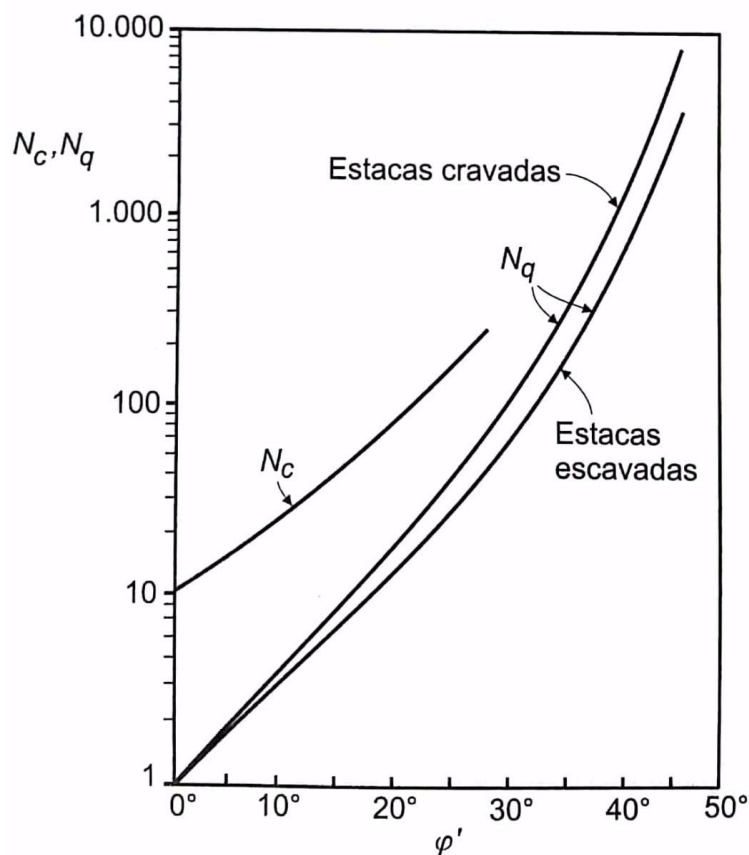
FONTE: Bowles (1968 apud Velloso; Lopes, 2010).

Conforme Velloso; Lopes (2010), a solução proposta por Meyerhof (1953) baseia-se na Teoria da Plasticidade e na própria fundamentação apresentada por Terzaghi alguns anos antes. A resistência da ponta é dada pela EQUAÇÃO (38):

$$q_{p,ult} = c \cdot N_c + K_S \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \quad (38)$$

em que K_S é o coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta e N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito interno do solo e da relação L/B , dados pela FIGURA 20.

FIGURA 20 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DE MEYERHOF



FONTE: Meyerhof (1953 apud Velloso; Lopes, 2010).

Quando a relação L/B é elevada, é comum desprezar-se a última parcela e escrever a expressão da seguinte forma, conforme EQUAÇÃO (39):

$$q_{p,ult} = c \cdot N_c + K_s \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q \quad (39)$$

Considerando-se os estudos realizados e valores previamente definidos, apresenta-se a formulação da resistência de ponta para solos exclusivamente argilosos ($\phi = 0$) através da EQUAÇÃO (40):

$$q_{p,ult} = 9,5 \cdot S_u + \gamma \cdot L \quad (40)$$

De acordo com Velloso; Lopes (2010), a resistência de ponta em um solo argiloso é dada pela EQUAÇÃO (40) desde que a ponta da estaca esteja penetrada em pelo menos $2 \cdot B$ em solo argiloso. Caso contrário, para penetrações menores, o

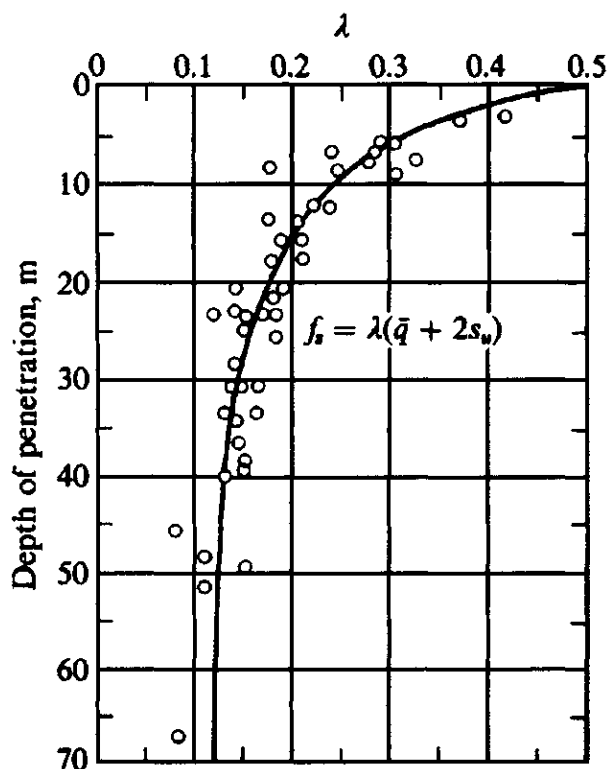
valor da resistência de ponta da ponta diminui linearmente até 2/3 do valor total quando a ponta está apoiada sobre a camada de argila, havendo redução do valor de N_c do valor de 9,5 até o valor de 6,33.

b) Resistência lateral:

A consideração teórica feita para o caso da resistência lateral assemelha-se ao deslizamento de um objeto em contato com o solo. Dentre as diversas variações existentes, apresenta-se o método λ ou enfoque misto. A resistência lateral é expressa em função da tensão efetiva e da resistência não drenada da argila, conforme:

$$\tau_{l,ult} = \lambda \cdot (\sigma'_{v0} + 2 \cdot S_u) \quad (41)$$

em que σ'_{v0} é tensão efetiva média da camada, S_u é a resistência não drenada média da camada e λ é um coeficiente que varia em função da profundidade da estaca dado pela FIGURA 21, proposta por Vijayvergiya e Focht (1972):

FIGURA 21 – COEFICIENTE λ EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE

FONTE: Vijayvergiya e Focht (1972; apud Bowles 1997).

5.4.2 Solos granulares

a) Resistência de ponta:

Para solos exclusivamente granulares ($c = 0$), Meyerhof (1953 apud Velloso; Lopes, 2010) escreve que a resistência de ponta é calculada através da EQUAÇÃO (42):

$$q_{p,ult} = K_s \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q \quad (42)$$

em que γ refere-se ao peso específico natural do solo, L é a profundidade da camada, K_s o coeficiente de empuxo de serviço do terreno contra o fuste e N_q o fator de capacidade de carga.

Velloso; Lopes (2010), citam que ensaios de laboratório e de campo mostram que o coeficiente de empuxo de serviço K_s do terreno contra o fuste da estaca, varia

entre 0,5 (areias fofas) e 1,0 (areias compactas). Broms (1966) coloca que o valores assumidos podem ser maiores.

Gavin et al. (2009) destacam que é comum a dificuldade na escolha do coeficiente de empuxo lateral de serviço K_s . Loukidis & Salgado (2008), estimaram o valor de K_s para estacas cravadas em areia fofa, de aproximadamente o valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0), podendo ultrapassar o valor de 1 para areias densas. Diversos autores, como Basu et al. (2011), Salgado (1998), Belotti et al. (1997), Yamashita et al. (2000) relacionam como fatores que influenciam o valor do coeficiente de empuxo de serviço, o estado de tensões, razão de sobreadensamento e a densidade relativa de areias.

Outra forma de estimar K_s , também conhecido como empuxo horizontal de serviço, é assumindo-o como igual ao empuxo horizontal passivo K_0 , conforme expressão de Jacki dada pela EQUAÇÃO (43):

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (43)$$

O fator de capacidade de carga N_q é dependente do ângulo de atrito interno do solo, e pode ser determinado através do ábaco proposto por Meyerhof (1953) e apresentado na FIGURA 20 ou ainda obtido pela formulação apresentada, também, por Meyerhof e mostrada na EQUAÇÃO (44).

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \left[\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \quad (44)$$

b) Resistência lateral:

Admite-se que a resistência lateral é composta por duas parcelas, a saber: adesão entre o solo e a estaca e atrito entre a estaca e solo, proporcional a tensão normal. Para solos granulares, a adesão é desprezada. Nesse caso, a resistência lateral é dada pela EQUAÇÃO (45):

$$\tau_{l,ult} = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (45)$$

em que o ângulo de atrito da interface (δ) é igual ou menor que o ângulo de atrito (ϕ), podendo se considerar iguais para estacas de rugosidade normal.

O coeficiente K_s é o mesmo utilizado na formulação para a resistência de ponta, valendo as mesmas considerações já levantadas. Velloso; Lopes (2010) citam ainda que o coeficiente K_s depende do estado de tensões do solo, método de execução, comprimento e forma da estaca.

5.5 FATORES DE SEGURANÇA

Para que se garanta a segurança das edificações assentes sobre estruturas de fundação dimensionadas partir de qualquer método, é indicada a utilização de fatores de segurança sobre os valores utilizados na estimativa de cargas previstas (visando sua majoração) e sobre os valores previstos de resistência (visando, neste caso a minoração).

Como citado nos itens referentes aos métodos de estimativa de capacidade de carga de estacas, alguns métodos já trazem indicações quanto a valores de coeficientes de segurança a serem utilizados em cada parcela de resistência, como é o caso de Décourt-Quaresma (item 5.1.2) e Teixeira (item 5.1.3).

Ainda assim, a norma ABNT NBR 6122 (2010) traz recomendações quanto a utilização de fatores de segurança na definição da capacidade de carga de estacas.

Segundo a norma, em seu item 6.2.1.2, relativo aos fatores de segurança de fundações profundas por métodos semiempíricos, deve-se utilizar o fator de segurança mínimo de 2,0 para a determinação da carga admissível (caso em que os cálculos são feitos em termos de valores de projeto), ou 1,4 para a determinação da carga resistente de projeto (caso em que os cálculos são feitos em termos de valores característicos).

Quanto aos valores de resistência, a ABNT NBR 6122 (2010) fornece a como orientação a EQUAÇÃO (46) para o cálculo da resistência característica de estacas por métodos semiempíricos:

$$R_{c,k} = \text{Mín} \left\{ \begin{array}{l} \frac{(R_{c,cal})_{med}}{\xi_1} \\ \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_2} \end{array} \right. \quad (46)$$

em que $R_{c,k}$ é a resistência característica; $(R_{c,cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros; $(R_{c,cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros, e ξ_1 e ξ_2 são fatores de minoração da resistência.

Os valores de ξ_1 e ξ_2 constam na TABELA 14, e dependem do número de perfis de ensaios realizados por região representativa do terreno.

TABELA 14 - VALORES DOS FATORES ξ_1 E ξ_2 DE SEGURANÇA - NBR 6122

n*	1	2	3	4	5	6	≥10
ξ_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

* n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.

FONTE: ABNT NBR 6122 (2010).

A ABNT NBR 6122 (2010) traz ainda a consideração de que os valores de ξ_1 e ξ_2 podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios além do SPT. Ressalta também que, aplicados os valores da TABELA 14, deve ser empregado um fator de segurança global mínimo de 1,4. E diz ainda que, no caso de análise em termos de fatores de segurança parciais (valores característicos), não pode ser aplicado fator de minoração da resistência.

Por fim, a ABNT NBR 6122 (2010) fornece ainda orientações relativas à determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto de estacas por meio de métodos estáticos, indicando a necessidade de se levar em conta a técnica executiva e particularidades de cada tipo de estaca.

Com relação a estacas escavadas, este item da norma orienta que a carga admissível seja de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculado na ruptura (ou seja, deve-se considerar que a contribuição da resistência de ponta seja de no máximo 20% para a resistência admissível).

6 MATERIAIS E MÉTODOS

Apresentam-se nesta seção os materiais e métodos utilizados para desenvolvimento da planilha de cálculo. De modo geral, a abordagem aqui relatada refere-se aos estudos de revisão de literatura, processo de desenvolvimento das rotinas, definição do escopo, implementação dos dados no programa, adaptações realizadas com os parâmetros de entrada além de premissas de construção e de utilização por parte do usuário.

Consoante às justificativas expostas no item 1, torna-se imprescindível que a ferramenta possua linguagem simples, objetiva e com estética agradável, permitindo que seus usuários possam interagir com os parâmetros de entrada, assim como visualizar os resultados, tanto de forma numérica ou gráfica. Dessa forma, busca-se facilitar o entendimento do comportamento geotécnico do conjunto solo-estaca frente às características da estrutura de fundação ou dos diferentes tipos de solo.

6.1 ESCOPO DE TRABALHO

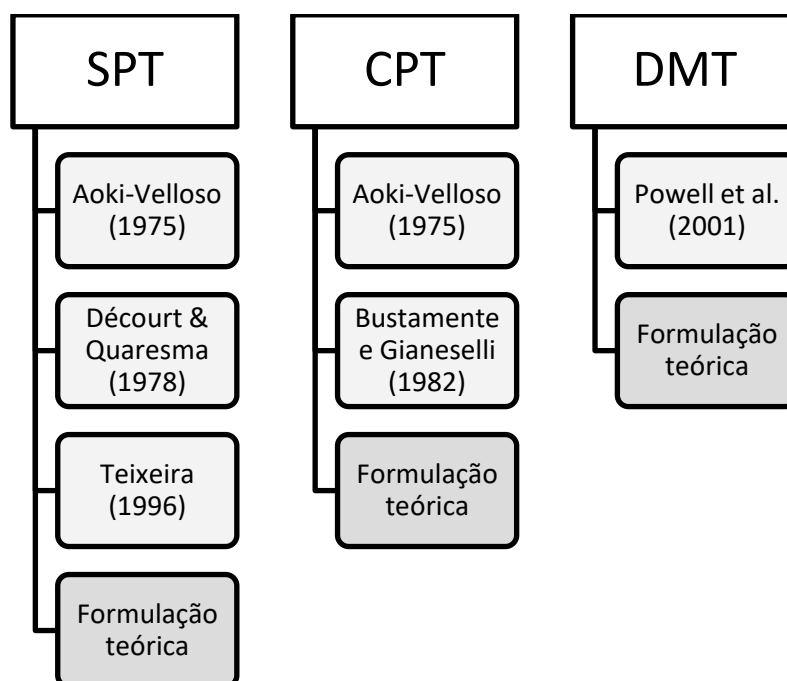
Devido aos motivos citados acima, inclusive, definiu-se que as rotinas seriam implementadas no software Microsoft Excel, ferramenta mundialmente conhecida e difundida em diversos ramos, possuindo uma ampla gama de recursos numéricos, lógicos e gráficos. Outro motivo que corroborou para tal escolha relaciona-se a baixa capacidade de processamento requerida aos computadores, de tal modo que o desempenho deste não será necessariamente um fator interveniente no funcionamento. A rotina seria construída e executada baseada na linguagem tabular, considerando cálculos relativos a cada metro.

Além dos resultados numéricos, a planilha deveria conter saídas gráficas da resistência de ponta, lateral e de projeto, considerando os respectivos fatores de segurança. Referente aos ensaios, previu-se a implantação de rotinas baseadas em três (3) ensaios de campo. Além de método(s) empíricos, a formulação teórica deveria ser necessariamente implementada, correlacionando resultados dos ensaios com parâmetros de resistência. Por fim, a inserção de dados de sondagem, tipo de fundação, fatores de capacidade de carga e demais informações necessárias aos cálculos de previsão de suporte seriam implementadas na forma de memorial, passível de impressão para geração de relatório.

6.2 ESTRUTURA DA PLANILHA

Após a definição do escopo da ferramenta, a implementação da rotina de cálculo foi separada em três (3) grupos principais, de acordo com o ensaio de campo no qual os métodos utilizados para estimar a capacidade de carga baseiam-se. Os métodos, empíricos ou analíticos, utilizados são apresentados no esquema abaixo, conforme FIGURA 22:

FIGURA 22 – DIVISÃO DE ENSAIOS E MÉTODOS DA ROTINA DE CÁLCULO



FONTE: Os Autores (2018).

