

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ESCOLA DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Guilherme Pereira Bazan

**ESTUDO DE ALTERNATIVA PARA FUNDAÇÕES DE TANQUES DE
ARMAZENAMENTO DE DERIVADOS DE PETRÓLEO NA REGIÃO PORTUÁRIA
DE ITAJAÍ/SC**

Porto Alegre,

Dezembro de 2021

GUILHERME PEREIRA BAZAN

**ESTUDO DE ALTERNATIVA PARA FUNDAÇÕES DE TANQUES DE
ARMAZENAMENTO DE DERIVADOS DE PETRÓLEO NA REGIÃO PORTUÁRIA
DE ITAJAÍ/SC**

Este trabalho de diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo professor orientador e pela Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 04 de dezembro de 2021.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dr. Eclesielter Batista Moreira

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Fernando Pinheiro Weber

Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Rio Grande

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pela família que me deu.

Ao meu pai e minha mãe, as pessoas mais importantes da minha vida, que deram amor, estrutura, que me ensinaram a valorizar a educação e a ser o homem que sou hoje.

À Nathalia, luz dos meus dias, por esperar de mim sempre o melhor que eu posso ser. Por estar do meu lado sempre, e não deixar nada me derrubar. Ao destino, que colocou você em minha vida.

À minha dinda Luiza, pelo exemplo, pela amizade sincera, pelo acolhimento e por todo suporte me dado.

Às demais pessoas da minha família que tanto amo, em especial: tia Ana, Victor, Stephanie, Gabi.

À universidade pública, por me mostrar que o mundo é diverso e complexo. Por me possibilitar sonhar com um futuro digno a mim e aos que amo. Espero ter feito jus à cada centavo que a sociedade em mim investiu.

Aos que abriram as portas para que eu pudesse trabalhar, aprender e crescer profissionalmente: André Corleta, Neivaldo e Cristiano, Cristiane, Daniel e Dilson.

*Even if you are not ready for the day,
It can't not always be night.*

Gwendolyn Brooks, poetisa estadunidense.

RESUMO

Este trabalho consiste em fazer o dimensionamento geotécnico de duas alternativas de fundações para dois tanques circulares de armazenamentos de combustíveis. Esse empreendimento é de interesse da Vibra Energia S.A., ex-subsidiária da Petrobras, empresa do ramo de distribuição de combustíveis, e se localiza na região portuária de Itajaí, SC, que é um depósito de solo mole marinho estratificado, com camadas intercaladas de argila e areia, de origem recente. O menor dos tanques se chama PT-TQ-08 e tem 12,13m de altura e 13,35m de diâmetro. O maior dos tanques se chama TQ-F-0411-A e tem 19,2m de altura e 30,57m de diâmetro. Inicialmente, realizou-se a escolha dos tipos de fundações a serem dimensionados, optando-se pela hélice contínua e radier, como alternativas de fundações profundas e superficiais, respectivamente. Após, realizou-se o dimensionamento geotécnico, verificando a segurança ao Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019). Desse dimensionamento, verificou-se que o radier, de acordo com as premissas de projeto adotadas, não foi considerado seguro ao ELU. Já as estacas hélice contínua se mostraram viáveis tecnicamente, resultando em estacas com diâmetro 50cm e comprimento médio 40m. O tanque menor exigiu 21 estacas, enquanto o tanque maior exigiu 176 estacas. Então, orçou-se a execução das estacas hélice e mobilização. O custo estimado das fundações (bloco e estaqueamento) foi, para o tanque PT-TQ-08, de R\$ 328.622,90, e, para o tanque TQ-F-0411-A, de R\$ 2.396.965,64. Os custos de mobilização e desmobilização foram estimados em R\$ 6.151,32. Também se constatou que, caso houvesse uma campanha de investigação do subsolo mais robusta, seria possível economizar significativamente no custo total da obra de fundações.

