

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

THAYARA MONTEIRO ORANDES DA GRAÇA

COMPARAÇÃO DE DESEMPENHO DE MÉTODOS DE CAPACIDADE DE
CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM CASO DE OBRA EM
BALNEÁRIO CAMBORIÚ - SC

Joinville

2017

THAYARA MONTEIRO ORANDES DA GRAÇA

COMPARAÇÃO DE DESEMPENHO DE MÉTODOS DE CAPACIDADE DE
CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM CASO DE OBRA EM
BALNEÁRIO CAMBORIÚ - SC

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura no curso de Engenharia Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina, Campus de Joinville.

Orientador: Prof.º Dr. Marcelo Heidemann.

Joinville

2017

COMPARAÇÃO DE DESEMPENHO DE MÉTODOS DE CAPACIDADE DE
CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM CASO DE OBRA EM
BALNEÁRIO CAMBORIÚ – SC

THAYARA MONTEIRO ORANDES DA GRAÇA

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado e aprovado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

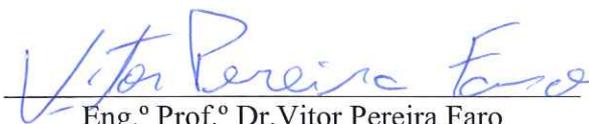
Joinville (SC), 01 de Dezembro de 2017.

Banca Examinadora:



Eng.º Prof.º Dr. Marcelo Heidemann

Orientador – Universidade Federal de Santa Catarina



Eng.º Prof.º Dr. Vitor Pereira Faro

Membro – Universidade Federal do Paraná



Eng.ª Prof.ª Msc. Helena Paula Nierwinski

Membro – Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço e dedico este trabalho à Deus por me dar sabedoria e forças para enfrentar a graduação.

Aos meus pais Rosane Monteiro Estevam e Juarez O. da Graça, por sempre me incentivarem aos estudos e nunca medirem esforços para me proporcionar a melhor formação acadêmica que eu poderia ter. As minhas avós Maria Monteiro e Maurília Marcos da Graça, e a minha tia Vera Lúcia Monteiro Estevam por serem papel fundamental na minha criação. Agradeço também aos demais familiares que de alguma forma puderam contribuir para que eu pudesse chegar até aqui.

Agradeço meu namorado Leandro Podda, que especialmente este ano, esteve sempre me ajudando, aconselhando, incentivando, e apoiando as minhas decisões. Obrigada pelo carinho, companheirismo e toda ajuda ao longo desse tempo.

À minha conselheira Juliana Rosa e aos meus muitos queridos amigos que conheci ao longo da graduação, que estiveram compartilhando comigo as dificuldades e vitórias, em especial meus colegas de turma e os jovens mais legais. Agradeço também aos que deixei um pouco de lado durante esta árdua jornada, mas da mesma forma sempre estiveram presentes.

Agradeço ao Engº Edson Venício Petroski e a empresa UNIBASE Fundações Hélice Contínua, que me proporcionaram a oportunidade de adquirir meus primeiros conhecimentos sobre o assunto de fundações.

Agradeço especialmente a empresa EMBRAED por me ceder todos os dados necessários para a realização deste trabalho, em especial ao engº Leonardo Weber por nunca medir esforços para me atender.

Ao meu orientador Prof. Dr. Marcelo Heidemann, por aceitar meu convite à orientação, e por ter se demonstrado mais uma vez exemplo de professor e de mestre. Agradeço todo seu apoio e direcionamento para realização deste trabalho, sua ajuda, e orientação foram fundamentais, muito obrigada!

Agradeço à instituição da UFSC e a todos os professores do Campus de Joinville, grandes mestres que me fizeram chegar até aqui com tamanho conhecimento adquirido ao longo dos anos. Aos participantes da banca Engº Dr. Vitor Pereira Faro e a Engª Msc. Helena Paula Nierwinski, por aceitarem meu convite à banca.

A todos que de alguma forma me ajudaram e estiveram do meu lado, seja de forma direta ou indiretamente. Muito obrigada a todos!

“A lei da mente é implacável. O que você pensa, você cria; O que você sente, você atrai; O que você acredita torna-se realidade”.
(Buda)

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo realizar a comparação do desempenho de métodos de previsão de capacidade de carga para dimensionamento de fundações profundas, comparando-os com resultados de provas de carga estática (PCE). Para tal estudou-se o caso de uma obra predial no município de Balneário Camboriú (SC). Inicialmente definiu-se um perfil estratigráfico representativo do terreno com base em resultados de sondagens do tipo *cone penetration test* (CPT), realizadas em 9 pontos distintos do terreno. A partir dos resultados das sondagens fez-se a previsão de parâmetros de comportamento geotécnico, quando necessário. Em seguida foram feitas as previsões de capacidade de carga para estacas de mesmas características das empregadas na obra estudada utilizando os métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975), Philipponnat (1979) e Bustamante e Gianaselly (1981), e os métodos teóricos de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) e Vesic (1963). Houve limitações para as comparações com os resultados de prova de carga, visto que as estacas submetidas à PCE, mesmo sob altos carregamentos, não apresentaram deformações expressivas tampouco ruptura nítida. Tentou-se a extrapolação com uso de um modelo polinomial, que resultou em curvas carga-recalque similares às tipicamente obtidas. Fez-se então a comparação entre a carga de ruptura obtida pelos métodos abordados e as cargas de ruptura obtidas pela prova de carga executada e pela extrapolação. Concluiu-se que dentre os métodos semi-empíricos Philipponnat (1979) mostrou-se o mais conservador, Aoki e Velloso (1975) também apresentou bons resultados, e Bustamante e Gianaselly (1981) foi o mais arrojado. Dentre os métodos analíticos, Vesic (1963) e Terzaghi (1943), considerando ruptura localizada, foram os métodos que apresentaram os resultados mais satisfatórios.

Palavras-chave: Fundações profundas. Capacidade de carga. Provas de carga. CPT.

ABSTRACT

This work aims to compare methods used to predict the ultimate load capacity for deep foundations, comparing them with data from static load tests (PCE). For this, one has studied a case of a building in the municipality of Balneário Camboriú (SC). Initially, a stratigraphic profile was defined in order to represent the different soils that occur in the area. Such profile was constructed with basis in results of cone penetration test (CPT), which were carried out in 9 different points. Parameters of geotechnical behavior for the several materials that occur in the area were also derived from results of in situ tests. Then, the ultimate load capacity of piles was predicted using the semi-empirical methods of Aoki & Velloso (1975), Philipponnat (1979) and Bustamante & Gianaselly (1981), and theoretical (analytical) methods of Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) and Vesic (1963). There were limitations to the comparisons of load capacity predictions with the results of static load test, since the piles submitted to PCE, even under high loads, did not present expressive deformations nor clear rupture. Therefore, extrapolation was attempted by a polynomial equation that showed typical load-settlements curve with clear failure. The ultimate capacity load obtained by the studied methods were compared with the ultimate load considered in static load test and ultimate load by extrapolation of static load. It was concluded that among the semi-empirical methods, Philipponnat (1979) was the most conservative, Aoki & Velloso (1975) achieved good results and Bustamante & Gianassely (1981) achieved the best fit. Among the analytical methods, Vesic (1963) and Terzaghi (1943), considering localized rupture, were the methods that presented the most satisfactory results.

Key-words: Pile. Bearing capacity. Static load tests. Cone penetration test.

SUMÁRIO

RESUMO.....	2
1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVO GERAL.....	15
1.1.1 Objetivo Geral.....	15
1.1.2 Objetivos específicos	15
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	16
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS	17
2.1.1 Estacas.....	18
2.1.2 Estacas Hélice Contínua	19
2.2 MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA – MÉTODOS ESTÁTICOS	21
2.2.1 Métodos analíticos ou Teóricos.....	22
2.2.2 Métodos Semi-empíricos	32
2.3 PROVAS DE CARGA	37
2.3.1 Ensaio prova de carga estática	37
2.3.2 Extrapolação prova de carga	42
2.4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	44
2.4.1 CPT	45
3 APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO.....	48
3.1 LOCALIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO	48
3.2 CARACTERÍSTICA GEOLÓGICA DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ.....	50
3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO.....	52
4 METODOLOGIA	59
4.1 LEVANTAMENTO DE DADOS PRÉ EXISTENTES.....	59
4.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E GEOLÓGICAS.....	60
4.2.1 Parâmetros de comportamento geotécnico.....	62
4.3 DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DE PROJETO PARA AS ESTACAS ESTUDADAS	64
4.4 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	69
4.5 EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA.....	70
5 RESULTADOS.....	71

5.1	PARÂMETROS DE COMPORTAMENTO DO SOLO DE ESTUDO	71
5.2	PROVAS DE CARGA	77
5.2.1	Estaca 01	77
5.2.2	Estaca 02	80
5.3	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA POR MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS 82	
5.3.1	Aoki e Velloso (1971)	83
5.3.2	Philipponnat (1979).....	85
5.3.3	Bustamante e Gianaselly (1981).....	86
5.4	MÉTODOS ANALÍTICOS.....	88
5.4.1	Resistência Lateral.....	88
5.4.2	Resistência de Ponta	89
5.5	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	100
5.5.1	Comparação das profundidades de assentamento.....	100
5.5.2	Comparação das cargas de ruptura	102
5.5.3	Comparação do comportamento dos métodos abordados	110
6	CONCLUSÃO	113
	REFERÊNCIAS	117

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Fundação profunda.....	17
Figura 2 – Equipamento usual hélice contínua.....	19
Figura 3 – Processo de execução de estaca hélice contínua.....	20
Figura 4 – Conceito básico de capacidade de carga axial em estacas.....	21
Figura 5 – Modelo de Ruptura proposto por Terzaghi (1943).....	23
Figura 6 – Modelo de Ruptura proposto por Meyerhof (1951).....	25
Figura 7 – Modelo de solução proposta por Berezantzev et al. (1965).....	28
Figura 8 – Fatores de capacidade de carga A_k e B_k de Berezantzev et al (1965).....	28
Figura 9 – Curvas para o coeficiente α Tomlinson (1994).....	31
Figura 10 – Resistência de ponta da estaca segundo De Beer (1963).....	32
Figura 11 – Gráfico para a obtenção de β em função de h/b^* para o caso de estacas e ϕ'	33
Figura 12 – Ilustração da realização de prova de carga em estacas.....	40
Figura 13 – Sistema de medição para prova de carga de compressão.....	40
Figura 14 – Resultado típico de prova de carga (a) resistência lateral da estaca, (b) resistência de ponta da estaca (c) resistência de ponta mais atrito lateral.....	41
Figura 15 – Resultado típico de critério de ruptura pela NBR6122:2010.....	42
Figura 16 – Extrapolação da curva carga-recalque pelo método de Van der Veen (1953).....	43
Figura 17 – Carga de ruptura de acordo com o método proposto por Massad (1986).....	44
Figura 18 – Ensaios de uso corrente na prática brasileira.....	45
Figura 19 – Exemplo de cone utilizado em sondagem do tipo CPT.....	46
Figura 20 – Resultados típicos de sondagem CPT.....	46
Figura 21 – Relação entre a razão de atrito, resistência de ponta do cone e tipo de solo.....	47
Figura 22 – Localização de Balneário Camboriú no mapa de Santa Catarina.....	48
Figura 23 – Fotografia panorâmica de Balneário Camboriú-SC.....	49
Figura 24 – Localização do estudo de caso Balneário Camboriú-SC.....	49
Figura 25 – Mapa de suscetibilidade a processos condicionantes de riscos geológicos.....	50
Figura 26 – Mapa de geodiversidade do estado de Santa Catarina.....	51
Figura 27 – Barra Norte de Balneário Camboriú.....	51
Figura 28 – Mapeamento de sondagem no terreno.....	53
Figura 29 – Boletim de sondagem do furo CPT 1.....	54

Figura 30 – Perfil geotécnico aproximado do terreno correspondente ao corte A-A’.	55
Figura 31 – Perfil geotécnico aproximado do terreno correspondente ao corte B-B’.	56
Figura 32 – Valores de resistência de ponta das sondagens 1 a 9.	58
Figura 33 – Fluxograma da organização do trabalho.	59
Figura 34 – Compatibilização de estacas das PCE com as sondagens.	60
Figura 35 – Perfil estratigráfico para material friccional a partir de $(q_c) > 80\text{kPa}$.	61
Figura 36 – Bloco que envolve a Estaca 01.	67
Figura 37 – Bloco que envolve a Estaca 02.	68
Figura 38 – Ângulo de atrito ao longo da profundidade – Sondagem CPT 3.	73
Figura 39 – Ângulo de atrito ao longo da profundidade – Sondagem CPT 7.	74
Figura 40 – Resistência de ponta ao longo da profundidade.	75
Figura 41 – Resistência não drenada ao longo da profundidade.	76
Figura 42 – Densidade relativa ao longo da profundidade.	76
Figura 43 – Resultados da prova de carga executada na Estaca 01.	78
Figura 44 – Resultados da prova de carga executada na Estaca 01 e ruptura obtida a partir de NBR 6122:2010.	79
Figura 45 – Extrapolação da prova de carga na Estaca 01.	79
Figura 46 – Resultados da prova de carga executada na Estaca 02.	80
Figura 47 – Resultados da prova de carga executada na Estaca 02 e ruptura obtida a partir de NBR 6122:2010.	81
Figura 48 – Extrapolação da prova de carga da Estaca 02.	82
Figura 49 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Aoki e Velloso (1975).	84
Figura 50 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Aoki e Velloso (1975).	84
Figura 51 – Resistência x Profundidade para a Estaca 01 obtido para o método de Philipponnat (1979).	85
Figura 52 – Resistência x Profundidade para a Estaca 02 obtido para o método de Philipponnat (1979).	86
Figura 53 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Bustamante e Ganaselly (1981).	87
Figura 54 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Bustamante e Ganaselly (1981).	88

Figura 55 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l	90
Figura 56 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l	90
Figura 57 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l	92
Figura 58 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l	92
Figura 59 – Comparação do método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l com fatores N e N' na Estaca 01.	94
Figura 60 – Comparação do método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l com fatores N e N' na Estaca 02.	95
Figura 61 – Gráfico Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Meyerhof (1951) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l	96
Figura 62 – Gráfico Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Meyerhof (1951) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l	97
Figura 63 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Vesic (1963) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l	98
Figura 64 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Vesic (1963) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l	99
Figura 65 – Profundidade de assentamento obtida para cada método abordado.	102
Figura 66 – Relação entre $h_{projetado}/h_{calculado}$ para as Estacas 01 e 02.	102
Figura 67 – Comparação dos FS.	104
Figura 68 – Comparação da carga de ruptura para a Estaca 01.	108
Figura 69 – Comparação da carga de ruptura para a Estaca 02.	109
Figura 70 – Resultados obtidos para cada método para Estaca 01.	111
Figura 71 – Resultados obtidos para cada método para Estaca 02.	112

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de capacidade de carga.....	24
Tabela 2 – Fatores de capacidade de carga para Meyerhof (1951), Hansen (1970) e Vesic (1963).	25
Tabela 3 – Fatores de capacidade de carga N_c e N_σ segundo Vesic (1963).	26
Tabela 4 – Coeficiente αT	27
Tabela 5 – Valores de K_s e δ	29
Tabela 6 – Métodos para atrito lateral unitário para solos argilosos saturados.	30
Tabela 7 – Valores de K e de α aplicados ao método de Aoki e Velloso.....	35
Tabela 8 – Valores de K e α e valores máximos de q_s	36
Tabela 9 – Valores do coeficiente αP em função do tipo de solo.	37
Tabela 10 – Valores do coeficiente αF em função do tipo de estaca.	37
Tabela 11 – Valores do coeficiente αS em função do tipo de estaca.	37
Tabela 12 – Quantidade de provas de carga segundo NBR 6122:2010.	38
Tabela 13 – Índice de vazios, teor de umidade e peso específico seco para alguns solos típicos em estado natural.	62
Tabela 14 – Valor de peso específico natural saturado.	63
Tabela 15 – Combinação de Cargas para a Estaca 01.	66
Tabela 16 – Combinação de Cargas para a Estaca 02.....	69
Tabela 17 – Parâmetros de comportamentos obtidos a partir do ensaio CPT 3.....	72
Tabela 18 – Parâmetros de comportamentos obtidos a partir do ensaio CPT 7.....	72
Tabela 19 – Valores médios dos parâmetros de comportamento geotécnico.....	75
Tabela 20 – Resumo dos resultados para prova de carga na Estaca 01.....	77
Tabela 21 – Resumo dos resultados para prova de carga da Estaca 02.....	80
Tabela 22 – Resultados obtidos considerando carga de projeto de 3439,6 kN para Estaca 01.	100
Tabela 23 – Resultados obtidos considerando carga de projeto 3746,16 kN para Estaca 02.	100
Tabela 24 – Comparação dos FS para a Estaca 01.	103
Tabela 25 – Comparação dos FS para a Estaca 02.	104
Tabela 26 – Comparação das cargas de ruptura para a Estaca 01.	106
Tabela 27 – Comparação das cargas de ruptura para a Estaca 02.	106

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto Latino

A	Área da seção transversal da estaca;
a	Aderência entre o solo e a estaca;
A_b	Área da base;
A_p	Área da seção transversal da ponta da estaca;
A_k e B_k	Parâmetros relacionados à função do ângulo de atrito (φ')
B	Diâmetro da estaca para os métodos abordados;
c'	Coesão do solo;
CG_x e CG_y	São os centros de aplicação das cargas;
D	Diâmetro da estaca para o critério de ruptura da NBR 6122:2010;
D_r	Densidade relativa;
E	Módulo de elasticidade do material da estaca;
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão;
F_1 e F_2	Fatores de transformação que engloba efeito escala entre a estaca e o cone;
F_z	Carga vertical resultante, na cota de arrasamento das estacas;
h	Comprimento da estaca para o método de De Beer (1963);
I _{rr}	Índice de rigidez reduzido
K	Fator de correção para ensaio SPT;
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso;
K_s	Coefficiente de empuxo do solo contra o fuste, na zona de ruptura próxima à ponta;
L	Profundidade da estaca para o método de Terzaghi(1943) e Meyerhof (1961);
Δl	Fração de comprimento da estaca;
M_x e M_y	Momento na cota de arrasamento nas estacas;
n	Número de estacas do bloco em que se encontram as estacas ensaiadas;
N_c, N_q e N_γ	Fatores de carga propostos por Terzaghi (1943), Hansen (1970) e Vesic (1963) para ruptura geral;
N'_c, N'_q e N'_γ	Fatores de capacidade de carga propostos por Terzaghi(1943), Hansen (1970) e Vesic (1963) para ruptura geral;
N_c e N_σ	Fatores de capacidade de carga propostos por Vesic (1963);

N_I	Índice de resistência à penetração (N_{SPT}) no metro analisado;
P	Carga de ruptura convencional;
$Q_{l,c}$	Resistência lateral do penetrômetro;
q_c	Resistência de ponta do ensaio de cone;
q_s	Atrito unitário médio ao longo do fuste dado por q_c/α ;
$(QV)_{ult}$	Capacidade máxima da estaca;
$Q_{l,ult}$	Resistência da estaca por atrito lateral;
$Q_{l,c}$	Resistência lateral do penetrômetro;
$Q_{p,ult}$	Resistência da estaca pela ponta;
R_{adm}	Resistência admissível;
R_p	Resistência de ponta;
R_l	Resistência lateral;
R_{rup}	Resistência de ruptura;
Δr	Recalque da ruptura convencional;
S_u	Resistência não drenada;
U	Perímetro da estaca;
x' e y'	Distâncias do centro de gravidade ponderado até o eixo da estaca ensaiada;

Alfabeto Grego

α	Fator que correlaciona a resistência lateral com resistência de ponta q_c ;
α_p , α_F e α_S	Coefficientes em função do tipo de solo e do tipo de estaca;
φ'	Ângulo de atrito do solo;
τ_l	Atrito lateral unitário;
γ'	Peso específico aparente natural do solo ao longo da profundidade;
γ'_b	Peso específico aparente natural do solo que ocorre sob a base da estaca;
σ_o	Tensão que relaciona coeficiente de empuxo no repouso e tensão efetiva vertical;
σ'_v	Tensão efetiva vertical;
α_T	Função da relação L/B ;
σ_h	Tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca;
δ	Ângulo de atrito entre o solo e a estaca.

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento da população e o avanço da tecnologia, sobretudo na área da construção civil, as cidades vêm sendo ocupadas por edifícios cada vez mais altos e robustos. Grandes estruturas impõem grandes desafios, em especial na engenharia geotécnica. Um deles consiste no elevado carregamento que a edificação transmite às fundações, exigindo soluções robustas, que requerem grande controle do dimensionamento, e conseqüentemente elevados custos.

Fundações corretamente dimensionadas devem “apresentar, ao mesmo tempo, segurança em relação aos possíveis modos de colapso (atendimento aos *estados limites últimos*) e deslocamento em serviço aceitáveis (atendimento aos *estados limites de utilização*).” (VELLOSO; LOPES, 2010).

Para cumprir tais estados, segundo a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6122 (2010, p. 24), que sobre Projeto e execução de fundações, é necessário para o projeto de fundações profundas, obter as cargas admissíveis ou resistentes de projeto que podem ser avaliadas através de processos diretos (Analíticos ou Teóricos) e indiretos (Empíricos ou Semi-empíricos). Existe também as provas de carga, as quais ocupam lugar à parte na questão da segurança, (HACHICH, 1998).

Para a utilização dos métodos de capacidade de carga, é de fundamental importância obter dados concisos relativos à estratigrafia da área da obra e aos parâmetros de comportamento geotécnico dos solos a que estas cargas serão transmitidas; Estes últimos são obtidos através de investigação geotécnica, seja de laboratório ou por ensaios de campo. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) “a investigação geotécnica constitui-se em pré-requisito para projetos seguros e econômicos”.

A experiência internacional faz referência frequente que o conhecimento geotécnico, o controle e a execução de fundações são mais importantes para satisfazer esses requisitos, do que a precisão dos modelos de cálculo e os coeficientes de segurança adotados (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Porém a interpretação dos resultados é complexa e imprecisa, devido

tanto ao comportamento do solo como as condições de contorno do ensaio realizado (WROTH, 1984). Entra em contexto as provas de carga, que são destinadas a dirimir dúvidas sobre o comportamento dos elementos de fundação, como verificar a concisão do elemento sobre as premissas do projeto (HACHICH, 1998).

Para Velloso e Lopes (2010) “Um dos principais modos de colapso de uma fundação é a perda da capacidade de carga”. Tal perda pode estar relacionada tanto a erros de dimensionamento, relacionados a equívocos na obtenção da carga de ruptura das estacas, quanto aos parâmetros estimados inadequadamente. Assim, a chave para a engenharia de fundação bem-sucedida é compreender a mistura entre racionalismo e empirismo, e como aplicá-los a problemas práticos, garantindo desta forma a segurança da obra, e buscando torná-la economicamente mais favorável.

Existem diversos métodos para previsão da capacidade de carga reportados na literatura, mas os desempenhos dos mesmos é sujeito às incertezas referentes aos parâmetros de comportamento do solo. Nesse sentido, busca-se avaliar o desempenho de diversos métodos de capacidade de carga estática, fazendo comparações com métodos analíticos e semi-empíricos, a resultados de provas de carga, realizadas no arcabouço geológico-geotécnico de Balneário Camboriú.

1.1 OBJETIVO GERAL

1.1.1 Objetivo Geral

Comparar o desempenho de métodos de previsão de capacidade de carga de fundações profundas aplicado a um caso de uma obra no município de Balneário Camboriú – SC.

1.1.2 Objetivos específicos

- a. Obter dados de sondagens, plantas de carga da edificação, e provas de carga executadas in situ;
- b. Obter, a partir do projeto estrutural, as cargas resultantes que atuam nas estacas que foram submetidas a ensaios de prova de carga estática;
- c. Estabelecer um perfil geotécnico representativo para a área estudada e estimar parâmetros de comportamento geotécnico para os materiais envolvidos;

- d. Realizar a previsão de capacidade de carga para as estacas empregando métodos analíticos e semiempíricos;
- e. Comparar os resultados obtidos no dimensionamentos com o desempenho apresentado pelas fundações submetidas às provas de carga *in situ*;
- f. Discutir do ponto de vista técnico e econômico as implicações dos resultados.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está estruturado em seis capítulos, distribuídos da seguinte forma: Introdução, Revisão Bibliográfica, Apresentação do caso de estudo, Metodologia, Resultados e Conclusão.

O Capítulo 1, **Introdução**, apresenta os aspectos gerais, objetivos e a estruturação do trabalho.

No Capítulo 2 será apresentado a **Fundamentação teórica** que está subdividida em: Fundações profundas; Métodos de capacidade de carga; Provas de carga e Investigação geotécnica – sondagem CPT.

No Capítulo 3, será feita a **Apresentação do caso de estudo**, e contém dados da edificação como sua localização, aspectos geológicos e geotécnicos, e apresentação e interpretação dos ensaios geotécnicos realizados.

A **Metodologia**, será apresentada no Capítulo 4. Nele encontra-se a descrição das etapas necessárias ao desenvolvimento deste trabalho.

No Capítulo 5, apresentam-se os **Resultados** das aplicações dos métodos de previsão de capacidade de carga ao caso estudado e a comparação dos dados com os valores de provas de carga realizada *in situ*. Por último será feita uma análise dos resultados para a apresentação. As **Conclusões** são apresentadas no Capítulos 6.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

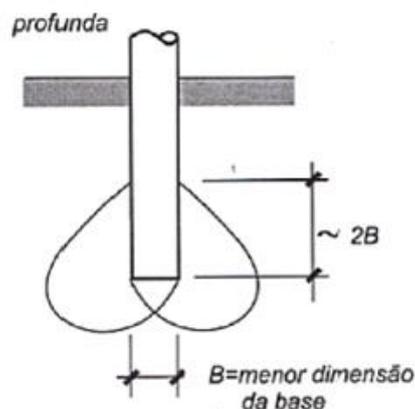
Neste capítulo serão apresentados elementos relevantes da bibliografia, os quais são essenciais para o entendimento do trabalho.

2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo a NBR 6122:2010, fundações profundas são elementos de fundações capazes de transmitir carga ao terreno pela base da estaca e/ou por sua superfície lateral, caracterizadas como: resistência de ponta e de fuste, respectivamente. Este tipo de fundação é caracterizado também por ter sua ponta assentada a profundidades superiores ao dobro da sua menor dimensão em planta como demonstra a Figura 1, e, no mínimo 3 metros. Segundo Velloso e Lopes (2011), a distinção entre fundações rasas e profundas, é feita de forma que, em caso de ruptura, o mecanismo de ruptura de base não surja na superfície do terreno.

As fundações profundas podem ser classificadas em: estacas, tubulões e caixões. O presente trabalho irá fazer menção apenas às estacas.

Figura 1 – Fundação profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2011, p. 11).

2.1.1 Estacas

Segundo Velloso e Lopes (2010), as estacas podem ser classificadas segundo o tipo de material e o processo executivo, como apresenta-se no quadro 1. De acordo com a classificação do processo executivo apresenta-se, no quadro 2, os tipos de estacas classificadas para cada tipo de execução.

Quadro 1 – Critérios de classificação das estacas.

Classificação das estacas		
Classificação de acordo com:	Obs:	
Material	Madeira	
	Concreto	
	Aço	
	Mistas	
Execução (Efeito no solo)	de deslocamento	Estacas cravadas em geral
	de substituição	Estacas escavadas em geral
	sem deslocamento	Estacas escavadas onde praticamente não há remoção do solo.

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 227).

Quadro 2 – Tipos de estacas.

Tipos de estacas	
Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Madeira
	Pré-moldadas de concreto
	Grande Tubos de aço de ponta fechada
	Tipo Franki
	Microestacas injetadas
	Perfis de aço
Pequeno	Tubos de aço de ponta aberta
	Estacas hélice especiais
Sem deslocamento	Escavadas com revestimento metálico perdido
	Estacas raíz
De substituição	Escavadas sem revestimento ou com uso de lama
	Tipo Strauss
	Estacas hélice contínua em geral

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 228).

Nas estacas de deslocamento o processo executivo é caracterizado pela cravação, de forma que o espaço que a estaca irá ocupar é obtido mediante deslocamento horizontal do solo.

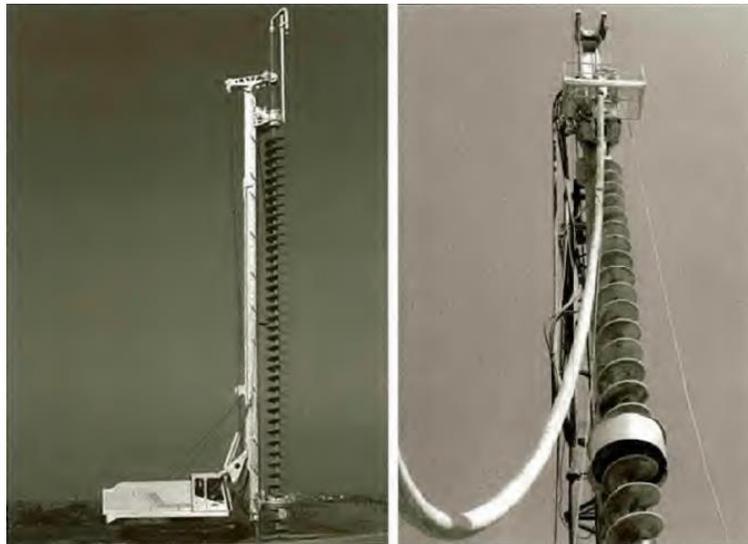
Nas estacas de substituição o processo de execução consiste em remover o solo presente no local a ser ocupado pela estaca. Este processo causa um nível de redução das tensões horizontais geostáticas.

No caso estudado neste trabalho empregou-se estacas do tipo hélice contínua. Assim a comparação dos métodos de previsão de capacidade de carga de fundações profundas será efetuada para este tipo de solução, que são descritas a seguir.

2.1.2 Estacas Hélice Contínua

O equipamento usual utilizado para execução da fundação hélice contínua é constituído por uma torre com um trado helicoidal metálico acoplado, que tem função de realizar a perfuração no terreno até a cota desejada. Após a cota alcançada, é iniciada a injeção de concreto, conforme ocorre a extração da hélice. Na Figura 2, é possível visualizar o equipamento utilizado, bem como o detalhe da hélice com o tubo de concretagem.

Figura 2 – Equipamento usual hélice contínua.

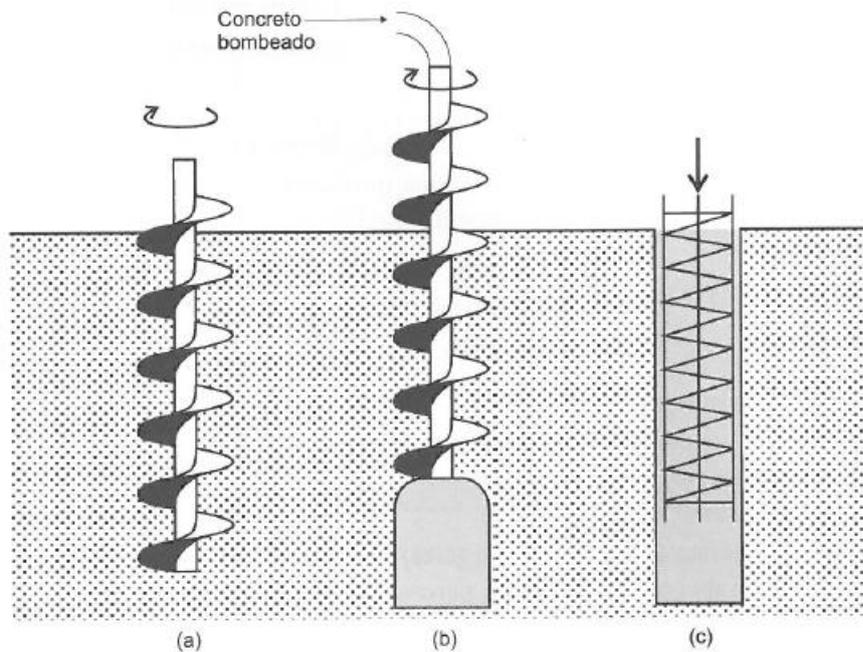


Fonte: Antunez e Tarozzo (2012, p. 346).

A NBR 6122:2010 caracteriza este tipo de estaca como sendo de concreto armado, moldada *in loco*, e executada pela introdução por rotação de um trado helicoidal (Figura 3a) no

terreno. A injeção de concreto é realizada pela haste central do trado, ao passo em que é retirado do terreno (Figura 3b), e a armação é colocada sempre após a concretagem da estaca (Figura 3c).

Figura 3 – Processo de execução de estaca hélice contínua.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 273).

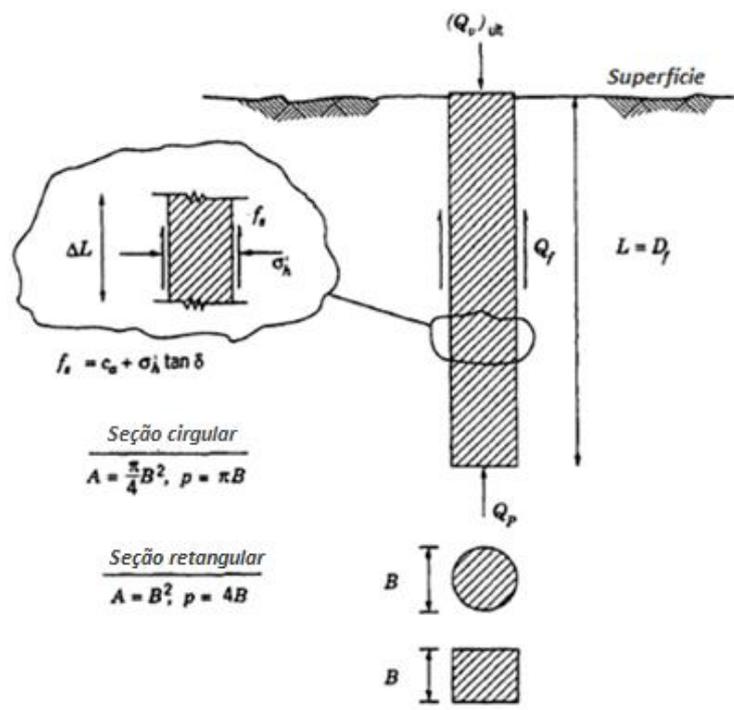
Segundo Antunes e Tarozzo (2012) este tipo de estaca tem como vantagem principal o baixo nível de vibrações empregadas ao terreno e suas adjacências, e também por possuir uma elevada produtividade. Outra vantagem a se considerar, é o fato de o processo executivo não produzir detritos poluídos por lama bentonítica, reduzindo os problemas ligados à disposição final de material resultante da escavação (ANTUNES e TAROZZO, 2012). Ainda segundo os autores, as principais desvantagens são em função do porte elevado do equipamento de perfuração, os quais restringem a área de trabalho para áreas planas e de fácil movimentação, e a necessidade de uma central de concretagem próxima ao local de trabalho, devido à alta produtividade da escavação.

2.2 MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA – MÉTODOS ESTÁTICOS

A capacidade de carga calculada pelos métodos estáticos, faz-se por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, obtida em ensaio de laboratório ou *in situ* (VELLOSO e LOPES, 2010). Os métodos estáticos podem ser classificados como analíticos (ou teóricos) e semiempíricos. Huat e Pavadai (2006) e a própria norma de fundações NBR 6122:2010 citam ainda as provas de carga como alternativa para determinação da capacidade de carga. As provas de carga estáticas serão descritas adiante na seção 2.3. Os métodos dinâmicos não serão abordados neste trabalho.

A Figura 4 ilustra uma estaca sob aplicação de uma carga axial, em que há mobilização da capacidade da estaca por resistência de ponta e de atrito lateral.

Figura 4 – Conceito básico de capacidade de carga axial em estacas.



Fonte: Prakash e Sharma (1990, p. 219).

Onde: $(Q_v)_{ult}$ é a capacidade máxima da estaca, Q_p é a capacidade de ponta da estaca, e Q_f é a capacidade do fuste da estaca. Essa relação pode ser expressa por:

$$(Q_v)_{ult} = Q_p + Q_f \quad (2.1)$$

2.2.1 Métodos analíticos ou Teóricos

Há diversos métodos teóricos para estimativa de capacidade de carga. Estes dependem diretamente das propriedades dos solos obtidas de testes de laboratórios ou de ensaios *in situ*. Tais métodos tomam por base a equação de equilíbrio entre a carga aplicada e o peso próprio na estaca expressa por:

$$R_{ult} = A_b \cdot R_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \cdot \Delta l \quad (2.2)$$

Onde:

$\tau_{l,ult}$ = Atrito lateral unitário;

U = Perímetro;

Δl = Fração de comprimento;

A_b = Área da base da estaca;

$R_{p,ult}$ = Resistência de ponta.

2.2.1.1 Resistência de Ponta

I. TERZAGHI (1943)

A teoria de Terzaghi para fundações profundas, se desenvolveu a partir do modelo para fundações rasas. Terzaghi (1943) apresenta um método para cálculo de resistência de ponta, a partir da premissa de que, na base da estaca não pode ocorrer ruptura do solo sem que haja o deslocamento do mesmo, para cima ou para o lado, conforme ilustrado na Figura 5.

A equação proposta é composta por três parcelas: a parcela de coesão do solo onde a fundação está assente; a influência do solo que envolve a estaca, sendo esta um fator de sobrecarga; e uma parcela de resistência ao cisalhamento, ou empuxo. A resistência de ponta proposta por Terzaghi é dada pela Equação 2.3:

$$R_{p,ult} = A_p \cdot (c' \cdot N_c + \gamma' \cdot L \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot b \cdot N_\gamma) \quad (2.3)$$

Onde:

A_p = Área de ponta da estaca;

c' = Coesão do solo na qual a estaca encontra-se assente;

γ' = Peso específico aparente natural do(s) solo(s) ao longo da profundidade de instalação da estaca;

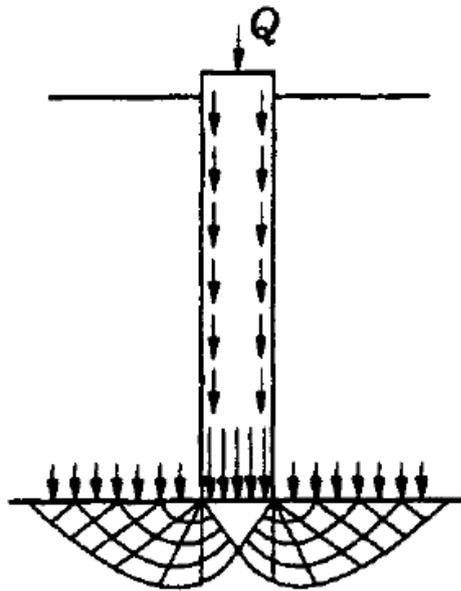
γ'_b = Peso específico aparente natural do solo que ocorre sob a base da estaca;

L = Profundidade da estaca;

B = Diâmetro da estaca;

N_c, N_q e N_γ = Fatores de carga propostos por Terzaghi, Hansen, Bowles e Vesic.

Figura 5 – Modelo de Ruptura proposto por Terzaghi (1943).



Fonte: Prakash e Sharma (1990, p. 11).

A Tabela 1 apresenta os fatores de capacidade de carga apresentados por Bowles (1968), onde N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga de ruptura geral para solos de alta resistência, e N'_c , N'_q e N'_γ são fatores de ruptura localizada para solos de baixa resistência.

Tabela 1 – Fatores de capacidade de carga.

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1	0	5,7	1	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5	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	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 e Lopes (2010).

II. MEYERHOF (1951)

Meyerhof (1951) formulou sua teoria de forma análoga à teoria de Terzaghi (1943), tendo como diferença a localização da linha de ruptura, conforme mostra a Figura 6. Tal como Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) resolveu o problema em duas etapas: na primeira, utiliza os trabalhos de Prandtl (1920) e Reissner (1924), sem levar em conta o peso do solo; e na segunda utiliza o trabalho de Ohde (1938), onde leva-se em conta o peso do solo (apud VELLOSO e LOPES, 2010).

A resistência de ponta proposta por Meyerhof (1951) é expressa por:

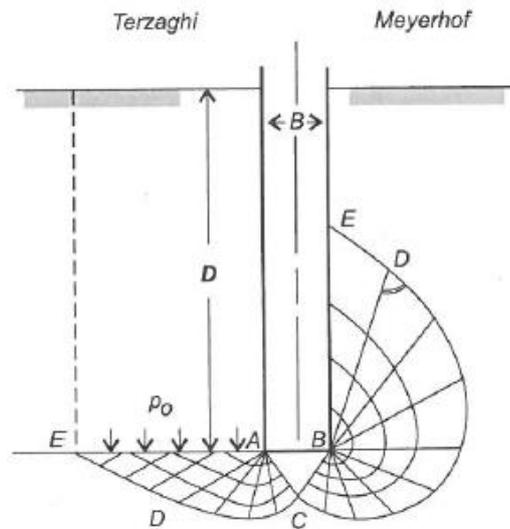
$$R_{p,ult} = c' \cdot N_c + K_s \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.4)$$

Onde:

K_s = Coeficiente de empuxo do solo contra o fuste, na zona de ruptura próxima à ponta; (Ensaio de laboratório mostram que K_s varia de 0,5 – areias fofas até 1,0 – areias compactas); (VELLOSO e LOPES, 2010)

N_q , N_c e N_γ = São fatores de capacidades de carga, apresentados na Tabela 2.

Figura 6 – Modelo de Ruptura proposto por Meyerhof (1951).



Fonte: Velloso e Lopes (2011 p. 65).

A Tabela 2 apresenta os fatores de capacidade de carga para os Métodos de Meyerhof (1951), Hansen (1970) e Vesic (1963), sendo que os fatores de N_c e N_q são os mesmos para os três métodos.

Tabela 2 – Fatores de capacidade de carga para Meyerhof (1951), Hansen (1970) e Vesic (1963).

ϕ (°)	N_c	N_q	$N_\gamma(H)$	$N_\gamma(M)$	$N_\gamma(V)$
0	5,14	1	0	0	0
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4
25	20,71	10,7	7,9	6,8	10,9
26	22,25	11,8	10,9	8	12,5
28	25,79	14,7	15,1	11,2	16,7
30	30,13	18,4	20,8	15,7	22,4
32	35,47	23,2	28,7	22	30,3
34	42,14	29,4	40	31,1	41
36	50,55	37,7	56,1	44,4	56,2
38	61,31	48,9	79,4	64	77,9
40	75,25	64,1	200,5	93,6	109,3
45	133,73	134,7	567,4	262,3	271,3
50	266,5	318,5	871,7	871,7	761,3

*Os fatores N_c e N_q são os mesmos para os três métodos.

Fonte: Bowles (1996, p. 222).

III. VESIC (1963)

As soluções clássicas para capacidade de carga de estacas, geralmente levam em conta apenas a resistência do solo onde a fundação está assente. Entretanto Vesic (1963), incluiu em sua solução, a rigidez do material da estaca. A solução de Vesic propõe a Equação 2.5 para resistência de ponta, onde o fator de N_σ está correlacionado com N_c pela Equação 2.6:

$$R_{p,ult} = c' \cdot N_c + \sigma_0 \cdot N_\sigma \quad (2.5)$$

Onde:

$$\sigma_0 = \frac{1+2K_0}{3} \cdot \sigma'_v;$$

K_0 = Coeficiente de empuxo no repouso;

σ'_v = Tensão efetiva vertical no nível da ponta da estaca;

N_c e N_σ = Fatores de capacidade de carga relacionado pela expressão (2.6)

$I_r = \frac{G}{c' + \sigma'_v \tan \phi}$ representa o índice de rigidez;

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \phi \quad (2.6)$$

Tabela 3 – Fatores de capacidade de carga N_c e N_σ segundo Vesic (1963).

ϕ (°)		I_r									
		10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	N_c	6,97	7,90	8,82	9,36	9,75	10,04	10,97	11,51	11,89	12,19
	N_σ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5	N_c	8,99	10,56	12,25	13,30	14,07	14,69	16,69	17,94	18,86	19,59
	N_σ	1,79	1,92	2,07	2,16	2,23	2,28	2,46	2,57	2,65	2,71
10	N_c	11,55	14,08	16,97	18,96	20,29	21,46	25,43	28,02	29,99	31,59
	N_σ	3,04	3,48	3,99	4,32	4,58	4,78	5,48	5,94	6,29	6,57
15	N_c	14,79	18,66	23,35	26,53	29,02	31,08	38,37	43,32	47,18	50,39
	N_σ	4,96	6,00	7,26	8,11	8,78	9,33	11,28	12,61	13,64	14,50
20	N_c	18,83	24,56	31,81	36,92	40,99	44,43	56,97	65,79	72,82	78,78
	N_σ	7,85	9,94	12,58	14,44	15,92	17,17	21,73	24,94	27,51	29,67
25	N_c	23,84	32,05	42,85	50,69	57,07	62,54	82,98	97,81	109,88	120,23
	N_σ	12,12	15,95	20,98	24,64	27,61	30,16	39,70	46,61	52,24	57,06
30	N_c	30,03	41,49	57,08	68,69	78,30	86,64	118,53	142,27	161,91	178,98
	N_σ	18,24	24,95	33,95	40,66	46,21	51,02	69,43	83,14	94,48	104,33

ϕ (°)		Ir									
		10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
35	Nc	37,65	53,30	75,22	91,91	105,92	118,22	166,14	202,64	233,27	260,15
	N σ	27,36	38,32	53,67	65,36	75,17	83,78	117,33	142,89	164,33	183,16
40	Nc	47,03	68,04	98,21	121,62	141,51	159,13	228,97	283,19	329,24	370,04
	N σ	40,47	58,10	83,40	103,05	119,74	134,52	193,13	238,62	277,26	311,50
45	Nc	58,66	86,48	127,28	159,48	187,12	211,79	311,04	389,35	456,57	516,58
	N σ	59,66	87,48	128,28	160,48	188,12	212,79	312,04	390,35	457,57	517,58

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 294).