Nos itens 6.3, 6.4 e 6.5 detalham-se as adaptações e considerações assumidas em cada uma das metodologias de previsão de capacidade de carga implementadas para cada tipo de ensaio:

6.3 ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA AXIAL – SPT

6.3.1 Considerações gerais

Para o desenvolvimento da rotina de cálculo da estimativa da capacidade de carga axial de estacas a partir do ensaio SPT foram selecionados os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Teixeira (1996) além da formulação do método teórico de Meyerhof aplicada a partir de parâmetros de resistência do solo obtidos por correlações com os resultados do ensaio. Os parâmetros de entrada para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos baseados no SPT são:

- Resultado do ensaio SPT com registros de N_{SPT} a cada metro;
- Classificação do solo a cada metro dentro dos tipos de solo estabelecidos;
- Procedimento executivo ou tipo de estaca;
- Seção transversal;
- Diâmetro ou largura/lado;
- Profundidade de nível d'água
- Peso específico natural do solo a cada metro.

Os dois últimos são usados na estimativa do estado de tensões e nas formulações do método teórico.

Podem ainda ser feitas escolhas quanto a utilização de resistência de ponta e aos fatores de segurança utilizados no cálculo da resistência de projeto. Para tanto, encontra-se depois das tabelas relativas aos fatores e coeficientes inerentes a cada método de previsão, a TABELA 14, contendo os valores de fatores de segurança indicados pela norma ABNT NBR 6122/2010, para fins de consulta e orientação.

A seguir são expostas as considerações levadas em conta no decorrer da implementação de cada método.

6.3.2 Aoki Velloso

Na implementação do método de Aoki Velloso (1975) foram levados em consideração os parâmetros α e k já citados anteriormente (item 5.1.1), os quais permitem relação entre o tipo de solo e a capacidade de carga da estaca, ajustando a formulação do método ao ensaio SPT. Os parâmetros utilizados no desenvolvimento do trabalho foram os propostos por Monteiro (1997) e sua escolha ocorreu devido ao

fato de que a sua contribuição ao método é cronologicamente mais recente e apresenta valores em toda a gama de tipos de solo representados na planilha de cálculo.

Os fatores F1 e F2, os quais incluem a influência do tipo de método executivo da estaca na capacidade de carga axial, utilizados no trabalho foram também os propostos por Monteiro (1997), com exceção daqueles relativos a estacas hélice contínua, os quais foram utilizados dados sugeridos por Benetti (2016). Os valores relativos ao processo de estacas escavadas em geral, foram utilizados os parâmetros do método original (1975).

A escolha dos valores sugeridos por Benetti (2016) se deu ao fato de que, como citado por Velloso; Lopes (2010), os valores fornecidos por Monteiro (1997) para estacas hélice contínua necessitam de maiores estudos, além disso, o trabalho de Benetti trata especificamente deste método construtivo.

Já a escolha do valor para estacas escavadas em geral se deu ao fato de que a contribuição de Monteiro (1997) não traz valores específicos para este tipo de estaca, conduzindo à uma adaptação do fator. Os valores implementados, seguidos de suas referências na literatura, podem ser observados na TABELA 15.

TABELA 15 - COEFICIENTES F1 e F2 IMPLEMENTADOS EM AOKI-VELLOSO

Tipo de Estaca	F1	F2	FONTE
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,50	Monteiro (1997)
Escavada em geral	3,00	6,00	Aoki e Velloso (1975)
Franki	2,30	3,00	Monteiro (1997)
Hélice contínua	6,30	4,06	Solos argilosos - Benetti (2016)
	3,40	4,06	Solos arenosos - Benetti (2016)
Metálica	1,75	3,50	Aoki e Velloso (1975)
Pré-fabricada em concreto	2,50	3,50	Monteiro (1997)
Raiz	2,20	2,40	Monteiro (1997)
Strauss	4,20	3,90	Monteiro (1997)

FONTE: Os autores (2018).

Com os parâmetros definidos, foram implementadas no programa as fórmulas do método para o cálculo da estimativa da capacidade de carga a cada metro de profundidade, conforme a precisão do ensaio. É importante ressaltar que foi considerada também a contribuição de Monteiro (1997) no que diz respeito à consideração da resistência de ponta.

Calcula-se a média entre os valores médios de N_{SPT} até 7 diâmetros acima da cota da ponta da estaca e os valores médios de N_{SPT} até 3,5 diâmetros abaixo da cota da ponta, conforme exposto no item 5.1.1. Devido ao fato de os cálculos serem realizados metro a metro, nos casos em que ainda não há profundidade de ensaio superior a 7 diâmetros, o cálculo da média leva em conta os resultados do ensaio até a superfície. Já no caso de não haver dados do ensaio em profundidade de 3,5 diâmetros além da cota de ponta da estaca, o cálculo da média leva em conta apenas os valores de N_{SPT} existentes.

No que diz respeito à resistência por atrito lateral, são considerados no cálculo do atrito lateral, apenas os valores N_{SPT} que não entraram na formulação da resistência de ponta, evitando assim a consideração em duplicidade da resistência de alguma camada de solo. Portanto, no caso citado de não haver ainda profundidade superior a 7 diâmetros, a resistência por atrito lateral resulta em zero, enquanto que toda a resistência mobilizada nessa camada é considerada no cálculo da resistência de ponta.

6.3.3 Décourt & Quaresma

A implementação do método de Décourt & Quaresma segue a formulação apresentada no item 5.1.2. Quanto aos parâmetros e coeficientes do método, foram realizadas algumas considerações a serem esclarecidas. A TABELA 7, apresentada no item 5.1.2, relaciona os valores de C sugeridos pelos autores do método. Para a utilização desses dados e compatibilização com os tipos de solo considerados na planilha de cálculo, foi realizada uma adaptação da tabela, expandindo-a para abranger os tipos de solo considerados. Como consequência, os valores utilizados podem ser vistos na TABELA 16, que mostra que os valores sugeridos em literatura foram expandidos para os tipos de solo similares.

O valor de C proposto para argila, foi considerado também em argila siltosa, argila siltoarenosa, argila arenosa e argilas arenossiltosa. O mesmo é válido para a consideração de C em areias, que foi considerada a mesma para areia siltosa areia argilosa, areias siltoargilosa e areias argilossiltosa. O valor proposto para silte arenoso foi considerado o mesmo para silte arenoargiloso, e o de silte argiloso foi considerado o mesmo para silte argiloarenoso e silte.

TABELA 16 – COEFICIENTE C IMPLEMENTADO EM DÉCOURT & QUARESMA

Tipo de Solo	C (tf/m ²)
Argila	12
Argila siltosa	12
Argila siltoarenosa	12
Argila arenossiltosa	12
Argila arenosa	12
Silte argiloso	20
Silte argiloarenoso	20
Silte	20
Silte arenoargiloso	25
Silte arenoso	25
Areia argilosa	40
Areia argilossiltosa	40
Areia siltoargilosa	40
Areia siltosa	40
Areia	40

FONTE: adaptado de Velloso; Lopes (2010; apud Décourt & Quaresma 1978).

Segundo Décourt, Albiero e Cintra (1998), o método foi desenvolvido para estacas de deslocamento (cravadas), havendo a necessidade de utilizar os coeficientes α e β e para a utilização do método para outros procedimentos executivos de estacas. Sendo assim, os mesmos trazem valores orientativos desses coeficientes para diversos tipos de estacas, os quais foram apresentados anteriormente na TABELA 8 e TABELA 9. Para a compatibilização com a proposta de trabalho e implementação desses valores na planilha, também foram adaptados os coeficientes utilizados, principalmente para garantir a abrangência dos tipos de solo considerados e dos métodos executivos.

Quanto aos tipos de solos, os coeficientes α e β propostos para argilas foram estendidos como os mesmos valores para todos os tipos de argila, o mesmo é válido para os valores propostos para areia, enquanto que os valores sugeridos para solos intermediários foram adotados para todos os tipos de silte. A TABELA 17 apresenta os valores considerados na implementação para o parâmetro α e a TABELA 18 apresenta os valores considerados para o parâmetro β .

TABELA 17 – PARÂMETRO α IMPLEMENTADO EM DÉCOURT & QUARESMA

Tipo de estaca →	Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Franki	Hélice contínua	Metálica	Pré-fabricada em concreto	Raiz	Strauss
Tipo de Solo ↓								
Argila	0,85	0,85	1,00	0,30	1,00	1,00	0,85	0,85
Argila siltosa	0,85	0,85	1,00	0,30	1,00	1,00	0,85	0,85
Argila siltoarenosa	0,85	0,85	1,00	0,30	1,00	1,00	0,85	0,85
Argila arenossiltosa	0,85	0,85	1,00	0,30	1,00	1,00	0,85	0,85
Argila arenosa	0,85	0,85	1,00	0,30	1,00	1,00	0,85	0,85
Silte argiloso	0,60	0,60	1,00	0,30	1,00	1,00	0,60	0,60
Silte argiloarenoso	0,60	0,60	1,00	0,30	1,00	1,00	0,60	0,60
Silte	0,60	0,60	1,00	0,30	1,00	1,00	0,60	0,60
Silte arenoargiloso	0,60	0,60	1,00	0,30	1,00	1,00	0,60	0,60
Silte arenoso	0,60	0,60	1,00	0,30	1,00	1,00	0,60	0,60
Areia argilosa	0,50	0,50	1,00	0,30	1,00	1,00	0,50	0,50
Areia argilossiltosa	0,50	0,50	1,00	0,30	1,00	1,00	0,50	0,50
Areia siltoargilosa	0,50	0,50	1,00	0,30	1,00	1,00	0,50	0,50
Areia siltosa	0,50	0,50	1,00	0,30	1,00	1,00	0,50	0,50
Areia	0,50	0,50	1,00	0,30	1,00	1,00	0,50	0,50

FONTE: adaptado de Décourt; Albiero e Cintra (1998).

TABELA 18 – PARÂMETRO β IMPLEMENTADO EM DÉCOURT & QUARESMA

Tipo de estaca →	Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Franki	Hélice contínua	Metálica	Pré-fabricada em concreto	Raiz	Strauss
Tipo de Solo ↓								
Argila	0,90	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,80
Argila siltosa	0,90	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,80
Argila siltoarenosa	0,90	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,80
Argila arenossiltosa	0,90	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,80
Argila arenosa	0,90	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,80
Silte argiloso	0,75	0,65	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,65
Silte argiloarenoso	0,75	0,65	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,65
Silte	0,75	0,65	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,65
Silte arenoargiloso	0,75	0,65	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,65
Silte arenoso	0,75	0,65	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,65
Areia argilosa	0,60	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,50
Areia argilossiltosa	0,60	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,50
Areia siltoargilosa	0,60	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,50
Areia siltosa	0,60	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,50
Areia	0,60	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	0,50

FONTE: adaptado de Décourt; Albiero e Cintra (1998).

No que diz respeito aos métodos executivos de estaca, os valores de α e β foram considerados iguais a 1 (um) para as estacas cravadas - não mencionadas por Décourt, Albiero e Cintra, mas usadas como referência no método. E por fim, visando

tornar possível a comparação de resultados, foram assumidos os valores relativos à estaca tipo Strauss como sendo os mesmos relativos às estacas escavadas em geral.

É importante salientar que, assim como explicado anteriormente, os valores de N_{SPT} utilizados no cálculo da resistência de ponta não foram utilizados novamente para se obter a resistência lateral. Portanto, como no cálculo da resistência de ponta é considerado um valor de N_{SPT} acima da cota da ponta da estaca, os primeiros valores de resistência lateral resultam zero, e só a partir daí são considerados valores de N_{SPT} no cálculo da resistência lateral.

6.3.4 Teixeira (1996)

O método de Teixeira (1996) foi implementado segundo a formulação apresentada no item 5.1.3, tendo havido também a necessidade de adaptações aos parâmetros α e β do método, principalmente para permitir que o mesmo pudesse funcionar sem restrições, possibilitando comparações.

Os valores de α sugeridos por Teixeira apresentam influência tanto do tipo de solo como do método construtivo da estaca. No entanto, o autor fornece dados para apenas algumas das classificações de solo consideradas neste trabalho. Sendo assim, foi necessário realizar interpolações e/ou extrapolações para os valores do parâmetro dentro de cada tipo de estaca. Os valores considerados nos cálculos podem ser visualizados na TABELA 19, com destaque para os solos que não foram apresentados originalmente pelo autor e, portanto, tiveram seus valores obtidos por interpolação/extrapolação.

TABELA 19 – PARÂMETROS α E β IMPLEMENTADOS EM TEIXEIRA

Estaca →		I		II	III				IV
		Pré-fabricada em concreto	Metálica	Franki	Escavadas a céu aberto				Raiz
					Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Strauss	
Tipos de solo									
Parâmetro α	Argila	7,67	7,67	8,00	9,00	9,00	9,00	9,00	8,67
	Argila siltosa	11,00	11,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
	Argila siltoarenosa	14,33	14,33	12,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,33
	Argila arenossiltosa	17,67	17,67	14,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,67
	Argila arenosa	21,00	21,00	16,00	13,00	13,00	13,00	13,00	14,00
	Silte argiloso	16,00	16,00	12,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00
	Silte argiloarenoso	18,50	18,50	14,25	12,25	12,25	12,25	12,25	12,25
	Silte	21,00	21,00	16,50	13,50	13,50	13,50	13,50	13,50
	Silte arenoargiloso	23,50	23,50	18,75	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75
	Silte arenoso	26,00	26,00	21,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00
	Areia argilosa	30,00	30,00	24,00	20,00	20,00	20,00	20,00	19,00
	Areia argilossiltosa	32,00	32,00	26,00	21,33	21,33	21,33	21,33	20,00
	Areia siltoargilosa	34,00	34,00	28,00	22,67	22,67	22,67	22,67	21,00
	Areia siltosa	36,00	36,00	30,00	24,00	24,00	24,00	24,00	22,00
	Areia	40,00	40,00	34,00	27,00	27,00	27,00	27,00	26,00
Parâmetro β		0,40	0,40	0,50	0,40	0,40	0,40	0,40	0,60

FONTE: Teixeira (1996 apud Velloso; Lopes, 2010).

As colunas grifadas em azul claro indicam os tipos de estacas assumidas como pertencentes ao Grupo III – Escavadas a céu aberto. As linhas grifadas em rosa claro indicam os tipos de solos que tiveram valores interpolados ou extrapolados a partir da referência de dados inicial do método.

Ainda quanto ao parâmetro α , no que diz respeito ao tipo de estaca, segundo Velloso; Lopes (2010), Teixeira (1996) classifica as estacas em quatro grupos: I - Estacas pré-moldadas e de perfis metálicos; II - Estacas tipo Franki; III - Estacas escavadas a céu aberto; e IV - Estacas Raiz.

Para manter a funcionalidade da rotina de cálculo e abranger todos os processos executivos de estacas considerados, as estacas do tipo Escavada com lama bentonítica, Escavada em geral, Hélice Contínua e Strauss foram incluídas no grupo III - Estacas escavadas a céu aberto, devido à maior proximidade do processo executivo das mesmas com a classificação. Com relação ao parâmetro β , seus valores estão relacionados apenas ao tipo de estaca, tendo sido realizada a mesma consideração para o parâmetro α neste quesito.

6.3.5 Método Teórico

Para implementação do método teórico de previsão de capacidade de carga, foi escolhida formulação de Meyerhof (1953) para resistência de ponta, sendo esta dividida em duas abordagens no que se refere ao tipo de solo (granular ou coesivo). Para a estimativa da parcela da capacidade de carga relativa ao atrito lateral, foi utilizada a abordagem da tensão confinante do solo sobre a estaca para areias e a abordagem mista para argilas.

O primeiro passo para tornar viável o cálculo da capacidade de carga pelo método teórico a partir do ensaio SPT foi, a partir das entradas de peso específico do solo a cada metro e da profundidade de nível d'água, estimar as tensões verticais atuantes em cada camada do subsolo, em termos de pressão hidrostática, tensão total e tensão efetiva. Esses dados são utilizados nas formulações de correlações com parâmetros de resistência das próprias abordagens do método. Com as tensões no subsolo definidas, pôde-se aplicar as correlações relativas ao estado de compactidade e parâmetros de resistência do solo.