Palavras-chave: projeto geotécnico, estacas, hélice contínua, radier, solo mole, custos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: exemplares de tanque de armazenamento de combustíveis, semelhantes ao que serão instalados.	27
Figura 2: localização da região portuária do município de Itajaí, SC.	28
Figura 3: Locação dos furos dos ensaios de sondagem realizados na campanha de investigação do subsolo.	31
Figura 4: Bloco de fundação.	34
Figura 5: Sapata isolada.	35
Figura 6: Sapata associada.	36
Figura 7: Radier para fundação de edifício residencial.	37
Figura 8: representação esquemática do processo executivo de concretagem da estaca hélice contínua.	43
Figura 9: dispersão de pontos e reta ajustada para a evolução do S_U em função da profundidade.	47
Figura 10: localização da área objeto de estudo deste projeto, em amarelo, e dos estudos de Baran (2014), em amarelo.	48
Figura 11: bulbo de tensões em estacas, segundo Monteiro (1997).	58
Figura 12: diagrama de esforço normal ao longo do fuste da estaca.	63
Figura 13: ábaco para determinação de I_0	65
Figura 14: ábaco para determinação de R_K	66
Figura 15: ábaco para determinação de R_H	66
Figura 16: ábaco para leitura do fator de correção R_v	67
Figura 17: ábaco para determinação de R_b	67
Figura 18: evolução do carregamento Q no solo, levando ao estágio III de ruptura.	70
Figura 19: modos de ruptura do solo, em função do ângulo de atrito e coesão.	71
Figura 20: perfis resumidos de subsolo resultantes nas sondagens 1 a 3.	73
Figura 21: perfis resumidos de subsolo resultantes nas sondagens 4 a 6.	73
Figura 22: perfis resumidos de subsolo resultantes nas sondagens 7 a 9.	74
Figura 23: espraiamento de tensões no solo.	74
Figura 24: bulbo de tensões da fundação superficial do tanque PT-TQ-08.	75
Figura 25: bulbo de tensões da fundação superficial do tanque TQ-F-0411-A.	75
Figura 26: ábaco de determinação do coeficiente de recalque.	81
Figura 27: ábaco de determinação do parâmetro μ_0	81