IV. BEREZANTZEV (1965)

Ao analisar o modelo de distribuição de pressões laterais nas superfícies cilíndricas (Figura 7), em problemas assimétricos da Teoria do Equilíbrio Limite, Berezantzev (1965) propôs a seguinte expressão simplificada:

$$Rp_{ult} = A_k \gamma \cdot B + B_k \alpha_T \cdot \gamma \cdot L \quad (2.7)$$

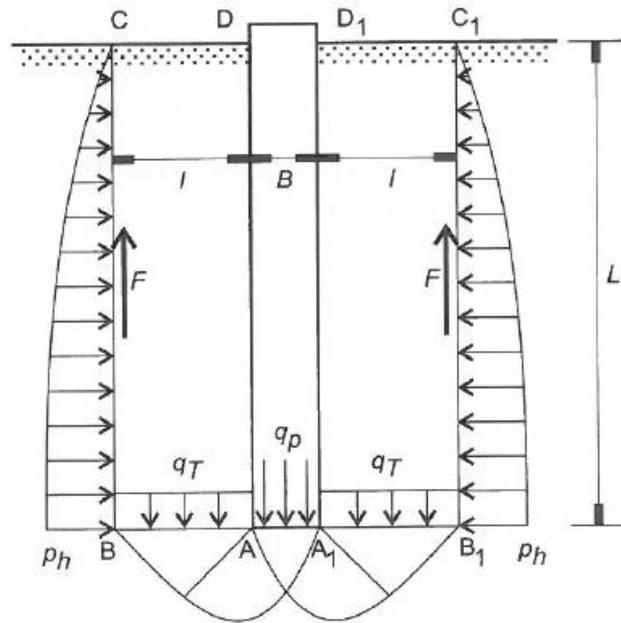
Onde os coeficientes A_k e B_k , são função do ângulo de atrito (φ) obtidos na curva da Figura 8, e α_T é função da relação L/B apresentado na tabela 4:

Tabela 4 – Coeficiente α_T .

L/B	ϕ (°)				
	26°	30°	34°	37°	40°
5	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
10	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
15	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
20	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
25	0,44	0,53	0,63	0,7	0,74

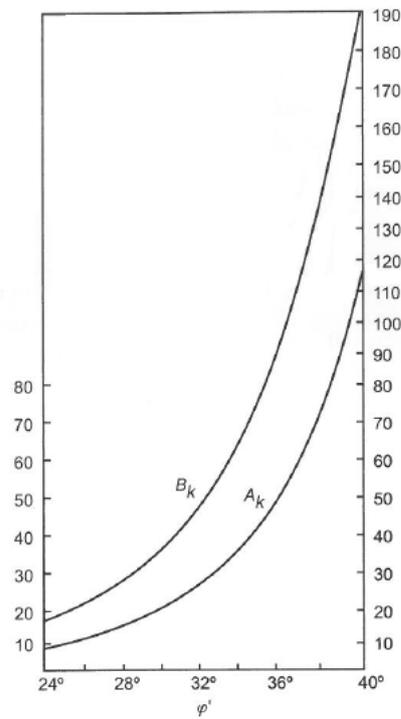
Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 290).

Figura 7 – Modelo de solução proposta por Berezantzev et al. (1965).



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 291).

Figura 8 – Fatores de capacidade de carga A_k e B_k de Berezantzev et al (1965).



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 289).

2.2.1.2 Resistência Lateral

A parcela da capacidade de carga por atrito lateral se faz geralmente, analogamente à análise de resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo (VELLOSO; LOPES, 2010), seu valor é expresso como:

$$\tau_{ult} = a + \sigma_h \cdot tg\delta \quad (2.8)$$

Onde:

a = Aderência entre o solo e a estaca;

σ_h = Tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca;

δ = Ângulo de atrito entre o solo e a estaca.

a) Abordagem geral para solos granulares

Para solos granulares, considera-se que não existe aderência entre o solo e a estaca ($a=0$), a partir disso, e tendo base a equação (2.8), Meyerhof (1953) propôs a seguinte expressão para atrito lateral entre solos granulares e a estaca:

$$\tau_{ult} = Ks \cdot \sigma'_v \cdot tg\delta \quad (2.9)$$

Foram propostos por Broms (1966) e Aas (1966) os valores de Ks e de δ , apresentados na Tabela 5:

Tabela 5 – Valores de Ks e δ .

Tipo de Estaca	Ks (Broms, 1966)		δ (Aas,1966)
	Solo Fofo	Solo compacto	
Aço	0,5	1	20° - 30°*
Concreto	1	2	3/4 ϕ'^*
Madeira	1,5	3	2/3 ϕ'

Fonte: VELLOSO e LOPES (2010, p. 296).

b) Abordagem para solos argilosos Saturados

Segundo Velloso e Lopes (2010), existem três métodos, derivados da Equação (2.9), para cálculo de estimativa de tensão lateral. Tais métodos foram resumidos e são apresentados na Tabela 6:

Tabela 6 – Métodos para atrito lateral unitário para solos argilosos saturados.

Método para solos argilosos	Fórmulas	Obtenção dos parâmetros α, β e λ	Enfoque	Autores do Método
Método α	$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot S_u$	α obtido a partir dos ábacos Figura 9	Tensões totais	Tomlinson (1957, 1994)
Método β	$\tau_{l,ult} = \beta \cdot \sigma'_{vo}$	β obtido a partir de Provas de carga	Tensões efetivas	Chandler (1966, 1968) e Burland (1973)
Método λ	$\tau_{l,ult} = \lambda(\sigma'_{vo} + 2 \cdot S_u)$	λ varia de 0,1 - ($L > 50$ m) a 0,3 ($L < 10$ m)	Misto	Viajayvergiya e Focht (1972)

Fonte: Autora (2017).

Os valores de α podem ser obtidos a partir dos ábacos apresentados por Tomlinson (1994) e apresentados na Figura 9.

Devido à dificuldade da obtenção dos níveis de tensão horizontal, é interessante a utilização do método proposto pelos autores da Tabela 6. Para o método β de Burland (1973), encontra-se dificuldades para a obtenção dos valores de β . Velloso e Lopes (2010) sugerem os valores de β para argilas de baixa sensibilidade variando de 0,25 a 0,30.

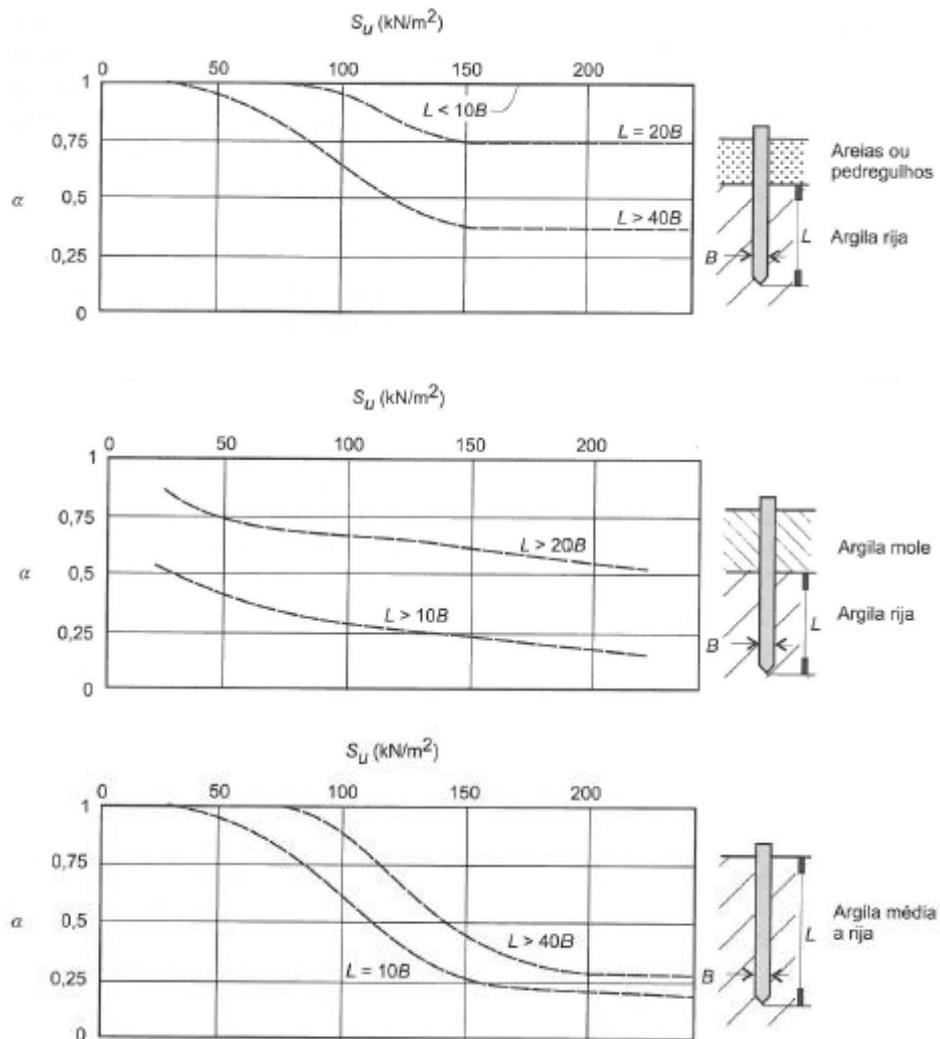
Os métodos analíticos requerem o conhecimento dos parâmetros de comportamento do solo, os quais normalmente não são medidos diretamente em ensaios de campo, bem como são grandezas de difícil mensuração, como tensões horizontais ou coeficientes de empuxo.

Mesmo a partir de ensaios de caracterização bem conduzidos, obter níveis de tensão horizontal do solo não é algo trivial, pois o ensaio de caracterização é realizado antes da execução da fundação e a tensão horizontal relevante deveria ser obtida após a execução das fundações.

Já ensaios de laboratório, como por exemplo o triaxial, são interessantes na medida de resistência ao cisalhamento. Este pode também fornecer resultados razoáveis com relação às tensões horizontais, mas ensaios *in situ* empregando o dilatômetro de Marchetti (DTM) ou o

Pressiômetro de Menard são mais utilizados para determinar as características relacionadas à confinamento e rigidez do solo, a partir de comportamento tensão-deformação. Entretanto, a adoção de tais ensaios leva a um aumento do custo da investigação geotécnica.

Figura 9 – Curvas para o coeficiente α Tomlinson (1994).



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 298).

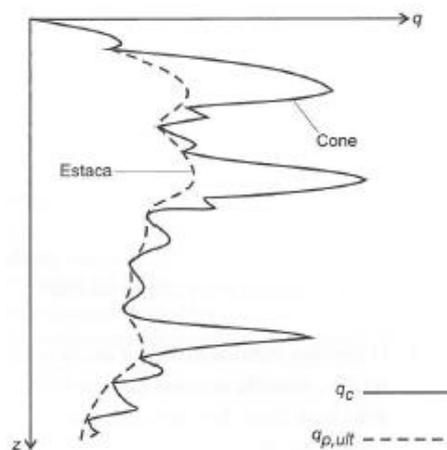
2.2.2 Métodos Semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos de capacidade de carga baseiam-se em resultados de ensaios de investigação realizados *in situ* como CPT/CPTU, SPT, entre outros. Este trabalho fará correlação com métodos que utilizam o ensaio de cone penetrométrico (CPT).

I. MÉTODO DE BEER (1963)

O método consiste na interpretação do perfil do ensaio de cone, de forma a abrandar picos de resistência de ponta medidos no ensaio que não corresponderão à resistência de ponta da estaca, devido a diferença entre as dimensões da ponta do cone e da ponta estaca (VELLOSO e LOPES, 2010). As considerações, segundo De Beer (1963), estão ilustradas na Figura 10 a seguir:

Figura 10 – Resistência de ponta da estaca segundo De Beer (1963).



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 305).

O método baseia-se no mecanismo de ruptura proposto por Meyerhof (1953), onde $\beta_b = \pi/2$ no caso de uma fundação profunda e $\beta_B \leq \pi/2$. O método apresenta como formulações:

$$Q_{p,ult} = \frac{q_c}{e^{2(\beta_b - \beta_B) \tan \phi}} \quad (2.10)$$

$$Ql_{ult} = Ql_c \frac{B}{b} \quad (2.11)$$

Onde:

$Q_{p,ult}$ = Resistência da estaca pela ponta;

q_c = Resistência de ponta do cone;

β_b = Corresponde ao valor do ângulo β correspondente ao diâmetro b do penetrômetro no gráfico da Figura 11;

β_B = Corresponde ao valor do ângulo β correspondente ao diâmetro B da estaca, obtido no gráfico da Figura 11;

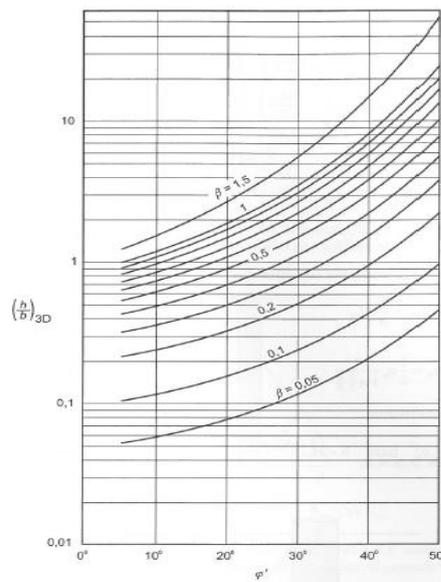
b = Diâmetro do penetrômetro.

h = Comprimento da estaca;

$Q_{l,ult}$ = Resistência da estaca por atrito lateral;

$Q_{l,c}$ = Resistência lateral do penetrômetro.

Figura 11 – Gráfico para a obtenção de β em função de h/b^* para o caso de estacas e ϕ^* .



* h/b é a razão entre profundidade da estaca e diâmetro do penetrômetro

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 562).

II. AOKI E VELLOSO (1975)

Os dois métodos mais utilizados para o dimensionamento de fundações, segundo Decourt, Albierro e Cintra (1998), são: Aoki e Velloso (1975) para correlação com CPT e Decourt e Quaresma (1978) para SPT.

Segundo o modelo de Aoki e Velloso (1975) a resistência de ponta de uma estaca (R_p) e a resistência por atrito lateral (R_l), são expressas pelas seguintes formulações, respectivamente:

$$R_p = \frac{q_c \cdot A_p}{F1} = \frac{K \cdot N \cdot A_p}{F1} \quad (2.12)$$

$$R_l = \frac{f_c}{F2} = \frac{\alpha \cdot q_c}{F2} = \frac{U}{F2} \sum_1^N (\alpha \cdot k \cdot N_l \cdot \Delta l) \quad (2.13)$$

Onde:

q_c = Resistência de ponta do ensaio de cone;

K = Fator de correção para ensaio SPT, apresentado na Tabela 7;

A_p = Área da seção transversal da ponta da estaca;

$F1$ e $F2$ = Fatores de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo);

α = Fator estabelecido por Begemann (1965), que correlaciona a resistência lateral f_s com a resistência de ponta q_c , apresentado na Tabela 7;

U = Perímetro da estaca;

N_l = Índice de resistência à penetração (N_{SPT}) no metro analisado;

Δl = Metro analisado.

Os valores de $F1$ e $F2$ propostos por Velloso e Lopes (2010) para estacas do tipo hélice contínua são: $F1 = 2$ e $F2 = 4$.

A resistência de ruptura é dada por:

$$R_{rup} = R_p + R_l \quad (2.14)$$

Conforme item 6.2.1.2. da NBR 6122:2010, o fator de segurança para determinação da carga admissível para métodos semi-empíricos é da ordem dois ($FS = 2$), assim a carga admissível de projeto pode ser fornecida como sendo:

$$R_{adm} = \frac{R_p + R_l}{2} \quad (2.15)$$

Tabela 7 – Valores de K e de α aplicados ao método de Aoki e Velloso

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

Fonte: Hachich et al, (1998, p 274).

III. BUSTAMANTE E GIANESELY (1981)

Bustamante e Gianceselly (1981) deduziram a formulação (2.16) para correlação entre o ensaio CPT, o tipo de solo e o tipo de estaca. Os valores de k e α e $q_{s\text{máx}}$ estão apresentados na Tabela 8.

$$Q_u = q_c \cdot k \cdot A_p + q_s \cdot A_s \quad (2.16)$$

Onde:

q_c = Resistência média do CPT entre profundidades 1,5 diâmetros acima e 1,5 diâmetros abaixo do nível da ponta da estaca;

k = Parâmetro que depende do tipo de solos e do tipo de estaca;

q_s = Atrito unitário médio ao longo do fuste dado por q_c/α ;

Tabela 8 – Valores de K e α e valores máximos de q_s .

Natureza do Solo	q_c (10^5 Pa)	k EC	k EE	α EE Conc	α EE Aço	α EC Conc	α EC Aço	q_s máx Conc	q_s máx Aço	q_s máx I/BP	q_s máx I/AP
Argila mole e vasa	<10	0,4	0,5	20	30	20	30	0,4	0,4	0,5	-
Argila média	10 à 50	0,35	0,5	40	80	40	80	0,4	0,4	0,8	$\geq 1,2$
Argila rija e silte compacto	>50	0,45	0,6	60	120	60	120	0,4	0,4	1,2	$\geq 1,5$
Silte e areias fofas	≤ 50	0,4	0,5	60	150	60	150	0,4	0,4	0,8	-
Areia e pedregulho medianamente compactos	50 a 120	0,4	0,5	100	300	100	200	0,8	0,4	1,2	$\geq 1,5$
Areia e pedregulho compactos a muito compactos	>120	0,3	-0	150	200	150	200	1,2	1,2	1,5	≥ 2
Cré (calcário) mole	≤ 50	0,2	-0	100	120	100	120	0,4	0,4	0,3	-
Cré alterado e fragmentado	>50	0,2	-0	60	80	60	80	1,2	1,2	1,5	≥ 2

Fonte: Hachich et al, (1998, p 277).

IV. PHILIPPONNAT (1979)

Segundo Decóurt, Albierro e Cintra (1998), o método de Philipponnat (1979), que se baseia em correlações com o CPT é bem conhecido no meio técnico através uma tradução do trabalho original de Godoy e Azevedo Jr.(1986). A resistência de ponta e lateral, propostas pelo autor são expressas conforme Equações (2.17) e (2.18).

$$q_p = \alpha_p \cdot q_c \quad (2.17)$$

$$q_s = \alpha_F \frac{q_c}{\alpha_s} \quad (2.18)$$

Onde:

q_c = Resistência média do CPT entre profundidades 3 diâmetros acima e 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca;

Os valores de α_p , α_F e α_s são fornecidos pelas Tabelas 9, 10 e 11, respectivamente.

Tabela 9 – Valores do coeficiente α_P em função do tipo de solo.

Solo	α_P
Areia	0,4
Silte	0,45
Argila	0,5

Fonte: Hachich et al, (1998, p 276).

Tabela 10 – Valores do coeficiente α_F em função do tipo de estaca.

Interface solo-estaca	Tipo de estaca	α_F	q_s máximo (kPa)
Concreto	Pré-moldada, Franki, injetada	1,25	120
Concreto	Escavada D < 1,5m	0,85	100
	Escavada D > 1,5m	0,75	80
Metálica	Perfil H ou I (Considerar perímetro externo)	1,1	120

Fonte: Hachich et al, (1998, p 276).

Tabela 11 – Valores do coeficiente α_S em função do tipo de estaca.

Solo	q_c (MPa)	A_s
Areia	$q_c < 8$	100
	$8 < q_c < 12$	150
	$q_c > 12$	200
Silte	-	60
Argila	-	50

Fonte: Hachich et al, (1998, p 276).

2.3 PROVAS DE CARGA

2.3.1 Ensaio prova de carga estática

Segundo Velloso e Lopes (2010), provas de carga estáticas são realizadas em estacas para verificar o comportamento previsto em projeto (capacidade de carga e recalques).

A norma atual que rege o ensaio é a NBR 12131:2006 - Prova de carga estática em estacas. Segundo a versão mais recente, o ensaio de prova de carga consiste basicamente em aplicar esforços estáticos à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços

podem ser axiais, de tração ou compressão, ou transversais. Neste trabalho será abordado provas de carga de estacas que sofrem esforços de compressão.

De acordo com a NBR 6122:2010, é obrigatório a execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número maior de estacas que o apresentado pela coluna B da tabela 12, as quais devem ser executadas sempre no início da obra.

Tabela 12 – Quantidade de provas de carga segundo NBR 6122:2010.

Tipo de estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa (b) (c) (d)	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga (b) (c) (d)
Pré-moldada (a)	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5fck	100
Hélice e hélice monitorada	5,0	100
Estacas escavadas $\Phi \geq 70\text{cm}$	5,0	75
Raiz (e)	15,5	75
Microestaca (e)	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70\text{cm}$	4,0	100
Strauss	4,0	100

(a) Para o cálculo da tensão (admissível máxima consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40% da seção total.

(b) Os critérios acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):

- Áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado.
- Onde não houver particularidades geológico-geotécnicas.
- Quando não houver variação do processo executivo padrão.
- Quando não houver dúvida quanto ao desempenho da estaca.

(c) Quando as condições acima não ocorrerem devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1% das estacas observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.

(d) As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vez a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

(e) Diâmetros nominais.

Fonte: NBR 6122 (2010, p. 36).

A norma estabelece ainda, que deve-se executar provas de carga em no mínimo 1% do número total de estacas, arredondando-se sempre para mais, e de que se torna necessário a execução do ensaio para estacas com tensões médias admissíveis superiores ao indicado na coluna A.

De acordo com a NBR 12131:2006 a execução da prova de carga pode ser realizada das seguintes formas: carregamento rápido, lento, misto (lento seguido de rápido) ou carregamento cíclico (lento ou rápido para estacas submetidas à esforço axial de compressão).

Segundo a norma em seu Item 3.5.2, o ensaio de carregamento lento deverá seguir as seguintes prescrições:

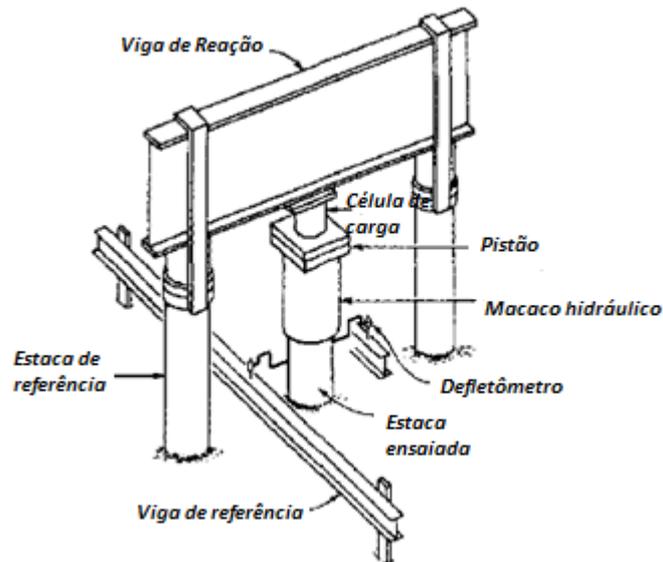
- a) o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:
 - a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;
 - em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min;
- b) em cada estágio os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 4 h etc., contados a partir do início do estágio até se atingir a estabilização;
- c) a estabilização dos deslocamentos está atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual);
- d) terminada a fase de carregamento, a carga máxima do ensaio deve ser mantida no mínimo durante 12 h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento;
- e) o descarregamento deve ser feito em no mínimo quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos com registro segundo os critérios estabelecidos em 3.5.2-b e 3.5.2-c. O tempo mínimo de cada estágio é de 15 min;
- f) após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

Segundo Velloso e Lopes (2010), nas provas de cargas de compressão, o carregamento é feito por um macaco hidráulico que reage contra um sistema de reação. A Figura 12 demonstra o sistema de reações de prova de carga estática. Há um processo alternativo proposto por Silva (1986), que consiste em uma célula expansora no fuste da estaca, em geral próximo a ponta.

De acordo com Item 3.2.2 da NBR 12131:2006 de dispositivos para as medições, deve-se obrigatoriamente realizar as medidas de cargas aplicadas, dos deslocamentos axiais ou transversais do topo da estaca e do tempo da realização de cada medida.

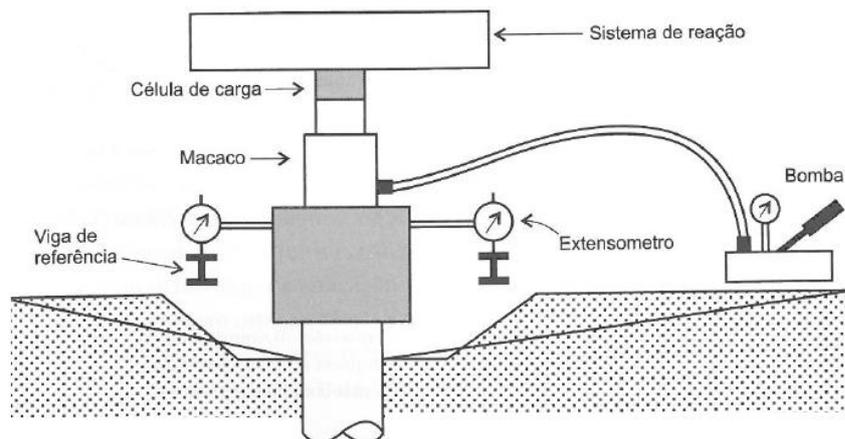
Ainda segundo a norma NBR 12131:2006 para as medições deve-se utilizar célula de carga ou manômetro instalado no sistema de alimentação do macaco hidráulico a fim de medir as cargas aplicadas no topo da estaca (Figura 13).

Figura 12 – Ilustração da realização de prova de carga em estacas.



Fonte: Peck, Hanson e Thornburn (1973, p. 214).

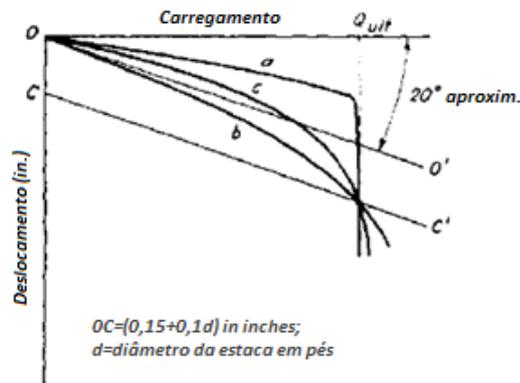
Figura 13 – Sistema de medição para prova de carga de compressão.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 477).

Os resultados típicos de prova de carga são apresentados por meio de gráficos denominados curva carga-recalque, conforme exemplificado na Figura 14.

Figura 14 – Resultado típico de prova de carga (a) resistência lateral da estaca, (b) resistência de ponta da estaca (c) resistência de ponta mais atrito lateral.



Fonte: Peck, Hanson e Thornburn (1973, p. 215).

O Item 8.2.1.1 da NBR 6122:2010 referente à prova de carga estabelece que:

A capacidade de carga da estaca deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Isto não ocorre em duas circunstâncias:

- quando a capacidade de carga da estaca ou tubulão é superior à carga que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação da reação);
- quando a estaca ou tubulão é carregado até apresentar recalques elevados, mas não configurem uma ruptura nítida como descrito.

Para esses dois casos a norma sugere a extrapolação da curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura a qual pode ser convencionada por meio da Equação (2.19). A Figura 15 mostra um comportamento típico da curva carga-recalque com o critério de ruptura sugerido pela norma.

$$\Delta r = \frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (2.19)$$

Onde:

Δr = Recalque da ruptura convencional;

P = Carga de ruptura convencional;

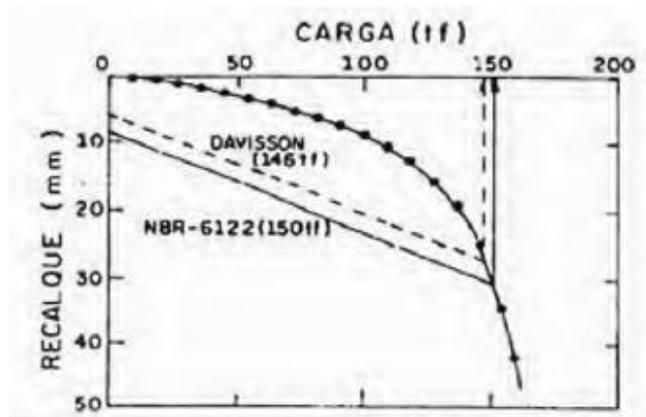
L = Comprimento da estaca;

A = Área da seção transversal da estaca;

E = Módulo de elasticidade do material da estaca;

D = Diâmetro.

Figura 15 – Resultado típico de critério de ruptura pela NBR6122:2010.



Fonte: Niyama, Aoki e Chamecki (1973, p. 735).

2.3.2 Extrapolação prova de carga

Cintra et al. (2014) descrevem os modos de ruptura de uma estaca pelo gráfico carga-recalque, gerado pela prova de carga estática, sendo elas: ruptura nítida e ruptura física. A nítida, apresenta uma curva com um trecho evidenciando a carga de ruptura, não sendo necessário a interpretação da curva. Porém a ruptura física, se dá quando o ensaio não alcança a carga de ruptura, sendo neste caso necessário adotar um método de extrapolação.

No caso de a prova de carga não ser levada à ruptura, deve-se extrapolar a curva até obter o resultado estimado de carga de ruptura, onde alcance um nível de recalque caracterizado ruptura. Segundo Velloso e Lopes (2010) as principais funções de extrapolação são:

- x Função exponencial proposta por Van der Veen (1953);
- x Função parabólica proposta por Hansen (1963);
- x Função hiperbólica proposta por Chin (1970);
- x Função polinomial proposta por Massad (1986).

Segundo Velloso e Lopes, a mais utilizada no Brasil é a de Van der Veen (1953), apresentada na Equação (2.20):

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-\alpha\omega}) \quad (2.20)$$

Onde:

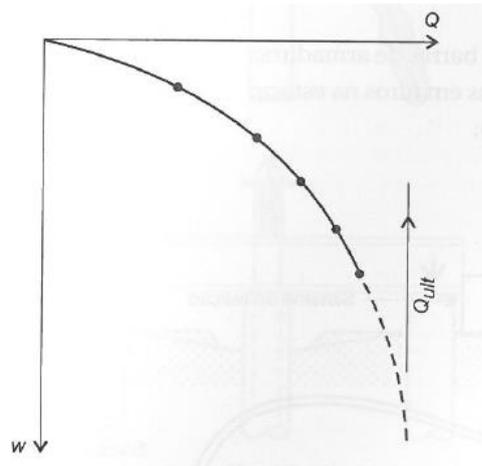
Q_{ult} = Carga de ruptura da estaca;

P = Carga correspondente ao recalque ω ;

α = Coeficiente que depende das características da estaca e da natureza do solo.

A carga de ruptura é obtida experimentando-se valores para a carga, até que se obtenha uma reta no $-\left(-\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right)\right)$ versus ω , caracterizando a carga de ruptura (Figura 16).

Figura 16 – Extrapolação da curva carga-recalque pelo método de Van der Veen (1953).



Fonte: Velloso e lopes (2010, p. 478).

Massad (1986) propôs um método para determinação da carga de ruptura em provas de carga, baseado nas mesmas premissas propostas por Van der Veen (1953) e Mazurkiewicz (1972). Entretanto se mostra mais simples e matematicamente mais preciso que os anteriores (MASSAD, 1986). A carga de ruptura é o valor de intersecção entre a reta da Equação (2.21), obtida a partir de valores carga-recalque obtidos a partir do ensaio, com a reta de 45° (Figura 17).

$$P_{n+1} = a' + b' \cdot P_n \quad (2.21)$$

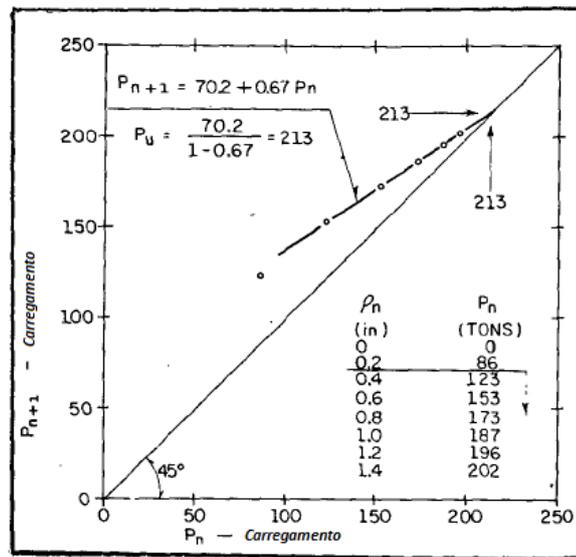
$$P_u = \frac{a'}{1-b'} \quad (2.22)$$

Onde:

a' = Coeficiente linear da reta;

b' = Coeficiente angular da reta.

Figura 17 – Carga de ruptura de acordo com o método proposto por Massad (1986).



Fonte: Massad (1986).

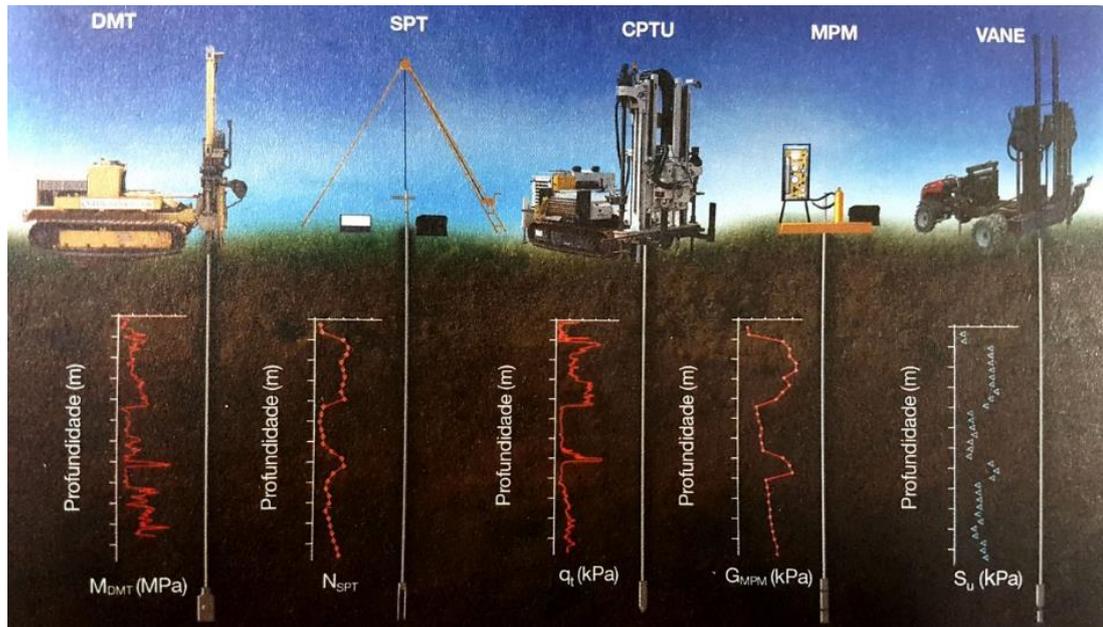
2.4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação geotécnica é um pré-requisito fundamental para a elaboração de projetos de fundações. De acordo com Velloso e Lopes (2011) para uma investigação adequada é necessário defini-la em três etapas, sendo elas: investigação preliminar; investigação complementar; e investigação para fase de execução.

Segundo Schnaid (2012) as sondagens podem ser realizadas por equipamentos que consistem na simples cravação de um elemento no terreno, medindo-se sua penetração, ou por equipamentos que possuem sensores elétricos, a fim de medir grandezas como força e poropressão.

A Figura 18 apresenta a representação dos ensaios de uso corrente no Brasil, entretanto neste trabalho será abordado sondagem do tipo cone penetration test (CPT), ou seja, sem medidas de poropressão (piezocone penetration test- CPTU).

Figura 18 – Ensaio de uso corrente na prática brasileira.



Fonte: Schnaid (2012).

2.4.1 CPT

Os dois primeiros equipamentos de ensaio de cone, foram desenvolvidos na Alemanha, por Barentsen (1936) e pelo laboratório de mecânica dos solos, Delft (1936). Segundo os autores dentre as principais vantagens do ensaio destacam-se a rapidez de execução; a confiabilidade dos resultados; o baixo custo e o fato de se obter numerosos resultados ao longo da profundidade ensaiada.

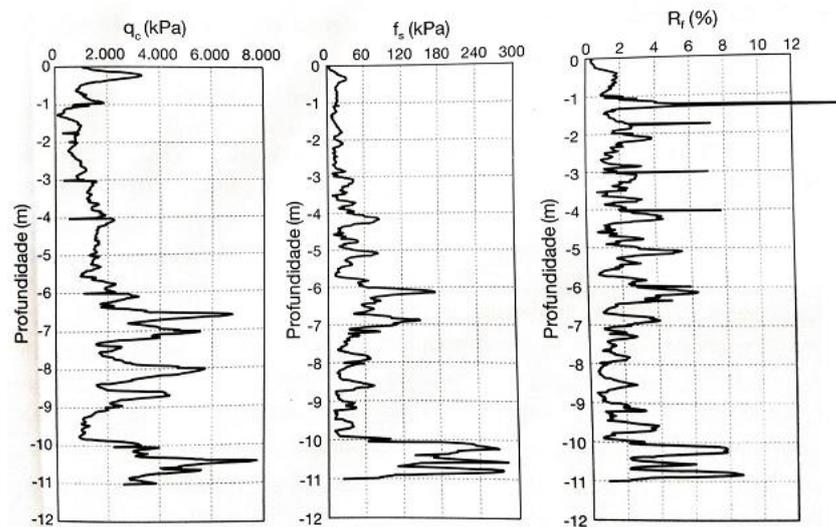
O ensaio consiste basicamente na cravação de um cone (Figura 19) à velocidade lenta e constante, medindo-se a resistência encontrada na ponta e a resistência por atrito lateral. A Figura 20 mostra um comportamento típico de um laudo de sondagem CPT, onde nela apresentam-se valores resistência de ponta (q_c), resistência por atrito lateral (f_s) e razão de atrito (R_f) ao longo da profundidade.

Figura 19 – Exemplo de cone utilizado em sondagem do tipo CPT.



Fonte: Schnaid (2012).

Figura 20 – Resultados típicos de sondagem CPT.

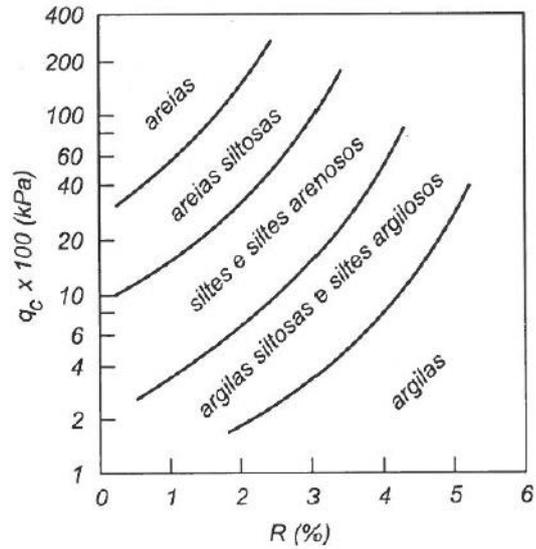


Fonte: Schnaid (2012).

Ressalta-se, porém, que no ensaio de cone, não existe a retirada de amostras do solo, sendo que a caracterização estratigráfica é feita a partir do comportamento do solo atravessado, o qual pode ser obtido pelo o auxílio de ábacos. Segundo Velloso e Lopes (2011) os primeiros

estudos foram realizados por Begemann (1953). A Figura 19 apresenta um ábaco, de estudos mais recentes, que faz a relação entre a razão de atrito (R_f) e a resistência de ponta do cone (q_c).

Figura 21 – Relação entre a razão de atrito, resistência de ponta do cone e tipo de solo.



Fonte: Robertson e Campanella (1983).

3 APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Este capítulo irá apresentar informações geológicas e geotécnicas referentes ao local do terreno onde foi realizado o estudo de caso.

3.1 LOCALIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O terreno onde foi construído o edifício que constitui o caso estudado neste trabalho situa-se no município de Balneário Camboriú – SC, cidade localizada na latitude $26^{\circ}59'26''S$ e longitude $48^{\circ}38'05''W$ (Figura 22). O município possui área total de aproximadamente 46,4 km², e altitude média de 18 m, sendo que, no entanto, sua mancha urbana encontra-se preponderantemente em área de planície costeira, próximas ao nível do mar, como ilustra a Figura 23.

Figura 22 – Localização de Balneário Camboriú no mapa de Santa Catarina.



Fonte: Wikipedia (2017).

Figura 23 – Fotografia panorâmica de Balneário Camboriú-SC.



Fonte: X Empreendimentos (2017).

Segundo Caruso Jr. (1993), a geologia do estado é constituída por duas províncias principais, o escudo cristalino, representado pelo Escudo Catarinense e pela Serra Geral sendo ela a mais antiga, e a Planície Costeira, sendo esta mais recente.

A obra em questão, situa-se em altitude próxima ao nível do mar, estando a 22 m de distância do mesmo, no Centro de Balneário Camboriú, como ilustrado pela Figura 24.

Figura 24 – Localização do estudo de caso Balneário Camboriú-SC.

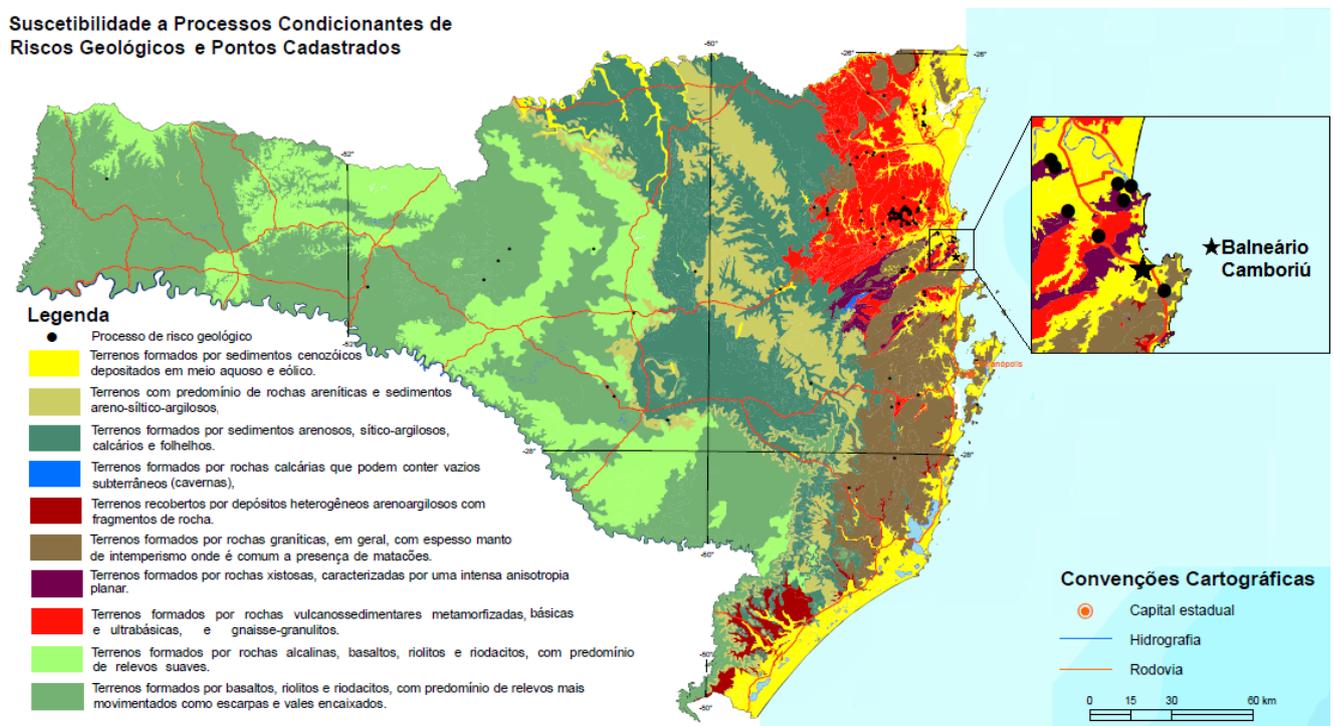


Fonte: GOOGLE MAPS (2017).