Vale ressaltar que, a partir da classificação do solo, dada no ensaio SPT como parâmetro de entrada pelo usuário, foi determinado que seriam utilizadas as correlações de acordo com o seguinte critério: cálculo de densidade relativa (D_r) e ângulo de atrito (ϕ) para os tipos de solo classificados como granulares (Areia, Areia siltosa, Areia siltoargilosa, Areia argilosa, Areia argilossiltosa, Silte arenoso e Silte arenoargiloso); e cálculo de resistência não drenada (S_u) para os tipos de solo classificados como coesivos (Argila, Argila siltosa, Argila siltoarenosa, Argila arenosa, Argila arenossiltosa, Silte, Silte argiloso e Silte argiloarenoso).

Os parâmetros foram calculados a partir das correlações citadas no item 3.1.4, que trata da obtenção dos parâmetros de resistência a partir do SPT. Mais especificamente, foram utilizadas a EQUAÇÃO (5), de Skempton (1986), para a determinação da densidade relativa (D_r), que seria posteriormente usada para a obtenção de ϕ pela EQUAÇÃO (6), proposta por De Mello (1971); e a EQUAÇÃO (7), de Teixeira (1996) para a obtenção de ϕ diretamente dos resultados do ensaio.

Foi deixado em um campo da planilha a opção de escolha por parte do usuário da utilização de uma das formulações para o ângulo de atrito, sendo destacada a opção escolhida. Devido ao fato de ambas as formulações se referirem ao ângulo de

atrito de pico, foi deixada a opção para o preenchimento com um ângulo de atrito residual, que pode ser escolhido como ângulo de atrito utilizado no cálculo da capacidade de carga no mesmo campo onde é escolhida a correlação a ser utilizada.

Já para o cálculo de S_u , foi utilizada a EQUAÇÃO (4), de Décourt (1989). Definidos os parâmetros de resistência para cada leitura do ensaio, foi implementada formulação do método teórico, de acordo com as equações da seção 5.4.

Para a resistência de ponta em argilas, foi utilizada a EQUAÇÃO (40) da proposta de Meyerhof (1953), enquanto que, para o cálculo do atrito lateral foi utilizada a abordagem mista, mostrada na EQUAÇÃO (41), com a utilização do parâmetro λ variando com a profundidade de acordo com a FIGURA 21, proposta por Vijayvergiya e Focht (1972). A fim de possibilitar a formulação da variação de λ , realizou-se ajuste de curva através de linha de tendência dada pela EQUAÇÃO (47):

$$\lambda = -0,00004 \cdot L_i^3 + 0,0021 \cdot L_i^2 - 0,0431 \cdot L_i + 0,4891 \quad (47)$$

em que L_i é a profundidade da estaca, sendo que a cada leitura do ensaio é calculado um λ associado a profundidade.

Já para o cálculo da resistência de ponta em areias foi utilizada a formulação exposta na EQUAÇÃO (42), também proposta por Meyerhof (1953), que utiliza o fator N_q de capacidade de carga, definido a partir do ângulo de atrito pela EQUAÇÃO (44). Para a parcela de resistência lateral de areias foi considerada a EQUAÇÃO (45), com ângulo de atrito entre solo e estaca considerado $(0,75 \cdot \phi)$. Em ambas as parcelas, foi considerado, por simplificação, o coeficiente de empuxo em serviço K_s como igual a K_0 , e o mesmo calculado pela formulação proposta por Jacky e mostrada na EQUAÇÃO (43).

6.4 ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA AXIAL – CPT

6.4.1 Considerações gerais

No desenvolvimento da rotina de cálculo da capacidade de carga a partir dos métodos baseados no CPT, foram escolhidos os métodos Aoki & Velloso, Bustamante

e Gianceselli, e também aplicação de formulação teórica de Meyerhof a partir de parâmetros de resistência obtidos por correlações com os resultados do ensaio.

A planilha foi desenvolvida para funcionar a partir dos resultados de ensaios de CPT simples, tendo como parâmetros de entrada as tensões medidas na ponta do cone (q_c) e o atrito medido na lateral (f_s). Além disso, deve-se alimentar o programa com:

- Tipo de estaca selecionada;
- Seção transversal;
- Diâmetro ou largura;
- Profundidade do nível d'água.

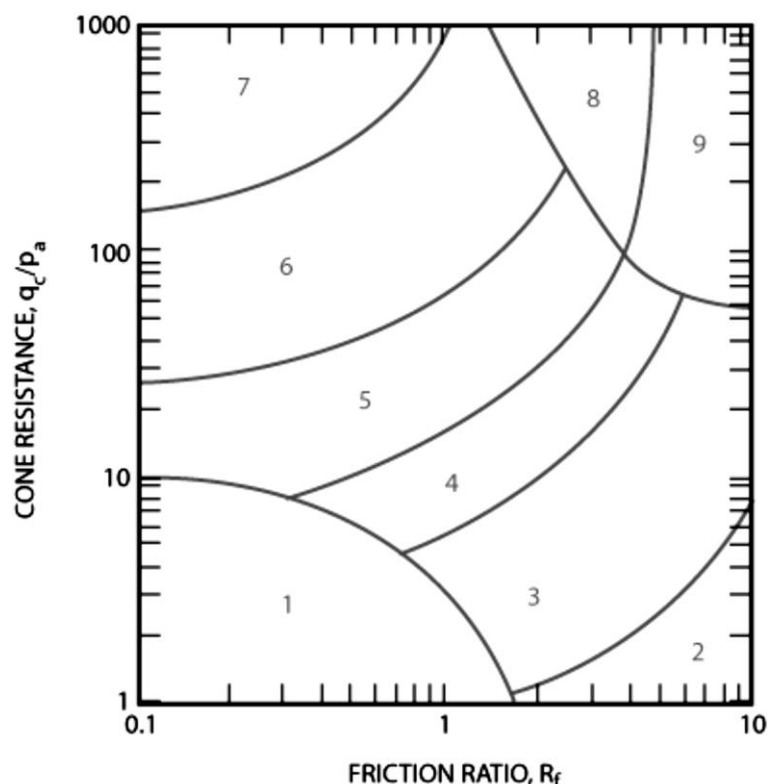
Ainda podem ser feitas escolhas quanto à utilização da resistência de ponta e quanto aos fatores de segurança adotados. Para tanto, encontra-se depois das tabelas relativas aos fatores e coeficientes inerentes a cada método de previsão, a TABELA 14, contendo os valores de coeficiente de segurança indicados pela norma ABNT NBR 6122/2010, para fins de consulta e orientação.

Uma das dificuldades encontradas no desenvolvimento da rotina de cálculo foi relacionada à classificação do solo e peso específico natural do mesmo, dados que são utilizados na formulação teórica, principalmente na decisão de cálculo entre resistência não drenada (argilas) ou ângulo de atrito (areias).

Além disso, devido à grande quantidade de medições realizadas pelo ensaio – geralmente a cada 2 cm, caso o usuário tivesse de preencher esses dados, o número de linhas a serem preenchidas seria muito grande, tornando o processo de entrada de dados demorado e cansativo, a depender da profundidade atingida pelo ensaio.

Buscou-se, então, uma forma de automatizar a classificação do solo e determinação do peso específico a cada entrada de leitura do ensaio. Robertson (2015) apresenta diversos ábacos e gráficos para a classificação de solos a partir dos resultados do ensaio CPT. Entre os mais populares está o ábaco representado na FIGURA 23, o qual refere-se à classificação de solos para ensaios CPT não normalizados.

FIGURA 23 – CLASSIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO – CPT



FONTE: Robertson et al. (1986 atualizado por Robertson 2010; apud Robertson 2015).

É importante ressaltar que se trata de classificação do comportamento do solo, não representando necessariamente a classificação granulométrica do mesmo, a qual para ser determinada devem ser realizados ensaios em laboratórios a partir de amostras de solo. Como as entradas do ábaco são simplesmente o valor de q_c medido no ensaio dividido pela pressão atmosférica e o valor de R_f , uma relação em porcentagem entre q_c e f_s , decidiu-se pela utilização deste ábaco.

Para a classificação automática do solo, as linhas que separam os tipos de solo foram representadas como equações no plano bilogarítmico, e o ábaco dividido em regiões determinadas por inequações que representam cada classificação. Desta forma, a classificação quanto ao comportamento do solo foi automatizada, sendo definidos os tipos de solo conforme a TABELA 20, de acordo com as regiões definidas pelo ábaco. Por simplificação, os tipos de solo tomados entre 1 e 4 foram considerados como solos de comportamento argiloso (coesivo), enquanto que os tipos de solo classificados como de 5 a 9 foram considerados como de comportamento arenoso (friccional).

TABELA 20 – CLASSIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO – CPT

Zona do ábaco	Tipo de comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argilas – argilas siltosas
4	Argila siltosa – silte argiloso
5	Siltes arenosos – areias siltosas
6	Areias limpas – areias siltosas
7	Areias com pedregulhos – areias
8	Areias – areias limpas
9	Areias finas rígidas

FONTE: Robertson (1990; apud Schnaid; Odebrecht 2012).

Para o cálculo do peso específico natural do solo a cada leitura do ensaio CPT, foi utilizada correlação apresentada por Robertson (2010; apud Robertson (2015). A qual pode ser visualizada na EQUAÇÃO (48):

$$\gamma/\gamma_w = 0,27 \cdot [\log R_f] + \left[\log \left(\frac{q_t}{p_a} \right) \right] + 1,236 \quad (48)$$

A seguir são apresentadas as considerações levadas em conta para cada método de cálculo implementado na parte referente ao ensaio CPT.

6.4.2 Aoki Velloso

Para o método Aoki-Velloso baseado em dados de CPT, foi utilizada a formulação já citada no item 5.2.1, lembrando que, devido ao desenvolvimento do método justamente para o ensaio CPT, não são necessários os parâmetros α e k utilizados na formulação do método para o ensaio SPT. Dessa forma, não existem coeficientes ou fatores que tragam a influência do tipo de solo à formulação, apenas os resultados do ensaio realizando naturalmente essa diferenciação.

Com relação aos fatores F1 e F2, os quais trazem a influência do tipo de estaca à formulação, foram realizadas na implementação da rotina de cálculo as mesmas considerações já feitas na implementação do método para o ensaio SPT, tendo sido usados, inclusive, os mesmos valores já foram apresentados na TABELA 15. Além disso, as mesmas considerações feitas com relação à contribuição de

Monteiro (1997) no que diz respeito à resistência de ponta foram feitas para o método Aoki-Velloso baseado no CPT.

6.4.3 Bustamante e Gianeselli

Na implementação do método do LCPC (Bustamante e Gianeselli), foi considerada a formulação apresentada no item 5.2.2. Lembrando que, para o cálculo da resistência de ponta devem ser utilizados dados obtidos do ensaio de 1,5 diâmetros da estaca acima da ponta até 1,5 diâmetros abaixo. Nas profundidades onde ainda não há profundidade superior a 1,5 diâmetro da estaca, os dados utilizados para realizar a média indicada no método são utilizados até a superfície, e no fim do ensaio, em que não há valores de leituras 1,5 diâmetro abaixo da ponta da estaca, a média é calculada apenas com os valores existentes até o fim da sondagem.

Como foi indicado nos itens anteriores, tomou-se o cuidado de evitar a consideração de leituras do ensaio ao mesmo tempo no cálculo da resistência de ponta e do atrito lateral. Com relação aos parâmetros K_c e α , e ainda os limites de resistência unitária indicados pelos autores para aplicação do método, foram todos considerados no método, havendo a necessidade de compatibilização entre a classificação do solo presente no método e aquela já realizada pela planilha de cálculo e apresentada no item anterior (6.4.1).

Para a compatibilização da classificação foi considerado, por simplificação, que os três primeiros solos abordados pelo método (Argilas moles e turfas; Argilas moderadamente compactas e Argilas rijas compactas e silte compacto) referem-se aos solos 1 a 4 da classificação já implementada (Solo fino sensível; Solo orgânico e turfas; Argilas – argilas siltosas e Argila siltosa – silte argiloso), os quais apresentam comportamento semelhante à argilas e valores de q_c menores em relação àqueles classificados como granulares, uma vez que também na classificação proposta pelo método do LCPC, os solos apresentam diferenciação devido ao valor de q_c obtido no ensaio e os três primeiros são justamente os que encontram-se em uma faixa de valores menores.

Já os três últimos solos abordados pelo método de Bustamante e Gianeselli (Siltos e areias fofas; Areias medianamente compactas e pedregulhos e Areias compactas e pedregulhos) foram considerados como os solos classificados como de 5 a 9 no ábaco de classificação não normalizado de Robertson (Siltos arenosos –

areias siltosas; Areias limpas – areias siltosas; Areias com pedregulhos – areias; Areias – areias limpas e Areias finas rígidas), solos estes que apresentam comportamento semelhantes a areias.

Tal procedimento foi realizado devido à necessidade de compatibilização da classificação dos solos, uma vez que a simples classificação pelos valores de q_c obtidos no ensaio geraria conflitos de classificação, havendo a necessidade de impor mais um critério, tendo sido escolhido o comportamento do solo, entre coesivo (argiloso) e friccional (granular), já implementado anteriormente.

Quanto aos tipos de estaca abordadas pelo método, são divididos em duas classificações, primeiro para a tabela do parâmetro K_c , sendo o grupo I - estacas escavadas (foram consideradas nesta classificação as estacas Escavada com lama bentonítica, Escavada em geral, Hélice contínua e Strauss), e grupo II - estacas cravadas, pré-moldadas, Franki e injetadas sob pressão (grupo ao qual foram submetidas as estacas Pré-fabricada em concreto, Metálica, Franki e Raiz). Os valores adotados para cada tipo de estaca, bem como a classificação do solo podem ser vistos na TABELA 21.

TABELA 21 – FATOR K_c IMPLEMENTADO NO MÉTODO DO LCPC

Grupos	Tipos de solo	q_c (kPa)	I				II			
			Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Strauss	Franki	Metálica	Pré-fabricada em concreto	Raiz
1 a 4 (argilas)	Argilas moles e turfas	< 1000	0,40	0,40	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50	0,50
	Argilas moderadamente compactas	1000 a 5000	0,35	0,35	0,35	0,35	0,45	0,45	0,45	0,45
	Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5000	0,45	0,45	0,45	0,45	0,55	0,55	0,55	0,55
5 a 9 (granular)	Silte e areias fofas	≤ 5000	0,40	0,40	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50	0,50
	Areias medianamente compactas e pedregulhos	5000 a 12000	0,40	0,40	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50	0,50
	Areias compactas e pedregulhos	>12000	0,30	0,30	0,30	0,30	0,40	0,40	0,40	0,40

FONTE: Adaptado de Schnaid; Odebrecht (2012).

Já para as tabelas do parâmetro α e para o valor limite de resistência lateral unitária (f_p), a classificação do método segue outra abordagem, dividindo as estacas em: Grupo IA - Escavadas sem revestimento ou com uso de lama, estacas hélice e

raiz (sendo consideradas as estacas Escavada com lama bentonítica, Escavada em geral, Hélice contínua e Raiz para fins de implementação); Grupo IB - Escavadas com revestimento de aço ou concreto, cravadas e moldadas in situ (onde foram situadas as estacas Strauss e Franki do presente trabalho); Grupo IIA - Estacas pré-moldadas cravadas (Pré-fabricada em concreto) e Grupo IIB - Estacas de aço cravadas (tendo sido situadas neste grupo apenas as estacas Metálicas). A TABELA 22 mostra os valores utilizados na implementação do método para o parâmetro α e a TABELA 23 os valores utilizados para o f_p limite.