Figura 28: ábaco de determinação do parâmetro μ_1	82
Figura 29: leitura no ábaco para determinação do fator de influência I_0	102
Figura 30: leitura no ábaco para determinação do fator de compressibilidade da estaca R_K	103
Figura 31: leitura no ábaco para determinação do fator de correção do coeficiente de Poisson do solo R_v	104
Figura 32: leitura no ábaco para determinação do fator de correção da finitude da camada de solo R_H	104
Figura 33: leitura no ábaco para determinação do fator de correção do módulo de elasticidade do solo na base da estaca R_b	106
Figura 34: distribuição dos custos das fundações profundas para o tanque PT-TQ-08 e o desmembramento do item 3 da planilha analítica orçamentária.	116
Figura 35: distribuição dos custos das fundações profundas para o tanque TQ-F-0411-A e o desmembramento do item 3 da planilha analítica orçamentária.	117
Figura 36: leitura no ábaco dos valores de coeficiente de recalque, para as estruturas dos tanques PT-TQ-08 e TQ-F-0411-A.	126
Figura 37: divisão de camadas do subsolo para cálculo do recalque por Simons e Menzies (1981).	127
Figura 38: mobilização do recalque imediato ao longo da profundidade do solo, calculado por Simons e Menzies (1981), para os tanques PT-TQ-08 e TQ-F-0411-A.	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: diferentes tipos de estaca de acordo com os processos executivos.	38
Tabela 2: Características geométricas e mecânicas dos tanques de armazenamento.	45
Tabela 3: valores adotados de e_0 e γ_G e calculados para γ_{SAT} , com base nesses valores para as camadas de argila mole.....	46
Tabela 4: valores de N_{KT} para argilas brasileiras.	46
Tabela 5: Considerações acerca de E_S em argilas não drenadas e areias e valor adotado para v	48
Tabela 6: valor adotado para o índice de compressibilidade das argilas locais.	49
Tabela 7: valor adotado para a razão de pré-adensamento (RSA) das argilas locais.	49
Tabela 8: valor adotado para a razão de compressão C_R das argilas locais.....	50
Tabela 9: coeficientes de efeito de escala e método executivo das estacas adotados.	50
Tabela 10: coeficientes α e K do método de Aoki-Velloso (1975) adaptado por Monteiro (1997) adotados.	51
Tabela 11: coeficientes C para cálculo da resistência de ponta pelo método de Decourt-Quaresma adaptado (1982) adotados.....	51
Tabela 12: coeficientes α e β relativos tipo de estaca e processo executivo, em função do tipo de solo, para o método de Decourt-Quaresma adaptado (1982).....	51
Tabela 13: parâmetros de dimensionamento de estacas moldadas in loco, de acordo com a CAA. (*) Considerando agregado de granito e gnaíse.....	52
Tabela 14: coeficientes F_1 e F_2 propostos por Monteiro (1997) para o método de Aoki-Velloso (1975).	56
Tabela 15: coeficientes K e α propostos por Monteiro (1997) para o método de Aoki-Velloso (1975).	57
Tabela 16: Coeficiente C para cálculo da resistência de ponta pelo método de Decourt-Quaresma (1978).	59
Tabela 17: Relação entre N_{SPT} do solo e atrito lateral pelo método de Decourt-Quaresma (1978).	59
Tabela 18: coeficientes α e β relativos ao tipo de estaca e processo executivo para o método de Decourt-Quaresma (1996).	60
Tabela 19: parâmetros de dimensionamento para estacas moldadas in loco.....	61
Tabela 20: parâmetros de dimensionamento de armadura das estacas.....	62
Tabela 21: valores do parâmetro η para estimativa do efeito de grupo.....	69

Tabela 22: Correção de N_C em função do parâmetro p .	77
Tabela 23: planilha analítica orçamentária de mobilização.	86
Tabela 24: planilha analítica de composições e insumos considerados no orçamento da fundação profunda em hélice contínua.	87
Tabela 25: adaptações no item 3. da tabela 24.	88
Tabela 26: composições e insumos considerados no orçamento da fundação superficial em radier.	90
Tabela 27: dados de entrada para determinação da capacidade de carga da fundação no ELU, através do método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997) aplicado com base nos resultados do ensaio CPT.	93
Tabela 28: resultados obtidos para a resistência de ponta (Q_P), resistência de fuste (Q_L), parcela de atrito negativo ($Q_{A,N}$), carga admissível (Q_{ADM}) e carga útil da estaca (Q_{UTIL}) no método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base nos resultados do ensaio CPT.	93
Tabela 29: dados de entrada para determinação da capacidade de carga da fundação no ELU, através do método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997) aplicado com base nos resultados do ensaio SPT.	94
Tabela 30: resultados obtidos para a resistência de ponta (Q_P), resistência de fuste (Q_L), parcela de atrito negativo ($Q_{A,N}$), carga admissível (Q_{ADM}) e carga útil da estaca (Q_{UTIL}) no método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base nos resultados do ensaio CPT.	94
Tabela 31: dados de entrada para determinação da capacidade de carga da fundação no ELU, através do método de Decourt-Quaresma adaptado (1982) aplicado com base nos resultados do ensaio SPT.	95
Tabela 32: resultados obtidos para a resistência de ponta (Q_P), resistência de fuste (Q_L), parcela de atrito negativo ($Q_{A,N}$), carga admissível (Q_{ADM}) e carga útil da estaca (Q_{UTIL}) no método de Decourt-Quaresma adaptado (1982), com base nos resultados do ensaio SPT.	95
Tabela 33: aceitação dos valores de capacidade de carga das estacas, com base em análise estatística.	96
Tabela 34: capacidade de carga média e comprimento das estacas.	97
Tabela 35: análise da distribuição das resistências de ponta e de fuste para as estacas aceitas.	97
Tabela 36: definição do número de estacas para cada uma das estruturas.	98
Tabela 37: verificação da segurança estrutural da estaca.	99