3.2 CARACTERÍSTICA GEOLÓGICA DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ

Segundo o Serviço Geológico do Brasil (CPRM), Balneário Camboriú encontra-se em uma região de formações cenozóicas e de metassedimentos. Conforme demonstrado pela Figura 25, o ambiente marinho costeiro do balneário constitui-se predominantemente de terrenos formados por sedimentos cenozóicos depositados em meio aquoso e eólico. Pode-se perceber também ao entorno do balneário, a presença de regiões com terrenos formados por rochas xistosas, e outras por rochas graníticas.

Figura 25 – Mapa de suscetibilidade a processos condicionantes de riscos geológicos.



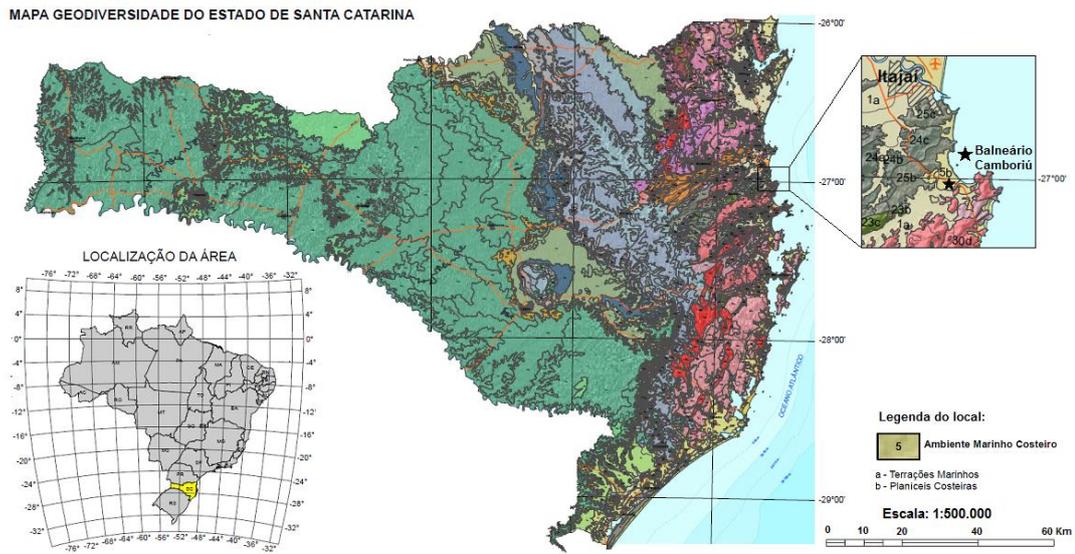
Fonte: CPRM (2010).

A partir do mapa de geodiversidades do estado de Santa Catarina (Figura 26), pode-se perceber que Balneário Camboriú encontra-se quase que totalmente em ambiente marinho costeiro de áreas planas, sendo essa região englobada por áreas vulneráveis a inundações e cheias sazonais.

Além disso, a cidade encontra-se contornada por áreas de morros e serras baixas, com predomínio de xistos e séries graníticas subalcalinas, sendo possível visualizar regiões com rochas afloradas na superfície, como exemplo o que acontece na Barra Norte (Figura 27).

Na região se encontram aquíferos superficiais com alta possibilidade para água subterrânea”. A região está sujeita também à existência de jazimentos de minerais detríticos como: ilmenita, magnetita, zircão e monazita, sendo a geologia favorável também para existência de depósitos de conchas calcárias.

Figura 26 – Mapa de geodiversidade do estado de Santa Catarina.



Fonte: CPRM (2010).

Figura 27 – Barra Norte de Balneário Camboriú.



Fonte: ESSEGE (2014).

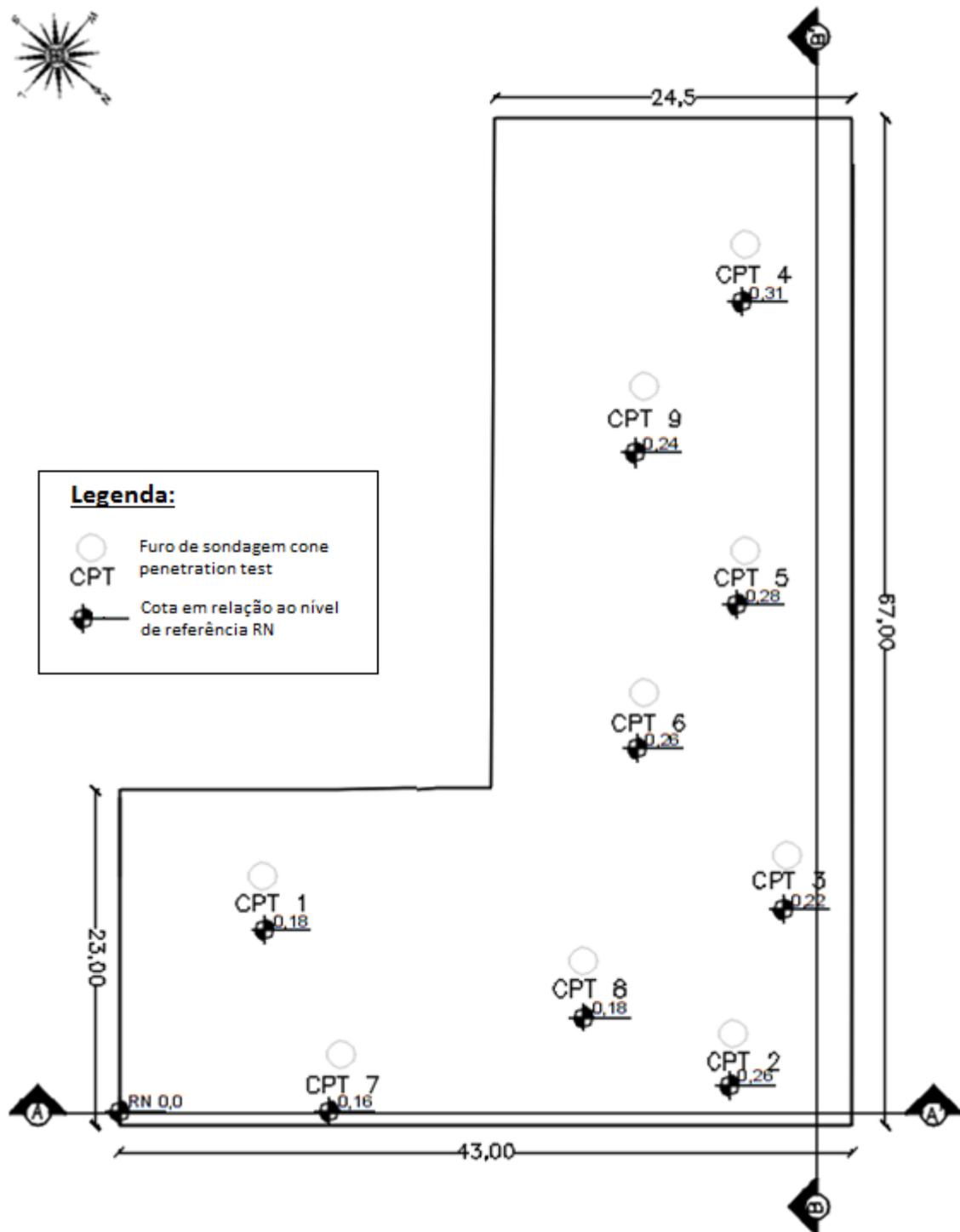
3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO

No terreno foram executadas sondagens do tipo *cone penetrometer test* (CPT). Foram realizadas 9 perfurações, totalizando 224,20 m lineares. A Figura 24 apresenta a disposição dos pontos de sondagem, bem como duas seções transversais ao terreno para estimativa do perfil estratigráfico.

As grandezas medidas pelo ensaio CPT são a resistência de ponta q_c (MPa), atrito lateral f_s (kPa) que permitem a definição da razão de atrito $F_r(\%)$, sendo esta a razão f_s/q_c .

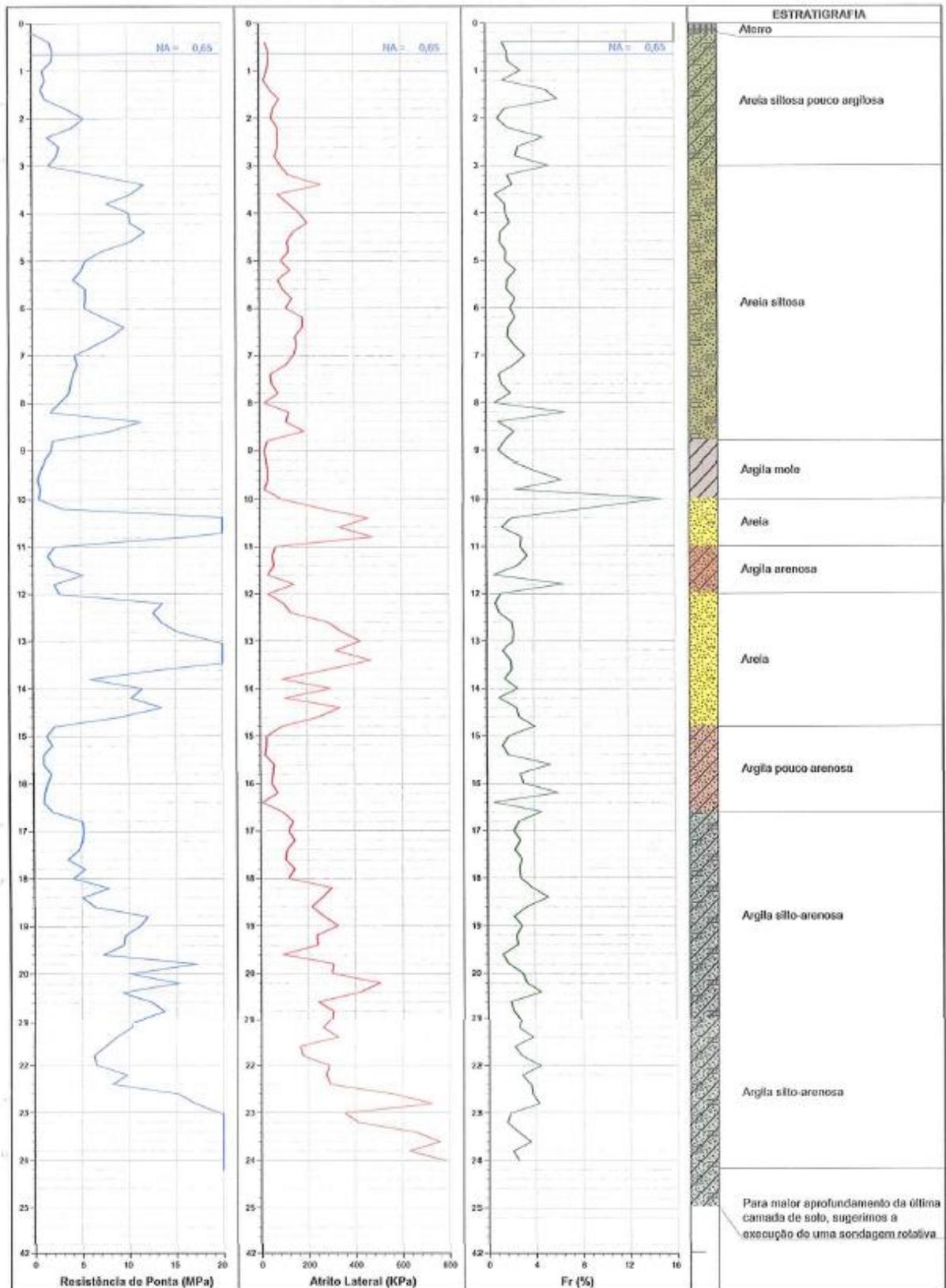
Considerando que, no terreno de estudo existe certa uniformidade nos boletins de sondagem, abaixo apresenta-se um boletim de sondagem representativo do lote (Figura 25). O laudo corresponde ao ensaio CPT 1, onde este apresenta grandezas medidas em campo, e a estratigrafia estimada.

Figura 28 – Mapeamento de sondagem no terreno.



Fonte: Autora (2017).

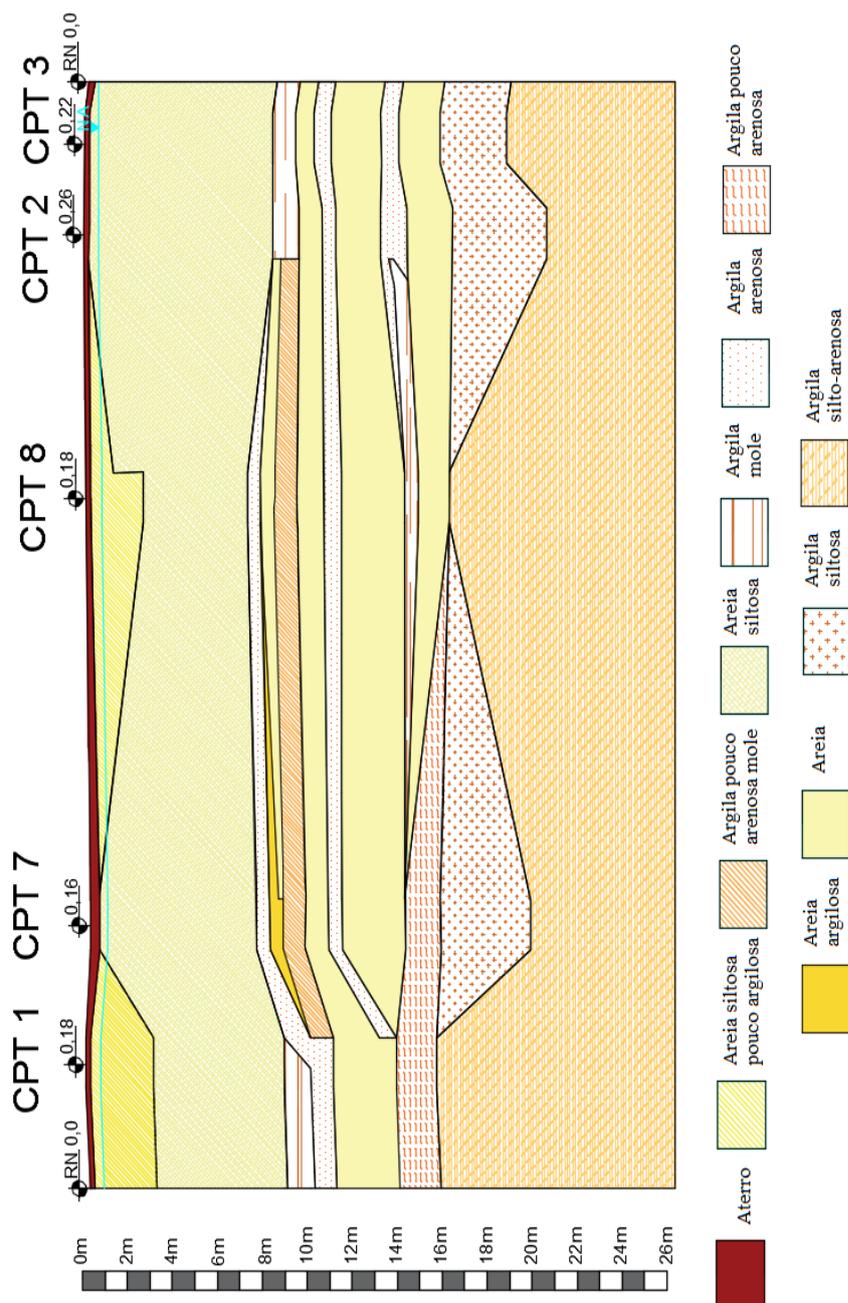
Figura 29 – Boletim de sondagem do furo CPT 1.



Fonte: Empresa X (2017).

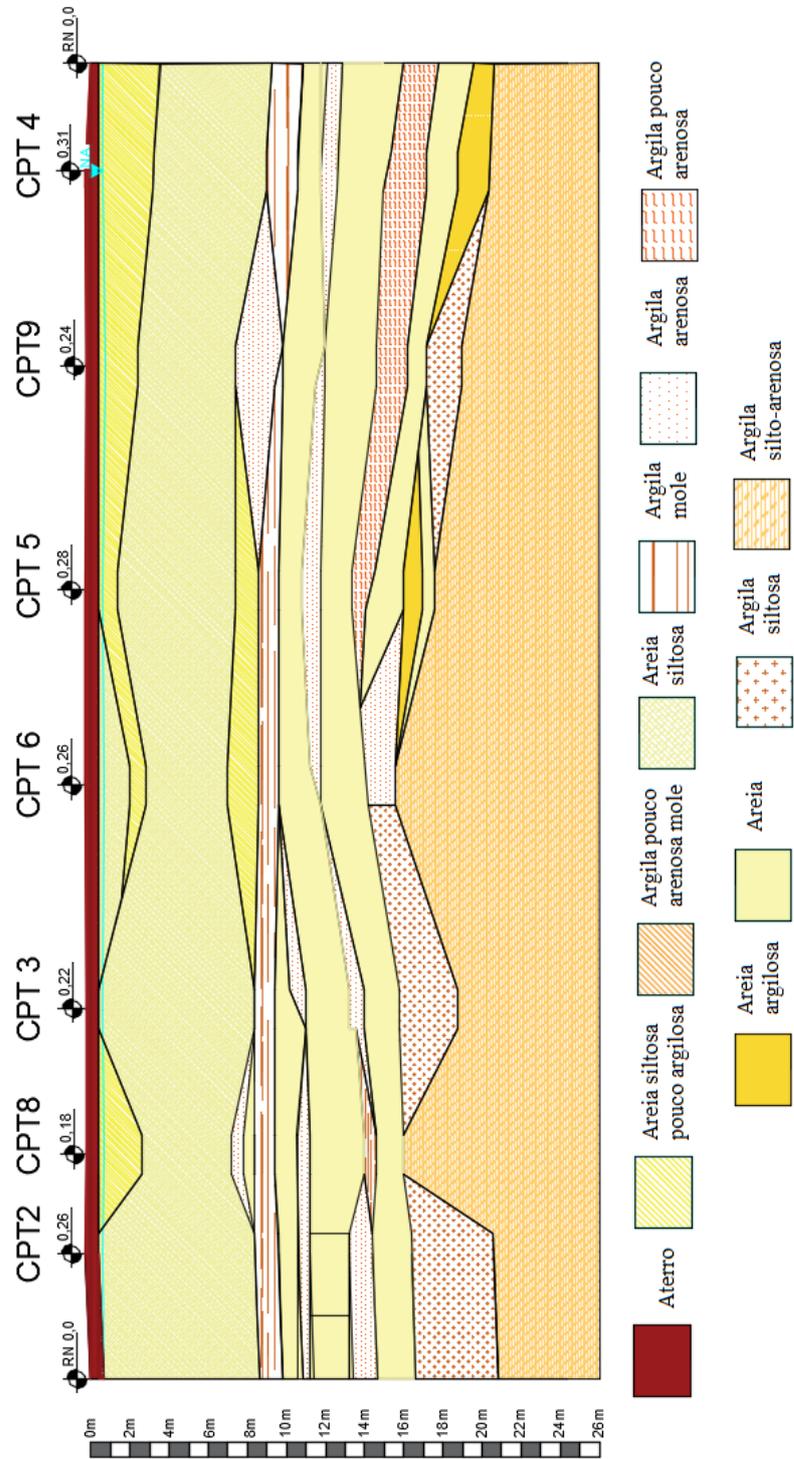
A partir dos cortes A-A' e B-B', com o auxílio dos boletins de sondagem, construiu-se o perfil estratigráfico aproximado do terreno, como mostrado nas Figura 26 e 27, respectivamente.

Figura 30 – Perfil geotécnico aproximado do terreno correspondente ao corte A-A'.



Fonte: Autora (2017).

Figura 31 – Perfil geotécnico aproximado do terreno correspondente ao corte B-B’.



Fonte: Autora (2017).

A partir da interpretação dos perfis estratigráficos, pode-se perceber camadas delgadas de solos arenosos, tanto no perfil do corte A-A' quanto em B-B'. Tais camadas podem ser analisadas também pelo boletim de sondagem exemplificado na Figura 29, onde nota-se que as camadas de areia possuem os maiores valores de resistência de ponta q_c , chegando a valores de 10-20MPa, associadas aos menores valores de razão de atrito (F_r) ao longo do perfil.

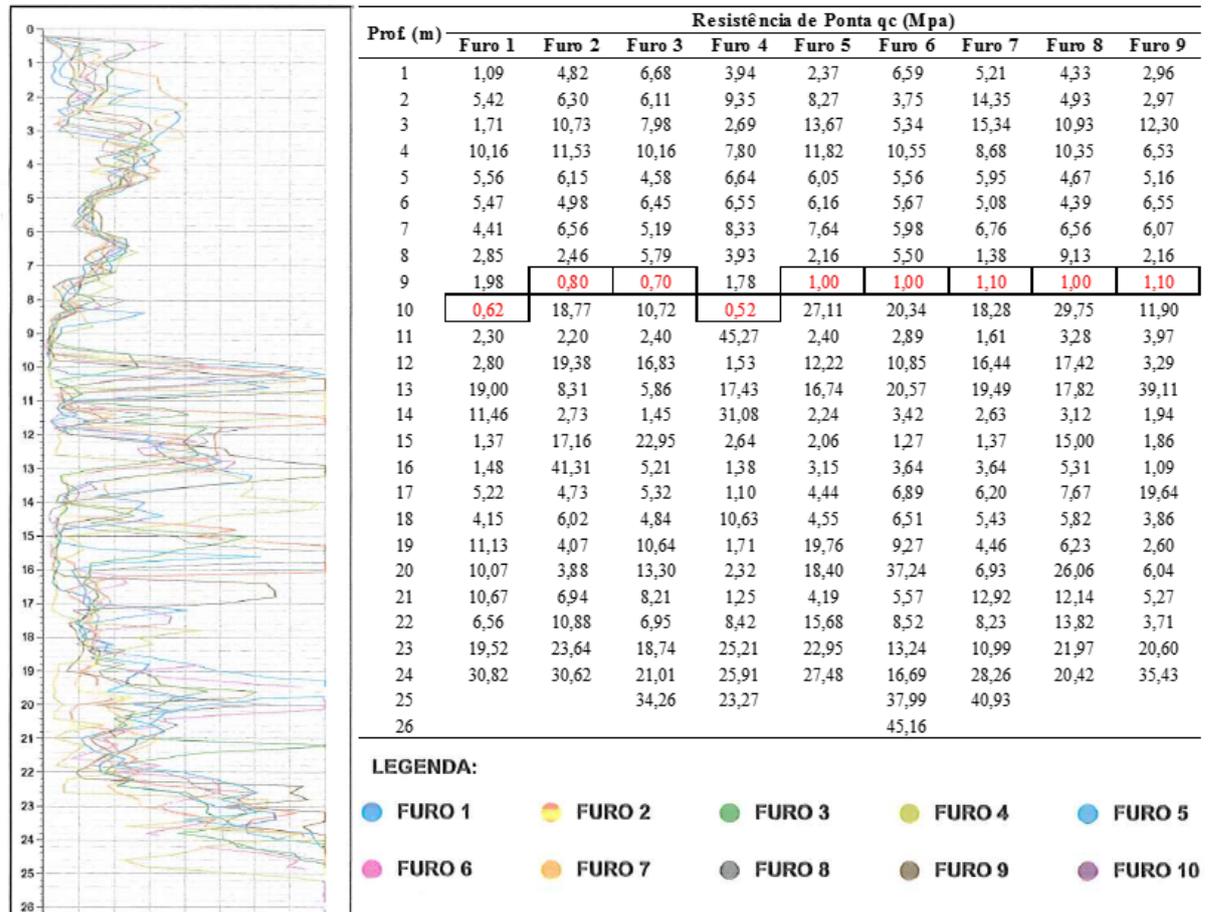
Percebe-se, também, a presença de material argiloso ao longo de quase toda a estratigrafia do terreno, gerando, baixos valores de q_c e altos valores de F_r .

Da Figura 29, observa-se que a sondagem foi concluída em profundidades em torno de 25 m. As profundidades entre 12-14 m, apresentam elevadas resistências à penetração do cone (20MPa), porém a presença de material argiloso logo em seguida, faz com que ocorra uma expressiva redução na resistência de ponta do cone. Há de se destacar ainda a presença de argilas com grande variabilidade de resistência, ao longo do perfil.

Dentre as diversas lentes de argila mole, destaca-se a mais espessa com 1m de espessura, na profundidade de 9-10 m. Esta é observada tanto na Figura 30 como na Figura 31.

Na Figura 32 constam os valores de resistência de ponta obtidos para os furos de sondagem de 1 a 9. Os valores de q_c referentes às sondagens CPT 3 e CPT 7 serão utilizados na abordagem dos métodos de capacidade de carga utilizados neste trabalho, pois são os furos de sondagem mais próximos às estacas estudadas nesse trabalho.

Figura 32 – Valores de resistência de ponta das sondagens 1 a 9.

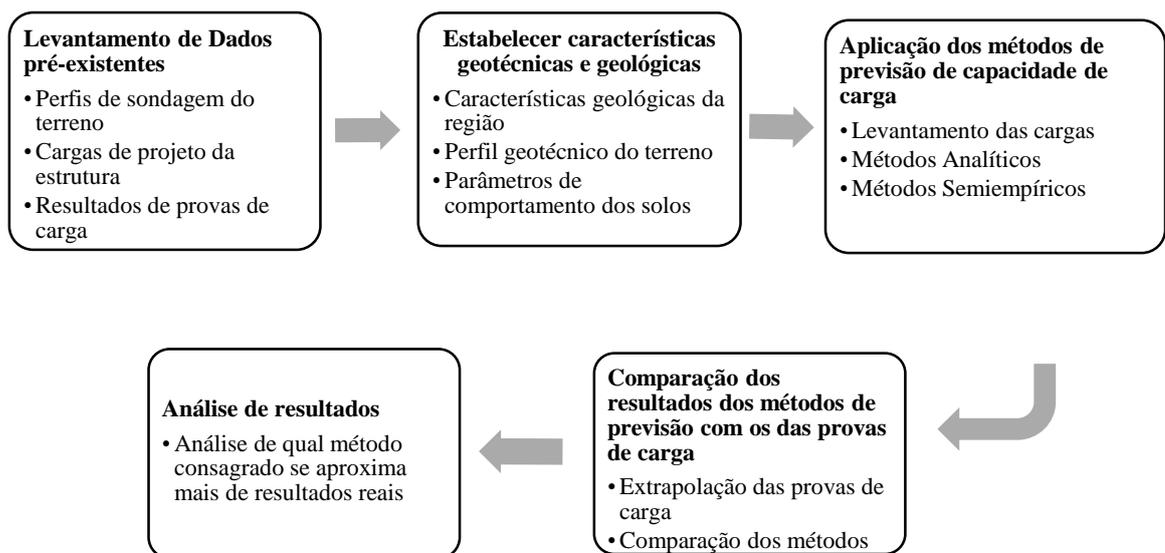


Fonte: Empresa X (2015).

4 METODOLOGIA

Este capítulo descreve os procedimentos e as considerações utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho, de forma a possibilitar a comparação entre alguns métodos consagrados de previsão de capacidade de carga de fundações profundas, e os resultados de ensaios de provas de carga. A Figura 33 apresenta um fluxograma que descreve as principais fases e atividades necessárias à realização do estudo de caso.

Figura 33 – Fluxograma da organização do trabalho.



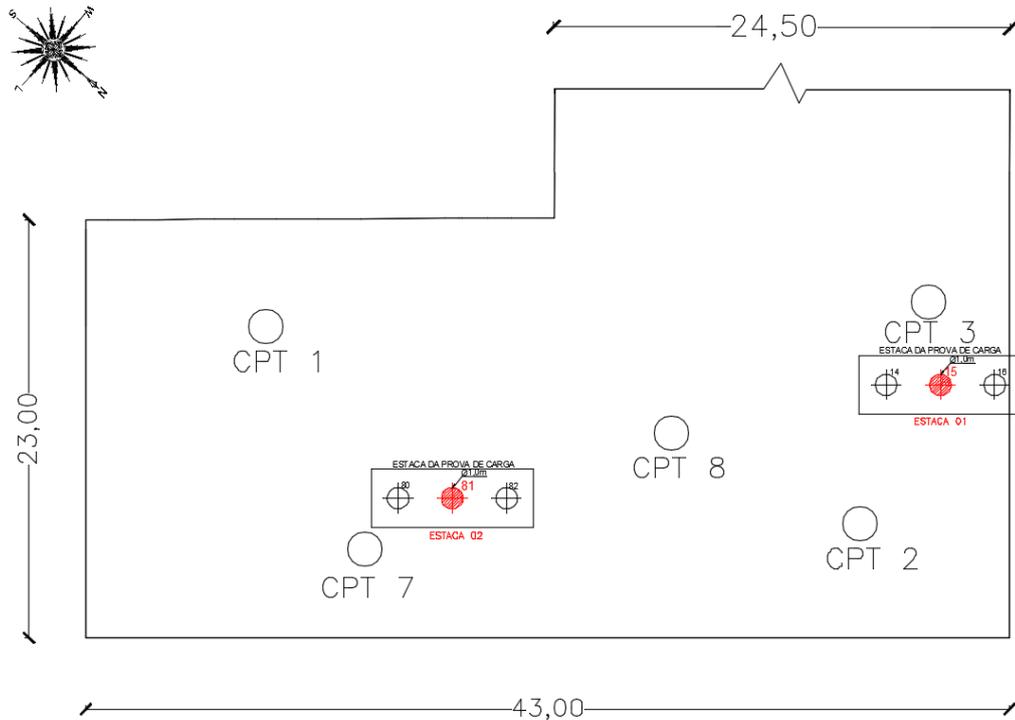
Fonte: Autora (2017).

4.1 LEVANTAMENTO DE DADOS PRÉ EXISTENTES

Algumas das estacas executadas na obra de estudo foram submetidas a ensaios de provas de carga estática – PCE. A planta de locação das estacas, constante no Anexo I, mostra as estacas testadas, que foram as estacas 15 e 81. Nos laudos de prova de carga, e neste trabalho, estas estacas foram denominadas Estacas 01 e 02, respectivamente. Conforme ilustrado na

Figura 34, as estacas submetidas às PCE's encontram-se próximas às sondagens CPT 3 e CPT 7, nessa ordem. Os respectivos boletins de sondagens encontram-se no Anexo II.

Figura 34 – Compatibilização de estacas das PCE com as sondagens.



Fonte: Autora (2017).

As cargas advindas do projeto estrutural encontram-se no Anexo III e a determinação das cargas para projeto, resultado da combinação das solicitações apresentadas, são mostradas posteriormente.

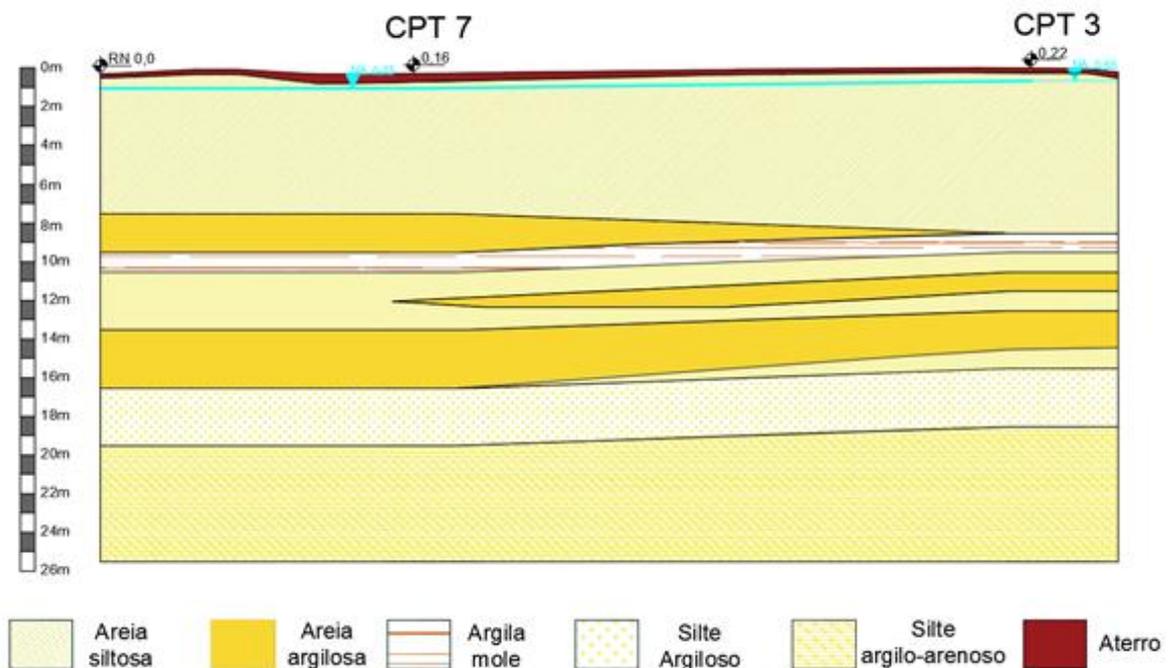
4.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E GEOLÓGICAS

As características geológicas e geotécnicas da área estudada foram previamente relatadas no Capítulo 3, porém neste capítulo de metodologia, serão apresentadas novas considerações adotadas para previsão de capacidade de carga de fundações profundas deste terreno. Estas considerações baseiam-se fundamentalmente na magnitude dos parâmetros de resistência ao cisalhamento derivados dos ensaios CPT.

Primeiramente fez-se a consideração de tratar como solos friccionais todo material que apresentou Resistência de Ponta (q_c) > 80 kPa, e densidade relativa (D_r) dentro do esperado para tal tipo de solo, apesar da classificação apresentada no laudo de investigação ter apresentado maior heterogeneidade. Assim considerou-se todo solo argilo-arenoso como sendo areno-argiloso; e da mesma forma para argila-siltosa que considerou silte-argiloso. Para estes solos verificou-se que as previsões de resistência não-drenada (S_u) mostravam-se excessivamente altas, muito superiores a intervalos típicos reportados na literatura, mas considerando o solo puramente friccional, valores de ângulo de atrito coerentes foram obtidos.

Por fim, os solos com valores de (q_c) inferiores à 80 kPa foram considerados argilas, assim a resistência ao cisalhamento é descrita em termos de resistência não-drenada. Assim, a partir dessas considerações, constituiu-se um novo perfil estratigráfico representativo, ilustrado na Figura 35.

Figura 35 – Perfil estratigráfico para material friccional a partir de (q_c) > 80 kPa.



Fonte: Autora (2017).

4.2.1 Parâmetros de comportamento geotécnico

Visto que o CPT não permite a extração de testemunhos de solos para caracterização física ou de parâmetros geotécnicos de comportamento, estas propriedades precisaram ser estimadas.

A partir de dados de referências constantes na literatura foram definidos valores representativos para o peso específico natural dos solos, onde a partir do valor do peso específico seco, do teor de umidade, e com auxílio de índices físicos, foi possível, obter os valores representativos de peso específico natural saturado (Tabela 14).

A previsão dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, foi feita com base em formulações consagradas e reportadas na literatura. Para as camadas de solo assumidas como sendo argilosas determinou-se resistência não-drenada (S_u), enquanto que para as camadas arenosas estabeleceram-se valores de ângulo de atrito (ϕ').

Tabela 13 – Índice de vazios, teor de umidade e peso específico seco para alguns solos típicos em estado natural.

Tipo de Solo	Índice de vazios, e	Teor de umidade natural em estado saturado (%)	Peso específico seco γ_d (kN/m³)
Areia uniforme fofa	0,8	30	14,5
Areia uniforme compacta	0,45	16	18
Areia siltosa com granulação angular fofa	0,65	25	16
Areia siltosa com granulação angular densa	0,4	15	19
Argila dura	0,6	21	17
Argila fofa	0,9-0,14	30-50	11,5-14,5
Loess	0,9	25	13,5
Argila orgânica mole	2,5-3,2	90-120	6-8
Till glacial	0,3	10	21

Fonte: Das, Braja M (2014).

Tabela 14 – Valor de peso específico natural saturado.

Tipo de Solo	Peso específico natural γ (kN/m³)
Areia uniforme fofa	18,9
Areia uniforme compacta	20,9
Areia siltosa com granulação angular fofa	20,0
Areia siltosa com granulação angular densa	21,9
Argila dura	20,6
Argila fofa	18,2
Loess	16,9
Argila orgânica mole	14,4
Till glacial	23,1

Fonte: Autora (2017).

i) Solos argilosos

- x Resistência ao Cisalhamento não-drenada (Schnaid, 2012):

$$Su = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (4.1)$$

Onde:

$N_{kt} = 15$ para argilas normalmente adensadas;

$N_{kt} = 12$ para argilas pré-adensadas.

ii) Solos não coesivos

- x Densidade Relativa (Jamiołkowski et al., 2001):

$$Dr = 100 \cdot \left[0,268 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0,5}} \right) - 1,292 \right] \quad (4.2)$$

- x Ângulo de atrito

$$\varphi' = \arctg \left[0,1 + 0,38 \cdot \log \left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad \text{Mayne (2006) (4.3)}$$

$$\varphi' = 33 + \{3[Dr(10 - \ln(p')) - 1]\} \quad \text{Bolton (1986) (4.4)}$$

$$(1,49 - Dr)tg\varphi' = 0,712$$

De Mello (1971) (4.5)

Os resultados obtidos para os parâmetros de comportamento apresentam-se simplificados a cada metro, no Item 5.1 do Capítulo 5.

4.3 DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DE PROJETO PARA AS ESTACAS ESTUDADAS

O Anexo III apresenta a tabela de cargas transferidas pelos pilares do edifício. De acordo com Item 4.2 da NBR 8681:2006 classificam-se como ações permanentes (CP), para este caso, os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo peso de equipamentos fixos. E como cargas variáveis, os efeitos dos ventos, de retração, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. O caso 2 é equivalente ao peso próprio da estrutura e o caso 3 às cargas permanentes. A coluna da esquerda é equivalente à soma das cargas axiais dos casos 2 e 3 com as ações variáveis, exceto carga de vento, as quais foram consideradas separadamente para cada caso.

O edifício está sujeito também a momentos M_x , e M_y ; cargas verticais F_x e F_y e a cargas de ventos incidentes, com ângulos conforme o referencial demonstrado pela Figuras 36 e 33 de: 90° - Vento 1 (V1), 0° - Vento 3 (V3), 45° - Vento 5 (V5) e 135° Vento 6 - (V6). Existe cargas de ventos atuantes também nas direções: 270° - Vento 2(V2), 180° - Vento 4(V4), 315° - Vento 7(V7) e 225° - Vento 8 (V8), as quais foram obtidas invertendo-se o sinal das cargas atuantes nas direções 90°, 0°, 45° e 135°, respectivamente, conforme critério do projetista.

Devido ao fato de que as cargas verticais possuem valores em média de até 400 vezes maiores que as solicitações horizontais, neste trabalho optou-se por não discutir os efeitos das cargas horizontais e suas implicações ao projeto, ou seja, foram desconsideradas.

A partir das cargas influentes, ponderou-se as cargas dos pilares, de forma a obter um pilar equivalente de atuação das cargas. Para isto, foram medidas as distâncias em x e y, de cada centro de pilar até o ponto de referência adotado, neste caso, o vértice esquerdo-superior do bloco.

Obeve-se o centro de aplicação de carga do bloco, para todas as combinações de vento, com o auxílio das Equações (4.6) e (4.7) a partir dos valores encontrados no Anexo III, de forma a obter o centro de gravidade de atuação para cada combinação de cargas (Figura 32).

$$CG_x \cdot \sum F_z = \sum F_{iz} \cdot d_{ix} \quad (4.6)$$

$$CG_y \cdot \sum F_z = \sum F_{iz} \cdot d_{iy} \quad (4.7)$$

Onde:

CG_x e CG_y : São os centros de aplicação das cargas;

$\sum F_z$ = É a soma das cargas axiais atuantes no bloco;

F_{iz} = É a carga axial atuante em cada pilar do bloco;

d_i = É a distância do centro do pilar até o ponto de referência adotado (em x e y).

Para a Estaca 01, utilizou-se as cargas verticais resultantes dos pilares P1, P2, P3, P5, P8, P11, P157, P158 (Ver Figura 36), influentes no bloco de coroamento no qual se encontra a estaca ensaiada de nº 15 (Estaca 01), e encontrou-se um centro de gravidade (CG) para cada combinação de vento (Tabela 15). A Equação (4.8) foi a formulação utilizada para cálculo das cargas atuantes em cada uma das estacas, e conseqüentemente na estaca que fora submetida à prova de carga.

$$P_i = \frac{F_z}{n} \pm \frac{M_y \cdot x'_i}{\sum x'^2} \pm \frac{M_x \cdot y'_i}{\sum y'^2} \quad (4.8)$$

Onde:

F_z = Carga vertical resultante, na cota de arrasamento das estacas;

n = Número de estacas do bloco em que se encontram as estacas ensaiadas;

M_x e M_y = Momento na cota de arrasamento nas estacas;

x' e y' = Distâncias do centro de gravidade ponderado até o eixo da estaca ensaiada.

Considerou-se o peso próprio dos blocos para carga atuante na estaca, conforme Item 5.6 da NBR 6122:2010, e também o peso próprio da mesma. Os valores de P_{it} apresentados na

Tabela 15 são a soma das cargas obtidas pela Equação (4.7), com as cargas atuantes de 369,9 kN do peso próprio do bloco e 490,87 kN o peso próprio da estaca.

A Figura 36 apresenta o bloco que envolve a Estaca 01, bem como, a representação dos centros de gravidades encontrados, relevante para que se pudesse fazer a analogia dos sinais de carregamento da equação (4.7). Sendo M_x e M_y momentos na cota de arrasamento, considerou-se então a Estaca 01 carregada para M_x (+) nos casos: CP+V1, CP+V6 e CP+V4. No caso de M_y (+) a estaca apresenta-se carregada para CP. CP+V3, CP+V5, CP+V2, CP+V7 e CP+V8.

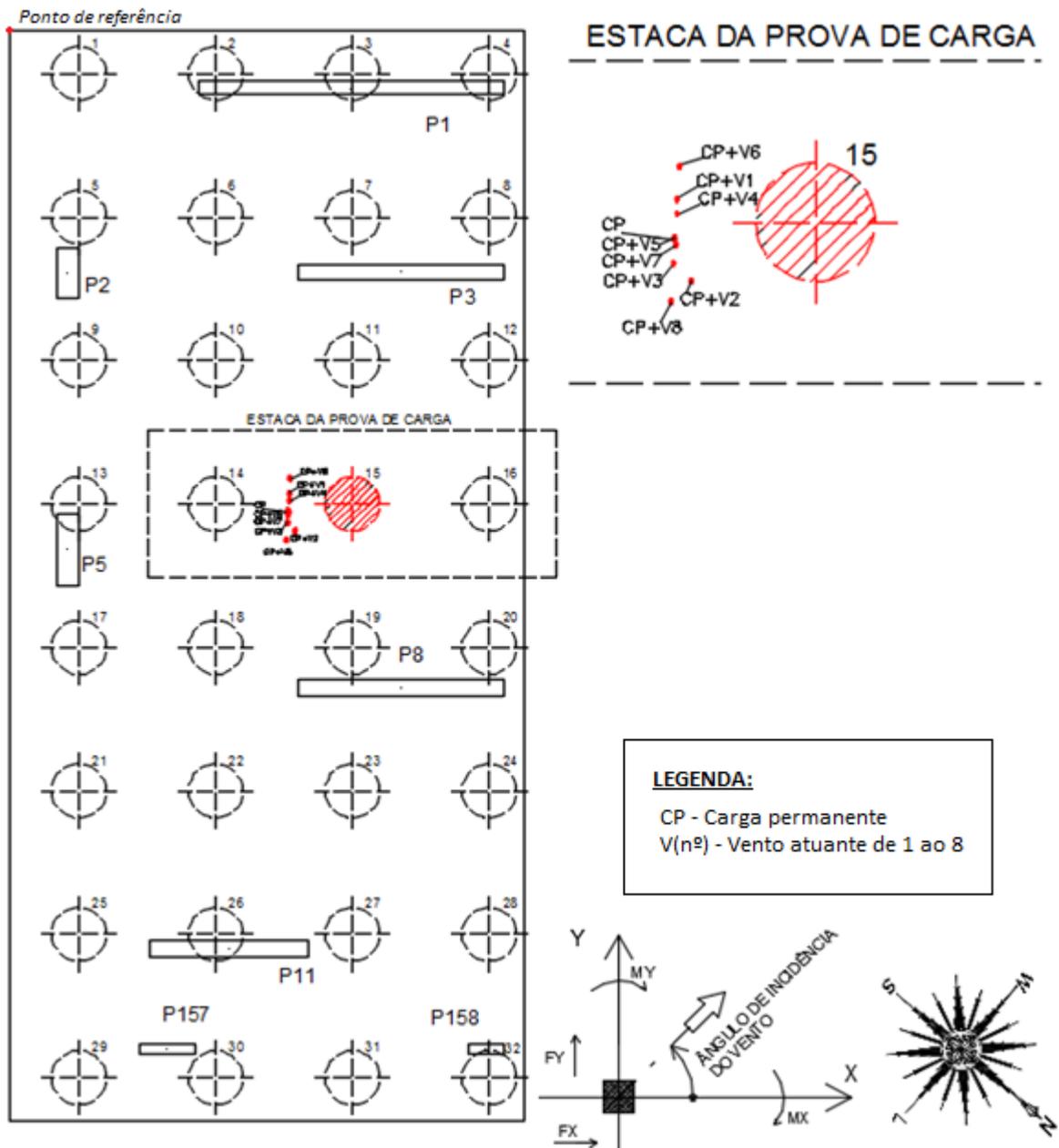
Tabela 15 – Combinação de Cargas para a Estaca 01.