TABELA 22 – PARÂMETRO α IMPLEMENTADO NO MÉTODO DO LCPC

Grupos	Tipo de solo	q_c (kPa)	IA				IB		IIA	IIB
			Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Raiz	Strauss	Franki	Pré- fabricada em concreto	Metálica
1 a 4 (argilas)	Argilas moles e turfas	< 1000	30	30	30	30	90	90	90	30
	Argilas moderadamente compactas	1000 a 5000	40	40	40	40	80	80	40	80
	Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5000	60	60	60	60	120	120	60	120
5 a 9 (granular)	Silte e areias fofas	≤ 5000	60	60	60	60	150	150	60	120
	Areias medianamente compactas e pedregulhos	5000 a 12000	100	100	100	100	200	200	100	200
	Areias compactas e pedregulhos	>12000	150	150	150	150	300	300	150	200

FONTE: Adaptado de Schnaid; Odebrecht (2012).

TABELA 23 – f_p LIMITE IMPLEMENTADA NO MÉTODO DO LCPC

Grupos	Tipo de solo	q_c (kPa)	IA				IB		IIA	IIB
			Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Raiz	Strauss	Franki	Pré-fabricada em concreto	Metálica
1 a 4 (argilas)	Argilas moles e turfas	< 1000	15	15	15	15	15	15	15	15
	Argilas moderadamente compactas	1000 a 5000	35	35	35	35	35	35	35	35
	Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5000	35	35	35	35	35	35	35	35
5 a 9 (granular)	Silte e areias fofas	≤ 5000	35	35	35	35	35	35	35	35
	Areias medianamente compactas e pedregulhos	5000 a 12000	80	80	80	80	35	35	80	80
	Areias compactas e pedregulhos	>12000	120	120	120	120	80	80	120	120

FONTE: adaptado de Schnaid; Odebrecht (2012).

6.4.4 Método Teórico

Assim como na implementação da formulação do método teórico para o ensaio SPT, abordada no item 6.3.5, antes dos cálculos do método propriamente ditos, foi necessário estimar o estado de tensões em cada profundidade de leitura do ensaio. Para isso foi utilizada a classificação de acordo com o tipo de comportamento do solo da maneira explicada no item 6.4.1, e também a estimativa de peso específico a partir dos resultados do ensaio por meio da EQUAÇÃO (48). Como já dito anteriormente, os solos classificados nas regiões de 1 a 4 da FIGURA 23 foram considerados solos de comportamento coesivo, enquanto que os demais, classificados nas regiões de 5 a 9 da mesma figura, foram classificados como solos de comportamento granular.

Com a classificação dos solos e o estado de tensões definidos, pôde-se aplicar as correlações relativas ao ensaio, presentes no item 3.2.4, para a determinação dos parâmetros de resistência. Foi possível então calcular a densidade relativa de areias a partir da EQUAÇÃO (11), a qual foi utilizada para obtenção do ângulo de atrito pela proposição de De Mello (1971) através da EQUAÇÃO (6). Também foi implementado o cálculo de ϕ diretamente a partir dos resultados do ensaio pela EQUAÇÃO (12). Devido ao fato de ambas as formulações se referirem ao ângulo de atrito de pico, assim como na aba relativa ao ensaio SPT, foi deixada a

opção para o preenchimento com um ângulo de atrito residual, que pode ser escolhido como ângulo de atrito utilizado no cálculo da capacidade de carga no mesmo campo em que pode ser escolhida a correlação a ser utilizada.

A resistência não drenada de solos coesivos foi determinada pela EQUAÇÃO (10), lembrando da dificuldade dessa formulação, relativa ao N_{kt} e discutida no item 3.2.4, foi definido que tal fator deve ser fornecido como parâmetro de entrada durante a alimentação da planilha. A partir disso, foi implementada a formulação referente ao método teórico de previsão da capacidade de carga escolhido.

Para a resistência de ponta em argilas, foi utilizada a EQUAÇÃO (40) da solução de Meyerhof, neste caso, devido à maior discretização do subsolo pode-se implementar a variação linear de N_c (entre 9,5 e 6,33, conforme discutido em 5.4.1) de acordo com o embutimento da ponta da estaca em argila. Para o cálculo da parcela de atrito lateral foi implementada a EQUAÇÃO (41), com a utilização do parâmetro λ variando com a profundidade de acordo com a FIGURA 21. A variação de λ , foi feita também pela EQUAÇÃO (47), neste caso sendo calculado a cada 2 cm.

Quanto ao cálculo da resistência de ponta em areias foi utilizada a formulação mostrada na EQUAÇÃO (42), também da solução de Meyerhof, utilizando o fator N_q de capacidade de carga, definido na EQUAÇÃO (44). Para a parcela de resistência lateral em areias foi considerada a EQUAÇÃO (45), sendo considerado o ângulo de atrito entre solo e estaca igual a $(0,75 \cdot \phi)$. O coeficiente de empuxo em serviço K_s , utilizado tanto na ponta quanto na resistência lateral, foi considerado igual a K_0 , e corresponde à formulação proposta por Jacky e exposta na EQUAÇÃO (43).

6.5 ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA AXIAL – DMT

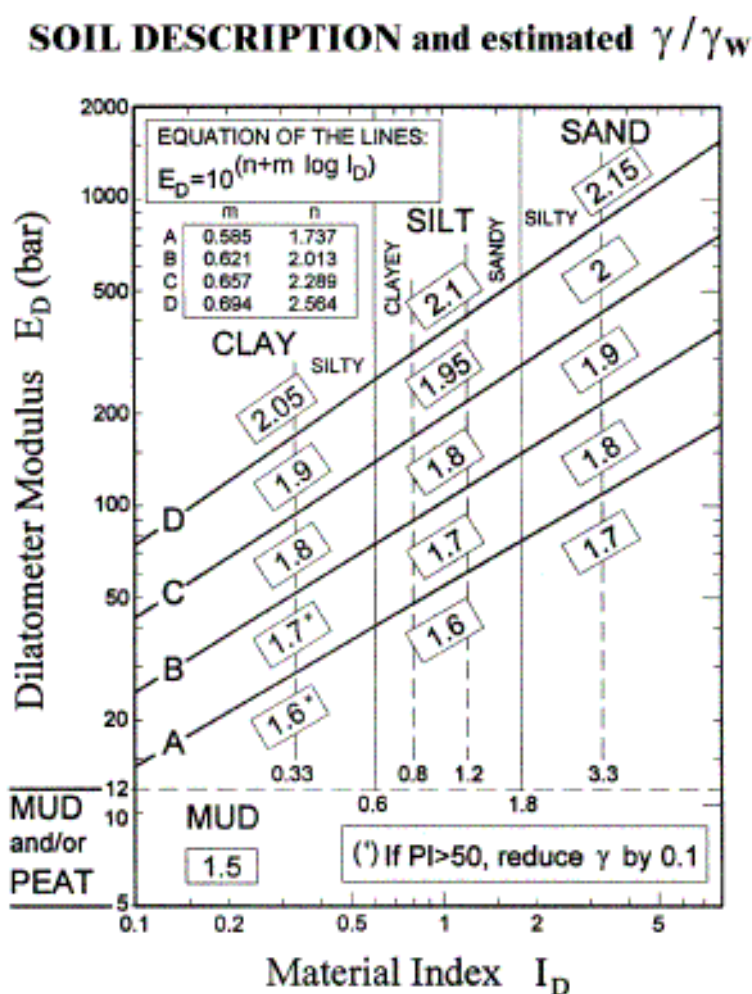
6.5.1 Considerações gerais

Buscando evitar o problema da classificação dos solos e entrada de dados apresentado no item 6.4.1, automatizou-se a classificação dos solos a partir de resultados do ensaio DMT e dos parâmetros intermediários calculados. Esta tarefa foi facilitada devido ao fato de que Marchetti (1980) apresenta uma classificação de comportamento do solo amplamente aceita e difundida no meio técnico científico, a

qual baseia-se no parâmetro intermediário I_D e apresenta valores bem definidos de limite entre os diversos tipos de solo.

Marchetti (2001) traz ainda um ábaco onde pode-se identificar as regiões de classificação do solo e ainda, estimar o peso específico natural do solo, incluindo também as equações que dividem as regiões relativas a cada valor de peso específico, de acordo com a classificação, e utilizando o módulo dilatométrico E_D . A partir do ábaco, que também pode ser visualizado em Schnaid & Odebrecht, e mostrado na FIGURA 24, foi possível automatizar a determinação do tipo de solo e a estimativa do peso específico natural do mesmo, valores importantes na implementação do método teórico de estimativa da capacidade de carga.

FIGURA 24 – ÁBACO DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO – DMT



FONTE: Marchetti (2018).

Assim como a classificação implementada para o ensaio CPT, tal classificação leva em conta apenas leituras obtidas do ensaio em questão, não envolvendo a retirada de amostras e classificação granulométrica. Portanto, pode ser entendida como uma classificação de tipos do comportamento do solo, não necessariamente devendo representar a classificação realizada em laboratório por análise de granulometria.

Como vai ser discutido mais adiante, os métodos escolhidos (Powell et al. e formulação teórica) para implementação no presente trabalho não apresentam variação quanto ao método executivo das estacas, tendo sido retirada a parte relativa à escolha do tipo de estaca do programa de cálculo.

Finalmente, portanto, os parâmetros de entrada da planilha:

- Leituras do ensaio DMT (p_0 e p_1);
- Seção transversal da estaca;
- Diâmetro ou largura;
- Profundidade do nível d'água.

Ainda podem ser feitas escolhas quanto à consideração da resistência de ponta e aos fatores de segurança relativos aos métodos. Para tanto, encontra-se ao fim da aba relativa ao resumo dos valores obtidos nos cálculos, a TABELA 14, contendo os valores de fatores de segurança indicados pela norma ABNT NBR 6122/2010, para fins de consulta e orientação.

6.5.2 Powell et al.

O método de Powell et al (2001) é um dos mais conhecidos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga de estacas baseado no ensaio DMT, sendo citado em diversos trabalhos, como Marchetti (2001), Gomes (2007), Schulze (2013), Esparza (2016). O método, como já citado em 5.3.1 foi desenvolvido a partir de dados de provas de carga em estacas cravadas em argilas. Sendo assim, sua aplicação para outros tipos de estaca e solos deve estar sujeita a análises mais profundas, sendo inclusive questionável a sua validade.

Mesmo assim, a formulação indicada no item 5.3.1 é dividida de acordo com o parâmetro intermediário do ensaio I_D relativo à classificação do solo, sendo que uma das fórmulas apresentadas refere-se a valores de I_D acima de 0,60, o que de acordo

com a FIGURA 24, apresentada no item 6.5.1 já caracterizaria solos como silte, os quais normalmente apresentam um comportamento intermediário entre solos coesivos e granulares.

Ainda assim, no trabalho de Esparza (2016) são realizadas comparações entre a capacidade de carga prevista pela formulação de Powell et al (2001) e por diversas formulações teóricas, além de outros métodos semiempíricos baseados no DMT, mesmo em outros tipos de estaca, como escavadas e injetadas.

Portanto, uma vez que em literatura não são apresentados tantos métodos semiempíricos para a previsão de capacidade de carga a partir do ensaio DMT, e mesmo os demais apresentados muitas vezes também são desenvolvidos para casos específicos de tipos de solo ou métodos executivos de estacas, optou-se por implementar no programa de cálculo o método de Powell et al (2001) pela sua grande difusão no meio técnico científico, e também para se realizar comparações com o método teórico escolhido.

Exposto isso, o método foi implementado considerando a formulação apresentada no item 5.3.1, mais especificamente as equações (33) e (34) referentes ao caso da estaca submetida apenas à compressão. O método prevê o cálculo de uma média satisfatória de p_1 abaixo da cota da ponta da estaca (p_{1e}) para o cálculo da resistência de ponta. Desta forma, foram consideradas as leituras até 1 (um) metro abaixo da cota da estaca (5 leituras do ensaio realizados a cada 20 cm). Nos locais onde os dados do ensaio terminam antes de 1 m além da cota da estaca são considerados na média apenas os valores existentes. A formulação adotada no cálculo da resistência de ponta encontra-se exposta na EQUAÇÃO (35).

6.5.3 Método Teórico

Assim como na implementação do método teórico baseado nos demais ensaios, foram determinadas as classificações dos solos a serem consideradas como de comportamento coesivo (neste caso Argila, Argila siltosa, Silte argiloso e Silte) e de comportamento granular (Silte arenoso, Areia siltosa e Areia). Em seguida, calculam-se os estados de tensões a cada profundidade de ensaio, neste caso, com o auxílio da determinação do peso específico do solo como discutido no item 6.5.1.

Os parâmetros de resistência do solo foram calculados a partir das correlações expostas no item 3.3.4, mais especificamente, com a EQUAÇÃO (18)

para a determinação do ângulo de atrito em solos granulares e a EQUAÇÃO (16) para determinação da resistência não drenada em solos coesivos.

Assim como na estimativa da capacidade de carga pelo método teórico a partir dos demais ensaios, o ângulo de atrito obtido por correlação refere-se a um ângulo de atrito de pico, tendo sido criado um campo para o preenchimento com um ângulo de atrito residual, e outro para a escolha entre a utilização daquele obtido pela correlação ou o próprio residual nos cálculos realizados.

A implementação da formulação teórica seguiu os mesmos procedimentos observados para o caso do ensaio CPT, utilizando-se a EQUAÇÃO (40) para o cálculo da resistência de ponta em solos coesivos, considerando também o efeito do embutimento da ponta da estaca em solo argiloso no valor de N_c . Foi implementada também a EQUAÇÃO (41) para o cálculo da parcela de atrito lateral em solos coesivos, com a mesma consideração feita na EQUAÇÃO (47) para o valor de λ , de acordo com a FIGURA 21, calculando então o seu valor a cada 20 cm de profundidade.

Para a estimativa da resistência em solos granulares também foi utilizada a EQUAÇÃO (42) para a resistência de ponta, com o valor de N_q apresentando variação indicada na EQUAÇÃO (44). Para a parcela de atrito lateral foi utilizada a mesma EQUAÇÃO (45), considerando-se o atrito entre solo e estaca igual a $0,75 \cdot \phi$. A consideração feita com relação ao coeficiente de empuxo em serviço K_s foi a mesma para os outros dois casos, sendo considerado igual ao coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e calculado de acordo com a EQUAÇÃO (43).

7 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A seguir, apresentam-se os resultados do trabalho realizado, sendo estes mostrados aqui através da exportação das imagens a partir do relatório gerado. Prevê-se que uma versão disponível para download seja mantida na página do Grupo de Estudos em Geotecnia (GEGEO) da UFPR.

Ressalta-se, novamente, que os resultados não visam determinar qual ensaio de campo é melhor, ou mesmo, qual método utilizado para estimativa da capacidade possui melhor previsibilidade. De modo geral, pode-se dizer que existem ensaios mais indicados para determinadas situações, dependendo dos tipos de solos encontrados, parâmetros que se deseja obter, disponibilidade financeira, risco do empreendimento.

7.1 ESTUDO DE CASO

Uma vez que as rotinas foram implementadas para três (3) ensaios distintos, são apresentados estudos de caso referentes a cada um desses ensaios. Com a automatização dos cálculos, é possível utilizar a planilha e analisar criticamente as respostas, com muito mais facilidade, inclusive realizando-se alterações em variáveis de entrada, buscando entender a influência de cada uma delas no comportamento dos valores obtidos.

Ressalta-se, também, que os ensaios CPT e DMT foram divididos em duas abas cada, sendo uma para a entrada dos valores e geração dos memoriais de cálculo, e a outra apresentando um resumo dos resultados obtidos e das considerações utilizadas. Tanto o resumo, como o memorial de cálculo apresentam-se sob formato de relatório, passível de impressão. Para o ensaio SPT, o memorial de cálculo já consta no próprio resumo dos resultados, uma vez que a quantidade de dados é significativamente menor que os demais ensaios considerados.

7.1.1 Memorial | SPT

Os dados implementados na planilha de cálculo referem-se à um ensaio de SPT realizado no ano de 2015 em uma obra localizada no bairro do Mossunguê, em Curitiba. Por questões de sigilo da empresa e do cliente, no presente trabalho, restringe-se a divulgação de informações acerca do empreendimento.