Tabela 38: Verificação da segurança das estacas ao estado limite último.	99
Tabela 39: valor médio do atrito negativo calculado para as estacas.	100
Tabela 40: determinação da deformação por encurtamento elástico das estacas.	101
Tabela 41: dados de entrada e resultado obtido para o fator de influência I_0	102
Tabela 42: dados de entrada e resultado obtido para o fator de compressibilidade da estaca R_K	103
Tabela 43: dados de entrada e resultado obtido para o fator de correção do coeficiente de Poisson do solo R_v	103
Tabela 44: dados de entrada e resultado obtido para o fator de correção da finitude da camada do solo R_H	104
Tabela 45: valores do módulo de elasticidade do solo na ponta da estaca média ($z = 41m$).	105
Tabela 46: dados de entrada e resultado obtido para o fator de correção do módulo de elasticidade do solo na base da estaca R_b	105
Tabela 47: determinação do coeficiente de ajuste I	106
Tabela 48: determinação do recalque individual das estacas por Poulos e Davis (1980).	106
Tabela 49: determinação do efeito de grupo por Meyerhof (1959).	107
Tabela 50: determinação do efeito de grupo por Vesic (1969).	107
Tabela 51: determinação do efeito de grupo por Fleming et al. (1985).	108
Tabela 52: determinação da média de recalques do grupo de estacas.	108
Tabela 53: Determinação dos recalques totais para as duas estruturas.	109
Tabela 54: quantitativos levantados, para os respectivos itens da planilha analítica orçamentária, para cada uma das estruturas.	110
Tabela 55: custo estimado para o conjunto estrutural das fundações do tanque PT-TQ-08. .	111
Tabela 56: custo estimado para o conjunto estrutural das fundações do tanque TQ-F-0411-A.	111
Tabela 57: detalhamento dos custos da composição relativa ao item 3 da planilha analítica orçamentária, para o tanque PT-TQ-08.	113
Tabela 58: detalhamento dos custos da composição relativa ao item 3 da planilha analítica orçamentária, para o tanque TQ-F-0411-A.	115
Tabela 59: verificação da proporcionalidade dos parâmetros de projeto e resultados de projeto obtidos.	118
Tabela 60: fatores de carga N_q e N_γ para a situação de projeto.	119
Tabela 61: determinação de N_c pelas correções propostas por Pinto (1985).	119

Tabela 62: determinação dos fatores de correção relativos à forma da base da fundação, para cada uma das parcelas de contribuição da resistência.	120
Tabela 63: determinação dos fatores de correção relativos à profundidade da base da fundação, para cada uma das parcelas de contribuição da resistência.....	120
Tabela 64: parcela de tensão admissível relativa à coesão.....	121
Tabela 65: parcela de tensão admissível relativa à sobrecarga.	121
Tabela 66: parcela de tensão admissível relativa ao atrito.	122
Tabela 67: contribuições de cada parcela da tensão resistente, para cada uma das estruturas.	122
Tabela 68: tensão admissível para a fundação superficial e verificação do critério de segurança no ELU.	123
Tabela 69: determinação do recalque imediato pelo método de Terzaghi e Peck modificado por Meyerhof (1965).	125
Tabela 70: valores de entrada para leitura no ábaco do coeficiente de recalque, do método de Schultze e Sherif (1973).	125
Tabela 71: resultados obtidos do recalque imediato das fundações superficiais, pelo método de Schultze e Sherif (1973).	126
Tabela 72: propriedades da camada 1 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.	127
Tabela 73: propriedades da camada 2 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.	128
Tabela 74: propriedades da camada 3 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.	128
Tabela 75: propriedades da camada 4 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.	129
Tabela 76: propriedades da camada 5 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.	129
Tabela 77: componentes do cálculo do recalque imediato por Simons e Menzies (1981), para a estrutura do tanque PT-TQ-08 e valor calculado.	130