Combinação de Cargas - Estaca 15 (Estaca 01)									
	n	$\sum x'i^2$	$\sum y'i^2$	CG x	CG y	x'i	y'i	Pi (kN)	Pit(kN)
Ventos de 90°, 0°, 45° e 135°.									
CP.	32	250,16	1223,71	5,07	8,90	1,18	0,15	2358,88	3219,7
CP. + V1	32	249,83	1253,23	5,09	8,56	1,16	0,19	2337,49	3198,31
CP. + V3	32	250,12	1210,20	5,06	9,10	1,19	0,35	2578,75	3439,57
CP. + V5	32	250,16	1225,48	5,07	8,88	1,18	0,13	2532,50	3393,31
CP. + V6	32	250,39	1177,36	5,11	8,28	1,14	0,47	2064,33	2925,15
Ventos de 270°, 180°, 315° e 225°.									
CP. + V2	32	253,38	1201,62	5,06	9,25	1,04	0,50	2381,37	3242,19
CP. + V4	32	250,26	1242,05	5,09	8,68	1,16	0,07	2278,92	3139,73
CP. + V7	32	250,20	1221,00	5,08	8,94	1,17	0,19	2292,76	3153,57
CP. + V8	32	250,05	1190,89	5,04	9,42	1,21	0,67	2475,62	3336,44
E15 (Pior Situação)								2578,8	3439,6

Fonte: Autora (2017).

A partir de cada CG encontrado para as situações CP, CP+V1, CP+V3, CP+V5 e CP+V6, e com o auxílio da Equação 4.6 sugerida por Alonso (2010), pode-se encontrar a carga resultante da Estaca 01, considerando todas as situações de vento (Tabela 15). A pior situação para a estaca nº 15, foi de 3439,6 kN referente à influência de carga permanente (CP) com carga de vento a 0° (V3).

Figura 36 – Bloco que envolve a Estaca 01.

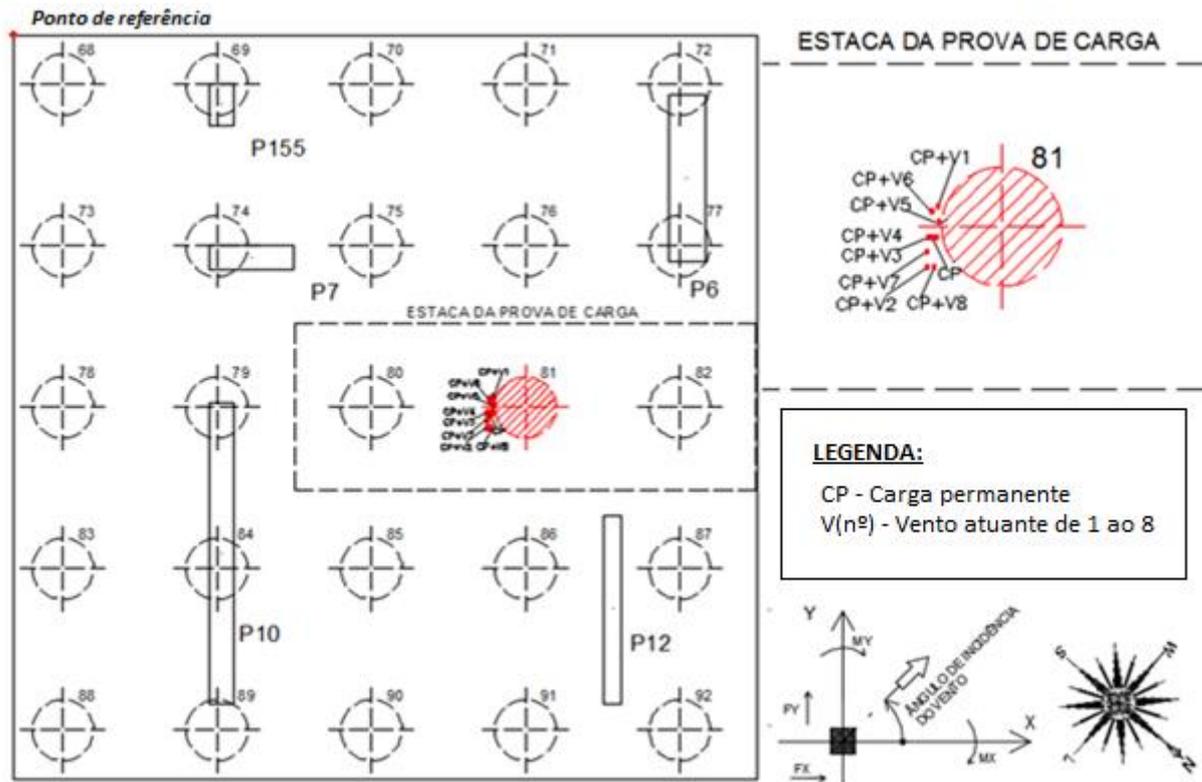


Fonte: Autora (2017).

A mesma analogia foi realizada para a Estaca 02. A Figura 37 apresenta o bloco que envolve a mesma, bem como a representação dos centros de gravidades encontrados, relevante para que se pudesse fazer a análise dos sinais de carregamento para uso da Equação (4.6). Sendo M_x e M_y momentos na cota de arrasamento, considerou-se então a estaca ensaiada de nº 81 (Estaca 02) carregada para M_x (+) nas seguintes situações: CP+V1, CP+V5 e CP+V6. No caso

de M_y (+) a estaca apresenta-se carregada para as situações de: CP, CP+V3, CP+V2, CP+V4, CP+V7 e CP+V8.

Figura 37 – Bloco que envolve a Estaca 02.



Fonte: Autora (2017).

Conforme pode-se ver na Figura 37 as cargas referentes para a ponderação são advindas dos pilares P6, P7, P10, P12, P155. Idêntico às considerações para a Estaca 01, obteve-se então o centro de atuação das cargas para cada situação, conforme (Figura 37) a fim de obter a carga resultante para estas situações. Foram consideradas ainda o peso próprio do bloco de 367,53 kN e peso próprio da estaca de 549,78 kN.

A estaca mais carregada do bloco é submetida a esforços conforme Tabela 16, sendo a pior situação equivalente à 3746,16 kN, referente ao caso de carga permanente (CP) com carga vento atuante à 35° (V6).

Tabela 16 – Combinação de Cargas para a Estaca 02

Combinação de Cargas - Estaca 81 (Estaca 02)									
	n	$\sum x'i^2$	$\sum y'i^2$	CG x	CG y	x'i	y'i	Pi (tF)	Pit(kN)
Ventos de 90°, 0°, 45° e 135°.									
CP.	25	404,66	351,33	7,72	6,19	0,58	0,09	2647,28	3564,59
CP. + V1	25	410,78	351,85	7,77	5,93	0,53	0,17	2638,73	3556,03
CP. + V3	25	401,80	351,33	7,76	6,19	0,61	0,09	2485,49	3402,79
CP. + V5	25	410,51	351,17	7,78	6,06	0,52	0,04	2505,40	3422,70
CP. + V6	25	404,66	351,55	7,72	5,97	0,58	0,13	2828,85	3746,16
Ventos de 270°, 180°, 315° e 225°.									
CP. + V2	25	400,86	354,02	7,68	6,44	0,62	0,34	2672,65	3589,95
CP. + V4	25	408,54	351,33	7,69	6,19	0,54	0,09	2810,62	3727,92
CP. + V7	25	400,86	352,23	7,68	6,31	0,62	0,21	2798,63	3715,94
CP. + V8	25	406,59	354,02	7,74	6,44	0,56	0,34	2463,98	3381,29
E15 (Pior Situação)								2828,85	3746,16

Fonte: Autora (2017).

4.4 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

A partir dos parâmetros de comportamento geotécnicos estimados para o problema, e a combinação das piores situações atuantes nas estacas ensaiadas, fez-se a aplicação dos métodos analíticos e semi-empíricos de previsão de capacidade de carga.

Para a análise dos métodos semi-empíricos, a partir dos resultados obtidos pelos ensaios CPT's, foram testados os métodos de Aoki e Velloso (1975), Philipponnat (1979) e Bustamante e Gianeselly (1981). Fez-se o mesmo para aplicabilidade dos métodos analíticos propostos pelos autores: Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) e Vesic (1963).

Foram realizados os cálculos para a à Estaca 01 próxima à sondagem CPT 3, e à Estaca 02 próxima à CPT 7, obtendo a resistência admissível para cada método, empregando um fator de segurança global igual a 2, conforme prescreve NBR 6122:2010.

Os cálculos foram realizados para cada 20 cm de incremento ao longo da profundidade, e os memoriais de cálculo encontram-se em planilhas simplificadas a cada metro, presentes no Anexo IV – Métodos Semiempíricos e no Anexo V – Métodos Analíticos. Nelas se encontram os parâmetros adotados para a realização de cada método, sendo que nas duas colunas à extrema direita, foram feitas as verificações de conformidade. Foram verificadas as cargas de projeto, tendo elas que ser menor ou igual à resistência admissível proposta por cada método; e a

delimitação de resistência de ponta proposta por norma, onde a NBR 6122:2010 sugere que a carga admissível deve ser no máximo 25% suportada pela ponta.

4.5 EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

De acordo com Velloso e Lopes (2010) um método utilizado normalmente na extrapolação de curvas carga-recalque de provas de carga, quando a prova é interrompida antes de se obter a carga de ruptura, é o método de Van der Veen (1953), entretanto, segundo a empresa executora da prova de carga, devido ao pequeno deslocamento apresentado pela estaca, a formulação de Van der Veen não foi conclusiva. Por este motivo, conforme sugerido por Massad (1986), optou-se por aplicar extrapolação a partir de funções polinomiais, mas não se adotou exatamente o método proposto por Massad (1986), uma vez que foi igualmente inconclusivo.

A extrapolação foi realizada ajustando a curva de carga-recalque até obter uma função condizente com os resultados pré-existentes. A carga de ruptura foi obtida da interseção entre a função que representa a curva carga-recalque extrapolada e a função do critério de ruptura sugerido pela NBR 6122:2010, conforme Equação (2.19bis).

$$\Delta r = \frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (2.19bis)$$

Os resultados obtidos apresentam-se no Capítulo 5.

5 RESULTADOS

Neste capítulo, apresentam-se inicialmente os resultados dos parâmetros de comportamento do solo estudado, necessários para a aplicação dos métodos analíticos abordados neste trabalho. Posteriormente apresentam-se os resultados obtidos na extrapolação de provas de carga realizadas nas Estacas 01 e 02.

Com base nos perfis estratigráficos interpretados são feitas as previsões de capacidade de carga, e então, com base nos resultados das previsões, são verificados os comprimentos das fundações, considerando que são submetidas às cargas de magnitude 3439,6 kN e 3746,16 kN, respectivamente, conforme estabelecido no Capítulo 4. Por fim, verificam-se os fatores de segurança atuantes associados a cada método, e comparam-se as capacidades de carga obtidas pelas provas de carga com os valores obtidos pelos métodos de previsão abordados.

5.1 PARÂMETROS DE COMPORTAMENTO DO SOLO DE ESTUDO

Os parâmetros foram estimados para cada 20 cm de incremento na profundidade. De forma simplificada as Tabelas 17 e 18 apresentam valores obtidos a cada 1 m, onde plotou-se os resultados em gráficos de parâmetros como: ângulo de atrito, densidade relativa e resistência não drenada x profundidade (Figuras 38 e 39, 42 e 41, respectivamente); e resistência de ponta x profundidade (Figura 40), para análise do perfil de solo estudado.

Tabela 17 – Parâmetros de comportamentos obtidos a partir do ensaio CPT 3.

Profund.	Tipo de solo	qc (MPa)	γ (kN/m ³)	u	σ (kN/m ²)	σ'	Su ou c'	Dr(%)	ϕ° (Mayne)	ϕ° (Mello)	ϕ° (Bolton)
1		6,68	19	4	19,2	15,2	-	67,37	47,89	41,10	40,68
2		6,11	19	14	38,2	24,2	-	55,69	45,40	37,35	38,83
3		7,98	19	24	57,2	33,2	-	57,41	45,16	37,86	39,11
4	Areia Siltosa	10,16	20	34	77	43	-	59,34	44,73	38,45	39,41
5		4,58	19	44	96	52	-	35,69	40,11	32,14	35,66
6		6,45	19	54	115	61	-	42,42	41,09	33,74	36,73
7		5,19	19	64	134	70	-	34,53	39,11	31,88	35,48
8		5,79	19	74	153	79	-	35,67	39,04	32,14	35,66
9		Argila mole	0,70	15	84	169,6	85,6	35,36	-	-	-
10	Areia	10,72	20	94	188,2	94,2	-	48,50	40,76	35,32	37,69
11	Areia argilosa	2,4	19	104	206,8	102,8	-	7,80	31,65	26,76	31,24
12	Areia	16,83	20	114	226,6	112,6	-	58,15	42,23	38,09	39,22
13	Areia argilosa	5,86	19	124	246,4	122,4	-	29,49	36,41	30,78	34,68
14	Argila arenosa	1,45	17	134	263,8	129,8	79,08	-	-	-	-
15	Areia	22,95	21	144	283,6	139,6	-	62,82	42,26	39,56	39,96
16		5,21	19	154	303,4	149,4	-	23,56	34,43	29,58	33,74
17	Silte argiloso	5,32	19	164	322,4	158,4	-	23,30	34,19	29,53	33,70
18		4,84	19	174	341,4	167,4	-	20,00	33,21	28,90	33,17
19		10,64	20	184	360,6	176,6	-	39,70	37,21	33,08	36,30
20		13,3	20	194	380,6	186,6	-	44,99	38,23	34,39	37,14
21	Areia silto-argilosa	8,21	19	204	399,8	195,8	-	32,10	35,65	31,34	35,09
22		6,95	19	214	419,6	205,6	-	27,01	34,31	30,27	34,28
23		18,74	20	224	439,4	215,4	-	52,31	39,42	36,37	38,30
24		21,01	21	234	460	226	-	54,15	39,30	36,89	38,59
25		34,26	21	244	481	237	-	66,71	41,76	40,87	40,58
Nível d'água		0,65 m									

Fonte: Autora (2017).

Tabela 18 – Parâmetros de comportamentos obtidos a partir do ensaio CPT 7.

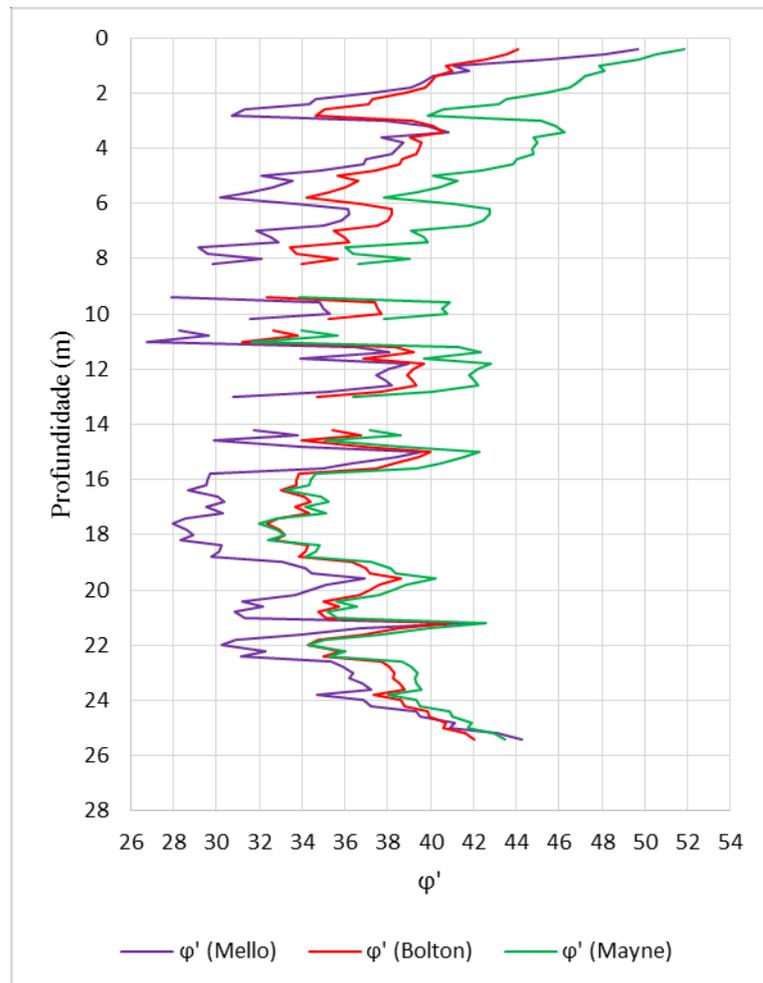
Profund.	Tipo de solo	qc (MPa)	γ (kN/m ³)	u (kPa)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Su	Dr(%)	ϕ° (Mayne)	ϕ° (Mello)	ϕ° (Bolton)	
1		5,21	19	2,00	19,00	17,00	-	60,71	46,26	38,88	39,61	
2		14,35	20	12,00	38,80	26,80	-	77,89	48,48	45,03	42,33	
3		15,34	20	22,00	58,80	36,80	-	74,24	47,47	43,60	41,75	
4	Areia Siltosa	8,68	19	32,00	78,60	46,60	-	55,81	44,19	37,38	38,83	
5		5,95	19	42,00	97,80	55,80	-	42,70	41,32	33,81	36,76	
6		5,08	19	52,00	116,80	64,80	-	36,02	39,59	32,22	35,70	
7		6,76	19	62,00	135,80	73,80	-	41,61	40,43	33,55	36,59	
8		Argila Arenosa	1,38	17	72,00	154,00	82,00	82,93	-	-	-	-
9		Argila mole	1,1	17	82,00	171,80	89,80	63,13	-	-	-	-
10	Areia	18,28	20	92,00	188,60	96,60	-	62,81	43,44	39,56	39,94	
11	Argila Arenosa	1,61	17	102,00	207,40	105,40	94,87	-	-	-	-	
12		16,44	20	112,00	226,20	114,20	-	57,52	42,03	37,89	39,10	
13	Areia	19,49	20	122,00	246,20	124,20	-	61,01	42,52	38,98	39,66	
14		2,63	19	132,00	265,00	133,00	-	30,60	7,02	26,63	31,11	
15	Argila Arenosa	1,37	17	142,00	282,00	140,00	74,33	-	-	-	-	
16	Areia Argilosa	3,64	19	152,00	299,80	147,80	-	13,94	31,97	27,80	32,21	
17		6,2	19	162,00	318,80	156,80	-	27,41	35,09	30,35	34,34	
18	Silte Argiloso	5,43	19	172,00	337,80	165,80	-	23,09	33,89	29,49	33,65	
19		4,46	19	182,00	356,80	174,80	-	17,09	32,24	28,36	32,70	
20		6,93	19	192,00	376,00	184,00	-	28,21	34,81	30,52	34,46	
21		12,92	20	202,00	395,40	193,40	-	43,56	37,73	34,03	36,89	
22	Areia Silto-argilosa	8,23	19	212,00	414,60	202,60	-	31,54	35,32	31,22	34,99	
23		10,99	20	222,00	434,00	212,00	-	38,01	36,22	32,68	36,02	
24		28,26	21	232,00	454,40	222,40	-	62,10	40,90	39,33	39,83	
25		40,93	21	242,00	475,40	233,40	-	71,48	42,64	42,57	41,31	
Nível d'água		0,75 m										

Fonte: Autora (2017).

Nas Figuras 38 e 39 pode-se analisar a diferença de valores de ângulo de atrito obtidos por três autores consagrados na literatura. Percebe-se que os valores seguem uma mesma tendência, porém de Mello (1971) demonstra-se mais conservador enquanto que Mayne (2006) se mostra mais arrojado. Neste trabalho optou-se por escolher valores intermediários, sendo assim a Equação (4.4) de Bolton (1986) foi utilizada para cálculo dos ângulos de atrito a serem incorporados nas previsões analíticas de capacidade de carga.

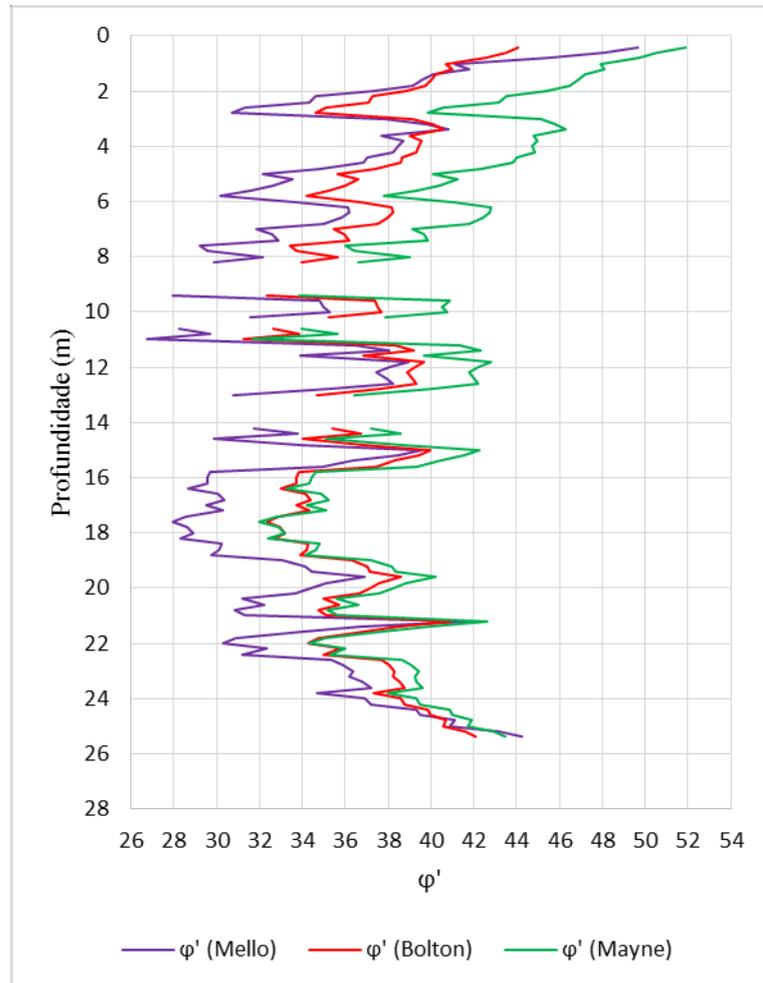
$$\varphi' = 33 + \{3[Dr(10 - \ln(p')) - 1]\} \quad \text{Bolton (1986) (4.4bis)}$$

Figura 38 – Ângulo de atrito ao longo da profundidade – Sondagem CPT 3.



Fonte: Autora (2017).

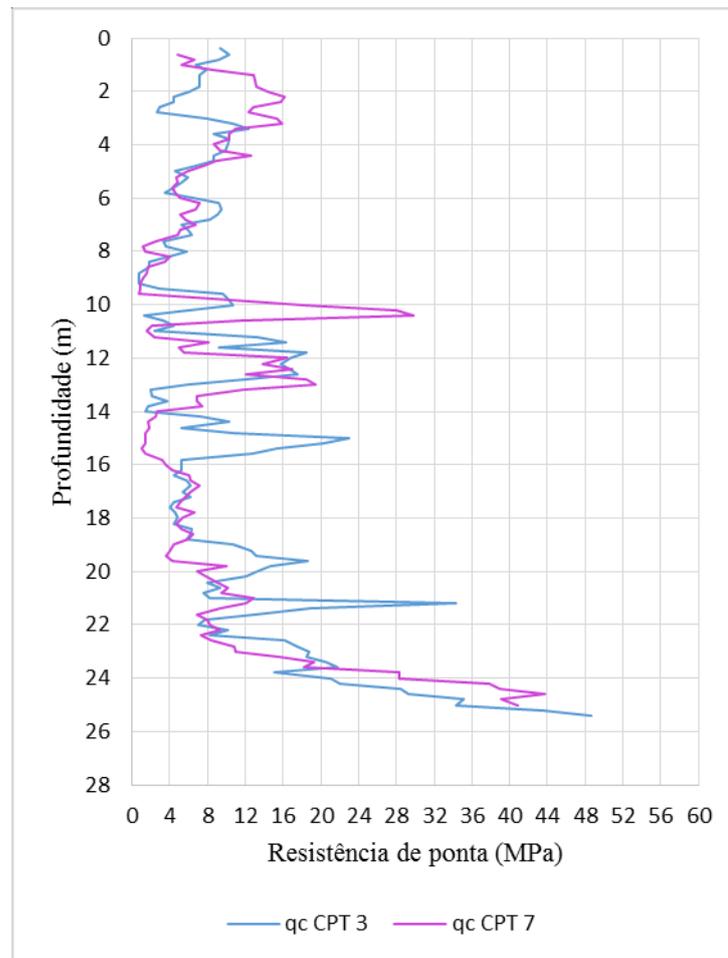
Figura 39 – Ângulo de atrito ao longo da profundidade – Sondagem CPT 7.



Fonte: Autora (2017).

É interessante notar, que o ângulo de atrito do material cai com a profundidade (Figuras 38 e 39), mas a resistência e ponta cresce (Figura 40), isto pode-se justificar a uma deposição mais fofa, e/ou de um material com mais argila. Porém como a tensão efetiva é maior, tal queda de ângulo de atrito, é compensada e ainda assim há ganho de resistência de ponta.

Figura 40 – Resistência de ponta ao longo da profundidade.



Fonte: Autora (2017).

Percebe-se que a presença de material argiloso saturado indicado pela Figura 41, entre as profundidades de 8-10 m e 13-14 m, resulta em quedas de resistência de ponta, o que pode ser visto também na Figura 40.

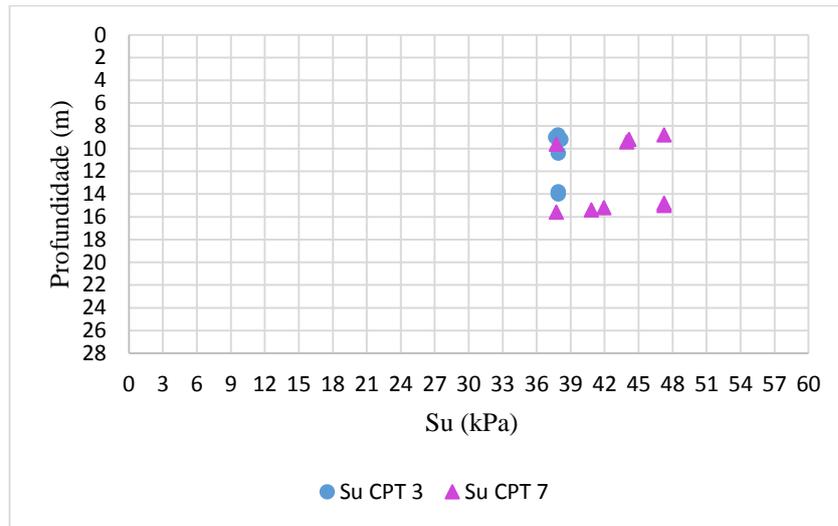
Os valores médios obtidos para os parâmetros de comportamento são mostrados na Tabela 19.

Tabela 19 – Valores médios dos parâmetros de comportamento geotécnico.

	Média dos parâmetros					
	σ' (kPa)	Su	ϕ° (Mayne)	Dr(%)	ϕ° (Mello)	ϕ° (Bolton)
Areia	130,56	-	39,63	44,12	34,65	37,01
Argila	51,00	37,89	-	-	-	-

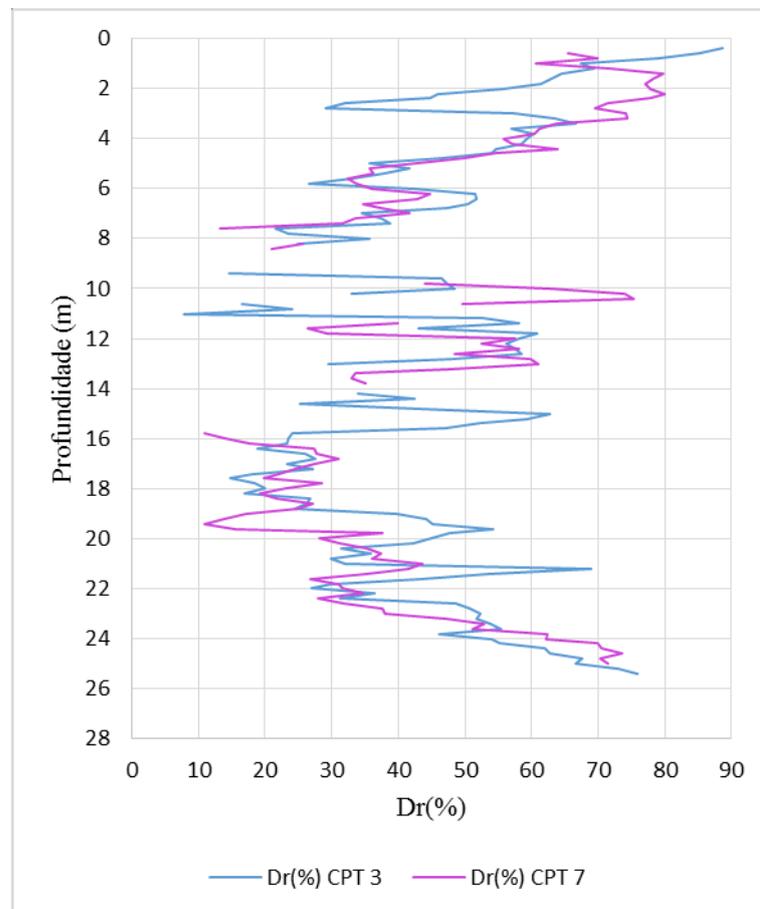
Fonte: Autora (2017).

Figura 41 – Resistência não drenada ao longo da profundidade.



Fonte: Autora (2017).

Figura 42 – Densidade relativa ao longo da profundidade.



Fonte: Autora (2017).

5.2 PROVAS DE CARGA

No caso de obra estudado, as estacas que foram submetidas ao ensaio de prova de carga, são: a estaca de nº 15 (Estaca 01) que possui 25 m de comprimento e a de nº 81 (Estaca 02) com 28 m de comprimento (Vide Anexo I). Ambas possuem diâmetro de 1 m. O f_{ck} do concreto das estacas hélice contínua é de 20 MPa e o módulo de elasticidade obtido a partir da Equação (5.1), é 25 MPa.

$$E = 5600 \cdot f_{ck}^{0,5} \quad (5.1)$$

As estacas ensaiadas não apresentaram ruptura nítida pelo critério de ruptura da NBR6122:2010 (vide Figura 44 e 47), logo tentou-se a extrapolação da curva carga-recalque por meio do ajuste de tendência de equações polinomiais, até obter o critério de ruptura convencionado pela norma. A ruptura ocorre na intersecção entre a curva carga-deslocamento e o recalque obtido pela Equação (2.19).

5.2.1 Estaca 01

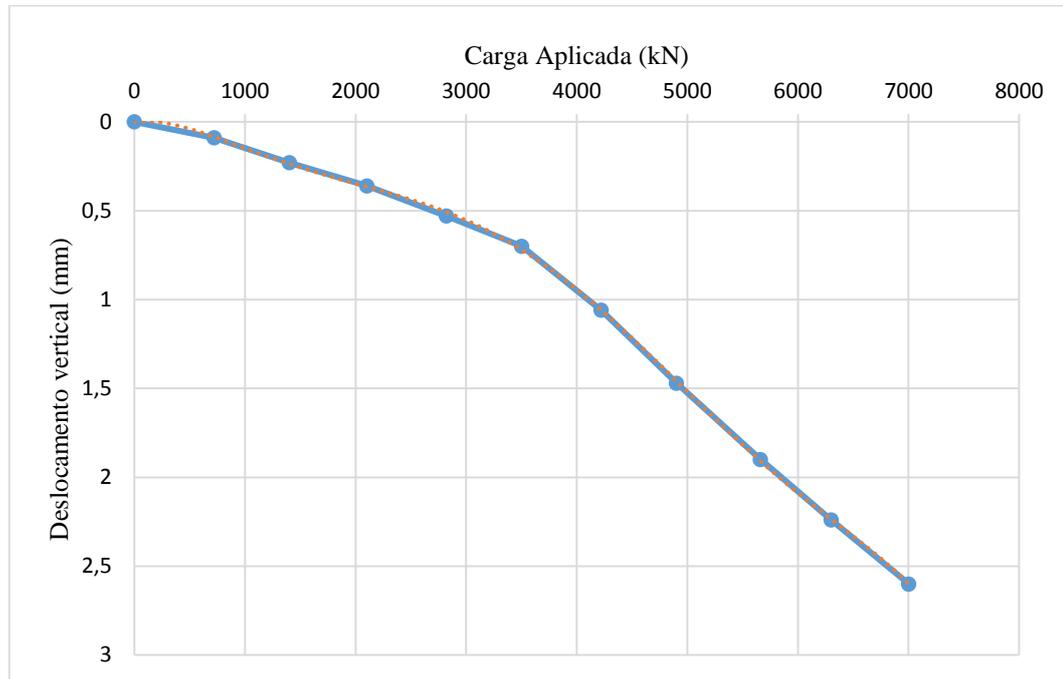
O carregamento aplicado e o deslocamento obtido, durante o ensaio na Estaca 01, são apresentados na Tabela 20, e mostrados graficamente na Figura 43.

Tabela 20 – Resumo dos resultados para prova de carga na Estaca 01.

Carregamento			
Estágio	Duração (min)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
1	30	722,00	0,09
2	30	1402,00	0,23
3	30	2102,00	0,36
4	30	2822,00	0,53
5	30	3502,00	0,7
6	30	4222,00	1,06
7	30	4902,00	1,47
8	30	5662,00	1,9
9	30	6302,00	2,24
10	720	7002,00	2,6

Fonte: Empresa Y (2016).

Figura 43 – Resultados da prova de carga executada na Estaca 01.



Fonte: Adaptado Empresa Y (2016).

A adoção do critério de ruptura proposto pela norma aos dados medidos não se mostrou adequado para determinação da carga de ruptura, tendo em vista os baixos deslocamentos, conforme demonstra a Figura 44.

Assim, buscou-se extrapolar a curva carga-recalque por meio de um polinômio, o qual foi obtido a partir do ajuste de tendência polinomial dos dados pré-existentes resultantes no laudo do ensaio de prova de carga. Neste caso o polinômio que mais se ajustou aos resultados do carregamento foi um polinômio de sexta ordem, com $R^2=1$, conforme Equação (5.2):

$$y = 6,75 \cdot 10^{-22} \cdot x^6 - 1,49 \cdot 10^{-17} \cdot x^5 + 1,22 \cdot 10^{-13} \cdot x^4 - 4,64 \cdot 10^{-10} \cdot x^3 + 8,58 \cdot 10^{-7} \cdot x^2 - 5,36 \cdot 10^{-4} \cdot x^1 + 1,74 \cdot 10^{-1} \quad (5.2)$$

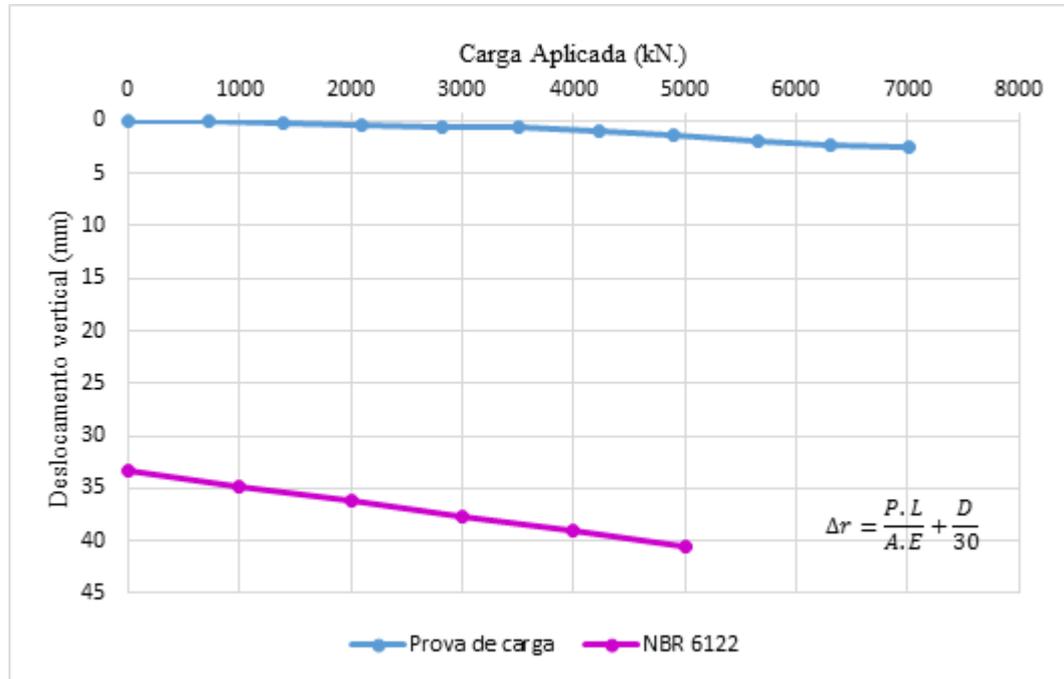
Onde:

y = Deslocamento vertical (mm);

x = Carga aplicada (kN).

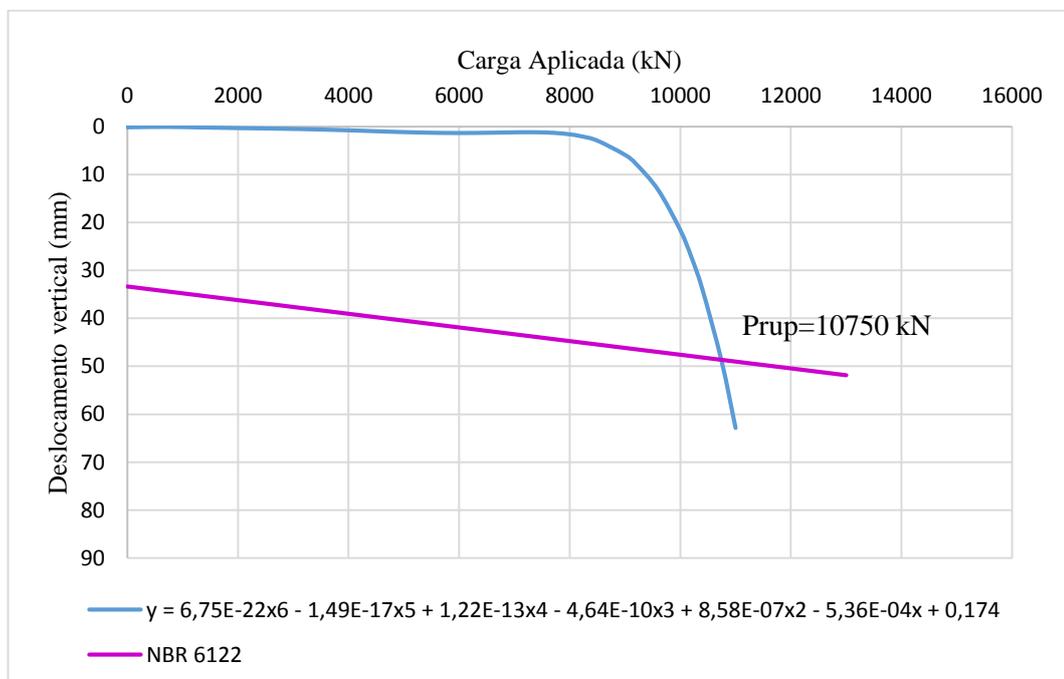
Da interseção entre as equações (5.2) e (2.19) obteve-se a carga de ruptura da Estaca 01, como sendo de 10750 kN (Figura 45).

Figura 44 – Resultados da prova de carga executada na Estaca 01 e ruptura obtida a partir de NBR 6122:2010.



Fonte: Autora (2017).

Figura 45 – Extrapolação da prova de carga na Estaca 01.



Fonte: Autora (2017).

5.2.2 Estaca 02

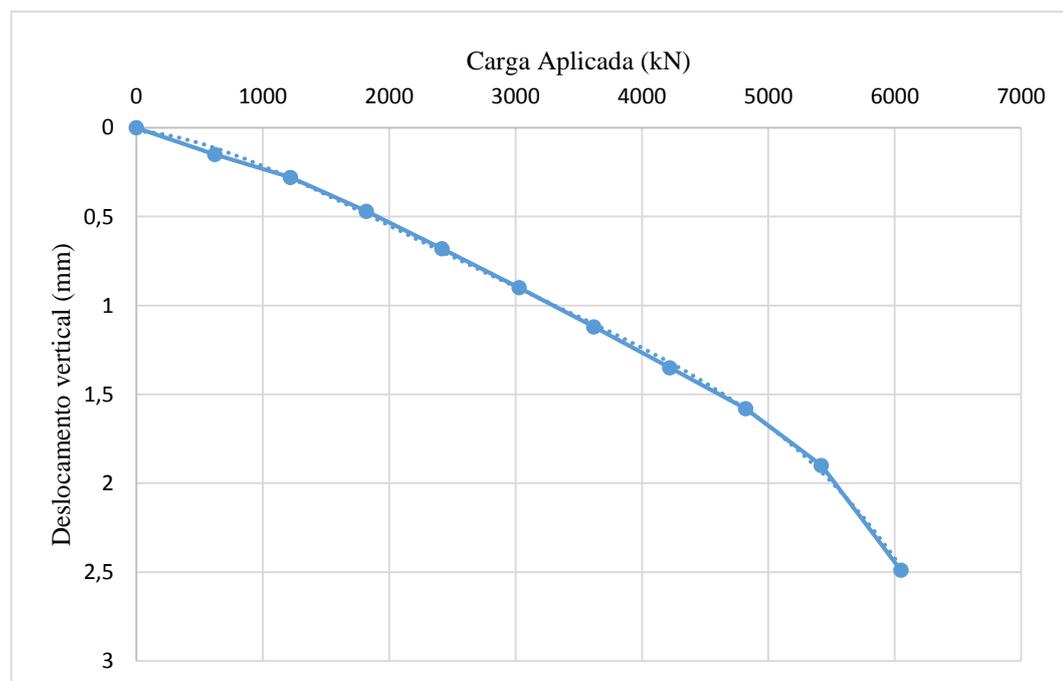
O mesmo procedimento adotado para a Estaca 01 foi aplicado à Estaca 02, considerando as cargas e deslocamentos, conforme mostra a Tabela 21, foi possível plotar o gráfico apresentado na Figura 46.

Tabela 21 – Resumo dos resultados para prova de carga da Estaca 02.

Carregamento			
Estágio	Duração (min)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
1	30	620,00	0,15
2	30	1220,00	0,28
3	30	1820,00	0,47
4	30	2417,00	0,68
5	30	3030,00	0,9
6	30	3620,00	1,12
7	30	4220,00	1,35
8	30	4820,00	1,58
9	30	5420,00	1,9
10	720	6050,00	2,49

Fonte: Empresa Y (2016).

Figura 46 – Resultados da prova de carga executada na Estaca 02.



Fonte: Adaptado Empresa Y (2016).

Conforme pode-se ver na Figura 47 o ensaio da Estaca 02 também não se demonstrou adequado para determinação da carga de ruptura, pois também apresentou baixos deslocamentos.

Logo, a partir da Figura 46 foi possível obter uma linha de tendência polinomial de quarto grau, de $R^2= 0,9929$ expresso pela Equação (5.3).

$$y = 7.10^{-15}.x^4 - 9.10^{-11}.x^3 + 4.10^{-7}.x^2 - 0,0003.x^1 + 0,2078 \quad (5.3)$$

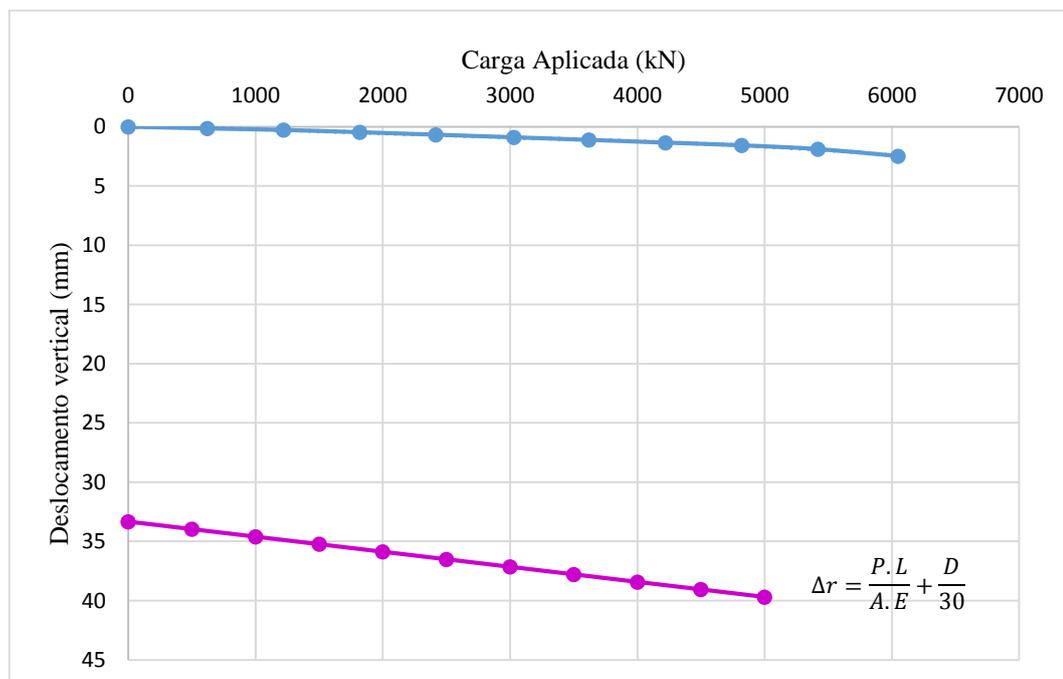
Onde:

y = Deslocamento vertical (mm);

x = Carga aplicada (kN).