Na FIGURA 25 apresentam-se as leituras do ensaio ao longo do ensaio, metro a metro, até a profundidade de 26 m, além do gráfico resumo, que contempla as parcelas de resistência lateral e de ponta. O nível d'água foi encontrado a 11 m de profundidade e os tipos de solo apresentados no boletim foram compatibilizados para o uso na planilha, sendo:

- Argila siltoarenosa até o primeiro metro;
- Silte argiloso do primeiro metro até a profundidade de 10 metros;
- Silte argiloarenoso de 10 m até 18 m de profundidade;
- Silte arenoso até a cota final do ensaio (26 m).

Na FIGURA 26 apresentam-se os memoriais de cálculo dos métodos semiempíricos implementados, sendo Aoki-Velloso, Décourt & Quaresma e Teixeira. Na FIGURA 27 apresenta-se o memorial de cálculo, assim como os parâmetros de resistência utilizados na estimativa de capacidade de carga através da formulação teórica.

A FIGURA 28 apresenta o espaço destinado a exposição dos gráficos referentes às parcelas de resistência lateral e de ponta, isoladas. As demais páginas do memorial (FIGURA 29, FIGURA 30 e FIGURA 31) referem-se aos parâmetros e/ou fatores de resistência utilizados nas formulações, conforme referências técnicas citadas.

Para efeito demonstrativo, atribuiu-se alguns parâmetros complementares, tais como tipo e geometria da estaca, consideração de efeito de ponta no máximo em 20%, correlação proposta por De Mello (1971) para estimativa do ângulo de atrito e fatores de segurança para a resistência lateral e de ponta iguais a 1,30 e 4,00, respectivamente,

Finalmente, realiza-se de forma resumida comentários a respeito dos resultados obtidos. A seguinte análise não visa comparar essencialmente os métodos implementados, tampouco determinar a eficiência destes ou do processo executivo.

Busca-se apresentar, de forma dinâmica, resultados numéricos e gráficos que demonstrem o comportamento da capacidade de carga frente às variações dos tipos de solos, tipo de estaca, parcelas de resistência ou ainda correlações utilizadas.

No que tange a resistência de ponta, todas as quatro (4) formulações apresentadas possuem comportamento semelhante ao longo da profundidade do ensaio. O método Décourt & Quaresma apresenta valores levemente maiores, fato que pode ser explicado, em partes, devido a formulação levar em consideração o número de golpes de ensaio multiplicado por um fator de capacidade de carga, variando com o tipo de solo, silte argiloso ou silte arenoso, nesse caso.

Na parte referente a resistência lateral, percebe-se que a formulação teórica destoa dos demais métodos semiempíricos, apresentando valores sensivelmente maiores, não raro, superando o dobro da capacidade de carga. Pode-se presumir, até mesmo pelas hipóteses que foram assumidas durante o desenvolvimento dos métodos, que a formulação teórica considera a capacidade última de resistência, ultrapassando estados limites de serviço da estrutura de fundação. Contrapondo, por exemplo, o método de Décourt & Quaresma que foi desenvolvido para limites de deslocamento vertical da estaca.

Para compensar essa situação, deixou-se uma célula disponível para inserção do ângulo de atrito residual do solo. Numa situação de carregamento axial da estaca, admite-se que a resistência mobilizada é devido a uma parcela do ângulo de atrito total estimado por correlação, que ocorre após um certo nível limite de deformação.

FIGURA 25 – PÁGINA 01 DO MEMORIAL | SPT

Página 1 de 7

31/01/2019

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | MEMORIAL | SPT

MEMORIAL DE CÁLCULO - ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS A PARTIR DE SONDAGEM SPT

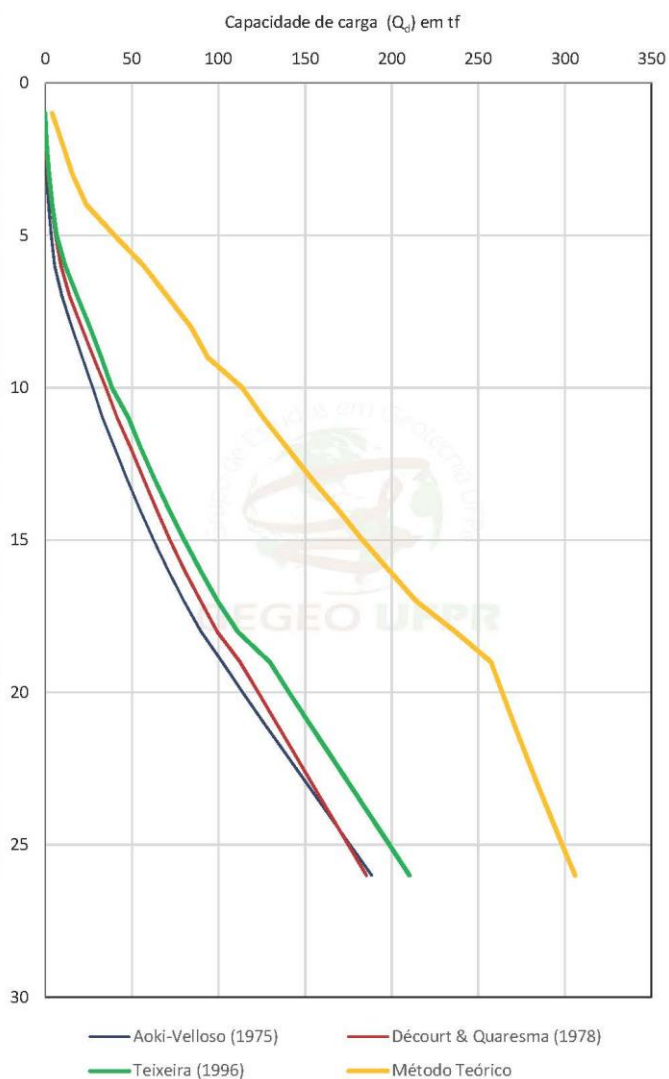
PROJETO:

ENDEREÇO:

CLIENTE:

TIPOS DE SOLOS E ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA

Cota (m)	Sondagem:		SPT01
	Nível d'água:		11,00
	Prof.	SPT	Tipo de solo
953	0	-	Solo superficial
952	1	2	Argila silto-arenosa
951	2	4	Silte argiloso
950	3	5	Silte argiloso
949	4	7	Silte argiloso
948	5	14	Silte argiloso
947	6	19	Silte argiloso
946	7	20	Silte argiloso
945	8	21	Silte argiloso
944	9	19	Silte argiloso
943	10	26	Silte argiloso
942	11	25	Silte argilo-arenoso
941	12	26	Silte argilo-arenoso
940	13	27	Silte argilo-arenoso
939	14	29	Silte argilo-arenoso
938	15	30	Silte argilo-arenoso
937	16	32	Silte argilo-arenoso
936	17	34	Silte argilo-arenoso
935	18	42	Silte argilo-arenoso
934	19	40	Silte arenoso
933	20	40	Silte arenoso
932	21	40	Silte arenoso
931	22	40	Silte arenoso
930	23	40	Silte arenoso
929	24	40	Silte arenoso
928	25	40	Silte arenoso
927	26	40	Silte arenoso
926	27		
925	28		
924	29		
923	30		
INFO:			



"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfgspezzistipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 26 – PÁGINA 02 DO MEMORIAL | SPT

Página 2 de 7

31/01/2019

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | MEMORIAL | SPT

ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS A PARTIR DE SONDAGEM SPT - MÉTODOS EMPÍRICOS																		
Parâmetros da Fundação	Método executivo:				Seção Transversal:				Área (A) =									
	Pré-fabricada em concreto				Circular				707 cm²									
					Diâmetro (B) =				94 cm									
					30 cm													
	Considerar Q_p ?		FS_L	1,30	Considerar Q_p ?		FS_L	1,30	Considerar Q_p ?		FS_L	1,30						
	Máximo 20%		FS_p	4,00	Máximo 20%		FS_p	4,00	Máximo 20%		FS_p	4,00						
Prof. (m) SPT01	Método Aoki-Velloso (1975)					Método Décourt & Quaresma (1978)					Método Teixeira (1996)							
	α	%	K tf/m²	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf	α	β	C tf/m²	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf	α	β	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf	
	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1	2	4,1	33,0	2,3	0,0	0,0	1,00	1,00	12,0	1,7	0,0	0,0	14,3	0,4	2,0	0,0	0,0
	2	4	3,6	32,0	3,4	0,0	0,0	1,00	1,00	20,0	5,2	0,0	0,0	16,0	0,4	3,4	0,8	0,7
	3	5	3,6	32,0	4,4	0,7	0,7	1,00	1,00	20,0	7,5	1,6	1,5	16,0	0,4	5,1	2,3	2,2
	4	7	3,6	32,0	7,2	2,0	1,9	1,00	1,00	20,0	12,3	3,8	3,6	16,0	0,4	6,8	4,1	4,0
	5	14	3,6	32,0	11,4	3,5	3,4	1,00	1,00	20,0	18,8	6,3	6,0	16,0	0,4	11,9	6,8	6,5
	6	19	3,6	32,0	14,9	5,7	5,5	1,00	1,00	20,0	25,0	9,4	9,1	16,0	0,4	18,7	12,1	11,6
	7	20	3,6	32,0	17,3	10,0	9,6	1,00	1,00	20,0	28,3	14,8	14,2	16,0	0,4	22,1	19,2	18,5
	8	21	3,6	32,0	18,1	15,9	15,3	1,00	1,00	20,0	28,3	21,7	20,8	16,0	0,4	23,2	26,8	25,7
	9	19	3,6	32,0	19,2	22,1	21,3	1,00	1,00	20,0	31,1	28,9	27,8	16,0	0,4	22,6	34,7	32,3
	10	26	3,6	32,0	21,5	28,6	27,4	1,00	1,00	20,0	33,0	36,4	35,0	16,0	0,4	25,4	41,8	38,6
	11	25	3,3	40,0	27,6	34,5	33,2	1,00	1,00	20,0	36,3	43,4	41,7	18,5	0,4	33,3	51,6	48,1
	12	26	3,3	40,0	29,5	42,6	40,1	1,00	1,00	20,0	36,8	52,5	49,5	18,5	0,4	33,3	61,1	55,3
	13	27	3,3	40,0	30,5	51,5	47,2	1,00	1,00	20,0	38,6	61,3	56,8	18,5	0,4	34,7	70,9	63,2
	14	29	3,3	40,0	32,1	60,7	54,8	1,00	1,00	20,0	40,5	70,4	64,3	18,5	0,4	36,6	81,1	71,5
	15	30	3,3	40,0	33,7	70,3	62,5	1,00	1,00	20,0	42,9	79,8	72,1	18,5	0,4	38,6	92,0	80,4
	16	32	3,3	40,0	35,8	80,6	71,0	1,00	1,00	20,0	45,2	89,8	80,4	18,5	0,4	40,5	103,3	89,6
	17	34	3,3	40,0	39,6	91,3	80,1	1,00	1,00	20,0	50,9	100,2	89,8	18,5	0,4	43,2	115,4	99,5
	18	42	3,3	40,0	43,5	102,7	89,9	1,00	1,00	20,0	54,7	111,2	99,2	18,5	0,4	49,7	128,2	111,0
	19	40	3,0	50,0	55,6	114,8	102,2	1,00	1,00	25,0	71,9	122,8	112,5	26,0	0,4	75,4	144,0	129,6
	20	40	3,0	50,0	57,0	129,7	114,0	1,00	1,00	25,0	70,7	137,0	123,0	26,0	0,4	73,5	159,1	140,8
	21	40	3,0	50,0	56,5	145,8	126,3	1,00	1,00	25,0	70,7	150,5	133,4	26,0	0,4	73,5	174,2	152,4
	22	40	3,0	50,0	56,5	162,0	138,8	1,00	1,00	25,0	70,7	164,0	143,8	26,0	0,4	73,5	189,2	164,0
	23	40	3,0	50,0	56,5	178,2	151,2	1,00	1,00	25,0	70,7	177,5	154,2	26,0	0,4	73,5	204,3	175,6
	24	40	3,0	50,0	56,5	194,3	163,6	1,00	1,00	25,0	70,7	191,0	164,6	26,0	0,4	73,5	219,4	187,2
	25	40	3,0	50,0	56,5	210,5	176,0	1,00	1,00	25,0	70,7	204,5	175,0	26,0	0,4	73,5	234,5	198,8
	26	40	3,0	50,0	56,5	226,6	188,5	1,00	1,00	25,0	70,7	218,0	185,4	26,0	0,4	73,5	249,6	210,4
	27																	
	28																	
	29																	
30																		
INFO:					INFO:					INFO:								

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 27 – PÁGINA 03 DO MEMORIAL | SPT

Página 3 de 7

31/01/2019

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | MEMORIAL | SPT

ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS A PARTIR DE SONDAGEM SPT - MÉTODO TEÓRICO

Correlação para ϕ :	De Mello (1971)
Ângulo de atrito residual (graus):	
Gráfico de método teórico?	Sim

Considerar Q_p ?	Sim
FS_L	1,30 adim.
FS_p	1,00 adim.

Prof. (m)	SPT01	Estado de tensões e parâmetros intermediários								Método Teórico		
		γ kN/m ³	σ_v kPa	u_0 kPa	σ'_v kPa	Skempton D_r %	ϕ De Mello	ϕ Teixeira	S_u kPa	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	2	18,00	18,00	0,00	18,00				25,0	1,8	2,9	4,0
2	4	18,00	36,00	0,00	36,00				50,0	3,6	8,1	9,9
3	5	18,00	54,00	0,00	54,00				62,5	4,6	14,5	15,7
4	7	18,00	72,00	0,00	72,00				87,5	6,4	22,6	23,8
5	14	18,00	90,00	0,00	90,00				175,0	12,4	35,9	40,0
6	19	18,00	108,00	0,00	108,00				237,5	16,7	52,3	56,9
7	20	19,00	127,00	0,00	127,00				250,0	17,7	68,6	70,5
8	21	20,00	147,00	0,00	147,00				262,5	18,7	85,0	84,0
9	19	21,00	168,00	0,00	168,00				237,5	17,1	99,6	93,8
10	26	22,00	190,00	0,00	190,00				325,0	23,2	117,7	113,7
11	25	22,00	212,00	0,00	212,00				312,5	22,5	134,7	126,1
12	26	22,00	234,00	9,81	224,19				325,0	23,5	151,6	140,1
13	27	22,00	256,00	19,62	236,38				337,5	24,5	168,4	154,0
14	29	22,00	278,00	29,43	248,57				362,5	26,3	185,7	169,1
15	30	22,00	300,00	39,24	260,76				375,0	27,3	202,8	183,3
16	32	22,00	322,00	49,05	272,95				400,0	29,1	220,3	198,6
17	34	22,00	344,00	58,86	285,14				425,0	31,0	238,2	214,2
18	42	22,00	366,00	68,67	297,33				525,0	37,8	258,5	236,7
19	40	22,00	388,00	78,48	309,52	59,3%	38,4	46,0		53,9	264,6	257,4
20	40	22,00	410,00	88,29	321,71	58,5%	38,2	46,0		55,5	270,9	263,9
21	40	22,00	432,00	98,10	333,90	57,6%	37,9	46,0		57,0	277,5	270,5
22	40	22,00	454,00	107,91	346,09	56,8%	37,7	46,0		58,5	284,3	277,2
23	40	22,00	476,00	117,72	358,28	56,1%	37,5	46,0		60,0	291,4	284,2
24	40	22,00	498,00	127,53	370,47	55,3%	37,2	46,0		61,5	298,7	291,3
25	40	22,00	520,00	137,34	382,66	54,6%	37,0	46,0		63,0	306,3	298,6
26	40	22,00	542,00	147,15	394,85	53,9%	36,8	46,0		64,4	314,1	306,0
27												
28												
29												
30												

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 28 – PÁGINA 04 DO MEMORIAL | SPT