Tabela 78: componentes do cálculo do recalque imediato por Simons e Menzies (1981), para a estrutura do tanque TQ-F-0411-A e valor calculado.....	130
Tabela 79: valores de recalque imediato determinado por diferentes métodos e o valor médio, calculados para o tanque PT-TQ-08.	132
Tabela 80: valores de recalque imediato determinado por diferentes métodos e o valor médio, calculados para o tanque TQ-F-0411-A.	132
Tabela 81: custos estimados de mobilização e desmobilização, segundo as premissas da seção 6.2.	134

LISTA DE SÍMBOLOS

F_Z : carregamento hidrostático dos tanques de combustíveis, considerado carregamento de projeto.

q_Z : tensão de carregamento hidrostático dos tanques de combustíveis, considerado carregamento de projeto.

D_T : diâmetro dos tanques de armazenamento de combustíveis.

e_0 : índice de vazios do solo.

γ_G : peso específico dos grãos do solo.

γ_{SAT} : peso específico do solo saturado.

γ_W : peso específico da água.

c : intercepto coesivo do solo.

c^* : intercepto coesivo do solo corrigido, devido ao modo de ruptura do solo.

φ : ângulo de atrito interno do solo.

z : profundidade do subsolo.

N_{KT} : fator de capacidade de carga da razão entre tensões geostáticas e resistência não drenada.

q_T : resistência de ponta, obtida no ensaio CPT.

σ_{VO} : tensão geostática no solo.

σ'_i : tensão efetiva inicial no solo.

σ'_f : tensão efetiva final no solo.

σ'_{VM} : tensão de pré-adensamento do solo.

S_U : resistência não drenada do solo.

ρ : taxa de aumento linear de S_U com a profundidade, coeficiente angular da reta $S_U(z) = S_0 + \rho z$

E_s : módulo de elasticidade do solo.

ν : coeficiente de Poisson do solo.

C_C : índice de compressibilidade.

RSA ou OCR: razão de pré-adensamento (*overconsolidation ratio*, em inglês).

C_∞ : índice de compressão secundária

C_R : razão de compressão.

F_1 : fator de correção relativo ao efeito de escala das estacas.

F_2 : fator de correção relativo ao efeito do método executivo das estacas.

α , β e K : fatores de correlação dos resultados das sondagens com parâmetros do solo.

C : fator de correlação do resultado da sondagem com a resistência de ponta do solo.

E_C : módulo de elasticidade do concreto.

f_{CK} : resistência característica do concreto à compressão.

f_{CD} : resistência de cálculo do concreto à compressão.

γ_C : coeficiente de minoração da resistência do concreto, retirado da tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2019).

Q_{ULT} : carga de ruptura da estaca no estado limite último.

Q_{ADM} : Carga admissível da estaca.

$Q_{A,N}$: parcela da resistência lateral de atrito negativo.

FS_g : fator de segurança global.

Q_P : resistência de ponta da estaca.

Q_L : resistência de fuste da estaca.

U : perímetro da seção transversal da estaca. Considerou-se constante, por isso está fora do operador somatório.

q_L : tensão cisalhante de um elemento da estaca.

ΔL e L_i : comprimento de trecho da estaca.

N_{SPT} : índice de resistência à penetração pelo ensaio SPT.