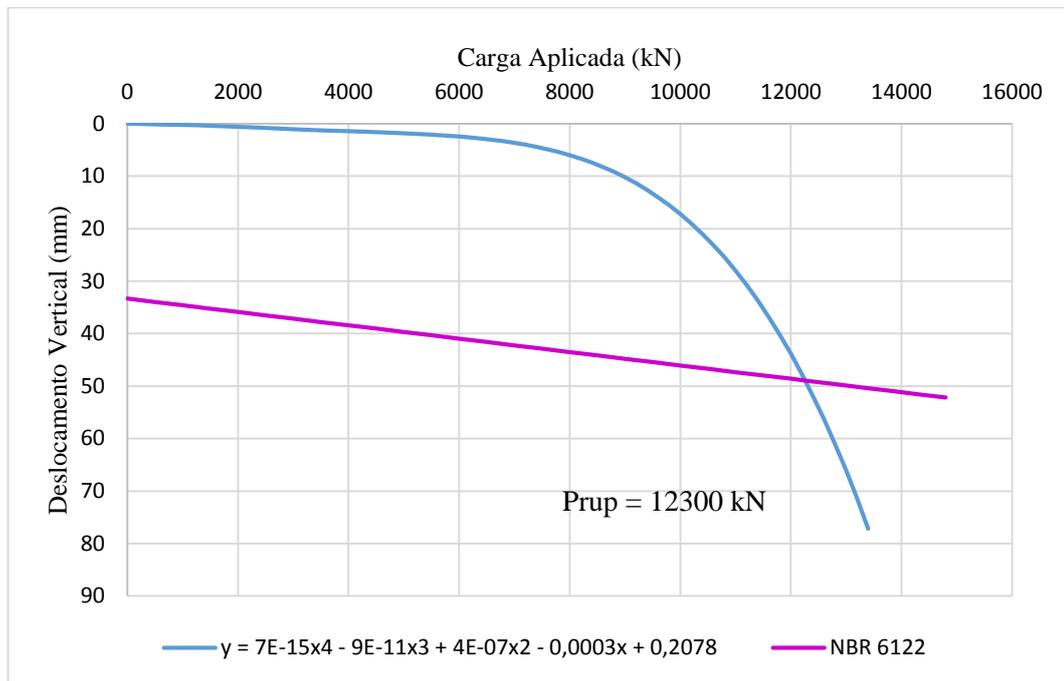
A curva carga-recalque extrapolada a partir da Equação (5.3) é intersectada pela formulação sugerida pela NBR 6118:2010 a partir da Equação (2.19) encontra-se na Figura 44, a qual aponta para uma carga de ruptura de aproximadamente 12300 kN.

Figura 47 – Resultados da prova de carga executada na Estaca 02 e ruptura obtida a partir de NBR 6122:2010.



Fonte: Autora (2017).

Figura 48 – Extrapolação da prova de carga da Estaca 02



Fonte: Autora (2017).

Vale comentar que apesar de Massad (1986) ter proposto função polinomial para obter a carga de ruptura de ensaios de prova de carga, as equações propostas para as Estacas 01 e 02 não seguiram o método proposto pelo autor. Essas foram funções polinomiais ajustadas, e extrapoladas até que se atingisse o critério de ruptura proposto pela norma. Entretanto apesar do método divergir dos métodos consagrados para extrapolação de prova de carga, as curvas carga-recalque com o critério de ruptura apresentaram resultados similares aos tipicamente observados em provas de carga, conforme mostrado anteriormente na Figura 15 (Capítulo 2).

5.3 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA POR MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

As planilhas de memorial de cálculo para os métodos semi-empíricos encontram-se nas Tabelas do Anexo IV.

5.3.1 Aoki e Velloso (1971)

Para obter a resistência de ponta e atrito lateral, pelo método de Aoki e Velloso (1971), tomou-se por base as Equações (2.12) e (2.13):

$$R_p = \frac{qc \cdot Ap}{F_1} = \frac{K \cdot N \cdot Ap}{F_1} \quad (2.12 \text{ bis})$$

$$R_l = \frac{fc}{F_2} = \frac{\alpha \cdot qc}{F_2} = \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot Nl \cdot \Delta l) \quad (2.13 \text{ bis})$$

O coeficiente α é obtido na Tabela 7 de acordo com as características dos solos presentes no perfil estratigráfico simplificado, e q_c de acordo com os boletins de sondagem do Anexo II, e $F_1=2$ e $F_2=4$ conforme proposto por Velloso e Lopes (2010) para estacas do tipo hélice contínua.

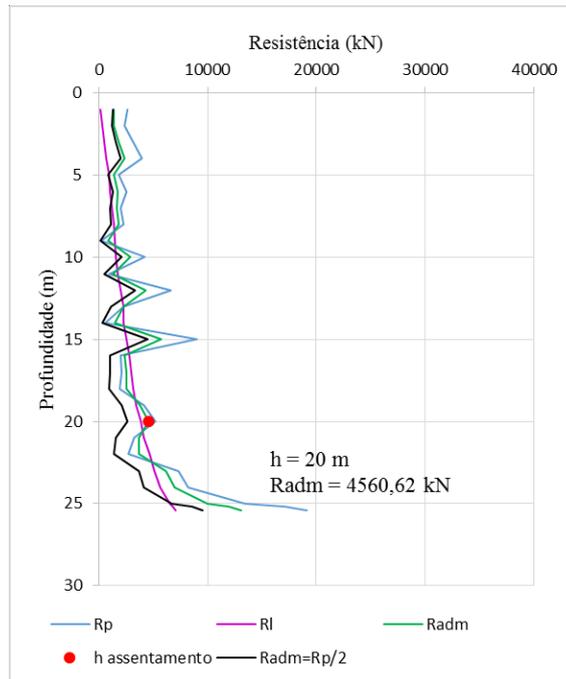
A Estaca 01, submetida a esforços de magnitude de 3439,6 kN, requer comprimento de 20 m, onde se atinge resistência admissível de 4560,62 kN. Da mesma forma fez-se para a Estaca 02, a qual está submetida à um esforço de 3746,16 kN. O comprimento obtido para tal carregamento foi de 23,8 m com carga admissível de 5568,47 kN. Os memoriais de cálculo indicam os valores de capacidade de carga a cada metro e são mostrados nas Tabelas A-IV e B-IV do Anexo IV.

As Figuras 49 e 50 apresentam os perfis de capacidade de carga calculados pelo método de Aoki e Velloso.

Para a Estaca 01 pelo método de Aoki e Velloso (1975) não foi possível assentar a estaca à 19 m, pois como os cálculos foram realizados a cada 20 cm de incremento, entre as profundidades de 19-20 m existe camadas em que não se atinge suficiente capacidade de carga. Para as profundidades de 20 m em diante, tem-se segurança, sendo que para 25 m em diante, deve-se contar apenas com resistência de ponta para atender o critério Item 8.2.1.2 da NBR 6122:2010, pois não é possível obter capacidade de carga segura contando com atrito lateral e somente 20% da resistência de ponta. (Vide Tabela IV-A Anexo IV).

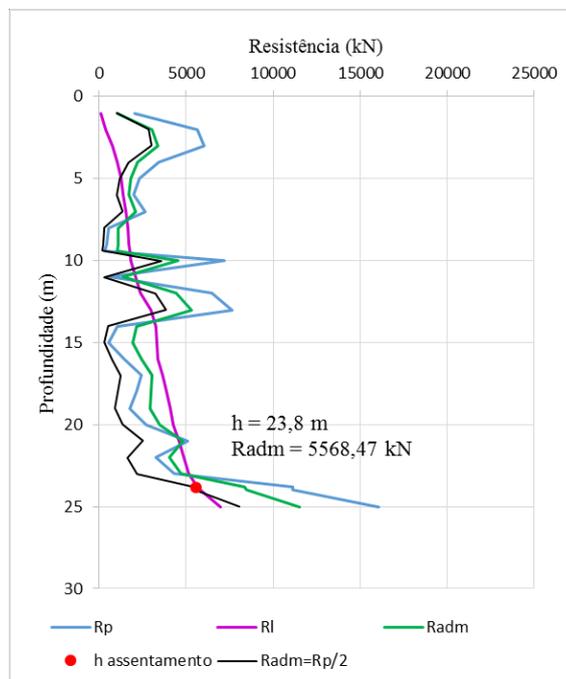
Já para a Estaca 02 pelo critério proposta pela NBR 6122:2010, de que a resistência admissível não pode ser 25% superior a resistência lateral acumulada, a profundidade de assentamento teve que passar de 21,8 m para 23,8 m, contando-se apenas com a ponta. (Vide Tabela IV-B Anexo IV).

Figura 49 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Aoki e Velloso (1975).



Fonte: Autora (2017).

Figura 50 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Aoki e Velloso (1975).



Fonte: Autora (2017).

5.3.2 Philipponnat (1979)

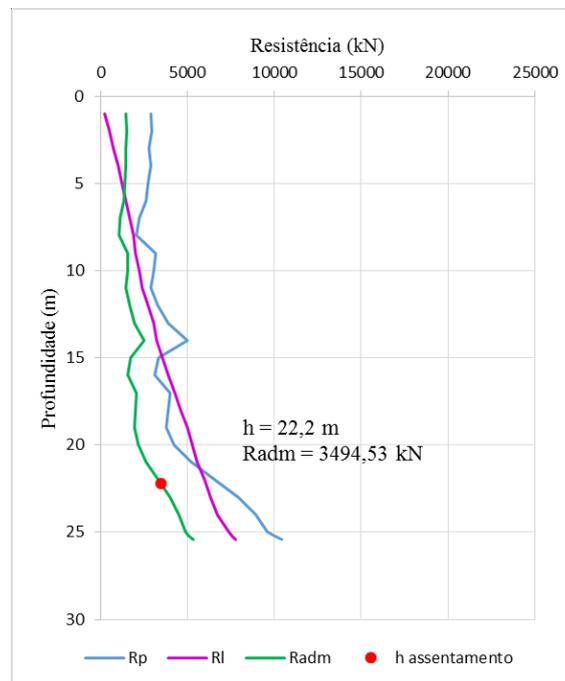
Para emprego do método de Philipponnat (1979) fez-se uso das Equações (2.17) e (2.18). Os coeficientes α_p e α_s foram adotados conforme recomendações das Tabelas 9 e 11, respectivamente. Para α_f adotou-se o valor de 0,85 por ser uma estaca de concreto com diâmetro de 1 m. Considerando mesmo carregamento de 3439,6 kN para a Estaca 01 e 3746,16 kN para a 02, obteve-se os resultados apresentados nas Tabelas C-IV e D-IV do Anexo IV.

$$q_p = \alpha_p \cdot q_c \quad (2.17 \text{ bis})$$

$$q_s = \alpha_f \frac{q_c}{\alpha_s} \quad (2.18 \text{ bis})$$

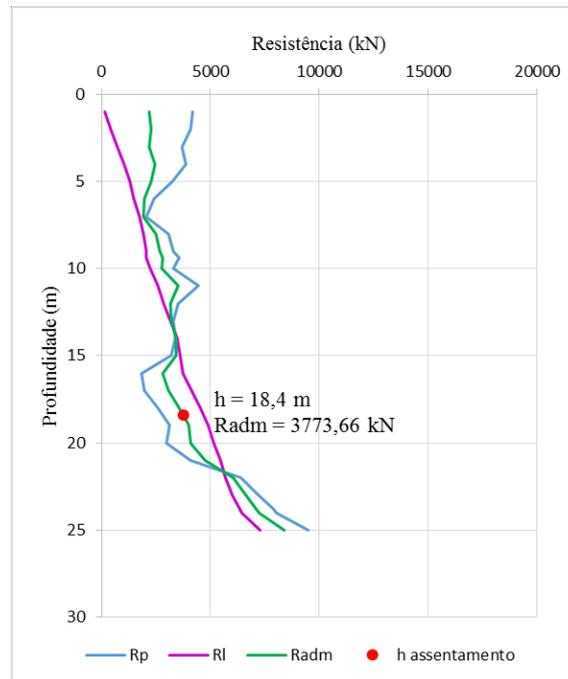
Para Estaca 01 a resistência admissível encontrada foi de 3494,53 kN a uma profundidade de assentamento de 22,2m (Figura 51) e para Estaca 02 3773,35 kN à profundidade de 18,4m (Figura 52).

Figura 51 – Resistência x Profundidade para a Estaca 01 obtido para o método de Philipponnat (1979).



Fonte: Autora (2017).

Figura 52 – Resistência x Profundidade para a Estaca 02 obtido para o método de Philipponnat (1979).



Fonte: Autora (2017).

5.3.3 Bustamante e Gianaselly (1981)

Neste trabalho optou-se por separar a Equação (2.16) em duas parcelas: R_p e R_l . A equação pode então ser reescrita como:

$$R_p = q_c \cdot k \cdot A_p \quad (5.4)$$

$$R_l = q_s \cdot A_s \quad (5.5)$$

$$R_{adm} = R_p + R_l \quad (5.6)$$

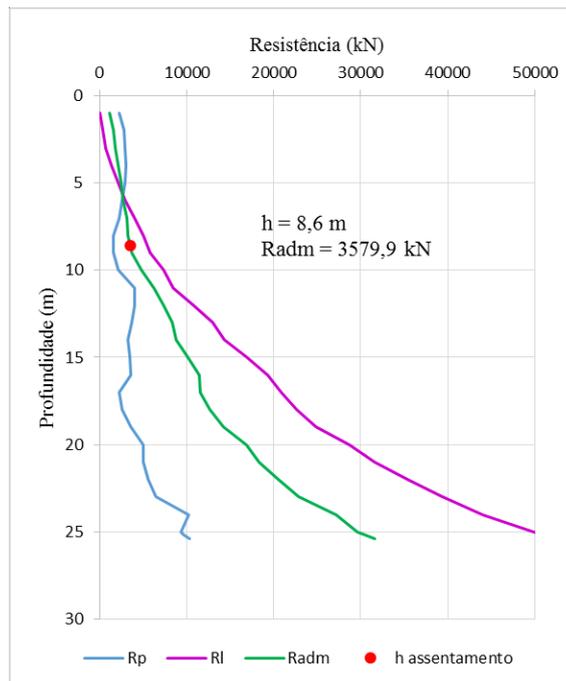
Os memoriais de cálculo para este método encontram-se nas Tabelas E-IV e F-IV do Anexo IV. Os valores de α , k e q_s foram adotados de acordo com os intervalos sugeridos pela Tabela 8, considerando estaca escavada de concreto.

A variação de compacidade das areias foi considerada da seguinte forma: Solos com $D_r < 33\%$ são areia fofa; Solos com $33\% < D_r < 66\%$ são consideradas areia medianamente fofa e quando $D_r > 66\%$ tem-se areia compacta. Para as argilas utilizou-se a classificação de rigidez

de acordo com Decóurt, Albierro e Cintra (1998) (Tabela 11), onde para $q_c < 1$ MPa tem-se argila mole, e para $10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa}$ tem-se argila média.

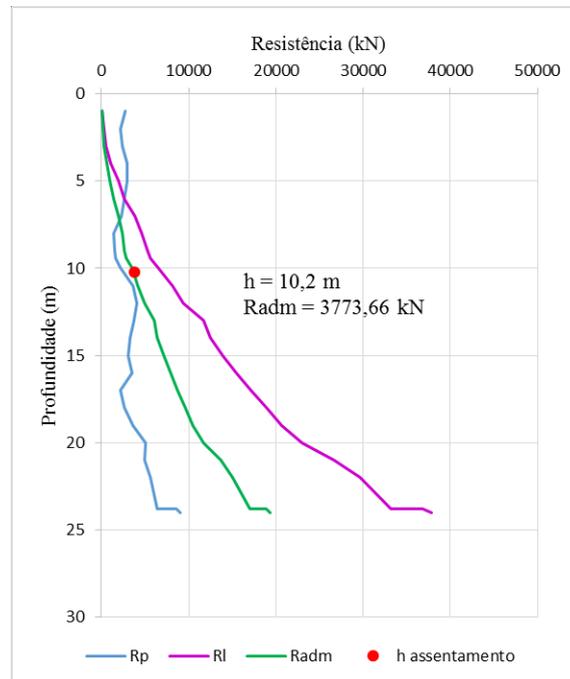
Para a Estaca 01 por este método semi-empírico, obteve-se uma resistência admissível de 3579,9 kN na profundidade de 8,6 m (Figura 53). Para a Estaca 02 obteve-se uma resistência admissível de 3786,35 kN aos 10,2 m de profundidade, conforme descrito na Figura 54.

Figura 53 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Bustamente e Gianaselly (1981).



Fonte: Autora (2017).

Figura 54 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Bustamante e Gianaselly (1981).



Fonte: Autora (2017).

5.4 MÉTODOS ANALÍTICOS

Para os métodos analíticos, optou-se por utilizar valores de ângulo de atrito estimados por Bolton (1986) sendo estes valores intermediários entre os obtidos por de Mello (1971) e Mayne (2006) (Capítulo 4).

As Tabelas com os memoriais de cálculos realizados para os métodos analíticos são apresentadas no Anexo V.

5.4.1 Resistência Lateral

A resistência lateral para os métodos analíticos fez-se, para solos argilosos, pelo método λ de Vijayvergiya e Focht (1972). Como λ varia de 0,1 para estacas de comprimento maior que 50 m, até 0,3 para estacas com $L < 10$ m, adotou valor interpolado de $\lambda=0,19$.

Pela Equação (5.7) obteve-se os valores de resistência por atrito lateral ao longo do fuste, para cada método analítico analisado.

$$\tau_{ult} = \lambda. (\sigma'_{v0} + 2. Su) \quad (5.7)$$

Para solos granulares, utilizou a Equação (2.9) proposta por Meyerhof (1953):

$$\tau_{ult} = Ks. \sigma'_{v.} \cdot tg\delta \quad (2.9 \text{ bis})$$

Neste caso foram adotados valores sugeridos por Broms (1966) de $Ks=1$ quando $Dr < 33\%$ e $Ks=2$ quando $Dr > 33\%$. Aas (1966) propôs que para estacas de concreto fosse adotado $\delta=3/4\phi'$.

5.4.2 Resistência de Ponta

5.4.2.1 Terzaghi (1943)

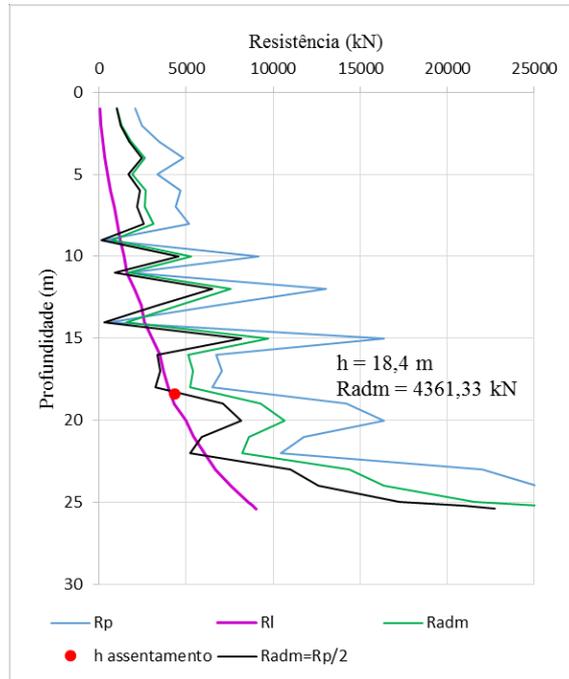
Para o dimensionamento pelo método de Terzaghi (1943) utilizou a expressão (2.3), sendo $A_p=0,79m^2$, $B=1m$ e os demais parâmetros estão descritos no memorial de cálculo apresentados nas Tabelas A-V e B-V do Anexo V.

$$R_{p,ult} = A_p. (c'. N_c + \gamma'. L. N_q + 0,5. B. \gamma' b. N_\gamma) \quad (2.3 \text{ bis})$$

Primeiramente fez-se o dimensionamento considerando os fatores interpolados de capacidade de carga N_q , N_c e N_γ , considerando os ângulos de atrito obtidos no Item 5.1, para ruptura geral de solos. Obteve-se assim, somando as parcelas de capacidade de carga por atrito lateral, obtidas conforme descrito anteriormente, a resistência de ponta obtida pela Equação (2.3). Os perfis de capacidade de carga ao longo da profundidade são mostrados nas Figuras 55 e 56.

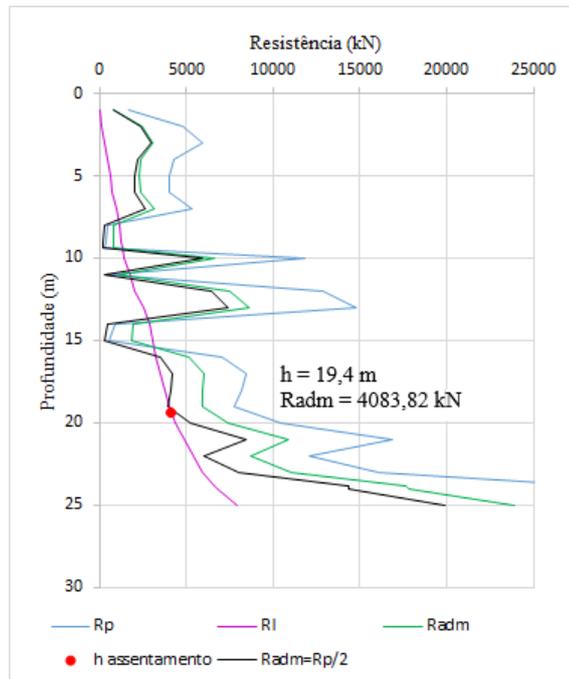
Desta forma obteve-se uma resistência admissível de 4361,33 kN à 18,4 m de profundidade para a Estaca 01, e para a Estaca 02, $R_{adm}=4083,82$ kN a 19,4 m.

Figura 55 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l .



Fonte: Autora (2017).

Figura 56 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l .



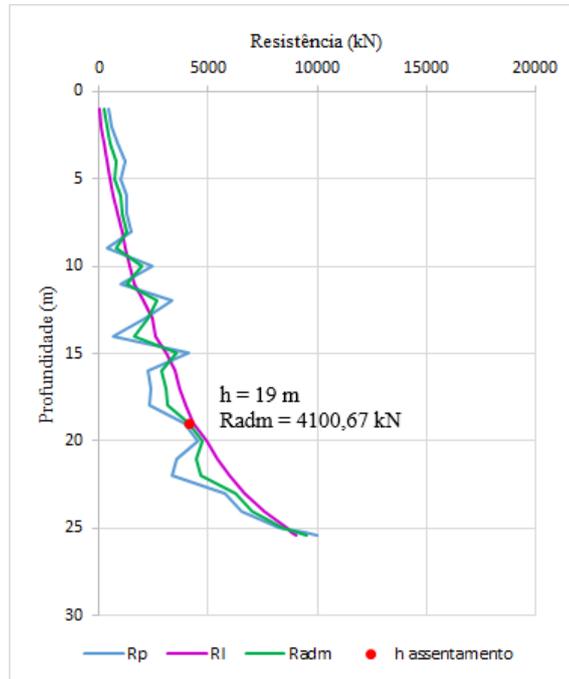
Fonte: Autora (2017).

Devido ao fato dos resultados propostos por Terzaghi (1943), considerando ruptura geral, apresentaram valores excessivamente altos de resistência de ponta, não sendo possível contar com resistência lateral para capacidade de carga (Vide Tabelas A-V e B-V do Anexo V), fez-se o experimento de testar fatores de capacidade de carga considerando ruptura local. Estes fatores são também apresentados por Bowles (1968) e constam na Tabela 1. Fez-se uma nova interpolação, obtendo-se os valores que constam nas Tabelas C-V e D-V do Anexo V.

Para verificação da $R_{adm} \leq 1,25 R_{lacum}$, sugerida pela norma de projeto e execução de fundações de 2010, obteve-se para o método de Terzaghi (1943) com fatores N, valores muito altos de resistência de ponta, sendo que para assentar na profundidade, e contar com a capacidade de carga de ponta total, deve-se negligenciar carga lateral, pois não é possível mobilizar total resistência de ponta, sem haver recalques muito grandes associados à resistência para atrito lateral. Logo a profundidade de assentamento foi de 14,2 m para 18,4 m e 15,8 m para 19,4 m, para as Estacas 01 e 02 respectivamente. Este foi o principal motivo pelo qual não se obteve tanta diferença entre as profundidades de assentamento adequadas considerando os dois modelos de ruptura, pois caso contrário adotar-se valores de ruptura generalizada seria muito mais arrojado, com diferença de até 5 m.

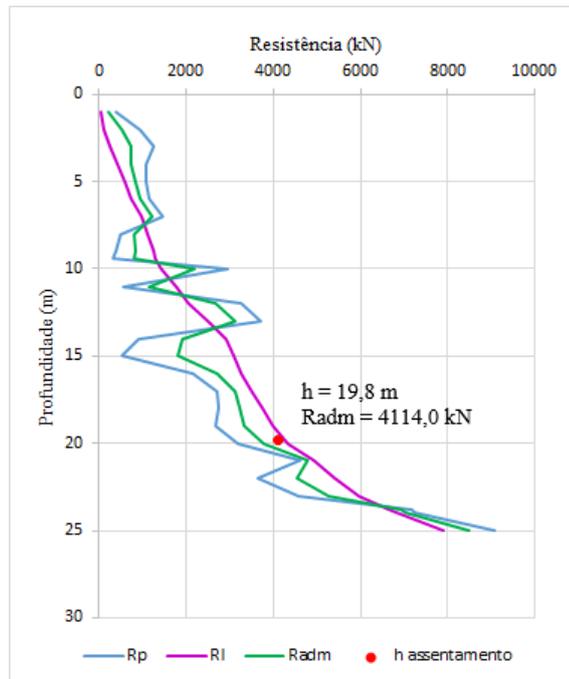
Os resultados obtidos foram: para a Estaca 01 a profundidade de 19 m com resistência admissível de 4100,67 kN; para a Estaca 02, a resistência admissível é de 4114,0 kN a 19,8 m (Figuras 57 e 58).

Figura 57 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l .



Fonte: Autora (2017).

Figura 58 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l .

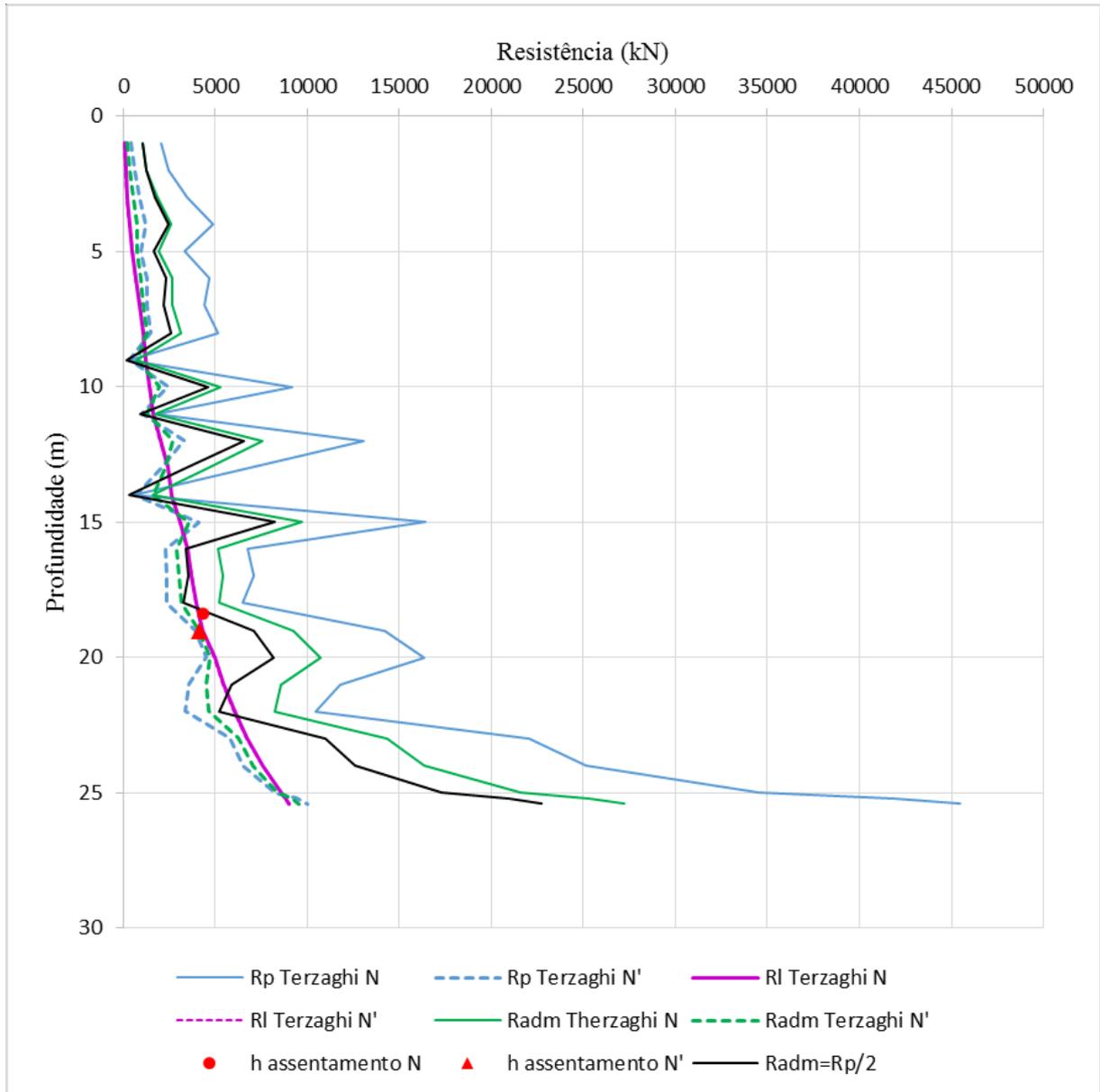


Fonte: Autora (2017).

As Figuras 59 e 60, relacionam os valores considerando ruptura generalizada, com fatores considerando ruptura localizada. De forma geral, apesar das profundidades de assentamento alcançarem valores bem próximos para ambos os critérios, considerar ruptura localizada devido aos critérios utilizados neste trabalho, considerando valores de D_r entre 33% e 66% como representativos de areias medianamente fofas, torna-se, portanto mais conservador. Tal consideração pode ser visualizada nas Figuras 55 e 56 em comparação com as Figuras 57 e 58, onde percebe-se que para valores considerando ruptura generalizada o método apresenta-se bem mais arrojado devido ao comportamento da resistência de ponta.

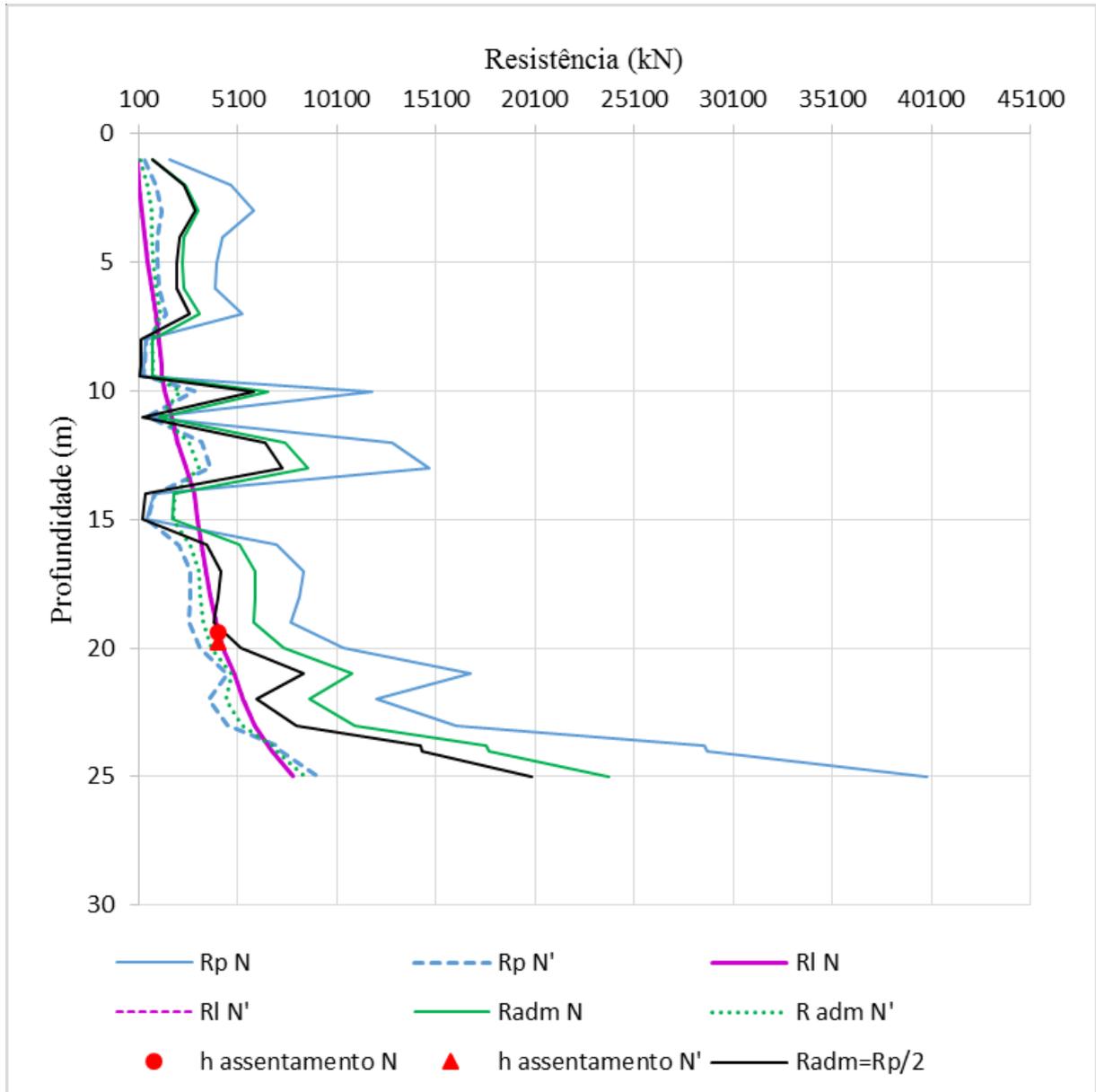
Um destaque que se faz é para os fatores de K_s sugeridos por Velloso e Lopes (2010) e adotados nesse trabalho, pois no caso de se considerar os valores limites, se reduz pela metade a resistência lateral das camadas de areias, uma vez que deixam de ser consideradas compactas e passam a fofas. Também é importante destacar o fato de que os fatores N_c , N_q e N_γ dependem diretamente do ângulo de atrito, e considerando que existe enorme disparidade entre as resistências de ponta e admissível obtidas considerando ruptura localizada ou generalizada (Figuras 59 e 60), evidencia-se novamente as dificuldades e as incertezas nas escolhas ou determinação dos parâmetros, e a influência desses para a determinação de capacidade de carga por métodos analíticos.

Figura 59 – Comparação do método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l com fatores N e N' na Estaca 01.



Fonte: Autora (2017).

Figura 60 – Comparação do método de Terzaghi (1943) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_I com fatores N e N' na Estaca 02.



Fonte: Autora (2017).

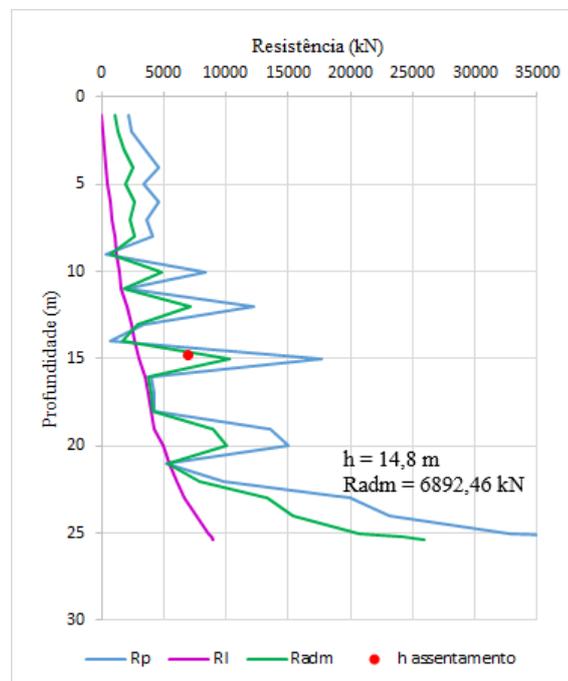
5.4.2.2 Meyerhof (1951)

Para emprego deste método fez-se o uso da Equação (2.4), considerando $K_s=0,5$ para $D_r < 33\%$ e $K_s=1$ para densidades relativas superiores.

$$R_{p,ult} = c' \cdot N_c + K_s \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.4 \text{ bis})$$

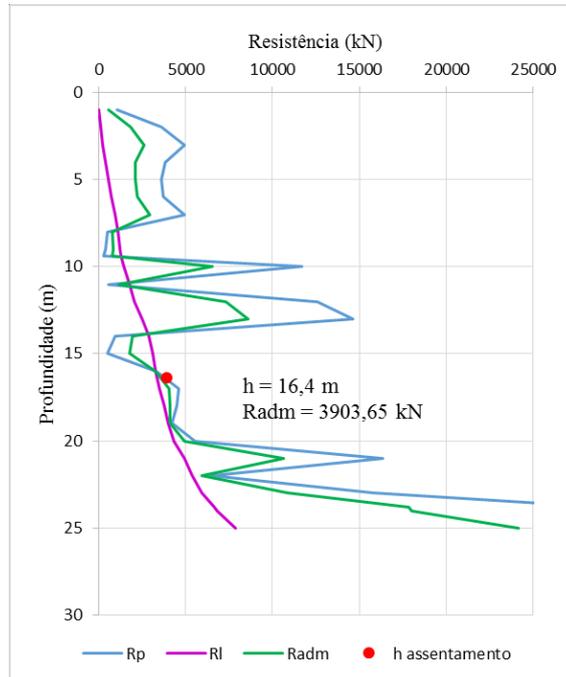
Interpolou-se os valores sugeridos por Bowles (1996), apresentados na Tabela 2, de acordo com os ângulos de atrito obtidos por Bolton (1986). O memorial de cálculo para o método de Meyerhof (1951), bem como os valores adotados apresentam-se nas Tabelas E-V e F-V do Anexo V. As Figuras 61 e 62 demonstram o comportamento da resistência ao longo da profundidade obtida pelo método, sendo que para a Estaca 01 obteve resistência admissível de 6892,46 kN à profundidade de 14,8 m, e para a Estaca 02, 3903,65 kN à 19,8 m.

Figura 61 – Gráfico Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Meyerhof (1951) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_i .



Fonte: Autora (2017).

Figura 62 – Gráfico Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Meyerhof (1951) para R_p e Meyerhof (1953) e Vijayvergiya e Focht (1972) para R_l .



Fonte: Autora (2017).

5.4.2.3 Vesic (1963)

Para Vesic (1963) foram utilizadas as mesmas interpolações realizadas para Meyerhof (1951), para os fatores de N_c . Por meio da formulação (2.6) proposta pelo autor, obteve-se valores de N_σ para cada ângulo de atrito existente a cada 20 cm ao longo da profundidade analisada. Por meio das Equações (5.8) e (2.5) pode-se determinar a resistência de ponta fornecida pelo método de Vesic (1963).

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \phi \quad (2.6 \text{ bis})$$

$$\sigma_0 = \frac{1+2K_0}{3} \cdot \sigma'_v \quad (5.8)$$

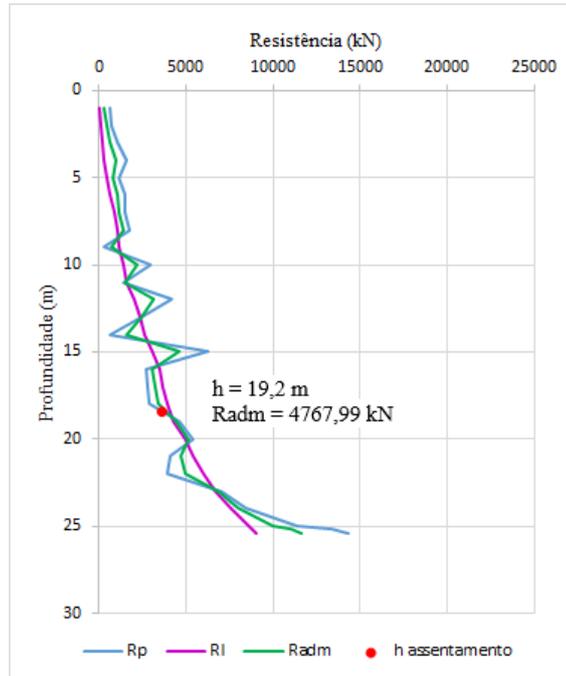
$$R_{p,ult} = c' \cdot N_c + \sigma_0 \cdot N_\sigma \quad (2.5 \text{ bis})$$

A determinação do parâmetro de K_0 foi feita a partir da seguinte expressão proposta por (Jaky, 1944):

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi' \quad (5.9)$$

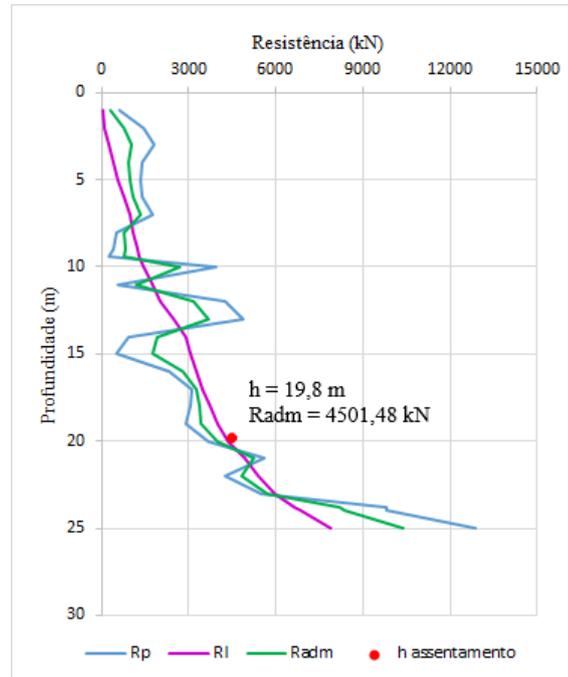
O memorial de cálculo obtido para Vesic (1963) apresenta-se nas Tabelas G-V e H-V do Anexo V. Obteve-se para a Estaca 01, adotando-se resistência lateral calculada por Viajayvergiya e Focht (1972) e Meyerhorf (1951), resistência admissível de 3659,52 kN aos 18,4 m, e para Estaca 02, 4501,48, kN à profundidade 19,8 m (Figuras 63 e 64).

Figura 63 – Resistência x Profundidade Estaca 01 para o método de Vesic (1963) para R_p e Meyerhof (1953) e Viajayvergiya e Focht (1972) para R_l .



Fonte: Autora (2017).

Figura 64 – Resistência x Profundidade Estaca 02 para o método de Vesic (1963) para R_p e Meyerhof (1953) e Vijayvergiya e Focht (1972) para R_l .



Fonte: Autora (2017).

Tentou-se contar apenas com resistência lateral para os métodos abordados, isso levou os métodos a resultados mais característicos aos comprimentos das estacas ensaiadas. Entretanto visto que para a Estaca 02 alguns dos métodos não mostraram resultados seguros, logo para os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Terzaghi (1943), assumindo ruptura generalizada, adotou-se para carga admissível apenas resistência de ponta, para que se pudesse cumprir a recomendação sugerida no Item 8.2.1.2 da NBR 6122:2010, alterando a profundidade de assentamento de forma a ficar segura. Para os métodos de Meyerhof (1951) e Vesic (1963), apesar de possuírem incrementos que também não apresentaram conformidade segundo a norma, isto não influenciou na profundidade de assentamento. Bustamante e Giasaselly (1981), Philipponnat (1979) e Terzaghi (1943) ruptura localizada não apresentaram altos valores de resistência de ponta, logo apresentaram-se conformes segundo o critério.

Outra observação a se fazer é de que as profundidades de assentamento resultantes para cada método, é considerando que tais profundidades são referentes também ao comprimento da estaca.