Página 4 de 7

31/01/2019

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | MEMORIAL | SPT

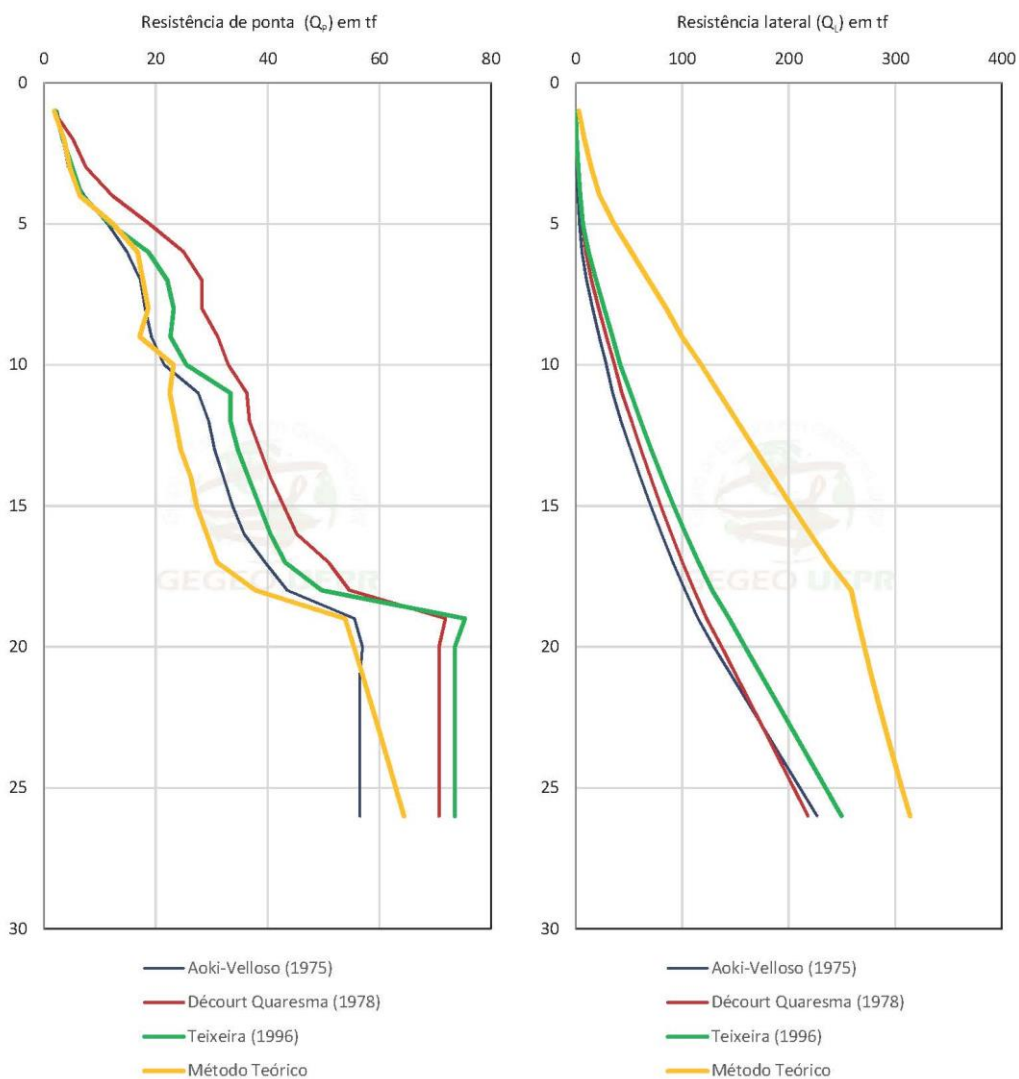
GRÁFICOS COMPLEMENTARES - RESISTÊNCIA DE PONTA E RESISTÊNCIA LATERAL

Prof. (m)	Aoki-Velloso (1975)		
	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf
20	57,0	129,7	114,0

	Décourt & Quaresma (1978)		
	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf
	70,7	137,0	123,0

	Teixeira (1996)		
	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf
	73,5	159,1	140,8

	Método Teórico		
	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf
	55,5	270,9	263,9



"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 29 – PÁGINA 05 DO MEMORIAL | SPT

Página 5 de 7

31/01/2019

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | MEMORIAL | SPT

PARÂMETROS E FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DOS MÉTODOS UTILIZADOS

Método Aoki-Velloso por Monteiro (1997)		
Tipo de solo	K tf/m ²	α (%)
Argila	25,0	5,5%
Argila siltosa	26,0	4,5%
Argila silto-arenosa	33,0	4,1%
Argila areno-siltosa	30,0	3,8%
Argila arenosa	44,0	3,2%
Silte argiloso	32,0	3,6%
Silte argilo-arenoso	40,0	3,3%
Silte	48,0	3,2%
Silte areno-argiloso	45,0	3,2%
Silte arenoso	50,0	3,0%
Areia argilosa	54,0	2,8%
Areia argilo-siltosa	57,0	2,9%
Areia silto-argilosa	63,0	2,4%
Areia siltosa	68,0	2,3%
Areia	73,0	2,1%

Método Aoki-Velloso - adaptado			
Tipo de estaca	F1	F2	FONTE
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,50	Monteiro (1997)
Escavada em geral	3,00	6,00	Aoki e Velloso (1975)
Franki	2,30	3,00	Monteiro (1997)
Hélice contínua	6,30	4,06	Solos argil. - Benetti (2016)
	3,40	4,06	Solos aren. - Benetti (2016)
Metálica	1,75	3,50	Aoki e Velloso (1975)
Pré-fabricada em concreto	2,50	3,50	Monteiro (1997)
Raiz	2,20	2,40	Monteiro (1997)
Strauss	4,20	3,90	Monteiro (1997)

Método Décourt & Quaresma (1978)	
Tipo de solo	C tf/m ²
Argila	12,0
Argila siltosa	12,0
Argila silto-arenosa	12,0
Argila areno-siltosa	12,0
Argila arenosa	12,0
Silte argiloso	20,0
Silte argilo-arenoso	20,0
Silte	20,0
Silte areno-argiloso	25,0
Silte arenoso	25,0
Areia argilosa	40,0
Areia argilo-siltosa	40,0
Areia silto-argilosa	40,0
Areia siltosa	40,0
Areia	40,0

Recomendações NBR 6122/2010		
Tipo de estaca	$f_{ck,max}$ MPa	γ
Escavada com lama bentonítica	20	1,8
Escavada em geral	20	1,9
Franki	20	1,8
Hélice contínua	20	1,8
Metálica	345	1,5
Pré-fabricada em concreto	40	1,4
Raiz	20	1,6
Strauss	15	1,9

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 30 – PÁGINA 06 DO MEMORIAL | SPT

Página 6 de 7

31/01/2019

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | MEMORIAL | SPT

PARÂMETROS E FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DOS MÉTODOS UTILIZADOS

Tipo de estaca/Tipo de solo	Parâmetro α (Décourt, 1996)													
	Argila	Argila silty	Argila silty-arenosa	Argila arenosa-silty	Argila arenosa	Silt argiloso	Silt argilo-arenoso	Silt	Silt arenoso-argiloso	Silt arenoso	Areia argilosa	Areia argilo-silty	Areia silty-argilosa	Areia silty
Escavada com lama bentonítica	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50
Escavada em geral	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50
Franki	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Hélice contínua	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Metálica	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Pré-fabricada em concreto	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Raiz	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50
Strauss	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50

Tipo de estaca/Tipo de solo	Parâmetro β (Décourt, 1996)													
	Argila	Argila silty	Argila silty-arenosa	Argila arenosa-silty	Argila arenosa	Silt argiloso	Silt argilo-arenoso	Silt	Silt arenoso-argiloso	Silt arenoso	Areia argilosa	Areia argilo-silty	Areia silty-argilosa	Areia silty
Escavada com lama bentonítica	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,60	0,60	0,60	0,60
Escavada em geral	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,50	0,50	0,50	0,50
Franki	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Hélice contínua	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Metálica	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Pré-fabricada em concreto	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Raiz	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Strauss	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,50	0,50	0,50	0,50

Estaca Strauss é assumida como Escavada em Geral

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 31 – PÁGINA 07 DO MEMORIAL | SPT

Página 7 de 7

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | MEMORIAL | SPT

31/01/2019

PARÂMETROS E FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DOS MÉTODOS UTILIZADOS									
Parâmetros α e β - Método Teixeira (1996) (tf/m ²)									
Estaca	I		II	III				IV	
	Pré-fabricada em concreto	Metálica	Franki	Escavadas a céu aberto				Raiz	
				Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Strauss		
Solo									
Parâmetro α	Argila	7,67	7,67	8,00	9,00	9,00	9,00	9,00	8,67
	Argila siltosa	11,00	11,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
	Argila silto-arenosa	14,33	14,33	12,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,33
	Argila areno-siltosa	17,67	17,67	14,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,67
	Argila arenosa	21,00	21,00	16,00	13,00	13,00	13,00	13,00	14,00
	Silte argiloso	16,00	16,00	12,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00
	Silte argilo-arenoso	18,50	18,50	14,25	12,25	12,25	12,25	12,25	12,25
	Silte	21,00	21,00	16,50	13,50	13,50	13,50	13,50	13,50
	Silte areno-argiloso	23,50	23,50	18,75	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75
	Silte arenoso	26,00	26,00	21,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00
	Areia argilosa	30,00	30,00	24,00	20,00	20,00	20,00	20,00	19,00
	Areia argilo-siltosa	32,00	32,00	26,00	21,33	21,33	21,33	21,33	20,00
	Areia silto-argilosa	34,00	34,00	28,00	22,67	22,67	22,67	22,67	21,00
	Areia siltosa	36,00	36,00	30,00	24,00	24,00	24,00	24,00	22,00
	Areia	40,00	40,00	34,00	27,00	27,00	27,00	27,00	26,00
Parâmetro β	0,40	0,40	0,50	0,40	0,40	0,40	0,40	0,60	
	Tipos de estacas assumidas como pertencentes ao Grupo III - Escavadas a céu aberto.								
	Tipos de solos que tiveram valores interpolados/extrapolados a partir da referência de dados inicial do método.								

Fatores de Segurança NBR 6122/2010 - Métodos Semiempíricos							
n*	1	2	3	4	5	6	≥10
ξ_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,2	1,15	1,13	1,11
* n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.							
Usar ξ_1 para o caso de resistência calculada com base nos valores médios dos parâmetros de ensaio; e ξ_2 para resistências calculadas com base em valores mínimos dos parâmetros de ensaio. Em ambas as parcelas da resistência.							

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

7.1.2 Resumo | CPT

Os dados implementados na planilha de cálculo referem-se à um ensaio de CPT localizado em Passo Fundo-RS, em um campo experimental de geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Por questões de sigilo, no presente trabalho, restringe-se a divulgação de informações acerca da área do estudo e projeto de pesquisa participante.

Na FIGURA 32 apresentam-se o resumo representativo das camadas de solo a cada metro até a profundidade de 20 m, além do gráfico resumo, que contempla as parcelas de resistência lateral e de ponta. O nível d'água foi encontrado a 1,20 m de profundidade. Na FIGURA 33 apresentam-se os memoriais de cálculo dos métodos implementados, sendo Aoki-Velloso, LCPC e formulação teórica, além de um resumo das médias das leituras do ensaio ao longo das camadas unitárias.

A FIGURA 34 apresenta o espaço destinado a exposição dos gráficos referentes às parcelas de resistência lateral e de ponta, isoladas. As demais páginas do memorial (FIGURA 35 e FIGURA 36) referem-se aos parâmetros e/ou fatores de resistência utilizados nas formulações, conforme referências técnicas citadas.

Para efeito demonstrativo, atribuiu-se alguns parâmetros complementares, tais como tipo e geometria da estaca, consideração de efeito de ponta no máximo em 20%, correlação proposta por De Mello (1971) para estimativa do ângulo de atrito e fatores de segurança para a resistência lateral e de ponta iguais a 1,30 e 4,00, respectivamente.

Referente a resistência de ponta, as formulações semiempíricas são praticamente coincidentes, ainda que o método LCPC seja mais sensível localmente, uma vez que calcula a capacidade de carga a cada leitura de ensaio, de forma bastante discretizada quando comparada ao método Aoki-Velloso. A formulação teórica apresenta-se deslocada das demais ao longo de toda profundidade, comportamento que pode ser explicado pela dificuldade em avaliar-se a resistência de ponta através de diferentes abordagens, tema que pode ser objeto de estudo em pesquisas posteriores.

No tocante a resistência lateral, percebe-se que a formulação teórica destoa dos demais métodos semiempíricos, apresentando valores sensivelmente maiores, não raro, superando o dobro da capacidade de carga. Pode-se presumir, até mesmo pelas hipóteses que foram assumidas durante o desenvolvimento dos métodos, que

a formulação teórica considera a capacidade última de resistência, ultrapassando estados limites de serviço da estrutura de fundação.

Para compensar essa situação, deixou-se uma célula disponível para inserção do ângulo de atrito residual do solo, na aba destinada ao memorial. Numa situação de carregamento axial da estaca, admite-se que a resistência mobilizada é devido a uma parcela do ângulo de atrito total estimado por correlação, que ocorre após um certo nível limite de deformação.

FIGURA 32 – PÁGINA 01 DO RESUMO | CPT

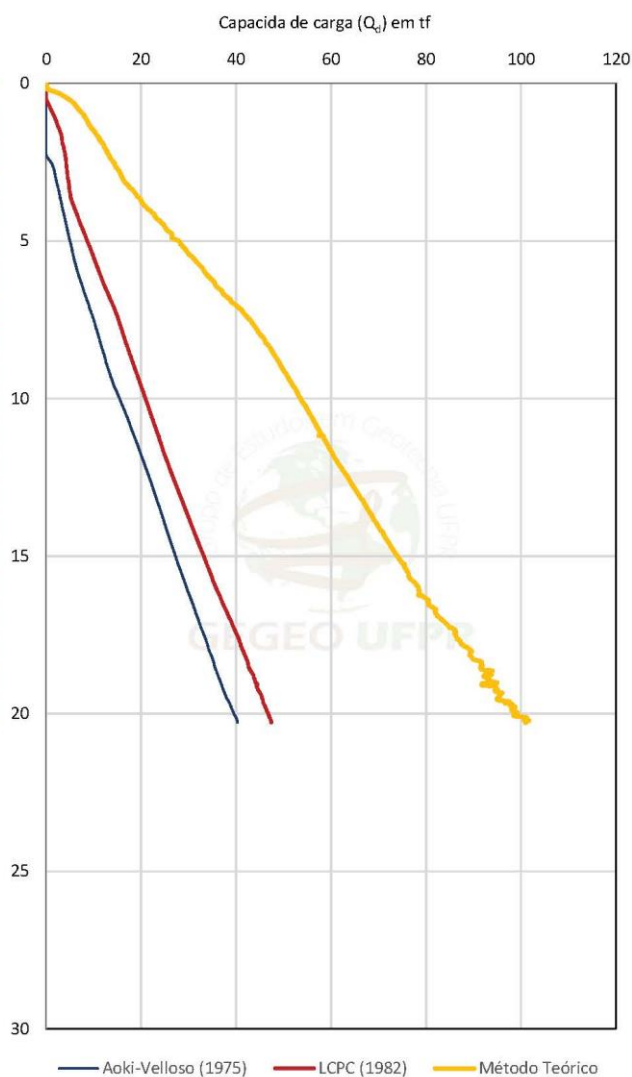
Página 1 de 5

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | RESUMO | CPT

31/01/2019

RESUMO - ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS A PARTIR DE SONDAGEM CPT**PROJETO:****ENDEREÇO:****CLIENTE:****TIPOS DE SOLO E ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA**

Cota m	Sondagem:		CPT01
	Nível d'água:		1,20
	Prof.	Tipo de Solo	
1000	0	Solo superficial	
999	1	III - Argila a argila siltosa	
998	2	III - Argila a argila siltosa	
997	3	III - Argila a argila siltosa	
996	4	III - Argila a argila siltosa	
995	5	III - Argila a argila siltosa	
994	6	III - Argila a argila siltosa	
993	7	III - Argila a argila siltosa	
992	8	III - Argila a argila siltosa	
991	9	III - Argila a argila siltosa	
990	10	III - Argila a argila siltosa	
989	11	III - Argila a argila siltosa	
988	12	III - Argila a argila siltosa	
987	13	III - Argila a argila siltosa	
986	14	III - Argila a argila siltosa	
985	15	III - Argila a argila siltosa	
984	16	III - Argila a argila siltosa	
983	17	III - Argila a argila siltosa	
982	18	III - Argila a argila siltosa	
981	19	III - Argila a argila siltosa	
980	20	III - Argila a argila siltosa	
979	21		
978	22		
977	23		
976	24		
975	25		
974	26		
973	27		
972	28		
971	29		
970	30		
INFO:			