5.5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.5.1 Comparação das profundidades de assentamento

As Tabelas 22 e 23 apresentam os resultados das cargas de ruptura obtidas, para a Estaca 01 e 02 respectivamente, bem como a profundidade de assentamento segura, estabelecidas a partir de carga de projeto de 3439,6 kN e 3746,16 kN, nessa ordem. Posteriormente fez-se a relação entre o comprimento da estaca de fato executada, 25 m da Estaca 01 e 28 m da Estaca 02, e o comprimento obtido a partir de cada método abordado.

Tabela 22 – Resultados obtidos considerando carga de projeto de 3439,6 kN para Estaca 01.

ESTACA 01			
Método	Carga rup (kN)	h assent. (m)	h_{projetado}/h_{calculado}
Aoki e Velloso (1975)	9121,24	20	1,25
Philipponnat (1979)	6989,06	22,2	1,13
Bustamante (1981)	7159,80	8,6	2,91
Terzaghi N (1943)	8722,66	18,4	1,36
Terzaghi N' (1943)	8201,34	19	1,32
Meyerhof (1951)	13784,92	14,8	1,69
Vesic (1963)	7319,04	18,4	1,36
Prova carga rup	10750	25	

Fonte: Autora (2017).

Tabela 23 – Resultados obtidos considerando carga de projeto 3746,16 kN para Estaca 02.

ESTACA 02			
Método	Carga rup (kN)	h assent. (m)	h_{projetado}/ h_{calculado}
Aoki e Velloso (1975)	11136,95	23,8	1,18
Philipponnat (1979)	7547,32	18,4	1,52
Bustamante (1981)	7572,7	10,2	2,75
Terzaghi N (1943)	8167,64	19,4	1,44
Terzaghi N' (1943)	8228	19,8	1,41
Meyerhof (1951)	7807,3	16,4	1,71
Vesic (1963)	9002,96	18,8	1,49
Prova carga	12300	28	

Fonte: Autora (2017).

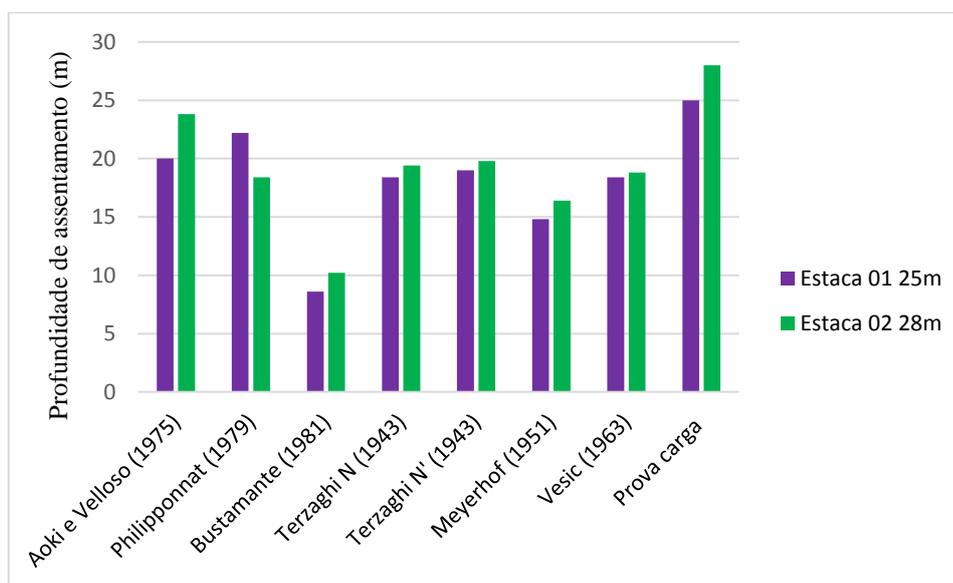
A Figura 65 faz a comparação dos comprimentos das estacas obtidos para cada método abordado, conforme Tabelas 22 e 23. Pode-se perceber que para a Estaca 01 Philipponnat (1979) foi o que mais se aproximou da profundidade da estaca real, o que se confirma perante resultados da Tabela 22, sendo o que possui a razão $h_{\text{projetado}}/h_{\text{calculado}}$ mais próxima de 1 (Figura 66).

Ainda para a Estaca 01, Aoki e Velloso (1975), Terzaghi (1943) e Vesic (1963) mostraram resultados que conduziram a uma solução similar à adotada. Meyerhof (1951) apresentou resultados de comprimento das estacas um pouco baixos, entretanto considerando-se as hipóteses adotadas neste trabalho, o único método que destoou foi o de Bustamante e Gianaselly (1981), pois foi o que obteve uma profundidade de assentamento muito aquém das demais, sendo essa cerca de 3 vezes menor que a profundidade atingida pela estaca executada (Figuras 65 e 66).

Para a Estaca 02 fez-se a comparação entre o comprimento da estaca, como sendo 28 m, com os comprimentos obtidos para cada método, porém os cálculos realizados para os métodos abordados levaram em conta resultados de boletim de sondagem realizados apenas até 25, logo a Estaca 01 apresenta resultados mais condizentes. O método que mais se aproximou do comprimento adotado no projeto foi Aoki e Velloso (1975), com $h_{\text{projetado}}/h_{\text{calculado}}=1,18$, conforme mostrada na Tabela 23.

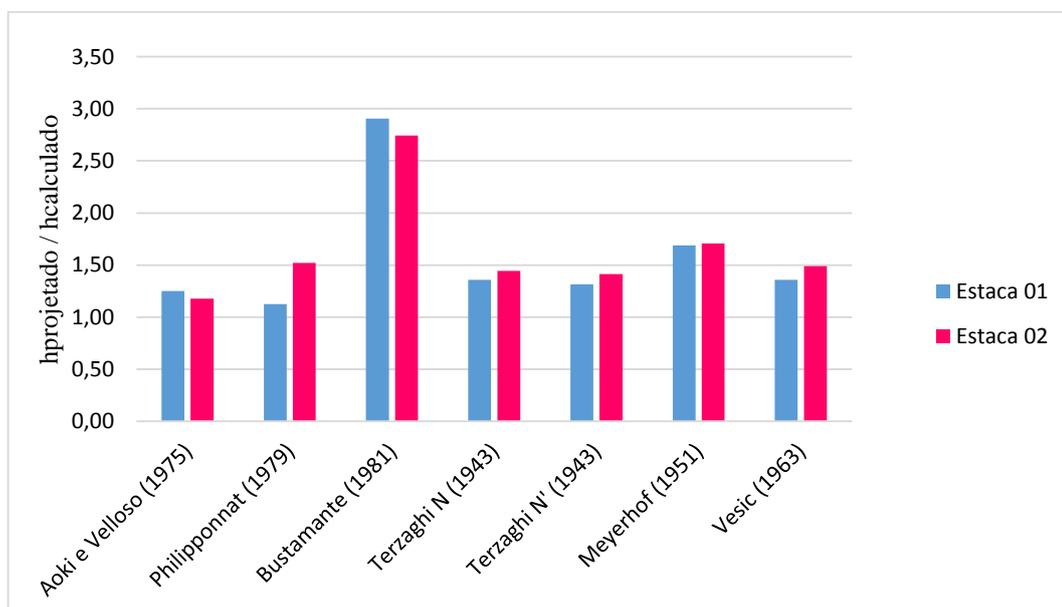
Neste caso Terzaghi (1943) e Vesic (1963) mostraram-se mais próximos, porém Philipponnat (1979) também apresentou bom resultado. Meyerhof (1951) e Bustamante e Gianaselly (1981) apresentaram mesmo comportamento discutido para a Estaca 01.

Figura 65 – Profundidade de assentamento obtida para cada método abordado.



Fonte: Autora 2017

Figura 66 – Relação entre $h_{\text{projetado}}/h_{\text{calculado}}$ para as Estacas 01 e 02.



Fonte: Autora (2017).

5.5.2 Comparação das cargas de ruptura

Para comparação entre a carga de ruptura obtida pela prova de carga e pelos métodos de previsão abordados, à luz da carga máxima aplicada às estacas estudadas, fez-se a determinação

do fator de segurança atuante, considerando os resultados obtidos na profundidade de 25 m. Para tal, utilizou-se da Equação (5.10), que é a razão entre: a carga de ruptura calculada para cada método, ou obtido na prova de carga e a carga aplicada na estaca.

$$FS = \frac{R_{rup}}{P} \quad (5.10)$$

Como a estaca não apresentou ruptura nítida, conforme discutido no Item 5.2 deste capítulo, para analogia entre os métodos abordados com a execução da prova de carga, considerou-se a carga de ruptura da Estaca 01 como sendo de 7002 kN, sendo essa o carregamento último a qual a estaca foi ensaiada. Admite-se para este caso a carga admissível como sendo 4376,25 kN, considerando fator de segurança de 1,6, conforme sugere NBR 6122:2010 quando se é realizado ensaios de prova de carga. Seguiu-se da mesma forma para a Estaca 02, sendo neste caso o ensaio realizado até 6050 kN, logo a carga admissível para este caso é de 3781,25 kN.

Os fatores de segurança (FS) resultantes para as Estacas 01 e 02, a partir de valores da carga máxima aplicada às estacas estudadas apresentam-se nas Tabelas 24 e 25, respectivamente. Considerando que a NBR 6122:2010 determina que o fator de segurança para determinar a carga admissível é 2,0, torna-se possível de se fazer a avaliação dos métodos a partir dessa premissa. O histograma da Figura 67 apresenta os resultados mostrados nas Tabelas 24 e 25.

Tabela 24 – Comparação dos FS para a Estaca 01.

ESTACA 01			
Método	Carga rup (kN)	h assent. (m)	FS aplicado
Aoki e Velloso (1975)	13453,87		3,91
Philipponnat (1979)	9772,42		2,84
Bustamante (1981)	59327,28		17,25
Terzaghi N (1943)	34532,10		10,04
Terzaghi N' (1943)	16830,50	25	4,89
Meyerhof (1951)	32778,27		9,53
Vesic (1963)	19954,84		5,80
Prova de Carga (P_{ult})	7002,0		2,03
Prova de Carga (Extr)	10750		3,12
Carga aplicada (kN)	3439,60	25	-

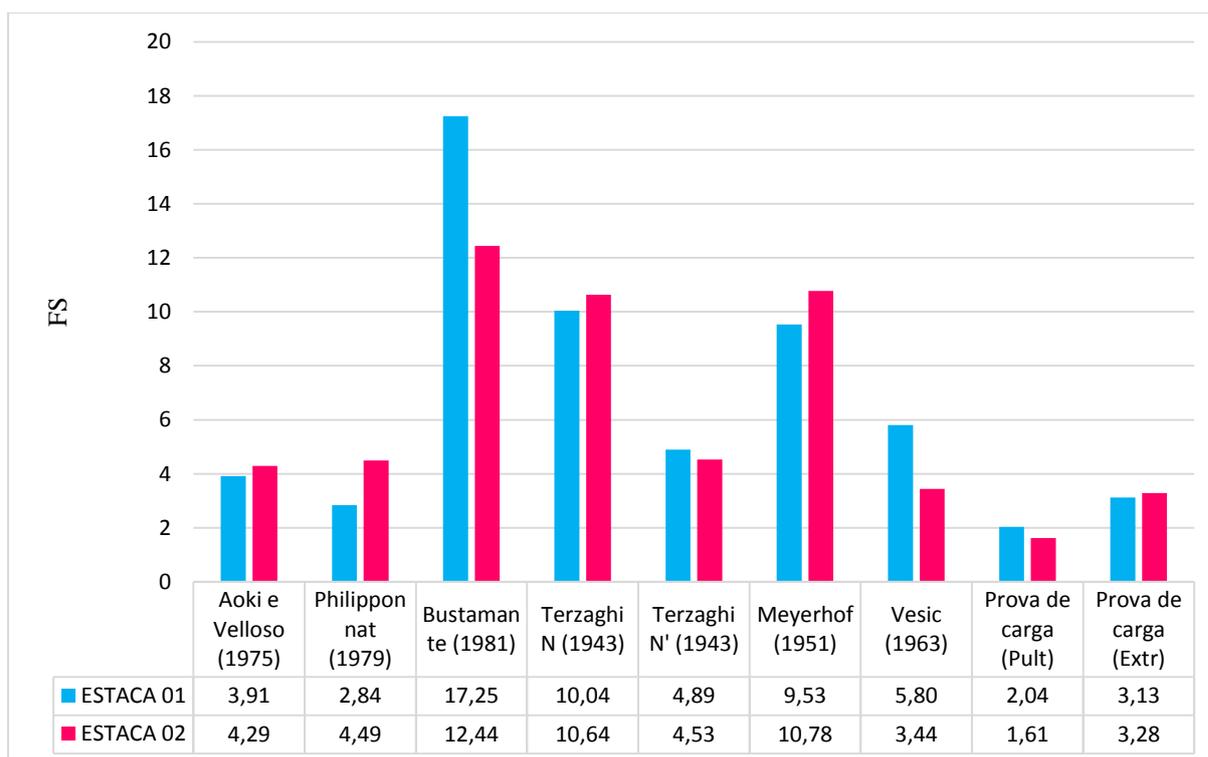
Fonte: Autora (2017).

Tabela 25 – Comparação dos FS para a Estaca 02.

ESTACA 02			
Método	Carga rup (kN)	h assent. (m)	FS aplicado
Aoki e Velloso (1975)	16073,17		4,29
Philipponnat (1979)	16829,90		4,49
Bustamante (1981)	46611,24		12,44
Terzaghi N (1943)	39846,88	25	10,64
Terzaghi N' (1943)	16980,54		4,53
Meyerhof (1951)	40374,79		10,78
Vesic (1963)	12872,68		3,44
Prova de Carga (Pult)	6050,0		1,61
Prova de Carga (Extr)	12300,00		3,28
Carga aplicada (kN)	3746,16	25	-

Fonte: Autora (2017).

Figura 67 – Comparação dos FS.



Fonte: Autora (2017).

A partir da Figura 67 pode-se perceber que todos os métodos conduzem a resultados seguros, sendo de forma geral, Aoki e Velloso (1975) e Philipponnat (1979) foram os que apresentaram melhores resultados, ou seja, que se apresentaram seguros e economicamente

mais viáveis. Terzaghi (1943), considerando ruptura localizada, e Vesic (1963) também apresentaram bons resultados. Sendo que os métodos de Terzaghi (1943) ruptura geral, Meyerhof (1951) e Bustamante e Gianselly (1981), alcançam cargas admissíveis muito altas nas profundidades de projeto, o que significa que superestimam a capacidade de carga. Com base nestes métodos as estacas poderiam ser assentadas em profundidades inferiores, conforme sugere Tabelas 22 e 23.

Ainda a partir da Figura 67, pode-se perceber que as estacas ensaiadas apresentam-se seguras, isto porque ao analisar os fatores de segurança considerando a carga máxima aplicada no ensaio, como sendo carga de ruptura, mesmo assim a estaca apresenta FS de no mínimo de 1,6, assim como sugere Item 9.2.2 da NBR 6122:2010. O que se confirma visto resultados obtidos para valores extrapolados, que apesar de serem obtidos a partir de forma simplista, condiz com a robustez das estacas.

Evidencia-se a importância dos métodos de extrapolação realizados para as curvas carga-recalque de ensaios que não foram levados à ruptura, especialmente para o caso de se realizar provas de carga no intuito de obter a carga de projeto, a fim de reduzir as dimensões dos elementos de fundação. Visto que nesse caso o ensaio indica que a estaca poderia ser submetida a carregamentos superiores, tanto se considerar resultados extrapolados a partir de método simplista, como a partir dos resultados considerados ruptura para a máxima carga ensaiada.

Fez-se então a comparação entre as cargas de ruptura obtidas a partir de cada método abordado com os resultados da prova de carga, sendo estes valores definidos pela prova de carga executada, considerando que houve ruptura nítida sob aplicação da última carga; e resultado da extrapolação polinomial.

Para tal, determinou-se a razão entre a carga de ruptura prevista para cada método (p) e a carga observada (o), sendo as cargas observadas, os resultados extrapolados da curva carga-recalque polinomial (PCE extrapolada), ou a última carga aplicada no ensaio como (PCE executada).

As cargas de ruptura obtidas nas extrapolações são de: 10750 kN para a Estaca 01 e 12300 kN para a Estaca 02, respectivamente, conforme obtidos no Item 5.2 deste capítulo. E as cargas consideradas de ruptura à luz do ensaio executado são de: 7002 kN para a Estaca 01 e 6050 kN para a Estaca 02.

Os resultados obtidos para a Estaca 01 e Estaca 02 apresentam-se nas Tabelas 26 e 27, e os gráficos para as comparações dos métodos nas Figuras 68 e 69, seguindo-se a mesma ordem.

Tabela 26 – Comparação das cargas de ruptura para a Estaca 01.

ESTACA 01				
Método	Carga rup (kN)	h assent. (m)	R_{p/o} prova de carga	R_{p/o} extrapolada
Aoki e Velloso (1975)	13453,88		1,92	1,25
Philipponnat (1979)	9772,42		1,40	0,91
Bustamante (1981)	59327,28		8,47	5,52
Terzaghi N (1943)	34532,10	25	4,93	3,21
Terzaghi N' (1943)	16830,50		2,40	1,57
Meyerhof (1951)	32778,26		4,68	3,05
Vesic (1963)	19954,84		2,85	1,86
Prova carga executada rup (kN)	7002,00	25	-	-
Prova carga extrapolada rup (kN)	10750,00	25	-	-

Fonte: Autora (2017).

Tabela 27 – Comparação das cargas de ruptura para a Estaca 02.

ESTACA 02				
Método	Carga rup (kN)	h assent. (m)	R_{p/o} prova de carga	R_{p/o} extrapolada
Aoki e Velloso (1975)	16073,18		2,66	1,31
Philipponnat (1979)	16829,90		2,78	1,37
Bustamante (1981)	46611,24		7,70	3,79
Terzaghi N (1943)	39846,88	25	6,59	3,24
Terzaghi N' (1943)	16980,54		2,81	1,38
Meyerhof (1951)	40374,80		6,67	3,28
Vesic (1963)	12872,68		2,13	1,05
Prova carga executada rup (kN)	6050,00	25	-	-
Prova carga extrapolada rup (kN)	12300,00	25	-	-

Fonte: Autora (2017).

Percebe-se a partir das Tabelas 26 e 27, que para R_{p/o} da prova de carga, os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Philipponnat (1979) foram os que apresentaram melhores resultados, ou seja, para ambas as estacas esses apresentaram, de forma geral, as melhores razões entre

carga prevista e observada. Terzaghi (1943) ruptura local, Vesic (1963) e Meyerhof (1951) apresentaram resultados satisfatórios para ambas as estacas, sendo que Vesic (1963) apresentou ser o método, dentre todos, mais satisfatório para a Estaca 02. Bustamante e Gianaselly (1981) destoou novamente dos demais, isso porque obteve razão de até 9 vezes a carga de ruptura da prova de carga. Entretanto neste caso não se pode invalidar o método, visto que as cargas de ruptura para esta análise são estimadas, sendo os valores considerados a partir da premissa de ruptura do ensaio executado, onde na verdade não houve ruptura nítida; e de valores obtidos através de extrapolação polinomial da curva carga-recalque, a partir de método simplista.

Para a comparação da razão $R_{p/o}$ da prova de carga extrapolada faz-se as mesmas considerações, entretanto pode-se perceber que os resultados de $R_{p/o}$ da prova de carga apresentaram-se mais conservadores que $R_{p/o}$ extrapolada. O que faz sentido, visto que os valores considerados para PCE executada não são valores de ruptura de fato, pois as estacas não apresentaram ruptura nítida.

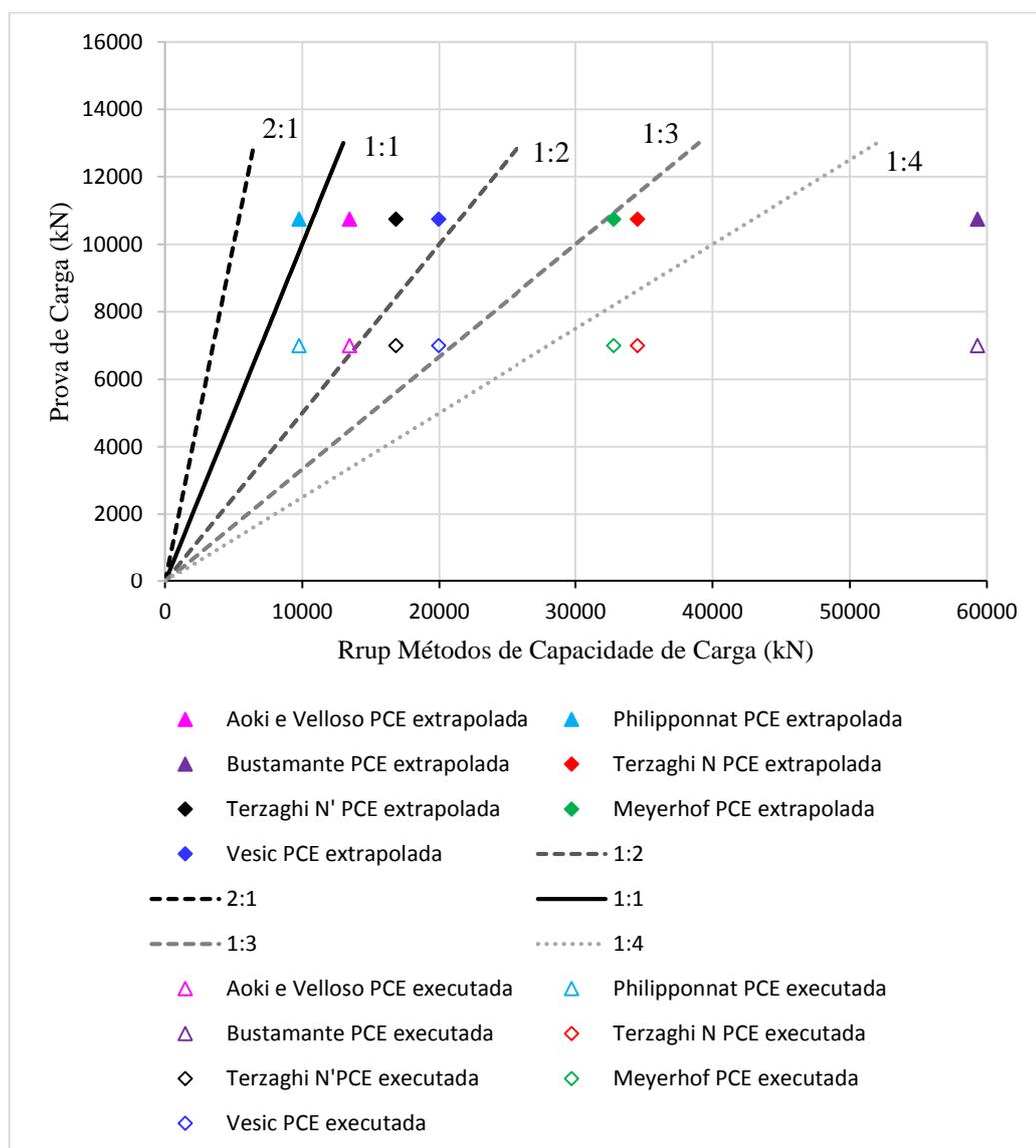
Plotou-se as cargas de ruptura obtidas para cada método, em gráficos das Figuras 64 e 65. Estes apresentam valores considerando cada situação da prova de carga (executada e extrapolada)

Para a Estaca 01 percebe-se que os métodos semi-empíricos de Aoki de Velloso (1975) e Philipponnat (1979) apresentaram bons resultados, estando entre as retas 2:1 e 1:2, tanto considerando PCE executada, como PCE extrapolada, sendo aquele mais conservador e este mais arrojado.

Dos métodos analíticos Terzaghi (1943) ruptura local e Vesic (1963) apresentaram bons resultados, para o caso de carga de ruptura da prova de carga extrapolada, mas nem tanto para cargas de ruptura considerando PCE executada, pois apresentaram ruptura da ordem de 2 a 3 vezes superiores.

Ainda para a Estaca 01, Meyerhof (1951) e Terzaghi (1943) ruptura geral, não apresentaram resultados satisfatórios para nenhum dos casos, visto que apresentam carga de ruptura de 3 a 4 vezes superiores das cargas de ruptura do ensaio, o que significa que estão superestimados para essa profundidade. Bustamante e Gianaselly (1981) destoou dos demais métodos, podendo este comportamento ser facilmente analisado na Figura 68.

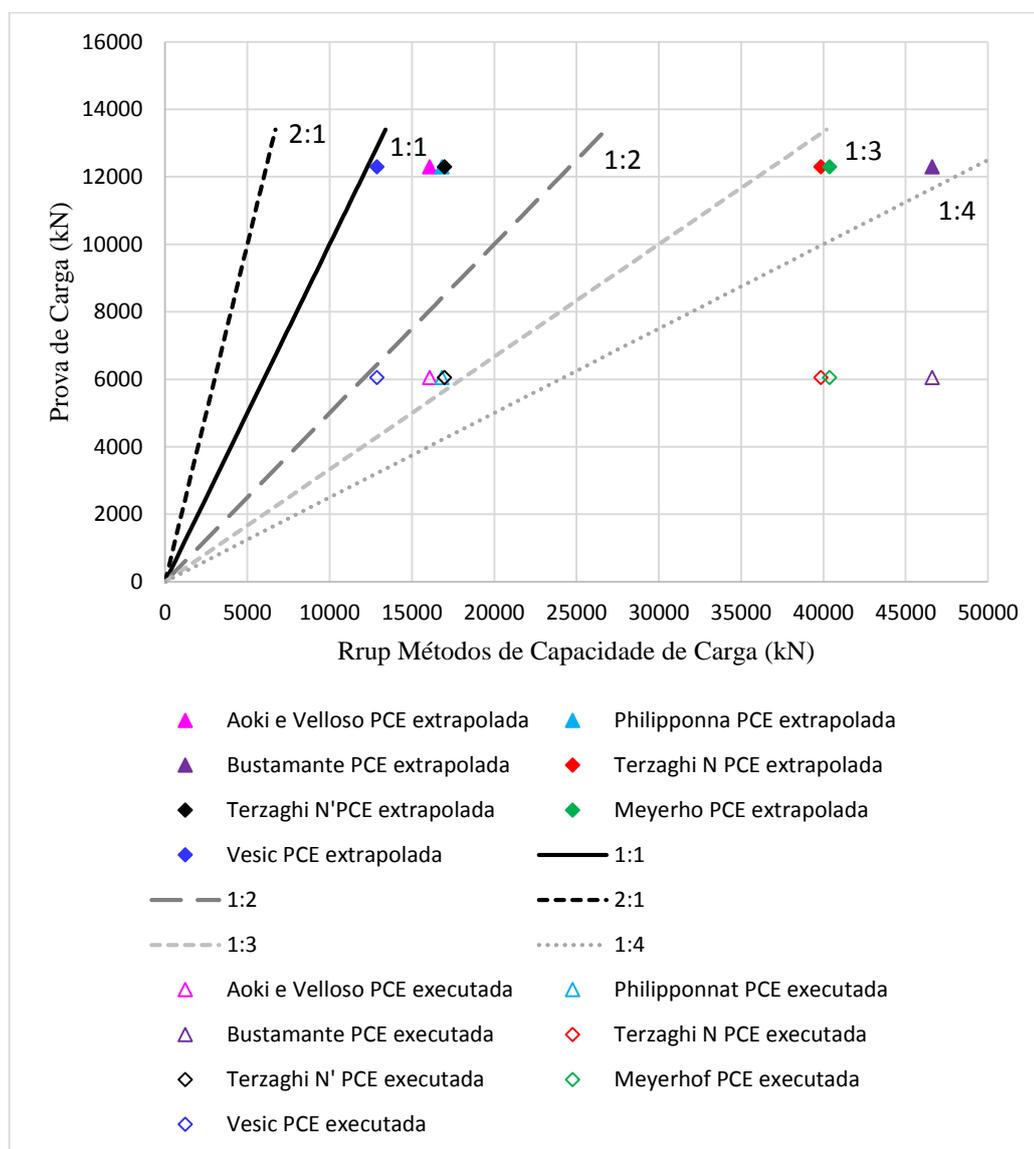
Figura 68 – Comparação da carga de ruptura para a Estaca 01.



Fonte: Autora (2017).

Da mesma forma fez a análise na Figura 65 para a Estaca 02, entretanto para esta, os valores foram considerados valores de ruptura da prova de carga na estaca de profundidade de 28 m, e os métodos de capacidade de carga à 25 m, devido as limitações do boletim de sondagem (Vide Anexo A-II), podendo não ser tão fiéis quanto os resultados para a Estaca 01.

Figura 69 – Comparação da carga de ruptura para a Estaca 02.



Fonte: Autora (2017).

A partir de tais considerações, obteve-se que Aoki e Velloso (1975), Philipponnat (1979) Terzaghi (1943) ruptura localizada e Vesic (1963) apresentaram os melhores resultados, sendo que Vesic (1963) apresentou solução próxima ao ensaio, enquanto que os outros de maneira muito semelhante, apresentaram ser conservadores.

É interessante notar que, apesar de serem utilizados os mesmos fatores, de N_c e N_q para os métodos de Meyerhof (1951) e Vesic (1963), para ambos os casos, o resultado de Meyerhof (1951) esteve mais semelhante ao método de Terzaghi (1943) ruptura geral, o que demonstra a relação da parcela de cisalhamento com a ruptura do solo. Por outro lado, Vesic (1963) que

também é classificado como analítico, destoa do comportamento daqueles, pois este leva em conta as propriedades mecânicas da estaca, o que parece fazer sentido, visto que apresentou bons resultados para ambas as estacas, sendo o mais satisfatório para a Estaca 02.

Novamente o método de Bustamante e Gianaselly (1981) destoou completamente dos demais, para ambas as estacas, o que pode ser visto também nas Figuras 66 e 67. Isto porque ele considera parcelas muito altas de resistência lateral, tanto que foi o método que mais obteve sucesso no critério nº 8.2.1.2 da NBR 6122:2010 que diz que $R_{adm} \leq 1,25 R_{lacum}$ (vide Tabelas IV-E e IV-F do Anexo IV).

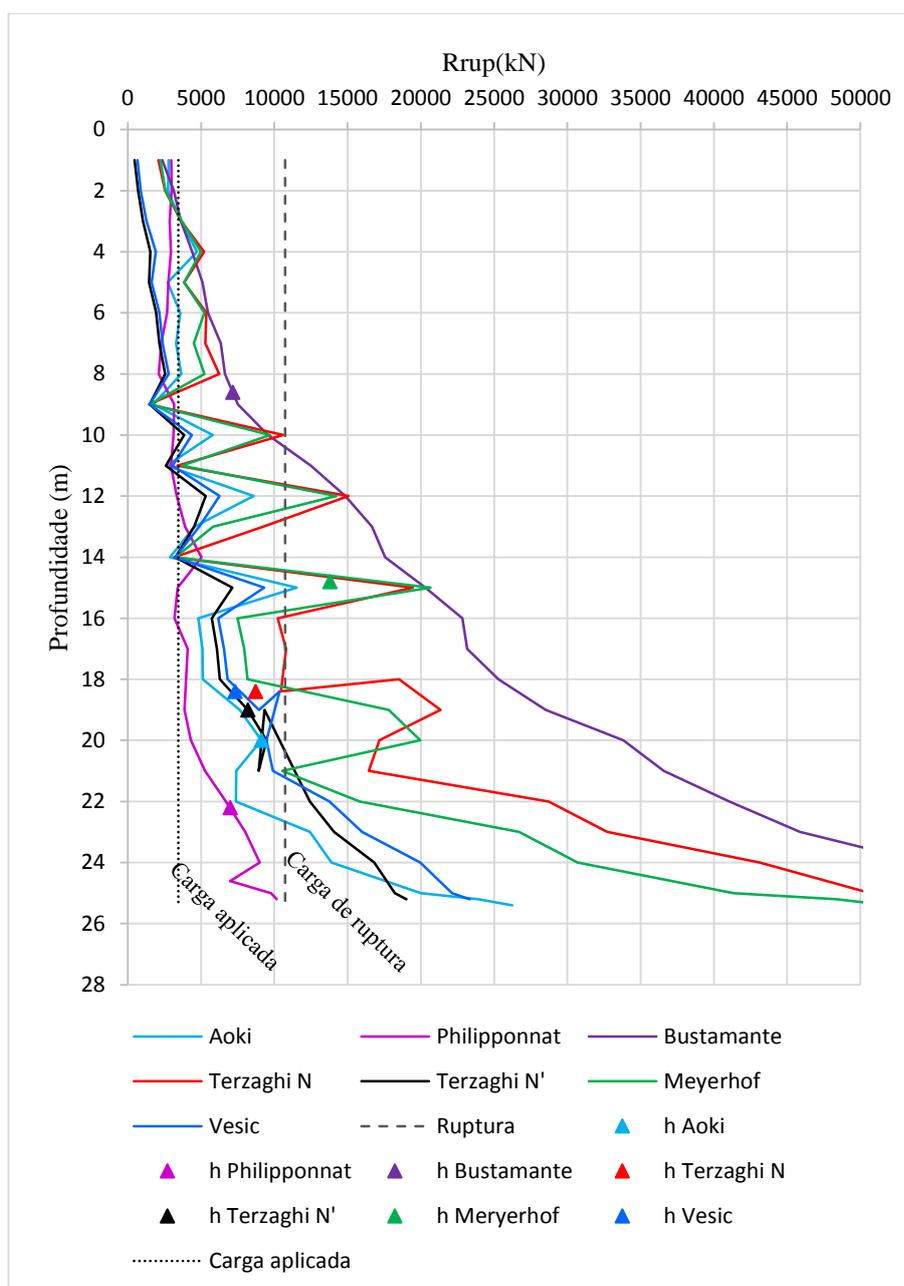
5.5.3 Comparação do comportamento dos métodos abordados

As Figuras 66 e 67 apresentam o comportamento das cargas de ruptura ao longo da profundidade para os 7 métodos abordados, bem como a profundidade de assentamento (h) referente ao comprimento resultante pelos métodos. Nelas pode-se perceber que o comportamento de Meyerhof (1951) e Terzaghi (1943) para ruptura geral são muito similares ao longo da profundidade. Existe também semelhança entre o comportamento desses métodos e os de Terzaghi (1943) ruptura local, Vesic (1963) e Aoki e Velloso (1975), porém estes aparentam ser mais conservadores e similares entre si.

Bustamante e Gianaselly (1981) apresenta ser um método muito arrojado, visto que ele valida profundidade de assentamento em regiões que os outros métodos apresentam quedas de resistência (Figura 66). Isto pode ser visto também na Figura 67 onde ele valida a profundidade de assentamento em profundidade acima na qual os demais métodos apresentam ter uma expressiva queda de resistência nas profundidades entre 10-12 m.

Philipponnat (1979) apesar de seus resultados conservadores aparentou comportamento distinto dos outros métodos analisados, sendo que esse segue uma resistência mais contínua, sem picos e quedas. O que não se justifica a partir do perfil estratigráfico exemplificado no Capítulo 4.

Figura 70 – Resultados obtidos para cada método para Estaca 01.

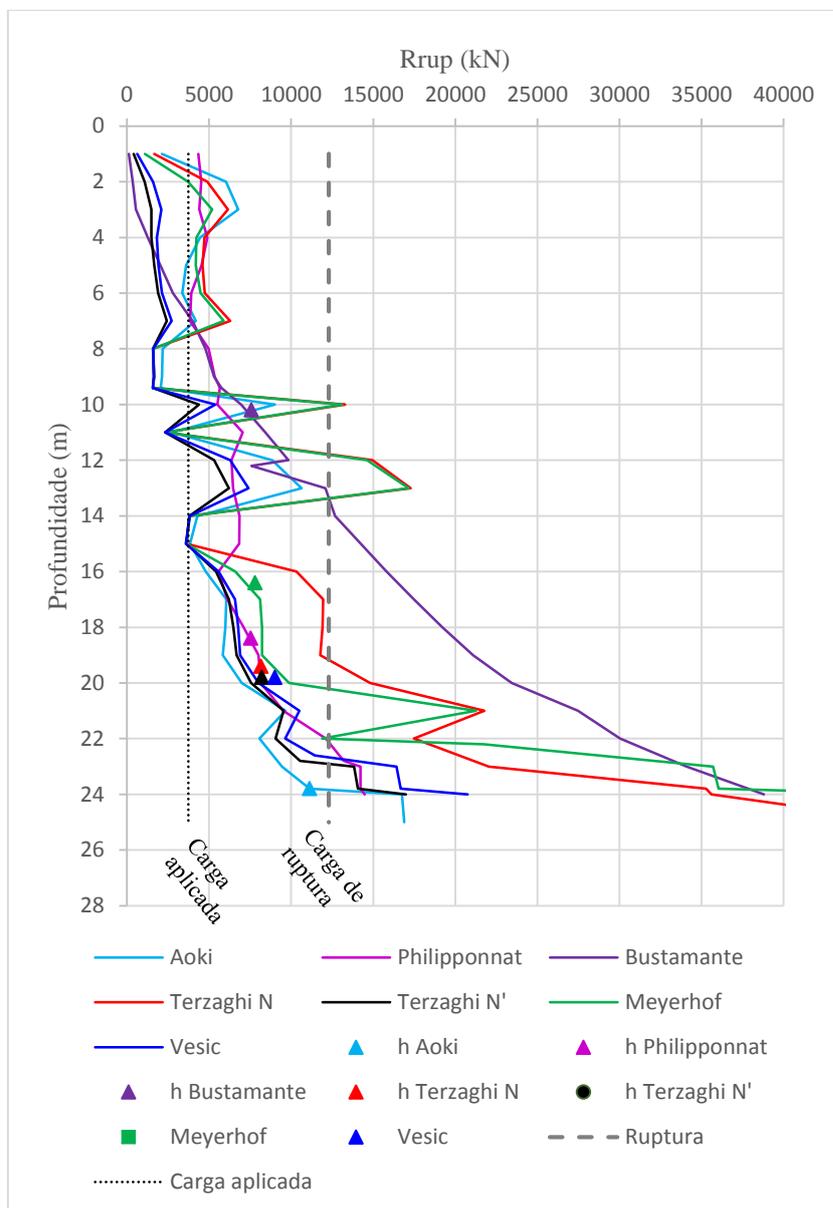


Fonte: Autora (2017).

As Figuras 66 e 67 apresentam comportamento da carga de ruptura ao longo da profundidade para os métodos abordados, porém nelas desprezou-se o critério da norma de $R_{adm} \leq 1,25 R_{lacum}$. Entretanto para os métodos de Aoki e Velloso (1975), Terzaghi (1943) ruptura geral, Meyerhof (1951) e Vesic (1963) deve-se desprezar a parcela de atrito lateral nas profundidades de assentamento, conforme adotado nos resultados anteriores, pois não é

possível mobilizar total resistência de ponta, sem haver recalques muito grandes associados à resistência para atrito lateral, conforme citado.

Figura 71 – Resultados obtidos para cada método para Estaca 02.



Fonte: Autora (2017).

6 CONCLUSÃO

A partir dos boletins de sondagem CPT, obteve-se a partir de formulações consagradas na literatura os parâmetros de comportamento do solo da obra de estudo. E a partir das cargas da edificação, obteve-se o carregamento resultante nas estacas ensaiadas. Realizou-se então a previsão de capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos e analíticos de modo a compará-las com resultados de prova de carga estática. A discussão dos resultados foi feita de três formas. Primeiramente realizou-se a comparação referente às profundidades de assentamento atingidas pelos métodos abordados com as profundidades das estacas ensaiadas. Para este caso foi concluído que apresentaram resultados mais próximos da profundidade proposta em projeto os métodos de: Philipponnat (1979) para a estaca 01 e Aoki e Velloso (1971) para a Estaca 02. Ainda nesta comparação, percebeu-se uma similaridade entre os métodos analíticos de Vesic (1963) e Terzaghi (1943), tanto se considerado ruptura local como generalizada. Meyerhof (1951) e Bustamante e Gianaselly (1981) apresentaram-se arrojados, este excessivamente mais que aquele.

Fez-se então o cálculo dos fatores de segurança obtidos, considerando a razão entre as cargas de ruptura obtidas pelos métodos abordados e os valores de projeto aos quais as estacas estão submetidas. Nesta situação abordada, todos os métodos apresentaram-se seguros, sendo Aoki e Velloso (1971) e Philipponnat (1979) e Vesic (1963) para a Estaca 02, os que apresentaram resultados mais ideais, ou seja, que se mostraram seguros e mais viáveis do ponto de vista econômico, visto que resultaram em fatores de segurança mais próximos de 2, como sugere a NBR 6122:2010.

Por fim fez-se a comparação entre os métodos abordados e os resultados das provas de carga, sendo esta a mais relevante visto o objetivo deste trabalho. Entretanto os resultados de provas de carga obtidas para as estacas do caso de estudo apresentaram ser inconclusivos, isto porque as estacas ensaiadas foram submetidas a elevados carregamentos durante a execução do ensaio de prova de carga, e não apresentaram deformações consideráveis, ou que indicassem ruptura nítida. Logo, foi necessário extrapolar a curva carga-recalque até que se atingisse intersecção com a reta que representa o critério de ruptura proposto pela NBR 6122:210. A

extrapolação foi realizada por método simplista, porém obteve-se um resultado típico de comportamento de curva carga-recalque com ruptura nítida. Os resultados obtidos pela extrapolação mostraram-se bem altos, o que faz sentido visto que são estacas de 1 m de diâmetro.

Para a Estaca 01 os métodos semi-empíricos que apresentaram resultados mais próximos aos obtidos através da prova de carga, tanto executada como extrapolada, foram: Philipponnat (1979), o qual pode ser considerado o mais conservador, e Aoki e Velloso (1971). Dos métodos analíticos Vesic (1963) e Terzaghi (1943), com ruptura localizada, também apresentaram bons resultados, porém mais arrojados que os semi-empíricos. Meyerhof (1951) e Terzaghi (1943) ruptura geral apresentaram carga de ruptura da ordem de 3 a 4 vezes à carga de ruptura apresentada pelo ensaio. E Bustamante e Gianaselly (1981) destoou completamente dos demais, para todas as análises realizadas, isto ocorreu devido as expressivas cargas laterais que o método mobiliza. Tal consideração pode ser justificada devido a associação das parcelas de cargas laterais, calculada pelo método, as quais estão associadas a fatores α propostos pelos autores. Esses trazem fatores α iguais tanto para estacas escavadas de concreto, quanto para estacas cravadas de concreto, o que não parece fazer sentido, visto que estacas cravadas mobilizam muito mais atrito lateral em comparação as escavadas.

Para a Estaca 02, Vesic (1963) se mostrou conservador, e foi o método que obteve melhor resultado. Aoki e Velloso (1971), Philipponnat (1979) e Terzaghi ruptura local (1943) apresentaram comportamento similar entre si, e mostraram bons resultados para PCE extrapolada, porém não tanto para PCE considerando a carga máxima como a de ruptura.

Ao se analisar as cargas de ruptura ao longo da profundidade, é interessante notar, que para os métodos abordados de: Aoki e Velloso (1971) que leva em conta em sua formulação a resistência de ponta da estaca medido pelo ensaio CPT; Terzaghi (1943) considerando ruptura local e Vesic (1963) que leva em conta a rigidez do material da estaca, os três apresentam comportamento semelhantes entre si. Já Meyerhof (1951), apesar de se ter usado os mesmos fatores de carga que para Vesic (1963), apresentou comportamento semelhante com Terzaghi (1943).

Outro fato relevante é que não houve expressivas diferenças entre as profundidades de assentamento para o método de Terzaghi, com fatores N ou N' , pois no caso de se considerar ruptura geral, para este terreno, obteve-se cargas muito altas de resistência de ponta ao longo da profundidade, logo devido ao Item 8.2.1.2 estabelecido pela norma de fundações, não foi

possível contar com a resistência total de ponta e atrito lateral. A mobilização da resistência de ponta (que neste caso seria a principal responsável pela capacidade de carga) só ocorre sob deformações muito maiores que o requerido para o atrito lateral. Assim, desconsidera-se o atrito lateral como parcela de resistência, e a capacidade de carga é imputada totalmente à resistência de ponta.

Reforça-se a importância de se considerar o critério do Item 8.2.1.2 da norma NBR 6122:2010, a qual sugere que R_{adm} deve ser menor ou igual 1,25 da R_{lacum} , pois no caso se desconsiderar tal critério neste trabalho, fatores considerando ruptura local seriam muito mais conservadores do que fatores considerando ruptura geral.

De forma geral neste trabalho todos os métodos abordados apresentaram-se seguros perante ao carregamento aplicado. E apesar das curvas carga-recalque ter-se apresentado inconclusivas, apresentou-se uma tendência mais adequadas de resultados pelo método semi-empíricos de Aoki e Velloso (1971) aplicado a partir de sondagem CPT. Pois a partir das três comparações analisadas neste trabalhos, este obteve uma profundidade de assentamento bem próxima das reais, especialmente para a Estaca 02; apresentou-se seguro de forma economicamente viável, ou seja, com FS próximos de 2; e se comparados aos resultados de prova de carga, tanto considerando prova de carga executada como extrapolada o método apresentou o melhor resultado sendo os valores de ruptura obtidos por ele da ordem de 1,3 a 1,9 dos valores obtidos através dos ensaios, o que foi considerado satisfatório a partir das premissas adotadas neste trabalho. Entretanto é válido dar destaque ao método de Philipponnat (1979), que apesar de consagrado não é tão mencionado na literatura geotécnica como o de Aoki e Velloso (1971), mas que apresentou ao longo do trabalho bons resultados, sendo conservador mesmo que ao longo da profundidade não tenha apresentado comportamento semelhante a maioria dos métodos abordados, ou seja, sem considerar picos de resistência.