"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 33 – PÁGINA 02 DO RESUMO | CPT

MÉDIAS CALCULADAS A CADA METRO - MÉTODOS EMPÍRICOS E TEÓRICO															
Pré-fabricada em concreto															
Seção:		Circular													
B =	30	cm													
N _{et} =	15	adim.													
Correlação Φ:	De Mello (1971)														
				Considerar Q _b ?			20%								
				FS _p =	4,00	adim.									
				FS _L =	1,30	adim.									
				Considerar Q _b ?			20%								
				FS _p =	4,00	adim.									
				FS _L =	1,30	adim.									
				Considerar Q _b ?			20%								
				FS _p =	4,00	adim.									
				FS _L =	1,30	adim.									
Resumo do ensaio				Aoki-Velloso (1975)			LCPC - Bustamante & Ganeselli (1982)					Método Teórico			
q _c kPa	f _s kPa	R _f %	γ kN/m³	Q _p tf	Q _L tf	Q _d tf	K _c	α	Q _p tf	Q _L tf	Q _d tf	Q _p tf	Q _L tf	Q _d tf	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1888	84	4,81%	16,37	5,0	0,0	0,0	0,5	44,4	5,5	0,4	0,4	5,2	4,5	4,2	
971	58	6,04%	17,65	3,5	0,0	0,0	0,5	70,0	3,3	2,9	2,8	4,4	11,7	10,1	
851	60	7,01%	17,62	3,0	1,0	1,0	0,5	90,0	3,1	4,5	4,2	3,9	17,2	14,2	
1157	73	6,37%	17,96	3,3	2,9	2,8	0,5	50,0	3,8	5,5	5,2	5,3	22,7	18,8	
1523	104	6,96%	18,49	3,9	4,5	4,3	0,5	40,0	4,8	8,0	7,4	7,0	29,8	24,7	
1673	108	6,45%	18,56	4,4	6,2	5,8	0,5	40,0	5,2	11,3	10,0	7,7	37,5	30,8	
1685	100	5,97%	18,48	4,9	8,5	7,8	0,5	40,0	5,5	14,6	12,6	7,8	44,9	36,5	
1912	128	6,80%	18,80	4,8	11,4	10,0	0,5	40,0	6,0	17,9	15,2	8,9	52,7	42,8	
1478	127	8,63%	18,71	4,4	14,2	12,0	0,5	40,0	4,7	21,2	17,5	7,0	59,6	47,6	
1273	114	8,98%	18,53	3,9	17,1	14,2	0,5	40,0	4,1	24,4	19,8	6,1	65,2	51,7	
1251	109	8,71%	18,47	3,6	20,7	16,8	0,5	40,0	4,0	27,4	22,1	6,1	70,3	55,6	
1247	102	8,25%	18,38	3,7	23,9	19,3	0,5	41,0	4,0	30,4	24,4	6,1	75,2	59,4	
1443	105	7,31%	18,48	3,9	27,0	21,7	0,5	40,0	4,6	33,3	26,8	7,0	80,3	63,5	
1522	107	7,01%	18,52	4,2	29,8	24,0	0,5	40,0	4,8	36,6	29,3	7,5	85,6	67,7	
1565	105	6,69%	18,51	4,4	32,6	26,2	0,5	40,0	5,0	39,9	31,9	7,7	90,9	71,9	
1666	106	6,38%	18,53	4,7	35,5	28,4	0,5	40,0	5,2	43,1	34,5	8,2	96,3	76,1	
1877	108	5,86%	18,59	5,5	38,3	30,8	0,5	40,0	6,2	46,4	37,3	9,2	101,8	80,6	
2509	129	5,18%	18,92	6,3	41,2	33,2	0,5	40,0	7,7	49,7	40,2	12,1	108,3	86,3	
2448	127	5,34%	18,88	7,1	43,9	35,6	0,5	40,0	8,1	53,0	42,8	11,8	115,2	91,6	
2751	151	6,15%	19,07	7,5	47,1	38,1	0,5	41,6	8,5	56,3	45,5	10,8	121,4	96,1	

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspazzistipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 34 – PÁGINA 03 DO RESUMO | CPT

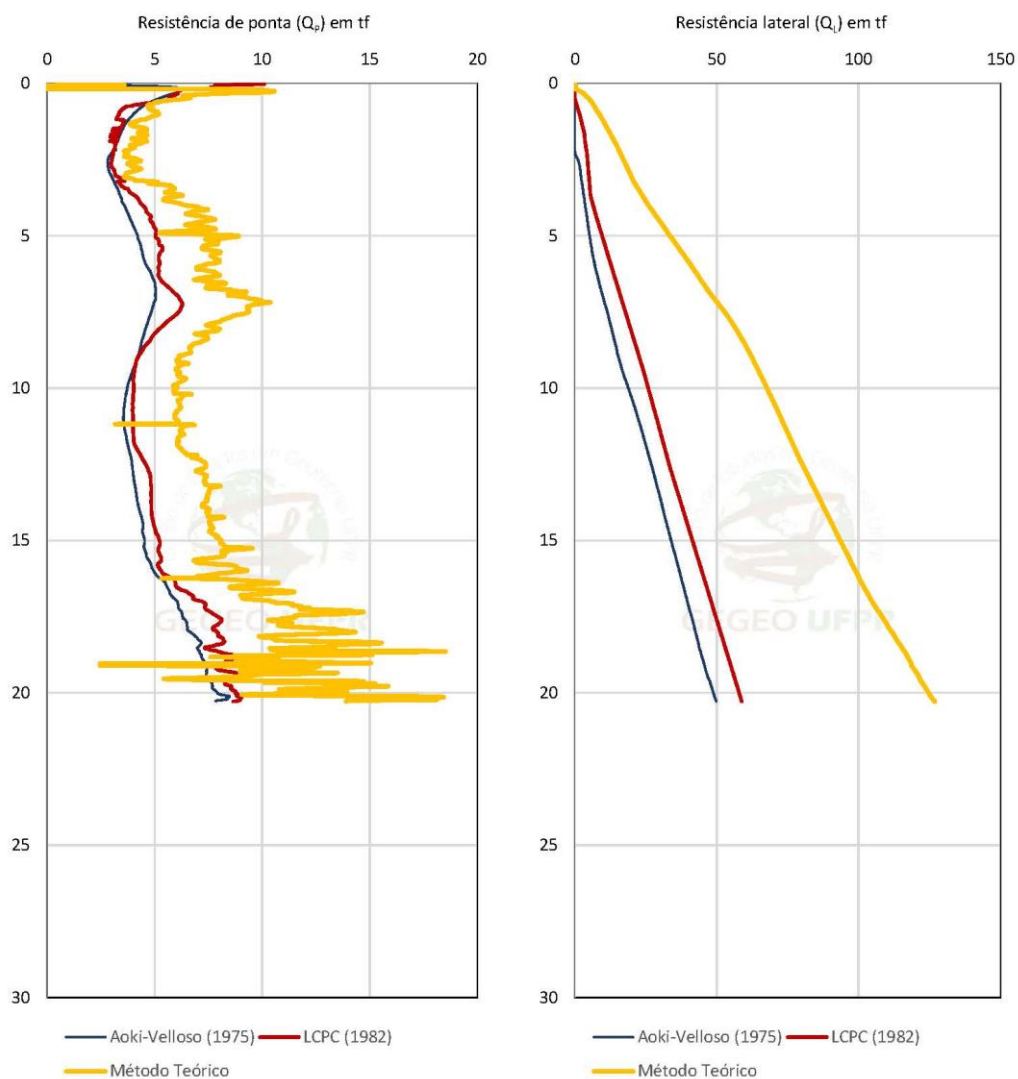
Página 3 de 5

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | RESUMO | CPT

31/01/2019

GRÁFICOS COMPLEMENTARES - RESISTÊNCIA DE PONTA E RESISTÊNCIA LATERAL

Estimativa de capacidade de carga para profundidade desejada:	Resumo	Aoki-Velloso (1975)			LCPC (1982)			Método Teórico		
	Prof. m	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf	Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf
	20,00	7,9	48,8	39,5	8,7	57,9	46,7	12,8	124,7	99,1



"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezistipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 35 – PÁGINA 04 DO RESUMO | CPT

Página 4 de 5

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | RESUMO | CPT

31/01/2019

PARÂMETROS E FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA DOS MÉTODOS UTILIZADOS

Kc Bustamante & Ganeselli (1982)		I				II			
	Solo	qc kPa	Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Strauss	Franki	Metálica	Pré- fabricada em
I a IV argil.	Argilas moles e turfas	< 1000	0,40	0,40	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50
	Argilas moderadamente compactas	1000 a 5000	0,35	0,35	0,35	0,35	0,45	0,45	0,45
	Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5000	0,45	0,45	0,45	0,45	0,55	0,55	0,55
V a IX gran.	Silte e areias fofas	<= 5000	0,40	0,40	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50
	Areias medianamente compactas e pedregulhos	5000 a 12000	0,40	0,40	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50
	Areias compactas e pedregulhos	>12000	0,30	0,30	0,30	0,30	0,40	0,40	0,40

α Bustamante & Ganeselli (1982)		IA				IB		IIA	IIB
	Solo	qc kPa	Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Raiz	Strauss	Franki	Pré- fabricada em
I a IV argil.	Argilas moles e turfas	< 1000	30	30	30	30	90	90	30
	Argilas moderadamente compactas	1000 a 5000	40	40	40	40	80	80	80
	Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5000	60	60	60	60	120	120	120
V a IX gran.	Silte e areias fofas	<= 5000	60	60	60	60	150	150	120
	Areias medianamente compactas e pedregulhos	5000 a 12000	100	100	100	100	200	200	200
	Areias compactas e pedregulhos	>12000	150	150	150	150	300	300	200

limite máximo de atrito lateral unitário kPa - Bustamante & Ganeselli (1982)

		IA				IB		IIA	IIB
	Solo	qc kPa	Escavada com lama bentonítica	Escavada em geral	Hélice contínua	Raiz	Strauss	Franki	Pré- fabricada em
I a IV argil.	Argilas moles e turfas	< 1000	15	15	15	15	15	15	15
	Argilas moderadamente compactas	1000 a 5000	35	35	35	35	35	35	35
	Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5000	35	35	35	35	35	35	35
V a IX gran.	Silte e areias fofas	<= 5000	35	35	35	35	35	35	35
	Areias medianamente compactas e pedregulhos	5000 a 12000	80	80	80	80	35	35	80
	Areias compactas e pedregulhos	>12000	120	120	120	120	80	80	120

Tipos de Solo - Classificação		
Argilosos	I	Solo fino sensível
	II	Solo orgânico e turfas
	III	Argilas - argilas siltosas
	IV	Argilas siltosas - silte argiloso
Arenosos	V	Siltes arenosos - areias siltosas
	VI	Areias limpas - areias siltosas
	VII	Areias com pedregulhos
	VIII	Areias - areias limpas
	IX	Areias finas rígidas

Método Aoki-Velloso - adaptado			
Tipo de Estaca	F1	F2	FONTE
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,50	Monteiro (1997)
Escavada em geral	3,00	6,00	Aoki e Velloso (1975)
Franki	2,30	3,00	Monteiro (1997)
Hélice contínua	6,30	4,06	Solos argil. - Benetti (2016)
	3,40	4,06	Solos aren. - Benetti (2016)
Metálica	1,75	3,50	Aoki e Velloso (1975)
Pré-fabricada em concreto	2,50	3,50	Monteiro (1997)
Raiz	2,20	2,40	Monteiro (1997)
Strauss	4,20	3,90	Monteiro (1997)

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 36 – PÁGINA 05 DO RESUMO | CPT

Página 5 de 5

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | RESUMO | CPT

31/01/2019

Fatores de Segurança NBR 6122/2010 - Métodos Semiempíricos							
n*	1	2	3	4	5	6	≥10
ξ_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,2	1,15	1,13	1,11
* n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.							
Usar ξ_1 para o caso de resistência calculada com base nos valores médios dos parâmetros de ensaio; e ξ_2 para resistências calculadas com base em valores mínimos dos parâmetros de ensaio. Em ambas as parcelas da resistência.							

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

7.1.3 Resumo | DMT

Os dados implementados na planilha de cálculo referem-se à um ensaio de DMT localizado em Passo Fundo-RS, em um campo experimental de geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Por questões de sigilo, no presente trabalho, restringe-se a divulgação de informações acerca da área do estudo e projeto de pesquisa participante.

Na FIGURA 37 apresentam-se o resumo representativo das camadas de solo a cada metro até a profundidade de 19 m, além do gráfico resumo, que contempla as parcelas de resistência lateral e de ponta. O nível d'água foi encontrado a 9,00 m de profundidade. Na FIGURA 38 apresentam-se os memoriais de cálculo dos métodos implementados, sendo Powell et al. e formulação teórica, além de um resumo das médias das leituras do ensaio e parâmetros complementares calculados ao longo das camadas unitárias.

A FIGURA 39 apresenta o espaço destinado a exposição dos gráficos referentes às parcelas de resistência lateral e de ponta, isoladas. A FIGURA 40 apresenta um quadro resumo pertinente aos fatores de segurança de estruturas de fundações prescritos na NBR 6122 (2010).

Para efeito demonstrativo, atribuiu-se alguns parâmetros complementares, tais como consideração de efeito de ponta no máximo em 20%, correlação proposta por Marchetti para estimativa do ângulo de atrito e fatores de segurança para a resistência lateral e de ponta iguais a 1,30 e 4,00, respectivamente.

Na parte da resistência de ponta, ambas as formulações apresentadas são praticamente coincidentes, ainda que o método teórico seja mais sensível localmente, uma vez que calcula a capacidade de carga a cada leitura de ensaio, de forma bastante discretizada quando comparada ao método de Powell et al.

Referente a resistência lateral, as formulações utilizadas possuem comportamento semelhante, tendo a formulação teórica apresentado valores levemente maiores. De modo geral, quando comparadas, os resultados obtidos por ambas as formulações são consistentes, comprovando a premissa de que o método de Powell tem boa previsão para estacas executadas em solo argiloso, uma vez que foi originalmente desenvolvido para tal.