De forma geral, os métodos analíticos apresentaram mais arrojos que os semi-empíricos, exceto Vesic (1963), o que evidencia a influência da rigidez da estaca, considerada pelo do autor, visto que este apresentou resultados mais próximos aos resultados da prova de carga.

Ao longo desse trabalho, percebeu-se que apesar de a aplicação dos métodos analíticos ser relativamente simples, são percebidas dificuldades para obtenção de parâmetros concisos. Isto torna o uso de métodos analíticos para fundações profundas, muitas vezes tão incerto quanto o que tem nos modelos semi-empíricos. Visto que os fatores de carga dos métodos

analíticos dependem diretamente dos valores de ângulo de atrito, evidencia-se neste trabalho a influência dos parâmetros geotécnicos e a importância da interpretação da investigação geotécnica, incluindo a adoção de ensaios de campo adequados, pois as capacidades de carga via métodos analíticos foram obtidas baseando-se em valores de ângulos de atrito estimados por três metodologias diferentes, que entre si resultaram em diferenças expressivas. Logo, no caso de existir um perfil com parâmetros como ângulo de atrito do solo e peso específico, bem definidos a cada metro, pode-se conseguir resultados satisfatórios usando métodos analíticos. O problema é a dificuldade em se obter tais parâmetros.

Contudo, evidencia-se neste trabalho a influência de racionalismo e empirismo associadas ao dimensionamento de fundações, visto a importância dos parâmetros de comportamento para o dimensionamento de capacidade de cargas, como também a relevância de métodos de extrapolação de curvas que não foram levadas até a ruptura. E também a importância de realizações de ensaios de prova de carga estática, especialmente para grandes edifícios com elementos de fundações muito robustos, não só a fim de dirimir as incertezas referentes à investigação geotécnica, garantindo a segurança da obra, como também para obter a carga de projeto, podendo assim reduzir as dimensões e/ou o número dos elementos de fundação, consequentemente os custos da obra.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações** – p. 91. Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: < <https://www.abntcolecao.com.br/pdfview/viewer.aspx?locale=ptBR&Q=75F9E3C9C0ACBA78DD24EA108190563EE07AA8EBBFA99D0&Req=> >. Acesso em: 25 abr. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: **Estacas – Prova de carga estática** – p. 12. Rio de Janeiro, 2006. Disponível em: < <https://www.abntcolecao.com.br/pdfview/viewer.aspx?locale=ptBR&Q=D4A7ABB9657A9243B175959306E25FB8A2E7D41BF285EA2C&Req=> > Acesso em: 30 out. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento** – p. 15. Rio de Janeiro, 2003. Disponível em: < <https://www.abntcolecao.com.br/pdfview/viewer.aspx?locale=pt-BR&Q=4AF30F2800833EB72106722356ADA4D1A42A0E3B8D37AD99&Req=> > Acesso em: 06 nov. 2017.

AAS, G. **Baerceedvne av peler I frisksjonsjordater**. NGI Forening stipendium. Oslo. 1966.

ALONSO U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Edgar Blücher LTDA, 2010.

ANTUNES, W.R.; TAROZZO, H. **Fundações teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1998. Cap 9. Seção 9.1.3. 2ed. International Edition, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: Pan American CSMFE, 5. Buenos Aires. 1975.

BEGEMANN, H. K. S. P. **Improved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone**. In: International conference on soil mechanics and foundation engineering, 3. Zurich. 1953.

BEREZANTZEV, V. G. **Design of a deep foundations**. v.2. In: OCSMFE, 6. Montreal. 1965.

BOLTON, M. D. **The strength and dilatancy of sands**. Geotéchnique, v. 36. n. 1. 1986.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and design**. McGraw-Hill, Inc. Fifth Edition. International Edition, 1998.

BROMS, B. B. **Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles**. n. 18-19. 1966.

BUSTAMANTE, M.; GIANASELLI, L. **Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT**. In: european symposium on penetration testing, 2. Amsterdam. 1982.

CARUSO, J. F. **Mapa geológico da ilha de Santa Catarina**. 1993.

CHANDLER, R. J. **Discussion**. In: I.C.E. Conference on large bored piles. London. 1966.

CHANDLER, R. J. **The shaft friction of piles in cohesive soil in terms of effective stress.** In: Civil engineering and public Works review. London. 1968.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. de H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CPRM. **Serviço Geológico do Brasil.** 2010. Disponível em < <http://www.cprm.gov.br/>> Acesso em: 2017.

DAS, M. B. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DE BEER, E. E. **The scale effect in the transposition of the results os deep-sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations,** Geotechnique. v. 13. n. 1. 1963.

DE MELLO, V. F. B. **The standard penetration test: state-of-art-report.** In: 4th Pan-American conf. soil mech. Found rng. Puerto Rico. v.1 1971.

DECÓURT, L. **Fundações teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1998. Cap 8. 2ed. International Edition, 1996.

HACHICHI, W. **Fundações teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1998. Cap 5. 2ed. International Edition, 1996.

JAKY, J. **The Coefficient of Earth Pressure at Rest.** Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, October, p. 355-358.

JAMIOLKOWSKI, M.; LOPRESTI, D. C. F.; MANASSERO, M. **Evaluation of relative density and shear strength of sands from cone penetration test and flat dilatometer test.** In Soil Behavior and Soft Ground Construction (GSP 119), pp. 201--238, 2001 (ASCE, Reston, VA).

KLEIN, A. H. F. et al. **Litoral centro norte- Santa Catarina.** Santa Catarina: Univali, 2017. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/estruturas/sqa_sigercom/_arquivos/sc_erosao.pdf>. Acesso em: 17 jun. 2017.

MASSAD, F. **Notes on the Interpretation of failure load from routine pile load tests.** In Solos e Rochas v.9 n.1. March 1986.

MAYNE. W. P. **The Second James K. Mitchell Lecture Undisturbed sand strength from seismic cone tests.** In: Geomechanics and Geoengineering an International Journal. September 2006.

MAZURKIEWICZ, B. K. **Test loading of piles accordind to polish regulations.** In: Commission on pile research, Royal Swedish academy. n.35. 1972.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations.** Geotechnique, v.2, n.4. p. 301-332. 1951.

NIYAMA S.; AOKI N.; CHAMECKI P.R. **Fundações teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1998, Cap 20. 2ed. International Edition, 1996.

PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORBURN, T.H. **Foundation engineering.** Canadá: John Wiley Sons. Second Edition. 1973

POULOS H. G.; DAVIS E.H. **Pile foundation analisys and design.** Sydney: The university.

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Pile foundations in engineering practice.** New York: A Wiley Interscience Publication, 1990.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. **Interpretation of cone penetration tests.** Canadian Geotechnical Journal, v.20, n.4, 1983.

SILVA, P. E. C. A. F. **Célula expansiva hidrodinâmica – uma nova maneira de executar provas de carga.** In: CBMSEF, 8. v.6. Porto Alegre. 1986.

SCHNAID F.; ODEBRECHT E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012, p 41. Cap 2; Cap 3. 2ed.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics.** New York: John Wiley & Sons. 1943.

TOMLINSON, M. J. **The adhesion of piles driven in clay soils.** In: ICSMFE, 4. v.2. London. 1957.

TOMLINSON, M. J. **Pile designe and construction practice.** 4 ed.London. 1994.

VIAJAYVERGIYA, V. N.; FOCHT, J. A. **A new way to predict the capacity of piles in clay.** In: Offshore technology conference. Houston, Texas. 1972.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais.** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2011.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: fundações profundas.** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2010.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of deep foundation in sand.** In: Highway research record, n.39. Washington. 1963.

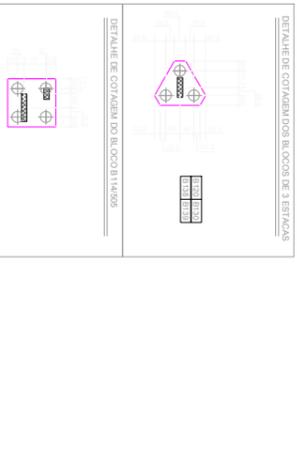
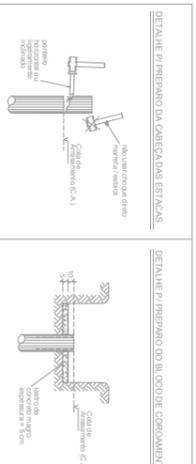
WROTH, C. P. **Ther interpretation of in situ soil tests.** 24 th Rankine Lecture. Porto, Portugal. 1984.

ANEXO I – LOCAÇÃO DAS ESTACAS

NOTAS PARA HÉLICE CONTÍNUA

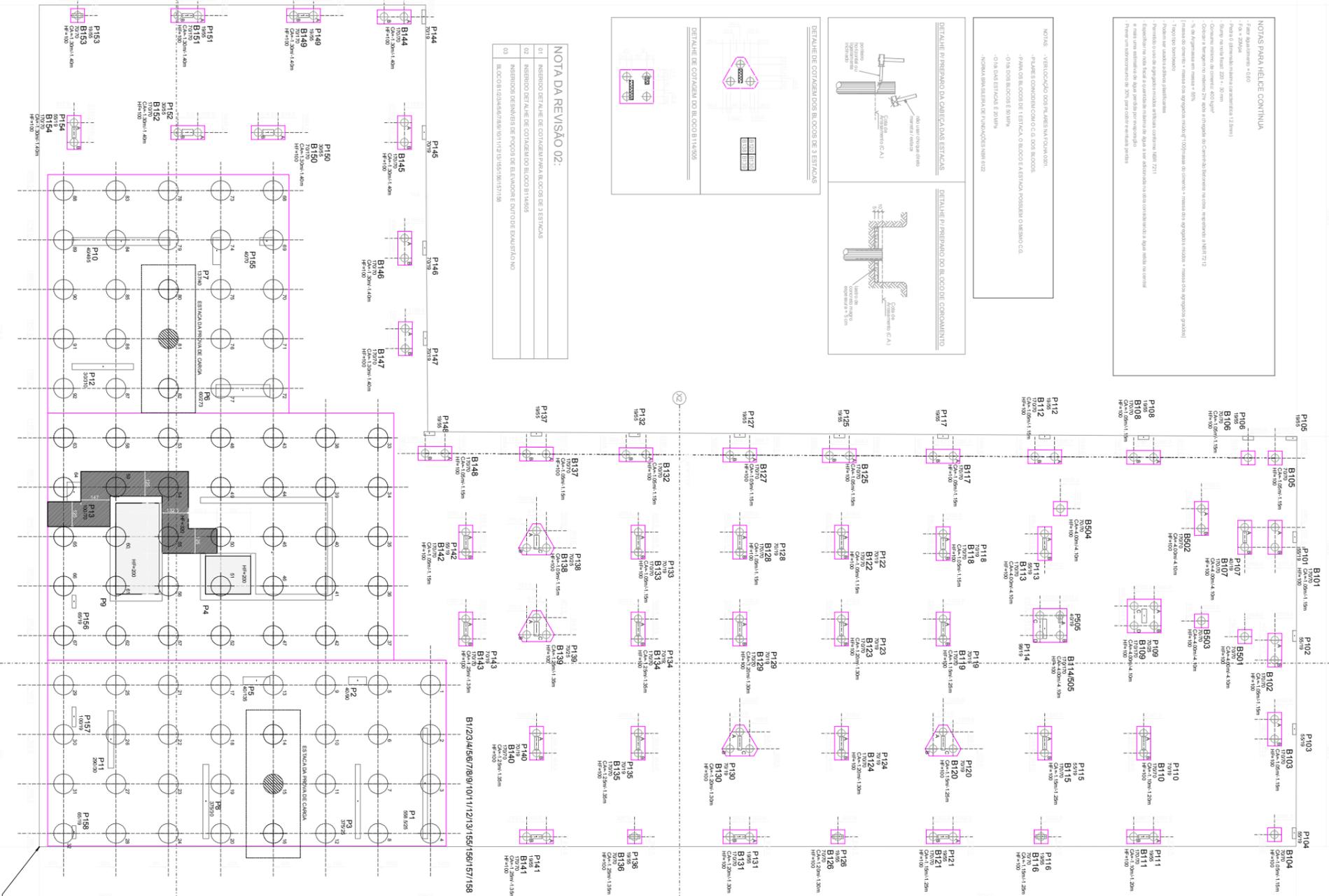
Faixa de Armadura: $\phi 10$
 F-4 - 200cm
 F-5 - 200cm
 F-6 - 200cm
 F-7 - 200cm
 F-8 - 200cm
 F-9 - 200cm
 F-10 - 200cm
 F-11 - 200cm
 F-12 - 200cm
 F-13 - 200cm
 F-14 - 200cm
 F-15 - 200cm
 F-16 - 200cm
 F-17 - 200cm
 F-18 - 200cm
 F-19 - 200cm
 F-20 - 200cm
 F-21 - 200cm
 F-22 - 200cm
 F-23 - 200cm
 F-24 - 200cm
 F-25 - 200cm
 F-26 - 200cm
 F-27 - 200cm
 F-28 - 200cm
 F-29 - 200cm
 F-30 - 200cm
 F-31 - 200cm
 F-32 - 200cm
 F-33 - 200cm
 F-34 - 200cm
 F-35 - 200cm
 F-36 - 200cm
 F-37 - 200cm
 F-38 - 200cm
 F-39 - 200cm
 F-40 - 200cm
 F-41 - 200cm
 F-42 - 200cm
 F-43 - 200cm
 F-44 - 200cm
 F-45 - 200cm
 F-46 - 200cm
 F-47 - 200cm
 F-48 - 200cm
 F-49 - 200cm
 F-50 - 200cm
 F-51 - 200cm
 F-52 - 200cm
 F-53 - 200cm
 F-54 - 200cm
 F-55 - 200cm
 F-56 - 200cm
 F-57 - 200cm
 F-58 - 200cm
 F-59 - 200cm
 F-60 - 200cm
 F-61 - 200cm
 F-62 - 200cm
 F-63 - 200cm
 F-64 - 200cm
 F-65 - 200cm
 F-66 - 200cm
 F-67 - 200cm
 F-68 - 200cm
 F-69 - 200cm
 F-70 - 200cm
 F-71 - 200cm
 F-72 - 200cm
 F-73 - 200cm
 F-74 - 200cm
 F-75 - 200cm
 F-76 - 200cm
 F-77 - 200cm
 F-78 - 200cm
 F-79 - 200cm
 F-80 - 200cm
 F-81 - 200cm
 F-82 - 200cm
 F-83 - 200cm
 F-84 - 200cm
 F-85 - 200cm
 F-86 - 200cm
 F-87 - 200cm
 F-88 - 200cm
 F-89 - 200cm
 F-90 - 200cm
 F-91 - 200cm
 F-92 - 200cm
 F-93 - 200cm
 F-94 - 200cm
 F-95 - 200cm
 F-96 - 200cm
 F-97 - 200cm
 F-98 - 200cm
 F-99 - 200cm
 F-100 - 200cm

NOTAS: - VERIFICAÇÃO DOS BLOCOS NA COORDENADA
 - PLANOS CONJUGADOS O.C. E O.C. DE BLOCOS
 - PARA OS BLOCOS DE ESTACA, O BLOCO DE ESTACA POSSUÍ O MESMO C.O.
 - O DA DAS ESTACAS E 2019m
 - NOMENCLATURA DE FUNDAÇÕES NOME B122

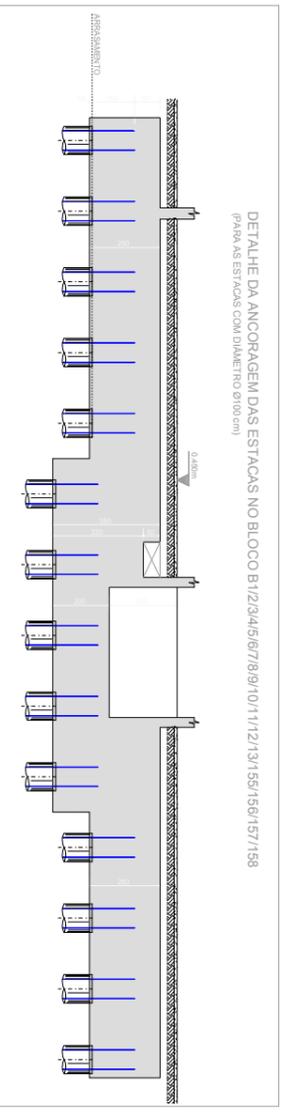
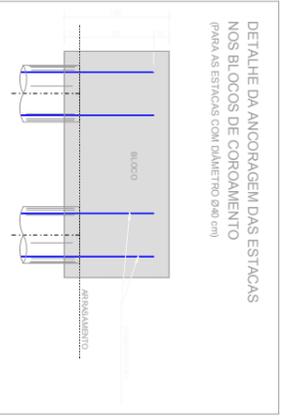


NOTA DA REVISÃO 02:

01	MEMBRO DETALHE DE COTA PARA BLOCOS DE ESTACAS
02	MEMBRO DETALHE DE COTA PARA BLOCOS DE ESTACAS
03	MEMBROS DE ENLACE DE PAVIS DE ELEVADOR DO TIPO EXATISTIVO NO BLOCO B123/34/56/78/9/10/11/12/13/15/16/17/18



ORIGEM DAS COORDENADAS



LEGENDA

ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA

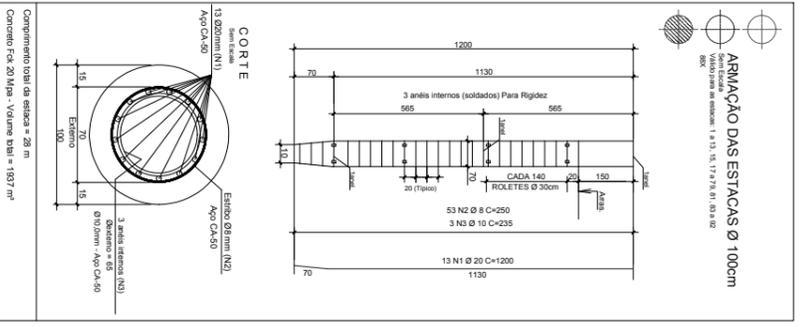


TABELA DE COTAS DE ARRASAMENTO

ESTACAS	TERMINAÇÃO	C.A. (m)	C.A. (m)
B12/34/56/78/9/10/11/12/13/15/16/17/18		-2,55	-2,65
B19		-2,55	-2,65
B20		-2,55	-2,65
B21		-2,55	-2,65
B22		-2,55	-2,65
B23		-2,55	-2,65
B24		-2,55	-2,65
B25		-2,55	-2,65
B26		-2,55	-2,65
B27		-2,55	-2,65
B28		-2,55	-2,65
B29		-2,55	-2,65
B30		-2,55	-2,65
B31		-2,55	-2,65
B32		-2,55	-2,65
B33		-2,55	-2,65
B34		-2,55	-2,65
B35		-2,55	-2,65
B36		-2,55	-2,65
B37		-2,55	-2,65
B38		-2,55	-2,65
B39		-2,55	-2,65
B40		-2,55	-2,65
B41		-2,55	-2,65
B42		-2,55	-2,65
B43		-2,55	-2,65
B44		-2,55	-2,65
B45		-2,55	-2,65
B46		-2,55	-2,65
B47		-2,55	-2,65
B48		-2,55	-2,65
B49		-2,55	-2,65
B50		-2,55	-2,65
B51		-2,55	-2,65
B52		-2,55	-2,65
B53		-2,55	-2,65
B54		-2,55	-2,65
B55		-2,55	-2,65
B56		-2,55	-2,65
B57		-2,55	-2,65
B58		-2,55	-2,65
B59		-2,55	-2,65
B60		-2,55	-2,65
B61		-2,55	-2,65
B62		-2,55	-2,65
B63		-2,55	-2,65
B64		-2,55	-2,65
B65		-2,55	-2,65
B66		-2,55	-2,65
B67		-2,55	-2,65
B68		-2,55	-2,65
B69		-2,55	-2,65
B70		-2,55	-2,65
B71		-2,55	-2,65
B72		-2,55	-2,65
B73		-2,55	-2,65
B74		-2,55	-2,65
B75		-2,55	-2,65
B76		-2,55	-2,65
B77		-2,55	-2,65
B78		-2,55	-2,65
B79		-2,55	-2,65
B80		-2,55	-2,65
B81		-2,55	-2,65
B82		-2,55	-2,65
B83		-2,55	-2,65
B84		-2,55	-2,65
B85		-2,55	-2,65
B86		-2,55	-2,65
B87		-2,55	-2,65
B88		-2,55	-2,65
B89		-2,55	-2,65
B90		-2,55	-2,65
B91		-2,55	-2,65
B92		-2,55	-2,65
B93		-2,55	-2,65
B94		-2,55	-2,65
B95		-2,55	-2,65
B96		-2,55	-2,65
B97		-2,55	-2,65
B98		-2,55	-2,65
B99		-2,55	-2,65
B100		-2,55	-2,65

OBSERVAÇÕES

- 1) A ligação da estaca de reação com o equipamento do teste deverá ser feita pela empresa responsável pelo ensaio
- 2) Qualquer armadura complementar à execução do ensaio, deverá ser fornecida pela empresa contratada



PROJETO ESTRUTURAL

Empresa: EMPRESA Z - Adaptado

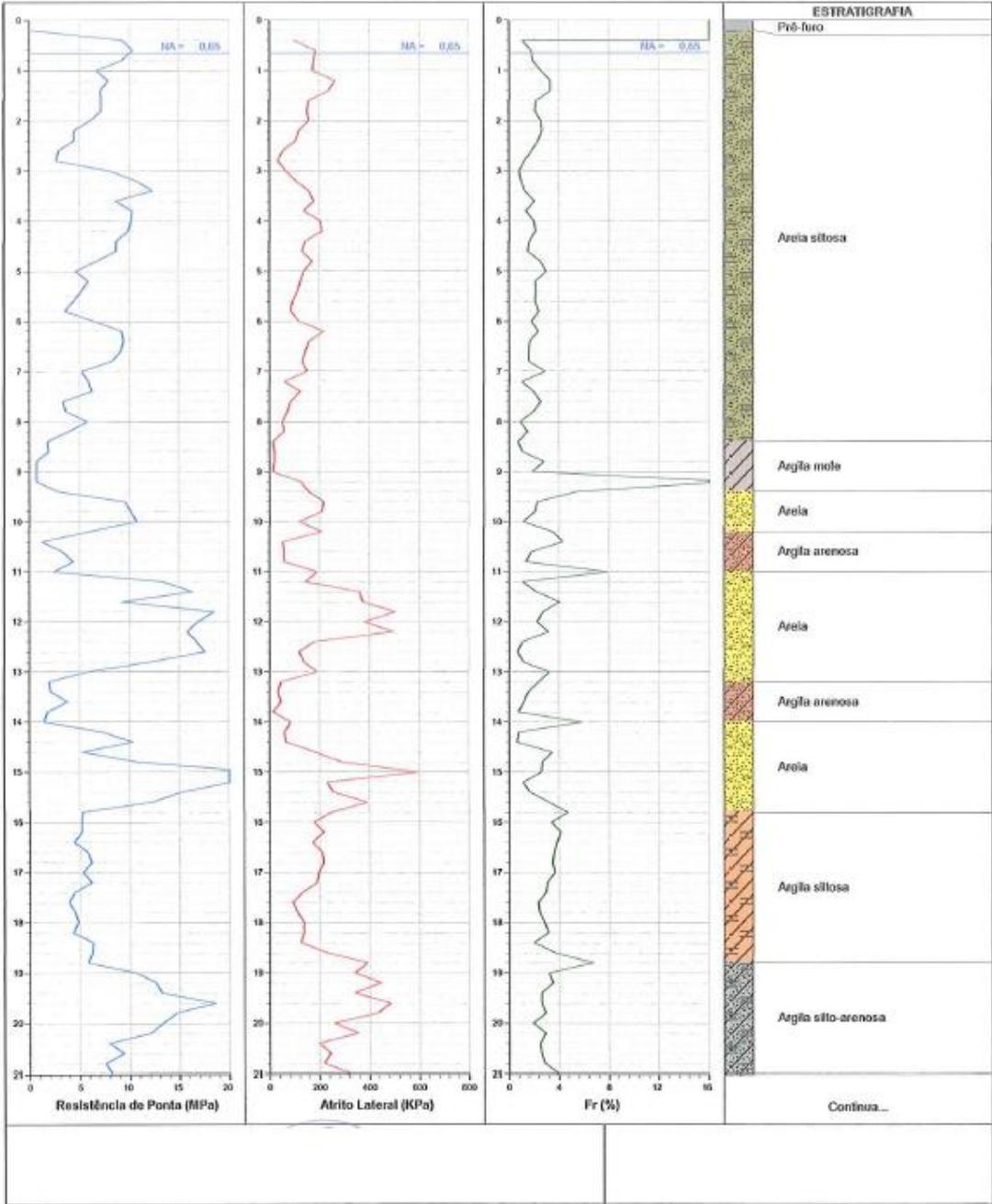
Assunto: LOCAÇÃO E CARGAS
 LOCAÇÃO DAS ESTACAS E MARCAÇÃO DE BLOCO

Escala: 1:250

ANEXO II – BOLETINS DE SONDAGEM

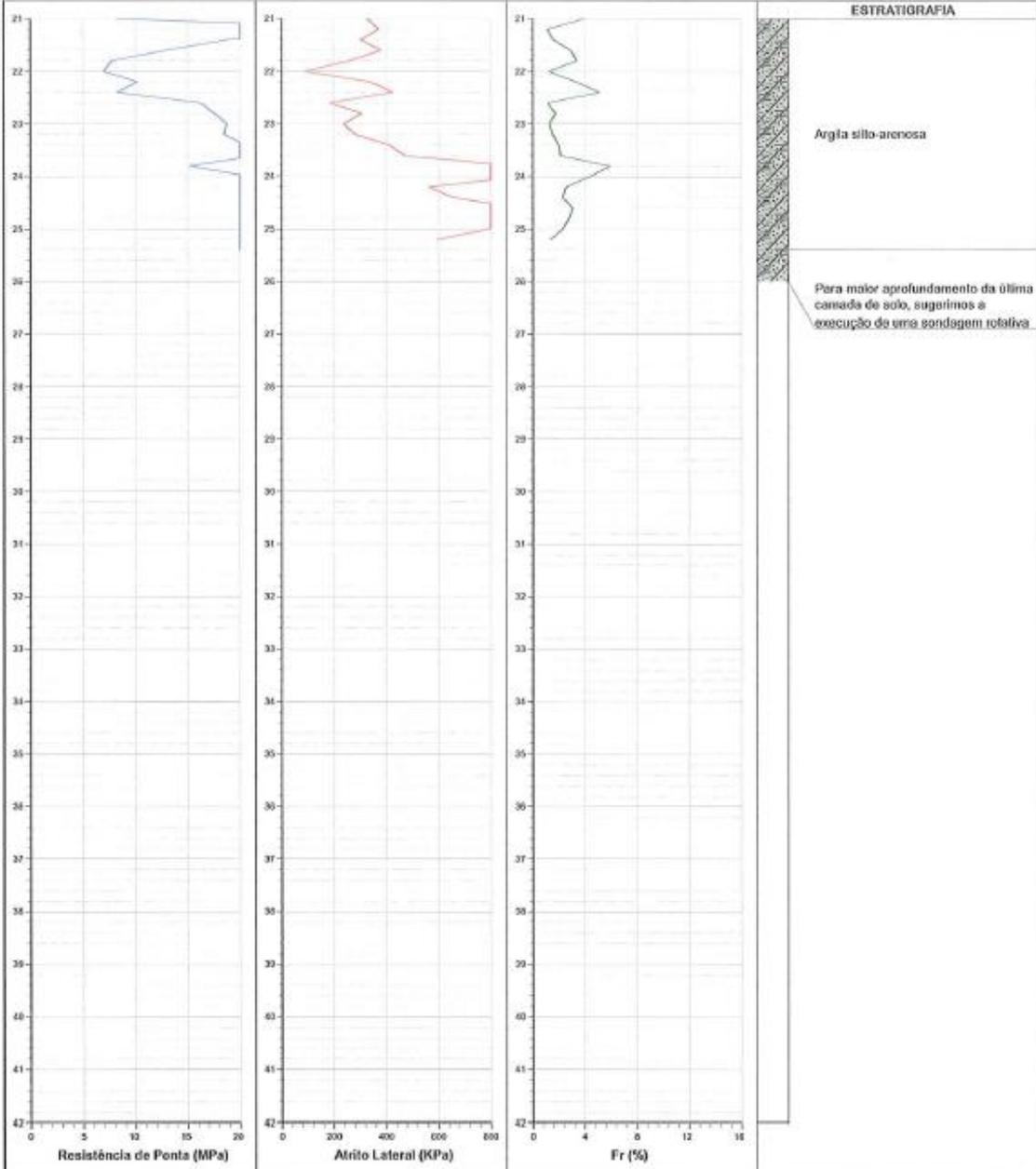
EMPRESA X

CLIENTE Embraed 37 Empreendimentos Imobiliários SPE Ltda					FURTO 3
LOCAL Rua 2400 - Rua 2412 - Rua 2450 - Centro - Balneário Camboriú - SC					
DATA 04/05/2015	PIE-FURTO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 0,65	SONDAGEM/F 4864	FOLHA 01/02	



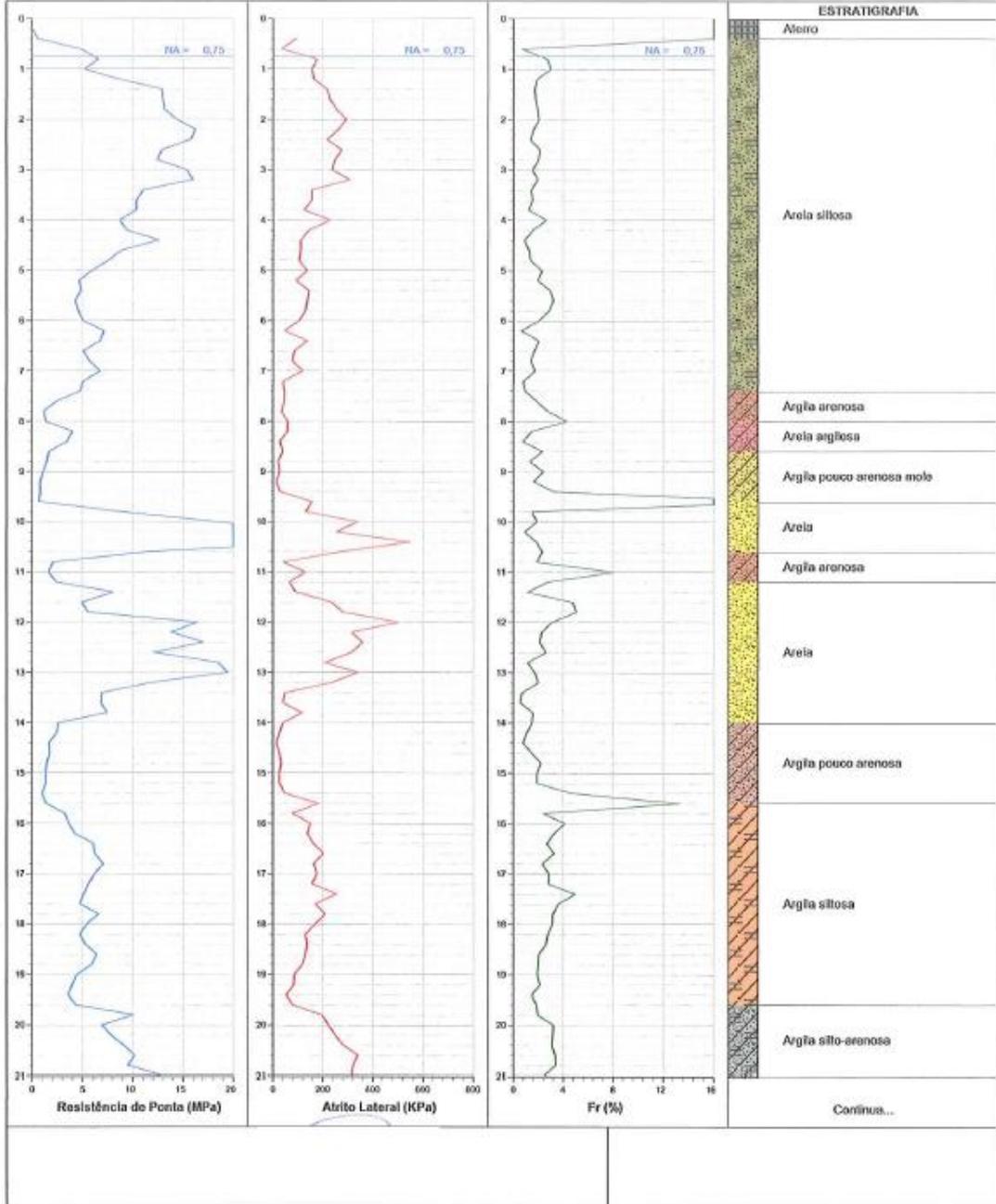
EMPRESA X

CLIENTE Embraed 37 Empreendimentos Imobiliários SPE Ltda					FURO 3
LOCAL Rua 2400 - Rua 2412 - Rua 2450 - Centro - Balneário Camboriú - SC					
DATA 04/05/2015	PRE-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 0,65	SONDAGEM PP 4864	FOLHA 02/02	



EMPRESA X

CLIENTE					FLUXO
Embraed 37 Empreendimentos Imobiliários SPE Ltda					
LOCAL					7
Rua 2400 - Rua 2412 - Rua 2450 - Centro - Balneário Camboriú - SC					
DATA	PGC-FLUXO	NÍVEL D'ÁGUA	SOPRACENA [®]	FCR/HA	
04/05/2015	0,20	0,75	4864	01/02	



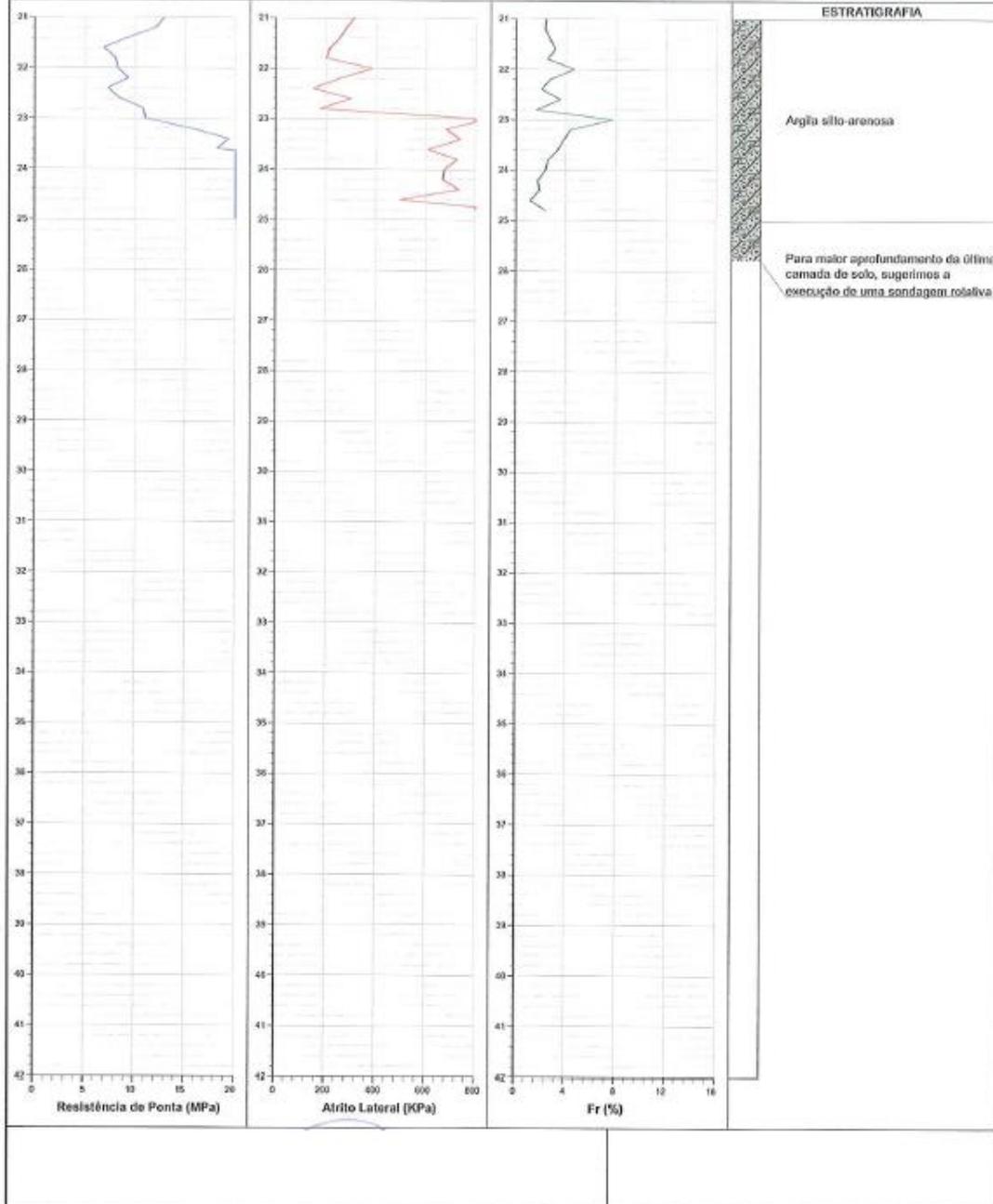
EMPRESA X

CLIENTE
Embraed 37 Empreendimentos Imobiliários SPE Ltda

LOCAL
Rua 2400 - Rua 2412 - Rua 2450 - Centro - Balneário Camboriú - SC

FURO
7

DATA	PRE-FURO	NÍVEL D'ÁGUA	SOVAGEM Nº	FOLHA
04/05/2015	0,20	0,75	4864	02/02



ANEXO III – CARGAS PROJETO ESTRUTURAL

ANEXO IV – PLANILHAS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Tabela A-IV – Resultados Estaca 01 para método de Aoki e Velloso.

Profund.	Tipo de solo	qc (MPa)	α	Rp (kPa)	RI (kN)	RI acum (kN)	Rrup (kN)	Radm	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1		6,68	0,02	2623,23	33,40	177,70	2800,93	1400,46	NÃO OK	NÃO OK
2		6,11	0,02	2399,39	30,55	354,75	2754,14	1377,07	NÃO OK	NÃO OK
3		7,98	0,02	3133,74	39,90	466,90	3600,64	1800,32	NÃO OK	NÃO OK
4	Areia siltosa	10,16	0,02	3989,82	50,80	726,60	4716,42	2358,21	NÃO OK	NÃO OK
5		4,58	0,02	1798,56	22,90	919,35	2717,91	1358,96	NÃO OK	NÃO OK
6		6,45	0,02	2532,91	32,25	1046,20	3579,11	1789,55	NÃO OK	NÃO OK
7		5,19	0,02	2038,11	25,95	1251,85	3289,96	1644,98	NÃO OK	NÃO OK
8		5,79	0,02	2273,73	28,95	1376,35	3650,08	1825,04	NÃO OK	NÃO OK
9	Argila mole	0,7	0,06	274,89	10,50	1471,75	1746,64	873,32	OK	NÃO OK
10	Areia	10,72	0,014	4209,73	37,52	1598,81	5808,54	2904,27	NÃO OK	NÃO OK
11	Areia argilosa	2,4	0,03	942,48	18,00	1725,70	2668,17	1334,09	OK	NÃO OK
12	Areia	16,83	0,014	6609,13	58,91	1985,12	8594,24	4297,12	NÃO OK	OK
13	Areia argilosa	5,86	0,03	2301,22	43,95	2245,89	4547,11	2273,55	OK	NÃO OK
14		1,45	0,024	569,41	8,70	2317,95	2887,36	1443,68	OK	NÃO OK
15	Areia	22,95	0,014	9012,44	80,33	2515,88	11528,32	5764,16	NÃO OK	OK
16		5,21	0,034	2045,96	44,29	2774,26	4820,22	2410,11	OK	NÃO OK
17	Silte argiloso	5,32	0,034	2089,16	45,22	3003,42	5092,58	2546,29	OK	NÃO OK
18		4,84	0,034	1900,66	41,14	3207,17	5107,83	2553,91	OK	NÃO OK
19		10,64	0,024	4178,32	63,84	3464,13	7642,44	3821,22	OK	OK
20		13,3	0,024	5222,90	79,80	3898,35	9121,24	4560,62	OK	OK
21		8,21	0,024	3224,06	49,26	4168,71	7392,76	3696,38	OK	OK
22	Areia silto-argilosa	6,95	0,024	2729,26	41,70	4653,69	7382,94	3691,47	OK	OK
23		18,74	0,024	7359,18	112,44	5079,09	12438,27	6219,13	OK	OK
24		21,01	0,024	8250,61	126,06	5660,25	13910,85	6955,43	OK	OK
25		34,26	0,024	13453,87	205,56	6554,91	20008,78	10004,39	NÃO OK	OK
25,2		43,58	0,024	17113,83	261,48	6816,39	23930,211	11965,1055	NÃO OK	OK
25,4		48,69	0,024	19120,52	292,14	7108,53	26229,043	13114,5216	NÃO OK	OK

Nível d'água 0,65 m

Tabela B-IV – Resultados Estaca 02 para método de Aoki e Velloso.

Profund.	Tipo de solo	qc (MPa)	α	Rp (kPa)	RI (kN)	RI acum (kN)	Rrup (kN)	Radm	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1		5,21	0,02	2045,96	26,05	83,00	2128,96	1064,48	NÃO OK	NÃO OK
2		14,35	0,02	5635,23	71,75	393,05	6028,28	3014,14	NÃO OK	NÃO OK
3		15,34	0,02	6024,00	76,70	755,85	6779,85	3389,93	NÃO OK	NÃO OK
4	Areia siltosa	8,68	0,02	3408,63	43,40	1037,55	4446,18	2223,09	NÃO OK	NÃO OK
5		5,95	0,02	2336,56	29,75	1259,70	3596,26	1798,13	NÃO OK	NÃO OK
6		5,08	0,02	1994,91	25,40	1377,30	3372,21	1686,11	NÃO OK	NÃO OK
7		6,76	0,02	2654,65	33,80	1534,40	4189,05	2094,52	NÃO OK	NÃO OK
8	Argila arenosa	1,38	0,024	541,92	8,28	1629,59	2171,51	1085,75	OK	NÃO OK
9		1,1	0,024	431,97	6,60	1711,23	2143,20	1071,60	OK	NÃO OK
9,4	Argila mole	18,28	0,06	318,09	12,15	1735,38	2053,47	1026,73	OK	NÃO OK
10	Areia	1,61	0,014	7178,54	63,98	1840,67	9019,21	4509,60	NÃO OK	OK
11	Argila arenosa	16,44	0,024	632,25	9,66	2105,69	2737,94	1368,97	OK	NÃO OK
12	Areia argilosa	19,49	0,03	6455,97	123,30	2382,82	8838,79	4419,39	NÃO OK	OK
13		2,63	0,03	7653,71	146,18	2989,19	10642,90	5321,45	NÃO OK	OK
14	Argila arenosa	1,37	0,024	1032,80	15,78	3252,92	4285,72	2142,86	OK	NÃO OK
15		3,64	0,024	538,00	8,22	3305,06	3843,06	1921,53	OK	NÃO OK
16	Areia argilosa	6,2	0,03	1429,42	27,30	3379,04	4808,46	2404,23	OK	NÃO OK
17		5,43	0,034	2434,73	52,70	3628,20	6062,93	3031,46	OK	NÃO OK
18	Silte Argiloso	4,46	0,034	2132,36	46,16	3862,03	5994,39	2997,19	OK	NÃO OK
19		6,93	0,034	1751,44	37,91	4089,75	5841,18	2920,59	OK	NÃO OK
20		12,92	0,024	2721,40	41,58	4281,48	7002,88	3501,44	OK	NÃO OK
21		8,23	0,024	5073,67	77,52	4578,36	9652,03	4826,02	NÃO OK	OK
22	Areia Silto-argilosa	10,99	0,024	3231,91	49,38	4845,06	8076,97	4038,49	OK	OK
23		28,26	0,024	4315,76	65,94	5125,68	9441,44	4720,72	OK	OK
23,8		40,93	0,024	11136,95	170,16	5614,38	16751,33	8375,66	NÃO OK	OK
24		28,26	0,024	11097,68	169,56	5783,94	16881,62	8440,81	NÃO OK	OK
25		40,93	0,024	16073,17	245,58	6987,60	23060,77	11530,39	NÃO OK	OK

Nível d'água 0,75 m

Tabela C-IV – Resultados Estaca 01 para método de Philipponnat.

Profund.	Tipo de solo	qc (MPa)	α_p	α_s	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1		6,68	0,40	100	2906,40	56,78	220,32	1481,59	NÃO OK	NÃO OK
2		6,11	0,40	100	2941,92	51,94	521,31	1496,93	NÃO OK	NÃO OK
3		7,98	0,40	100	2789,87	67,83	711,96	1428,85	NÃO OK	NÃO OK
4	Areia siltosa	10,16	0,40	150	2891,59	57,57	988,85	1474,58	NÃO OK	NÃO OK
5		4,58	0,40	100	2738,34	38,93	1239,34	1388,64	OK	NÃO OK
6		6,45	0,40	100	2623,03	54,83	1454,99	1338,93	OK	NÃO OK
7		5,19	0,40	100	2236,97	44,12	1702,76	1140,54	OK	NÃO OK
8		5,79	0,40	100	2056,69	49,22	1914,41	1052,95	OK	NÃO OK
9	Argila mole	0,7	0,50	50,00	3162,59	11,90	2033,67	1587,24	OK	NÃO OK
10	Areia	10,72	0,40	150	3049,38	60,75	2242,34	1555,06	OK	NÃO OK
11	Areia argilosa	2,4	0,40	100	2919,31	20,40	2398,49	1469,86	OK	NÃO OK
12	Areia	16,83	0,40	200	3278,90	71,53	2726,49	1675,21	OK	NÃO OK
13	Areia argilosa	5,86	0,40	100	3866,21	49,81	3056,50	1958,01	OK	NÃO OK
14		1,45	0,50	50,00	4999,83	24,65	3212,22	2512,24	OK	NÃO OK
15	Areia	22,95	0,40	200	3314,76	97,54	3535,66	1706,15	OK	NÃO OK
16	Silte argiloso	5,21	0,45	60,00	3104,53	73,81	3889,83	1589,17	OK	NÃO OK
17		5,32	0,45	60,00	4014,62	75,37	4271,76	2044,99	OK	NÃO OK
18		4,84	0,45	60,00	3915,31	68,57	4611,34	1991,94	OK	NÃO OK
19	Areia silto-argilosa	10,64	0,40	150	3801,38	60,29	4993,50	1930,84	OK	NÃO OK
20		13,3	0,40	200	4244,83	56,53	5301,07	2150,68	OK	NÃO OK
21		8,21	0,40	150	5218,90	46,52	5583,08	2632,71	OK	NÃO OK
22		6,95	0,40	100	6632,69	59,08	5989,00	3345,88	OK	NÃO OK
23		18,74	0,40	200	7926,37	79,65	6316,42	4003,01	OK	OK
24		21,01	0,40	200	8908,55	89,29	6728,08	4498,92	OK	OK
25		34,26	0,40	200	9626,82	145,61	7361,79	4886,21	OK	OK
25,2	43,58	0,40	200	9973,75	185,22	7547,01	5079,48	OK	OK	
25,4	48,69	0,40	200	10419,20	206,93	7753,94	5313,07	OK	OK	

Nível d'água

0,65 m

Tabela D-IV – Resultados Estaca 02 para método de Philipponnat.

Profund.	Tipo de solo	qc (MPa)	α_p	α_s	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1		5,21	0,40	100	4198,32	44,29	141,10	2169,71	NÃO OK	NÃO OK
2		14,35	0,40	200	4109,67	60,99	416,90	2263,28	NÃO OK	NÃO OK
3		15,34	0,40	200	3680,67	65,20	725,28	2202,97	NÃO OK	NÃO OK
4	Areia siltosa	8,68	0,40	150	3870,40	49,19	1021,97	2446,18	NÃO OK	NÃO OK
5		5,95	0,40	100	3242,27	50,58	1294,30	2268,28	NÃO OK	NÃO OK
6		5,08	0,40	100	2431,33	43,18	1494,22	1962,77	NÃO OK	NÃO OK
7		6,76	0,40	100	2071,60	57,46	1761,29	1916,44	OK	NÃO OK
8	Argila arenosa	1,38	0,50	50,00	3066,83	23,46	1909,70	2488,26	NÃO OK	NÃO OK
9		1,1	0,50	50,00	3298,67	18,70	2045,78	2672,22	NÃO OK	NÃO OK
9,4	Argila mole	18,28	0,50	50,00	3580,83	13,77	2073,15	2826,99	NÃO OK	NÃO OK
10	Areia	1,61	0,40	200	3298,00	77,69	2212,55	2755,28	OK	NÃO OK
11	Argila arenosa	16,44	0,50	50,00	4469,00	27,37	2586,71	3527,85	NÃO OK	NÃO OK
12	Areia argilosa	19,49	0,40	200	3534,53	69,87	2832,47	3183,50	OK	NÃO OK
13		2,63	0,40	200	3284,53	82,83	3176,08	3230,31	OK	NÃO OK
14	Argila arenosa	1,37	0,50	50,00	3384,67	44,71	3468,26	3426,46	OK	NÃO OK
15		3,64	0,50	50,00	3219,33	23,29	3615,99	3417,66	OK	NÃO OK
16	Areia argilosa	6,2	0,40	100	1854,67	30,94	3737,88	2796,27	OK	NÃO OK
17		5,43	0,45	60,00	1983,30	87,83	4136,21	3059,76	OK	NÃO OK
18	Silte Argiloso	4,46	0,45	60,00	2595,15	76,93	4525,94	3560,54	OK	NÃO OK
19		6,93	0,45	60,00	3102,75	63,18	4905,46	4004,11	OK	OK
20	Areia Silto-argilosa	12,92	0,40	100	2984,13	58,91	5164,63	4074,38	OK	OK
21		8,23	0,40	200	4080,13	54,91	5448,84	4764,49	OK	OK
22		10,99	0,40	150	6397,73	46,64	5703,08	6050,40	OK	OK
23		28,26	0,40	150	7216,32	62,28	5988,65	6602,48	OK	OK
23,8		40,93	0,40	200	7894,48	120,53	6334,81	7114,64	OK	OK
24		28,26	0,40	200	8030,80	120,11	6454,91	7242,857	OK	OK
25		40,93	0,40	200	9522,40	173,95	7307,51	8414,953	OK	OK

Nível d'água

0,75 m

Tabela E-IV – Resultados Estaca 01 para método Bustamante e Ganaselly.

Prof. (m)	Tipo de solo	qc (MPa)	Dr(%)	qcméd (Mpa)	k	α	qs	As	Rp (kPa)	RI acum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1	Areia Siltosa	6,68	67,37	7,26	0,4	150	0,45	0,79	2280,23	78,88	2359,11	1179,55	NÃO OK	NÃO OK
2		6,11	55,69	7,13	0,5	100	0,61	1,57	2801,52	339,60	3141,12	1570,56	NÃO OK	NÃO OK
3		7,98	57,41	7,56	0,5	100	0,80	2,36	2968,54	665,24	3633,78	1816,89	NÃO OK	NÃO OK
4		10,16	59,34	7,67	0,5	100	0,8	3,14	3012,00	1379,32	4391,32	2195,66	NÃO OK	NÃO OK
5		4,58	35,69	7,43	0,5	100	0,46	3,93	2919,32	2172,85	5092,18	2546,09	OK	NÃO OK
6		6,45	42,42	6,58	0,5	100	0,65	4,71	2582,65	2887,52	5470,17	2735,09	OK	NÃO OK
7		5,19	34,53	5,74	0,5	100	0,52	5,50	2253,57	4093,24	6346,81	3173,40	OK	NÃO OK
8		5,79	35,67	4,00	0,5	100	0,58	6,28	1570,53	5063,69	6634,22	3317,11	OK	NÃO OK
9	Argila mole	0,70	0,00	4,19	0,50	20	0,35	7,07	1644,89	5868,56	7513,44	3756,72	OK	OK
10	Areia	10,72	48,50	5,60	0,5	100	0,8	7,85	2199,90	7375,94	9575,84	4787,92	OK	OK
11	Areia argilosa	2,40	7,80	10,28	0,5	60	0,40	8,64	4035,90	8468,72	12504,62	6252,31	OK	OK
12	Areia	16,83	58,15	10,40	0,5	100	0,8	9,42	4084,59	10758,47	14843,06	7421,53	OK	OK
13	Areia argilosa	5,86	29,49	9,39	0,5	60	0,4	10,21	3688,75	12989,00	16677,75	8338,88	OK	OK
14		1,45	0,00	9,24	0,45	40	0,36	11,00	3264,04	14305,36	17569,40	8784,70	OK	OK
15	Areia	22,95	62,82	8,80	0,5	100	0,8	11,78	3455,75	16845,84	20301,59	10150,79	OK	OK
16		5,21	23,56	9,03	0,5	60	0,4	12,57	3545,55	19297,45	22842,99	11421,50	OK	OK
17	Silte argiloso	5,32	23,30	5,65	0,5	60	0,4	13,35	2220,32	20935,80	23156,12	11578,06	OK	OK
18		4,84	20,00	6,70	0,5	60	0,4	14,14	2630,04	22672,85	25302,89	12651,44	OK	OK
19		10,64	39,70	9,27	0,5	100	0,8	14,92	3639,01	24883,64	28522,65	14261,33	OK	OK
20		13,30	44,99	12,89	0,5	100	0,8	15,71	5061,63	28752,53	33814,16	16907,08	OK	OK
21		8,21	32,10	12,72	0,5	60	0,4	16,49	4996,96	31591,02	36587,99	18293,99	OK	OK
22	Areia silto-argilosa	6,95	27,01	14,39	0,5	60	0,4	17,28	5649,63	35408,59	41058,22	20529,11	OK	OK
23		18,74	52,31	16,39	0,5	100	0,8	18,06	6435,81	39427,49	45863,30	22931,65	OK	OK
24		21,01	54,15	26,05	0,5	100	0,8	18,85	10229,03	44085,94	54314,97	27157,48	OK	OK
25		34,26	66,71	29,93	0,4	150	1,20	19,63	9402,47	49924,80	59327,27	29663,64	OK	OK
25,2		43,58	73,05	30,83	0,4	150	1,20	19,79	9686,93	51417,09	61104,01	30552,01	OK	OK
25,4		48,69	75,92	32,80	0,4	150	1,20	19,95	10304,03	52921,21	63225,24	31612,62	OK	OK

Nível d'água 0,65m

Tabela F-IV – Resultados Estaca 02 para método Bustamante e Ganaselly.

Prof. (m)	Tipo de solo	qc (MPa)	Dr(%)	qcméd (Mpa)	k	α	qs	As	Rp (kPa)	RI acum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1	Areia Siltosa	5,21	60,71	7,05	0,5	100	0,67	0,79	2769,31	80,94	113,91	56,95	OK	NÃO OK
2		14,35	77,89	7,13	0,4	150	0,48	1,57	2241,21	301,29	348,53	174,26	OK	NÃO OK
3		15,34	74,24	7,56	0,4	150	0,19	2,36	2374,83	508,89	537,31	268,66	OK	NÃO OK
4		8,68	55,81	7,67	0,5	100	0,8	3,14	3012,00	1121,38	1279,30	639,65	OK	NÃO OK
5		5,95	42,70	7,43	0,5	100	0,46	3,93	2919,32	1914,92	2027,93	1013,96	OK	NÃO OK
6		5,08	36,02	6,58	0,5	100	0,65	4,71	2582,65	2604,79	2795,76	1397,88	OK	NÃO OK
7		6,76	41,61	5,74	0,5	100	0,52	5,50	2253,57	3810,51	3989,79	1994,89	OK	NÃO OK
8		1,38	0,00	4,00	0,45	40	0,4	6,28	1413,48	4627,39	4785,31	2392,65	OK	NÃO OK
9	Areia Argilosa	1,10	0,00	4,19	0,45	40	0,18	7,07	1480,40	5235,02	5312,74	2656,37	OK	NÃO OK
10	Argila mole	0,81	62,81	5,60	0,5	100	0,8	7,85	2199,90	6552,90	6947,69	3473,84	OK	NÃO OK
11		18,28	0,00	10,28	0,45	40	0,4	8,64	3632,31	8214,33	8431,46	4215,73	OK	OK
12	Areia	1,61	57,52	10,40	0,5	100	0,8	9,42	4084,59	9359,21	9832,95	4916,47	OK	OK
13		16,44	61,01	9,39	0,5	100	0,59	10,21	3688,75	11709,06	12085,00	6042,50	OK	OK
14		19,49	0,00	9,24	0,45	60	0,24	11,00	3264,04	12516,80	12683,76	6341,88	OK	OK
15		2,63	0,00	8,80	0,45	40	0,4	11,78	3110,18	13957,76	14253,85	7126,92	OK	OK
16	Areia Argilosa	1,37	13,94	9,03	0,5	60	0,4	12,57	3545,55	15497,42	15813,24	7906,62	OK	OK
17		3,64	27,41	5,65	0,5	60	0,4	13,35	2220,32	17135,77	17471,34	8735,67	OK	OK
18		6,20	23,09	6,70	0,5	60	0,4	14,14	2630,04	18872,82	19228,13	9614,06	OK	OK
19	Silte Argiloso	5,43	17,09	9,27	0,5	60	0,4	14,92	3639,01	20708,57	21083,61	10541,81	OK	OK
20		4,46	28,21	12,89	0,5	60	0,4	15,71	5061,63	23033,85	23428,63	11714,32	OK	OK
21		6,93	43,56	12,72	0,5	100	0,8	16,49	4996,96	26643,06	27472,11	13736,05	OK	OK
22		12,92	31,54	14,39	0,5	60	0,4	17,28	5649,63	29615,79	30050,05	15025,03	OK	OK
23	Areia Silto-argilosa	8,23	38,01	16,39	0,5	100	0,8	18,06	6435,81	33188,58	34096,59	17048,29	OK	OK
24		62,30	21,91	0,5	100	0,8	18,69	8602,35	36899,56	37839,14	18919,57	OK	OK	
25		10,99	62,10	22,96	0,5	100	0,8	18,85	9015,46	37847,04	38794,52	19397,26	OK	OK
25		28,36	71,48	25,88	0,4	100	1,2	19,635	8129,66	45130,81	46611,25	23305,62	OK	OK

Nível d'água 0,75m

ANEXO V – PLANILHAS DOS MÉTODOS ANALÍTICOS

Tabela A-V – Resultados Estaca 01 para método Terzaghi com fatores N.

Prof. (m)	Tipo de solo	qc (MPa)	Su	ϕ° (Bolton)	Nc	Nq	N_{γ}	σ' (kN/m ²)	Rp (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1		6,68	-	40,71	106,53	94,31	128,27	15,0	2050,74	37,33	1044,04	NÃO OK	NÃO OK
2		6,11	-	38,85	86,99	72,13	87,07	24,0	2430,69	111,09	1270,89	NÃO OK	NÃO OK
3		7,98	-	39,12	89,06	74,31	90,25	33,0	3469,68	188,62	1829,15	NÃO OK	NÃO OK
4	Areia siltosa	10,16	-	39,43	91,39	76,76	93,80	46,0	4867,68	337,20	2602,44	NÃO OK	NÃO OK
5		4,58	-	35,67	62,89	46,76	50,19	51,0	3351,05	498,26	1924,66	NÃO OK	NÃO OK
6		6,45	-	36,74	71,00	55,30	62,61	60,0	4699,75	659,91	2679,83	NÃO OK	NÃO OK
7		5,19	-	35,49	61,50	45,29	48,06	69,0	4414,68	879,24	2646,96	NÃO OK	NÃO OK
8		5,79	-	35,67	62,87	46,74	50,16	78,0	5164,60	1065,16	3114,88	NÃO OK	NÃO OK
9		Argila mole	0,70	37,7	-	5,70	1,00	0,00	51,0	274,65	1188,28	731,47	OK
10	Areia	10,72	-	37,71	78,33	63,01	73,82	106,0	9173,53	1432,67	5303,10	NÃO OK	OK
11	Areia argilosa	2,40	-	31,24	42,31	11,40	25,33	105,0	1786,51	1607,96	1697,24	OK	NÃO OK
12	Areia	16,83	-	39,24	89,95	75,25	91,60	126,0	13047,68	2025,50	7536,59	NÃO OK	OK
13	Areia argilosa	5,86	-	34,69	56,51	38,90	40,98	123,0	6810,48	2429,18	4619,83	NÃO OK	OK
14		1,45	80,8	-	5,70	1,00	0,00	104,0	548,65	2615,22	1581,93	OK	NÃO OK
15	Areia	22,95	-	39,98	95,57	81,17	87,07	171,0	16381,59	3064,31	9722,95	NÃO OK	OK
16		5,21	-	33,74	52,62	31,37	36,70	150,0	6734,87	3495,53	5115,20	NÃO OK	OK
17	Silte argiloso	5,32	-	33,70	52,46	31,05	36,51	159,0	7069,33	3726,74	5398,04	NÃO OK	OK
18		4,84	-	33,18	50,30	26,87	34,13	168,0	6480,76	3965,94	5223,35	NÃO OK	OK
19		10,64	-	36,31	67,73	51,85	97,65	196,0	14219,96	4297,84	9258,90	NÃO OK	OK
20		13,30	-	37,15	74,10	58,56	38,04	206,0	16369,51	4976,57	10673,04	NÃO OK	OK
21		8,21	-	35,10	58,57	42,21	43,58	195,0	11755,18	5412,96	8584,07	NÃO OK	OK
22	Areia silto-argilosa	6,95	-	34,29	54,89	35,76	39,19	204,0	10435,43	6014,12	8224,78	NÃO OK	OK
23		18,74	-	38,31	82,92	67,84	80,84	236,0	22015,17	6702,88	14359,03	NÃO OK	OK
24		21,01	-	38,61	85,14	70,18	84,23	270,0	25138,38	7585,74	16362,06	NÃO OK	OK
25		34,26	-	40,60	104,92	92,38	124,13	281,0	34532,10	8589,10	21560,60	NÃO OK	OK
25,2		43,58	-	41,61	120,36	110,92	163,86	283,2	41895,56	8804,69	25350,12	NÃO OK	OK
25,4		48,69	-	42,07	127,34	119,30	181,82	285,4	45448,58	9024,89	27236,74	NÃO OK	OK

Nível d'água 0,65 m

Tabela B-V – Resultados Estaca 02 para método Terzaghi com fatores N.

Prof. (m)	Tipo de solo	qc (MPa)	Su	ϕ° (Bolton)	Nc	Nq	N_{γ}	σ' (kN/m ²)	Rp (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação	
1		5,21	-	39,65	93,05	78,52	96,35	17,00	1639,81	31,98	835,89	NÃO OK	NÃO OK	
2		14,35	-	42,38	132,19	125,12	194,29	28,00	4777,48	124,18	2450,83	NÃO OK	NÃO OK	
3		15,34	-	41,80	123,31	114,46	171,45	38,00	5901,23	254,41	3077,82	NÃO OK	NÃO OK	
4	Areia Siltosa	8,68	-	38,87	87,15	72,30	87,32	44,00	4308,51	411,16	2359,83	NÃO OK	NÃO OK	
5		5,95	-	36,79	71,36	55,67	63,14	53,00	4011,49	585,46	2298,48	NÃO OK	NÃO OK	
6		5,08	-	35,73	63,31	47,20	50,83	62,00	3994,26	751,46	2372,86	NÃO OK	NÃO OK	
7		6,76	-	36,62	70,04	54,29	61,14	71,00	5314,57	969,97	3142,27	NÃO OK	NÃO OK	
8		Areia Argilosa	1,38	82,93	-	5,70	1,00	0,00	64,00	478,09	1111,79	794,94	OK	NÃO OK
9			1,1	63,13	-	5,70	1,00	0,00	71,00	402,80	1246,63	824,71	OK	NÃO OK
9,4	Argila mole	18,28	43,93	-	5,70	1,00	0,00	55,00	307,42	1280,67	794,04	OK	NÃO OK	
10		1,61	-	39,98	95,58	81,18	100,22	108,00	11852,82	1438,29	6645,55	NÃO OK	OK	
11	Areia	16,44	94,87	-	5,70	1,00	0,00	85,00	571,57	1759,42	1165,49	OK	NÃO OK	
12		19,49	-	39,14	89,21	74,47	90,47	128,00	12911,80	2035,90	7473,85	NÃO OK	OK	
13		2,63	-	39,70	93,42	78,90	96,91	138,00	14771,35	2506,17	8638,76	NÃO OK	OK	
14		1,37	159,47	-	5,70	1,00	0,00	106,00	900,82	2896,63	1898,73	OK	NÃO OK	
15	Areia Argilosa	3,64	74,33	-	5,70	1,00	0,00	113,00	533,05	3080,98	1807,01	OK	NÃO OK	
16		6,2	-	32,22	46,33	33,20	29,76	152,00	7067,93	3253,81	5160,87	NÃO OK	OK	
17		5,43	-	34,36	55,15	37,26	39,48	161,00	8454,92	3491,20	5973,06	NÃO OK	OK	
18	Silte Argiloso	4,46	-	33,67	52,32	34,09	36,36	170,00	8178,76	3738,46	5958,61	NÃO OK	OK	
19		6,93	-	32,72	48,39	30,81	32,03	179,00	7784,04	3996,93	5890,48	NÃO OK	OK	
20		12,92	-	34,48	55,68	39,45	40,06	188,00	10472,20	4339,99	7406,10	NÃO OK	OK	
21		8,23	-	36,93	72,40	56,77	64,74	218,00	16838,95	4924,35	10881,65	NÃO OK	OK	
22	Areia Silto-argilosa	10,99	-	35,01	57,91	41,51	42,56	206,00	12096,60	5382,94	8739,77	NÃO OK	OK	
23		28,26	-	36,04	65,70	49,72	54,49	238,00	16100,78	5946,93	11023,85	NÃO OK	OK	
23,8		40,93	-	39,90	94,98	80,54	99,29	269,80	28634,21	6637,78	17636,00	NÃO OK	OK	
24		28,26	-	39,87	94,73	80,28	98,91	272,00	28774,30	6834,36	17804,33	NÃO OK	OK	
25		40,93	-	41,36	116,58	106,38	154,13	283,00	39846,88	7885,37	23866,12	NÃO OK	OK	

Nível d'água 0,75 m

Tabela C-V – Resultados Estaca 01 para método Terzaghi com fatores N’.

Prof. (m)	Tipo de solo	qc (MPa)	Su	ϕ° (Bolton)	Nc	Nq	N_γ	σ' (kN/m ²)	Rp (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1		6,68	-	40,71	37,20	22,56	21,47	15,0	431,02	37,33	234,17	NÃO OK	NÃO OK
2		6,11	-	38,85	32,67	18,68	16,80	24,0	592,40	111,09	351,75	NÃO OK	NÃO OK
3		7,98	-	39,12	33,20	19,12	17,28	33,0	854,12	188,62	521,37	NÃO OK	NÃO OK
4	Areia siltosa	10,16	-	39,43	33,80	19,60	17,81	46,0	1200,74	337,20	768,97	NÃO OK	NÃO OK
5		4,58	-	35,67	26,50	13,66	11,27	51,0	957,05	498,26	727,66	NÃO OK	NÃO OK
6		6,45	-	36,74	28,58	15,35	13,13	60,0	1277,22	659,91	968,56	NÃO OK	NÃO OK
7		5,19	-	35,49	26,15	13,37	10,95	69,0	1282,29	879,24	1080,76	OK	NÃO OK
8		5,79	-	35,67	26,50	13,66	11,26	78,0	1487,10	1065,16	1276,13	OK	NÃO OK
9	Argila mole	0,7	51,00	-	5,70	1,00	0,00	51,0	334,34	1172,14	753,24	OK	NÃO OK
10	Areia	10,72	-	37,71	30,45	16,88	14,81	106,0	2423,18	1419,84	1921,51	NÃO OK	NÃO OK
11	Areia argilosa	2,4	-	31,24	20,54	6,66	6,79	105,0	992,10	1597,50	1294,80	OK	NÃO OK
12	Areia	16,83	-	39,24	33,43	19,30	17,48	126,0	3305,48	2015,04	2660,26	NÃO OK	NÃO OK
13	Areia argilosa	5,86	-	34,69	24,81	12,10	9,82	123,0	2100,38	2418,72	2259,55	OK	NÃO OK
14		1,45	104,00	-	5,70	1,00	0,00	104,0	652,51	2600,57	1626,54	OK	NÃO OK
15	Areia	22,95	-	39,98	34,87	20,47	16,80	171,0	4098,58	3049,66	3574,12	OK	OK
16		5,21	-	33,74	23,64	10,61	8,99	150,0	2256,49	3480,88	2868,69	OK	NÃO OK
17	Silte argiloso	5,32	-	33,70	23,59	10,55	8,96	159,0	2379,71	3712,09	3045,90	OK	NÃO OK
18		4,84	-	33,18	22,94	9,72	8,50	168,0	2320,23	3951,29	3135,76	OK	NÃO OK
19		10,64	-	36,31	27,74	14,67	12,38	196,0	3918,14	4283,19	4100,67	OK	OK
20		13,3	-	37,15	29,37	16,00	13,84	206,0	4495,51	4961,92	4728,71	OK	OK
21		8,21	-	35,10	25,40	12,76	10,28	195,0	3534,92	5398,31	4466,61	OK	OK
22	Areia silto-argilosa	6,95	-	34,29	24,32	11,48	9,48	204,0	3331,06	5999,47	4665,26	OK	OK
23		18,74	-	38,31	31,63	17,84	15,87	236,0	5750,62	6688,23	6219,42	OK	OK
24		21,01	-	38,61	32,20	18,30	16,37	270,0	6513,79	7571,09	7042,44	OK	OK
25		34,26	-	40,60	36,86	22,26	21,08	281,0	8256,05	8574,45	8415,25	OK	OK
25,2		43,58	-	41,61	40,15	25,20	24,89	283,2	9428,56	8790,04	9109,30	OK	OK
25,4		48,69	-	42,07	41,63	26,53	26,61	285,4	10006,32	9010,24	9508,28	OK	OK

Nível d'água 0,65 m

Tabela D-V – Resultados Estaca 02 para método Terzaghi com fatores N’.

Prof. (m)	Tipo de solo	qc (MPa)	Su	ϕ° (Bolton)	Nc	Nq	N_γ	σ' (kN/m ²)	Rp (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1		5,21	-	39,65	34,22	19,95	18,19	17,00	375,94	31,98	203,96	NÃO OK	NÃO OK
2		14,35	-	42,38	42,66	27,45	27,80	28,00	946,31	124,18	535,24	NÃO OK	NÃO OK
3		15,34	-	41,80	40,78	25,76	25,61	38,00	1239,00	254,41	746,71	NÃO OK	NÃO OK
4	Areia Siltosa	8,68	-	38,87	32,71	18,72	16,84	44,00	1078,10	411,16	744,63	NÃO OK	NÃO OK
5		5,95	-	36,79	28,67	15,43	13,21	53,00	1083,80	585,46	834,63	NÃO OK	NÃO OK
6		5,08	-	35,73	26,61	13,75	11,36	62,00	1141,20	751,46	946,33	NÃO OK	NÃO OK
7		6,76	-	36,62	28,33	15,15	12,91	71,00	1456,40	969,97	1213,18	NÃO OK	NÃO OK
8	Areia Argilosa	1,38	82,93	-	5,70	1,00	0,00	64,00	478,09	1111,79	794,94	OK	NÃO OK
9		1,10	63,13	-	5,70	1,00	0,00	71,00	402,80	1246,63	824,71	OK	NÃO OK
9,4	Argila mole	18,28	43,93	-	5,70	1,00	0,00	55,00	307,42	1280,67	794,04	OK	NÃO OK
10		1,61	-	39,98	34,87	20,48	18,77	108,00	2944,96	1438,29	2191,62	NÃO OK	NÃO OK
11	Areia	16,44	94,87	-	5,70	1,00	0,00	85,00	571,57	1759,42	1165,49	OK	NÃO OK
12		19,49	-	39,14	33,24	19,15	17,31	128,00	3278,95	2038,57	2658,76	NÃO OK	NÃO OK
13		2,63	-	39,70	34,32	20,02	18,28	138,00	3705,56	2508,84	3107,20	OK	NÃO OK
14		1,37	159,47	-	5,70	1,00	0,00	134,00	900,82	2902,65	1901,73	OK	NÃO OK
15	Areia Argilosa	3,64	74,33	-	5,70	1,00	0,00	113,00	533,05	3090,39	1811,72	OK	NÃO OK
16		6,20	-	32,22	21,75	10,21	7,65	152,00	2163,22	3263,22	2713,22	OK	NÃO OK
17		5,43	-	34,36	24,40	12,05	9,53	161,00	2712,44	3500,61	3106,53	OK	NÃO OK
18	Silte Argiloso	4,46	-	33,67	23,55	11,46	8,93	170,00	2726,86	3747,86	3237,36	OK	NÃO OK
19		6,93	-	32,72	22,37	10,64	8,09	179,00	2668,03	4006,33	3337,18	OK	NÃO OK
20		12,92	-	34,48	24,56	12,16	9,65	188,00	3209,45	4349,40	3779,43	OK	OK
21		8,23	-	36,93	28,94	15,64	13,45	218,00	4609,96	4933,76	4771,86	OK	OK
22	Areia Silto-argilosa	10,99	-	35,01	25,23	12,62	10,12	206,00	3659,82	5392,35	4526,09	OK	OK
23		28,26	-	36,04	27,22	14,25	11,91	238,00	4588,29	5956,33	5272,31	OK	OK
23,8		40,93	-	39,90	34,71	20,35	18,63	269,80	7187,86	6647,19	6917,53	OK	OK
24		28,26	-	39,87	34,65	20,30	18,58	272,00	7228,56	6843,76	7036,16	OK	OK
25		40,93	-	41,36	39,34	24,48	23,95	283,00	9085,76	7894,78	8490,27	OK	OK

Nível d'água 0,75 m

Tabela E-V – Resultados Estaca 01 para método Meyerhof.

Prof. (m)	Tipo de solo	qc (MPa)	Su	ϕ° (Bolton)	Nc	Nq	N _v	Ksp	σ (kN/m ²)	Rp (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm _{1,25RI}	Verificação
1	Areia siltosa	6,68	-	40,71	83,52	74,08	117,45	1	15,00	2188,65	37,33	1112,99	NÃO OK	NÃO OK
2		6,11	-	38,85	67,24	55,37	76,59	1	24,00	2456,00	111,09	1283,54	NÃO OK	NÃO OK
3		7,98	-	39,12	69,15	57,45	80,64	1	33,00	3504,69	188,62	1846,66	NÃO OK	NÃO OK
4		10,16	-	39,43	71,29	59,78	85,19	1	46,00	4642,55	337,20	2489,87	NÃO OK	NÃO OK
5		4,58	-	35,67	49,17	36,34	42,22	1	51,00	3342,12	498,26	1920,19	NÃO OK	NÃO OK
6		6,45	-	36,74	54,54	41,85	51,67	1	60,00	4564,30	659,91	2612,10	NÃO OK	NÃO OK
7		5,19	-	35,49	48,40	28,55	40,99	1	69,00	3631,59	879,24	2255,41	NÃO OK	NÃO OK
8		5,79	-	35,67	49,16	28,89	42,20	1	78,00	4156,38	1065,16	2610,77	NÃO OK	NÃO OK
9	Argila mole	0,7	51	-	5,14	1,00	0,00	0,5	51,00	329,64	1172,14	750,89	OK	NÃO OK
10	Areia	10,72	-	37,71	59,74	47,27	61,14	1	106,00	8293,59	1419,84	4856,71	NÃO OK	OK
11	Areia argilosa	2,4	-	31,24	33,44	21,38	19,61	0,5	105,00	2099,11	1597,50	1848,31	OK	NÃO OK
12	Areia	16,83	-	39,24	69,96	58,34	82,37	1	126,00	12215,10	2015,04	7115,07	NÃO OK	OK
13	Areia argilosa	5,86	-	34,69	45,03	27,07	35,67	0,5	123,00	3393,25	2418,72	2905,99	OK	NÃO OK
14		1,45	104	-	5,14	1,00	0,00	0,5	104,00	653,56	2600,57	1627,06	OK	NÃO OK
15	Areia	22,95	-	39,98	75,13	63,97	93,35	1	171,00	17620,00	3049,66	10334,83	NÃO OK	OK
16	Silte argiloso	5,21	-	33,74	41,28	28,61	29,93	0,5	150,00	4017,97	3480,88	3749,42	OK	OK
17		5,32	-	33,70	41,15	28,48	29,75	0,5	159,00	4234,75	3712,09	3973,42	OK	OK
18		4,84	-	33,18	39,40	26,85	27,36	0,5	168,00	4208,61	3951,29	4079,95	OK	OK
19		10,64	-	36,31	52,22	39,43	47,44	1	196,00	13534,76	4283,19	8908,97	NÃO OK	OK
20	Areia silto-argilosa	13,3	-	37,15	56,74	44,15	55,68	1	206,00	15009,06	4961,92	9985,49	NÃO OK	OK
21		8,21	-	35,10	46,77	27,84	38,43	0,5	195,00	5133,68	5398,31	5265,99	OK	OK
22		6,95	-	34,29	43,37	26,34	33,05	1,00	204,00	9822,75	5999,47	7911,11	NÃO OK	OK
23		18,74	-	38,31	63,50	51,28	68,64	1	236,00	20004,62	6688,23	13346,43	NÃO OK	OK
24		21,01	-	38,61	65,54	53,51	72,97	1	270,00	23124,86	7571,09	15347,98	NÃO OK	OK
25		34,26	-	40,60	82,29	72,60	113,91	1	281,00	32778,27	8574,45	20676,36	NÃO OK	OK
25,2		43,58	-	41,61	94,08	86,83	147,92	1	283,20	39609,98	8790,04	24200,01	NÃO OK	OK
25,4		48,69	-	42,07	99,41	93,26	163,29	1	285,40	42908,59	9010,24	25959,41	NÃO OK	OK
Nível d'água		0,65 m												

Tabela F-V – Resultados Estaca 02 para método Meyerhof.

Prof. (m)	Tipo de solo	qc (MPa)	Su	ϕ° (Bolton)	Nc	Nq	N _v	Ksp	σ (kN/m ²)	Rp (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm _{1,25RI}	Verificação
1	Areia siltosa	5,21	-	39,66	72,82	61,45	88,43	1	17,00	1056,87	31,99	544,43	NÃO OK	NÃO OK
2		14,35	-	42,39	103,11	97,73	173,96	1	28,00	3596,49	124,21	1860,35	NÃO OK	NÃO OK
3		15,34	-	41,81	96,33	89,55	154,41	1	38,00	4935,57	254,49	2595,03	NÃO OK	NÃO OK
4		8,68	-	38,88	67,39	55,53	76,91	1	44,00	3814,47	411,28	2112,88	NÃO OK	NÃO OK
5		5,95	-	36,79	54,79	42,11	52,13	1	53,00	3600,56	585,62	2093,09	NÃO OK	NÃO OK
6		5,08	-	35,73	49,40	36,56	42,58	1	62,00	3743,26	751,65	2247,45	NÃO OK	NÃO OK
7		6,76	-	36,62	53,86	41,15	50,43	1	71,00	4923,10	970,20	2946,65	NÃO OK	NÃO OK
8		1,38	82,93	-	5,14	1,00	0,00	0,5	64,00	494,28	1112,03	803,15	OK	NÃO OK
9	1,1	63,13	-	5,14	1,00	0,00	0,5	71,00	401,01	1246,87	823,94	OK	NÃO OK	
9,4	Argila mole	18,28	43,93	-	5,14	1,00	0,00	0,5	55,00	296,32	1280,91	788,61	OK	NÃO OK
10	Areia	1,61	-	39,99	75,14	63,98	93,37	1	108,00	11670,21	1438,56	6554,39	NÃO OK	OK
11	Argila arenosa	16,44	94,87	-	5,14	1,00	0,00	0,5	85,00	581,11	1759,76	1170,44	OK	NÃO OK
12	Areia argilosa	19,49	-	39,15	69,28	57,60	80,93	1	128,00	12587,60	2038,96	7313,28	NÃO OK	OK
13		2,63	-	39,71	73,15	61,81	89,14	1	138,00	14649,30	2509,35	8579,32	NÃO OK	OK
14	Argila arenosa	1,37	159,47	-	5,14	1,00	0,00	0,5	134,00	938,66	2903,21	1920,93	OK	NÃO OK
15		3,64	74,33	-	5,14	1,00	0,00	0,5	113,00	509,57	3090,95	1800,26	OK	NÃO OK
16	Areia argilosa	6,2	-	32,22	36,19	23,87	22,99	0,5	152,00	3331,22	3263,79	3297,50	OK	NÃO OK
17	Silte Argiloso	5,43	-	34,36	43,64	30,88	33,47	0,5	161,00	4610,24	3501,21	4055,73	OK	OK
18		4,46	-	33,67	41,04	28,38	29,60	0,5	170,00	4475,25	3748,49	4111,87	OK	OK
19		6,93	-	32,72	37,86	25,42	25,26	0,5	179,00	4219,84	4006,98	4113,41	OK	OK
20		12,92	-	34,49	44,18	31,41	34,32	0,5	188,00	5519,90	4350,09	4934,99	OK	OK
21	Areia Silto-argilosa	8,23	-	36,93	55,53	42,88	53,47	1	218,00	16329,88	4934,55	10632,22	NÃO OK	OK
22		10,99	-	35,02	46,40	33,61	37,84	0,5	206,00	6508,93	5393,21	5951,07	OK	OK
23		28,26	-	36,05	50,78	37,94	44,82	1	238,00	15793,92	5957,29	10875,61	NÃO OK	OK
23,8		40,93	-	39,91	74,58	63,37	92,19	1	269,80	29061,26	6648,30	17854,78	NÃO OK	OK
24		-	-	39,88	74,36	63,12	91,70	1	272,00	29188,46	6844,93	18016,70	NÃO OK	OK
25		-	-	41,37	91,19	83,34	139,58	1	283,00	40374,79	7896,26	24135,52	NÃO OK	OK
Nível d'água		0,75 m												

Tabela G-V – Resultados Estaca 01 para método Vesic.

Prof. (m)	Tipo de solo	Su	ϕ (Bolton)	Nc	N σ	$\sigma 0$	K0	σ' (kN/m ²)	Rp (kN)	Rlacu m (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1	Areia Siltosa	-	40,71	83,52	72,85	8,48	0,35	15,0	617,67	37,33	327,50	NÃO OK	NÃO OK
2		-	38,85	67,24	55,16	13,96	0,37	24,0	770,23	111,09	440,66	NÃO OK	NÃO OK
3		-	39,12	69,15	57,24	19,12	0,37	33,0	1094,40	188,62	641,51	NÃO OK	NÃO OK
4		-	39,43	71,29	59,62	26,52	0,36	46,0	1581,27	337,20	959,24	NÃO OK	NÃO OK
5		-	35,67	49,17	36,30	31,17	0,42	51,0	1131,45	498,26	814,85	NÃO OK	NÃO OK
6		-	36,74	54,54	41,72	36,07	0,40	60,0	1504,75	659,91	1082,33	NÃO OK	NÃO OK
7		-	35,49	48,40	35,51	42,30	0,42	69,0	1501,71	879,24	1190,47	NÃO OK	NÃO OK
8		-	35,67	49,16	36,29	47,68	0,42	78,0	1730,01	1065,16	1397,59	NÃO OK	NÃO OK
9	Argila mole	51,00	-	5,14	1,00	51,00	1,00	51,0	313,14	1172,14	742,64	OK	NÃO OK
10	Areia	-	37,71	59,74	47,19	62,78	0,39	106,0	2962,34	1419,84	2191,09	NÃO OK	NÃO OK
11	Areia argilosa	-	31,24	33,44	21,28	68,70	0,48	105,0	1462,18	1597,50	1529,84	OK	NÃO OK
12	Areia	-	39,24	69,96	58,14	72,86	0,37	126,0	4236,57	2015,04	3125,80	NÃO OK	NÃO OK
13	Areia argilosa	-	34,69	45,03	32,16	76,33	0,43	123,0	2455,13	2418,72	2436,93	OK	NÃO OK
14	Areia	104,00	-	5,14	1,00	104,00	1,00	104,0	638,56	2600,57	1619,56	OK	NÃO OK
15	Areia	-	39,98	75,13	64,01	97,75	0,36	171,0	6256,61	3049,66	4653,14	NÃO OK	OK
16	-	-	33,74	41,28	28,58	94,45	0,44	150,0	2699,36	3480,88	3090,12	OK	NÃO OK
17	Silte argiloso	-	33,70	41,15	28,45	100,18	0,45	159,0	2849,96	3712,09	3281,02	OK	NÃO OK
18	-	-	33,18	39,40	26,76	106,71	0,45	168,0	2855,85	3951,29	3403,57	OK	NÃO OK
19	-	-	36,31	52,22	39,37	118,63	0,41	196,0	4670,34	4283,19	4476,77	OK	OK
20	-	-	37,15	56,74	43,99	123,06	0,40	206,0	5413,87	4961,92	5187,89	OK	OK
21	-	-	35,10	46,77	33,87	120,25	0,42	195,0	4073,19	5398,31	4735,75	OK	OK
22	Areia silto-argilosa	-	34,29	43,37	30,58	127,37	0,44	204,0	3894,84	5999,47	4947,15	OK	OK
23		-	38,31	63,50	51,17	138,46	0,38	236,0	7085,17	6688,23	6886,70	OK	OK
24		-	38,61	65,54	53,33	157,69	0,38	270,0	8409,10	7571,09	7990,10	OK	OK
25		-	40,60	82,29	71,54	159,08	0,35	281,0	11380,39	8574,45	9977,42	OK	OK
25,2		-	41,61	94,08	84,56	157,83	0,34	283,2	13345,34	8790,04	11067,69	NÃO OK	OK
25,4		-	42,07	99,41	90,71	157,93	0,33	285,4	14325,66	9010,24	11667,95	NÃO OK	OK

Nível d'água 0,65 m

Tabela H-V – Resultados Estaca 02 para método Vesic.

Prof. (m)	Tipo de solo	Su	ϕ^o (Bolton)	Nc	N σ	$\sigma 0$	K0	σ' (kN/m ²)	Rp (kN)	Rlacum (kN)	Radm (kN)	Radm \leq 1,25RI	Verificação
1	Areia Siltosa	-	39,66	72,82	61,37	9,77	0,36	17,00	599,36	31,99	315,68	NÃO OK	NÃO OK
2		-	42,39	103,11	95,13	15,41	0,33	28,00	1466,34	124,21	795,28	NÃO OK	NÃO OK
3		-	41,81	96,33	87,17	21,11	0,33	38,00	1840,12	254,49	1047,30	NÃO OK	NÃO OK
4		-	38,88	67,39	55,34	25,59	0,37	44,00	1416,02	411,28	913,65	NÃO OK	NÃO OK
5		-	36,79	54,79	41,98	31,84	0,40	53,00	1336,55	585,62	961,08	NÃO OK	NÃO OK
6		-	35,73	49,40	36,54	37,86	0,42	62,00	1383,41	751,65	1067,53	NÃO OK	NÃO OK
7		-	36,62	53,86	41,03	42,76	0,40	71,00	1754,69	970,20	1362,44	NÃO OK	NÃO OK
8	Areia Argilosa	82,93	-	5,14	1,00	64,00	1,00	64,00	490,28	1112,03	801,15	OK	NÃO OK
9		63,13	-	5,14	1,00	71,00	1,00	71,00	395,51	1246,87	821,19	OK	NÃO OK
9,4	Argila mole	43,93	-	5,14	1,00	55,00	1,00	55,00	280,82	1280,91	780,86	OK	NÃO OK
10	Areia	-	39,99	75,14	64,04	61,73	0,36	108,00	3952,73	1438,56	2695,65	NÃO OK	NÃO OK
11	Argila arenosa	94,87	0,00	5,14	1,00	85,00	1,00	85,00	572,61	1759,76	1166,19	OK	NÃO OK
12	Areia Argilosa	-	39,15	69,28	57,41	74,12	0,37	128,00	4255,43	2036,29	3145,86	NÃO OK	NÃO OK
13		-	39,71	73,15	61,75	79,22	0,36	138,00	4891,79	2506,67	3699,23	NÃO OK	NÃO OK
14	Arila arenosa	159,47	-	5,14	1,00	106,00	1,00	106,00	925,66	2897,19	1911,43	OK	NÃO OK
15		74,33	-	5,14	1,00	113,00	1,00	113,00	495,07	3081,54	1788,31	OK	NÃO OK
16	Areia Argilosa	-	32,22	36,19	23,81	97,97	0,47	152,00	2332,63	3254,38	2793,50	OK	NÃO OK
17	-	-	34,36	43,64	30,84	100,42	0,44	161,00	3096,67	3491,80	3294,24	OK	NÃO OK
18	Silte Argiloso	-	33,67	41,04	28,34	107,16	0,45	170,00	3037,19	3739,08	3388,14	OK	NÃO OK
19		-	-	32,72	37,86	25,32	114,50	0,46	179,00	2899,40	3997,58	3448,49	OK
20	Areia Silto-argilosa	-	34,49	44,18	31,35	117,03	0,43	188,00	3668,94	4340,69	4004,81	OK	OK
21		-	36,93	55,53	42,74	130,67	0,40	218,00	5585,10	4925,14	5255,12	OK	OK
22		-	35,02	46,40	33,52	127,19	0,43	206,00	4262,91	5383,80	4823,36	OK	OK
23		-	36,05	50,78	37,96	144,63	0,41	238,00	5489,78	5947,88	5718,83	OK	OK
23,8		-	39,91	74,58	63,39	154,39	0,36	269,80	9787,26	6638,90	8213,08	OK	OK
24		-	39,88	74,36	63,13	155,73	0,36	272,00	9830,98	6835,52	8333,25	OK	OK
25	-	41,37	91,19	81,32	158,30	0,34	283,00	12872,68	7886,85	10379,76	NÃO OK	OK	

Nível d'água 0,75 m