FIGURA 37 – PÁGINA 01 DO RESUMO | DMT

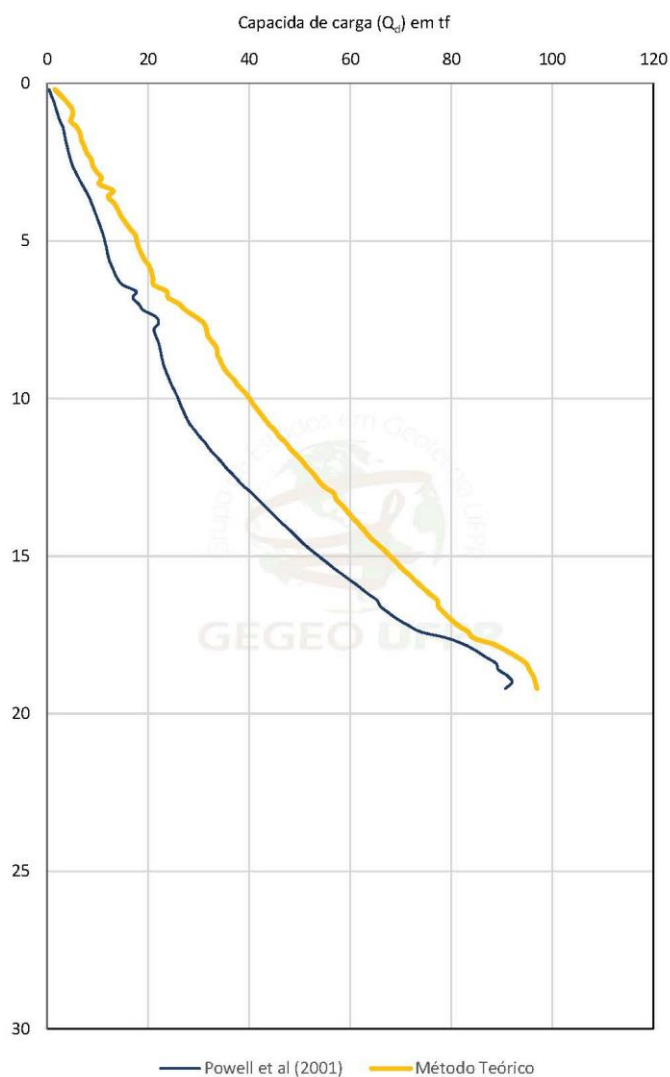
Página 1 de 4

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | RESUMO | DMT

31/01/2019

RESUMO - ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS A PARTIR DE SONDAGEM DMT**PROJETO:****ENDEREÇO:****CLIENTE:****TIPOS DE SOLO E ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA**

Cota m	Sondagem:		DMT01
	Nível d'água:		9,00
	Prof.	Tipo de Solo	
1000	0	Solo superficial	
999	1	Silte argiloso	
998	2	Silte	
997	3	Silte	
996	4	Silte	
995	5	Silte	
994	6	Silte	
993	7	Argila siltosa	
992	8	Silte argiloso	
991	9	Silte argiloso	
990	10	Silte argiloso	
989	11	Argila siltosa	
988	12	Argila siltosa	
987	13	Argila siltosa	
986	14	Argila siltosa	
985	15	Argila siltosa	
984	16	Argila siltosa	
983	17	Argila siltosa	
982	18	Argila siltosa	
981	19	Argila siltosa	
980	20		
979	21		
978	22		
977	23		
976	24		
975	25		
974	26		
973	27		
972	28		
971	29		
970	30		
INFO:			



"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 38 – PÁGINA 02 DO RESUMO | DMT

[illegible]

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspazzistipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 39 – PÁGINA 03 DO RESUMO | DMT

Página 3 de 4

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | RESUMO | DMT

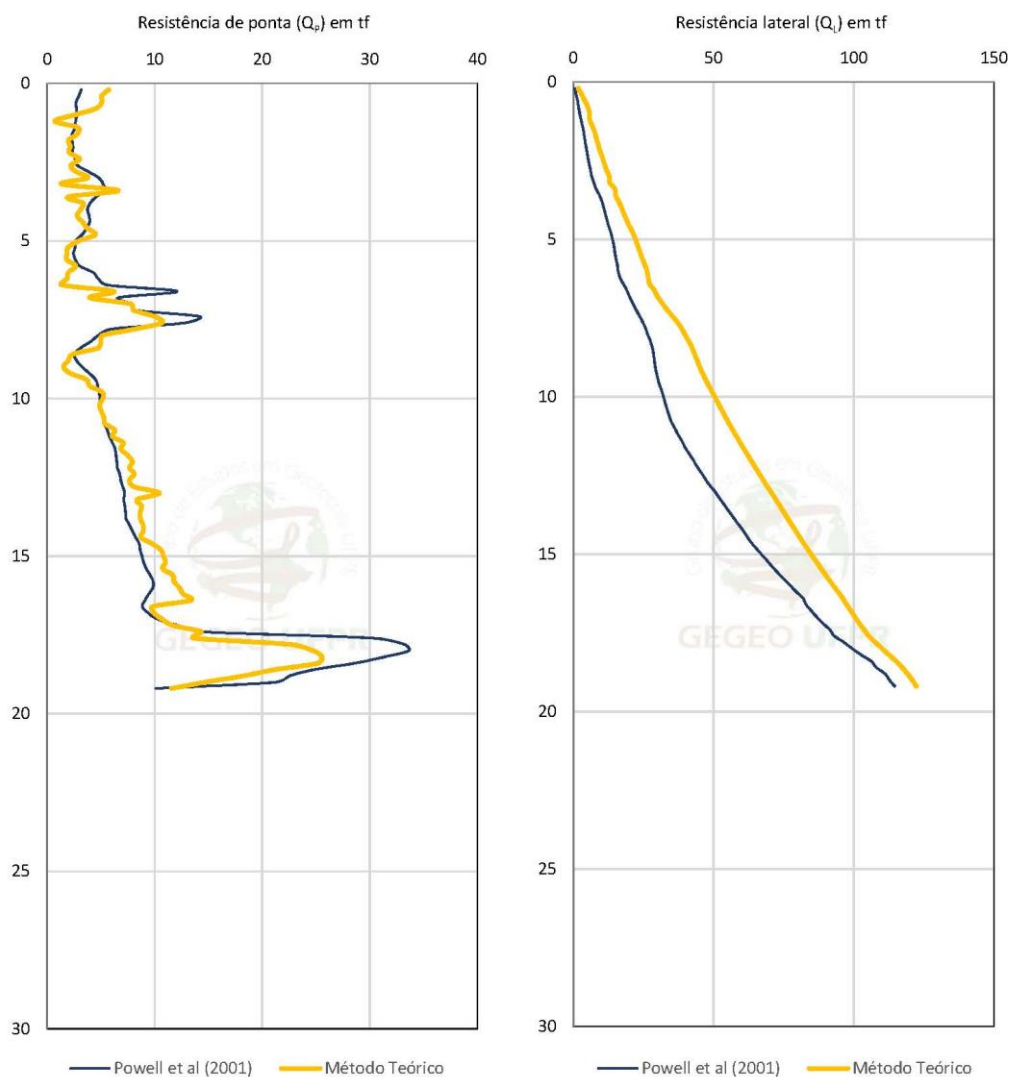
31/01/2019

GRÁFICOS COMPLEMENTARES - RESISTÊNCIA DE PONTA E RESISTÊNCIA LATERAL

Estimativa de capacidade de carga para profundidade desejada:	Resumo
	Prof. m
	18,00

LCPC (1982)		
Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf
33,6	99,4	84,9

Método Teórico		
Q_p tf	Q_L tf	Q_d tf
24,7	110,1	90,9



"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezistipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

FIGURA 40 – PÁGINA 04 DO RESUMO | DMT

Página 4 de 4

Fundações em Estacas_Versão 1.0 | RESUMO | DMT

31/01/2019

Fatores de Segurança NBR 6122/2010 - Métodos Semiempíricos							
n*	1	2	3	4	5	6	≥10
ξ_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,2	1,15	1,13	1,11
* n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.							
Usar ξ_1 para o caso de resistência calculada com base nos valores médios dos parâmetros de ensaio; e ξ_2 para resistências calculadas com base em valores mínimos dos parâmetros de ensaio. Em ambas as parcelas da resistência.							

"A utilização desta planilha é responsabilidade do usuário."

Dúvidas, críticas e sugestões: tfcspezstipp@gmail.com

Fernando Stipp; Gabriel Pezzi

FONTE: Os Autores (2018).

7.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Como funcionalidades importantes implementadas na planilha que merecem destaque, cita-se a possibilidade de escolha dos fatores de segurança relativos a cada parcela da capacidade de carga no cálculo do valor admissível para cada método. No mesmo sentido, foi implementada a opção de se considerar ou não a resistência de ponta no cálculo da capacidade de carga admissível uma vez que é prática comum entre profissionais da área desprezar a contribuição da ponta, principalmente em estacas escavadas já que tal contribuição só se tornaria relevante após elevada mobilização e recalques no elemento de fundação (Aoki & Cintra, 2010), momento em que a superestrutura já sofreu danos relativos ao estado limite de serviço.

Outra opção relativa à consideração da contribuição da resistência de ponta foi a de permitir no cálculo da resistência de projeto, que a resultante de ponta represente no máximo 20% da resistência última de projeto, o que segue as recomendações da norma ABNT NBR 6122/2010 para estacas escavadas. A opção foi deixada disponível mesmo para os demais tipos de estaca, uma vez que pode ser do interesse do usuário não considerar totalmente a contribuição da parcela da ponta no cálculo da resistência final.

Outra funcionalidade a ser citada é a possibilidade de serem ou não apresentados os gráficos relativos aos métodos teóricos nas seções pertinentes aos ensaios SPT E CPT, devido ao fato de que, em análises iniciais, para alguns ensaios os valores de resistência obtidos para este método apresentaram-se muito superiores aos demais, prejudicando a escala de visualização dos gráficos obtidos a partir dos demais métodos.

Além disso, os métodos teóricos foram divididos para realizar os cálculos dividindo os solos em granulares ou coesivos, não sendo recomendada a aplicação do método para solos coesivo-friccionais, os quais, apesar de serem muito comuns no Brasil e em regiões tropicais, ainda não apresentam formulações e correlações consolidadas na literatura.

A opção de não apresentação dos gráficos do método empírico para os resultados obtidos a partir do ensaio DMT não foi implementada, considerando a necessidade de haver pelo menos o dimensionamento por dois métodos para a comparação de resultados. Além disso, o outro método considerado no cálculo da

capacidade de carga a partir do ensaio DMT, também apresenta restrições quanto ao tipo de solo, como já discutido anteriormente.

Apresenta-se ainda (FIGURA 28, FIGURA 34 e FIGURA 39), nas abas referentes aos resumos de todos os ensaios, um campo para preenchimento, que tem como retorno os valores de capacidade de carga calculados para a profundidade desejada, evitando a necessidade de busca no memorial.

Outra funcionalidade interessante refere-se à apresentação gráfica dos valores de resistência de ponta e lateral isoladamente, sem fatores de segurança. Essa visualização permite, entre outros, analisar o comportamento da curva e identificar como as parcelas se desenvolvem ao longo da profundidade, identificando pontos discrepantes ou tendências de crescimento ou decrescimento.

Por fim, pode-se destacar também o fato de que para os métodos semiempíricos que consideram coeficientes e parâmetros inerentes ao método e que variam de acordo com o tipo de estaca ou tipo de solo. Tais parâmetros encontram-se junto ao resumo dos resultados obtidos, podendo ser impressos no mesmo documento e servir de consulta para verificação dos valores considerados. Alguns desses valores, assumidos através de interpolação ou extrapolação a fim de compatibilizar os métodos e permitir a comparação de resultados, foram deixados como células editáveis, as quais podem ser preenchidas pelo usuário com valores que achar mais pertinentes.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento do trabalho possibilitou a obtenção de uma ferramenta de cálculo capaz de compilar dados de três (3) ensaios distintos e gerar uma previsão da capacidade de carga axial para cada um deles. Nela, são introduzidos parâmetros relativos ao tipo de estaca ou procedimento, geometria, fatores de segurança associados a cada uma das parcelas, limitação do efeito de ponta para estacas escavadas conforme prescrito em norma e fatores de capacidade utilizados. Além disso, constam elementos gráficos que permitem uma adequada visualização do comportamento geotécnico frente as variáveis mencionadas.

Além da ferramenta, destacam-se os grandes aprendizados no que tange ao estudo e entendimento dos ensaios e métodos abordados, reiterando ainda mais o caráter grandioso que a Engenharia Geotécnica possui. Somente as considerações abordadas nos métodos baseados no SPT já representaram grande avanço em relação às atividades desenvolvidas durante as disciplinas da graduação. Ensaio de CPT e DMT, que possuem estudos as vezes restrito a teoria, tiveram seus resultados utilizados de forma direta para previsão de capacidade de carga de estacas.

Por último, destaca-se a gama de recursos contemplados pela planilha de cálculo, sendo possível a inserção de resultados de ensaios com leituras bastante discretizadas, como nos casos do CPT e DMT. Tais características, caso utilizadas dentro do meio acadêmico, podem despertar interesse aos alunos através do desenvolvimento do senso crítico frente as saídas do programa. Ainda, podem fomentar o desenvolvimento de novas pesquisas, procurando melhorar e aperfeiçoar os métodos e considerações já implementadas neste trabalho.

8.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Basicamente, as recomendações aqui propostas são pertinentes a melhoria e aprimoramento dos parâmetros utilizados nas metodologias inseridas na ferramenta. Podem ser previstos atualização dos parâmetros referentes a cada método a partir de estudos de reavaliação de parâmetros, segundo condições locais, assim como realizado por Benetti (2016).

De modo geral, pode-se realizar estudos mais aprofundados sobre formulações teóricas, principalmente relacionados à resistência não drenada em

argilas, considerando aspectos de sobreadensamento, por exemplo. As formulações geralmente são aplicadas sob o enfoque de tensões totais, efetivas ou misto.

Na parte do CPT, torna-se importante a inserção de dados de poropressão, nesse caso, tornando a planilha utilizável para ensaios de CPTu, nos quais avaliam as pressões neutras geradas durante o ensaio. Em solos argilosos, podem ocorrer grandes valores de poropressão que resultariam em valores de resistência de ponta corrigidos e por consequência, alterando cálculos subsequentes.

Nesse âmbito, cita-se outra importante contribuição no que diz respeito a implementação de novos métodos ou abordagens que considerem o comportamento coesivo-friccional de solos, comumente encontrados em regiões tropicais, como no caso do Brasil. Ainda não existem formulações exatamente consolidadas no meio técnico-científico que contemplem problemas desse tipo.

Finalmente, no método proposto por Powell et al., podem-se realizar estudos a respeito da efetividade de utilização para previsão de capacidade de carga em solos granulares, uma vez que o método foi originalmente concebido para solos argilosos, ou ainda, a implementação de outra metodologia baseada no DMT.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 12069. (MB-3406) Solo - Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT) - Método de Ensaio. , 1991. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. . p.103, 2010. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6484. Solo - Sondagem de Simples de Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio. , 2001. Rio de Janeiro.
- ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A.; DÉCOURT, L.; Análise e projeto de fundações profundas. Fundações teoria e prática. 2a Ed. São Paulo. Pini, 2009.
- BENETTI, L. B. **Estacas Hélice Contínua Executadas em Solos da Formação Guabirotuba: Estudo do Comportamento e Reavaliação de Métodos Semiempíricos de Previsão da Capacidade de Carga**. Curitiba, 2016.
- BOWLES, J. E.; Foundation Analysis and Design. 5a Ed. Nova York. McGraw-Hill, 1997.
- CAMPOS, J. C. DE. **Elementos de Fundações em Concreto**. 1ª edição ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações - Fundamentos**. 6ª edição ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.
- CAVALCANTE, E. H.; GIACHETI, H. L.; BEZERRA, R. L. Parâmetros Geotécnicos e Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Apiloadas em Solo Tropical Arenoso Obtidos com o Pressiômetro Ménard. **Solos e Rochas**, , n. 1, p. 115–129, 2005. São Paulo.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; Fundações por estacas projeto geotécnico. 1a Ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6ª edição ed. São Paulo: Thomson Learnings, 2007.
- ESPARZA, O. L. R.; Emprego do ensaio DMT na previsão da capacidade de carga de estacas em solo de diabásio. Dissertação de mestrado. Campinas. 2016.
- GOMES, D. D.; Uso do dilatômetro de marchetti para a previsão da capacidade de carga e dos recalques elásticos de estacas. Dissertação de mestrado. São Paulo. 2007
- JOPPERT, I. **Fundações e Contenções de Edifícios: Qualidade Total na Gestão do Projeto e Execução**. 1ª edição ed. São Paulo: Editora Pini, 2007.
- MARCHETTI, S.; In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal of the Geotechnical

Engineering Division. Nova York. American Society of Civil Engineers, 03/1980. Disponível em: <http://www.marchetti-dmt.it/wp-content/uploads/bibliografia/marchetti_1980_asce_DMT.pdf>. Acesso em 22/11/2018.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª edição ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

LO PRESTI, D.; MEISINA, C. Pagani Geotechnical Equipment. Disponível em: <www.pagani-geotechnical.com>. Acesso em: 2/7/2018.

QUARESMA, A. R. Investigações Geotécnicas. **Fundações - Teoria e Prática**. 2ª edição ed., 2009. São Paulo: Pini.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 6ª edição ed. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing, Inc., 2015.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª edição ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHULZE, T.; Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos. Dissertação de mestrado. Campinas. 2013.

SOUZA, L. M. DE. **Software para Análise e Interpretação de Resultados de Ensaio CPT e CPTu**. Viçosa, 2017.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra**. 1ª edição ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 1ª edição ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.