$N_{SPT,60}$: valor de NSPT corrigido para a energia de referência do sistema americano, calculado como $1,2 \cdot N_{SPT}$.

r_p : média do N_{SPT} do solo imediatamente acima e abaixo da ponta da estaca.

q_c : resistência de ponta, medido no ensaio de penetração de cone (CPT).

f_s : atrito lateral, medido no ensaio de penetração de cone (CPT).

q_L : resistência lateral da estaca, no estado limite último, em kPa.

r_L : média de N_{SPT} do solo ao longo do fuste da estaca, exceto os valores utilizados para o cálculo de q_p .

q_{ps} : média das resistências de ponta da base da estaca até 7 diâmetros acima.

q_{pi} : média das resistências de ponta da base da estaca até 3,5 diâmetros abaixo.

$q_{p,ULT}$: média de q_{ps} e q_{pi} .

$Z(q_{ps})$ $7B \uparrow$: profundidade em que ocorre q_{ps} , ou seja, 7 diâmetros acima da base da estaca.

$Z(q_{pi})$ $3,5B \downarrow$: profundidade em que ocorre q_{pi} , ou seja, 3,5 diâmetros abaixo da base da estaca.

Z_{PN} : profundidade em que ocorre o ponto neutro.

A_E : área da seção transversal da estaca.

N : número de estacas.

E_K : valor característico do efeito das ações. Nesse caso, equivale ao recalque total das fundações profundas.

$C_{LIM, SERV}$: valor limite admissível de serviço que, caso ultrapassado, gere problemas de desempenho.

ρ_E : encurtamento elástico da estaca.

P_i : carregamento transversal no trecho da estaca.

w_i : efeito individual (recalque) de uma estaca.

Q : carregamento de compressão ao qual a estaca é submetida, calculado como F_z/N .

I : coeficientes de ajuste de comportamento do conjunto solo-estrutura, propostos por Poulos e Davis (1980).

B_E : diâmetro da estaca.

L : comprimento da estaca.

L_{EST} : comprimento total de estacas, após definição do estaqueamento.

I_O : fator de influência, que leva em conta a razão entre o diâmetro da base da estaca e o diâmetro da estaca.

R_K : fator de correção da compressibilidade da estaca.

R_H : fator de correção para a finitude da espessura da camada do solo.

R_V : fator de correção do coeficiente de Poisson do solo.

R_b : fator de correção para o módulo de elasticidade do solo na base da fundação.

K : fator de rigidez da estaca.

R_A : fator de correção da seção da estaca. Para estacas maciças, vale 1,0.

E_P : módulo de elasticidade do material da estaca.

E_B : módulo de elasticidade do solo na base da estaca.

w_g : efeito de grupo (recalque) das estacas.

ξ : fator de majoração dos recalques para o efeito de grupo.

ζ : razão entre o espaçamento e o diâmetro das estacas.

η_R : número de linhas de estacas no bloco.

B_g : diâmetro do grupo de estacas.

η : parâmetro de consideração do tipo de solo no cálculo do efeito de grupo.

B : diâmetro do radier/sapata.

D : profundidade da base do radier/sapata.

s_C, s_q, s_γ : fatores de correção da forma da base da fundação, relativos às parcelas de coesão, sobrecarga e atrito, respectivamente.

i_C, i_q, i_γ : fatores de correção da inclinação do carregamento, relativos às parcelas de coesão, sobrecarga e atrito, respectivamente.

d_c, d_q, d_γ : fatores de correção da profundidade da base da fundação, relativos às parcelas de coesão, sobrecarga e atrito, respectivamente.

b_c, b_q, b_γ : fatores de correção da inclinação da base da fundação, relativos às parcelas de coesão, sobrecarga e atrito, respectivamente.

g_c, g_q, g_γ : fatores de correção da inclinação do terreno ao redor da fundação, relativos às parcelas de coesão, sobrecarga e atrito, respectivamente.

N_c, N_q e N_γ : fatores de carga, relativos às parcelas de coesão, sobrecarga e atrito, respectivamente.

p : parâmetro de obtenção da correção de N_c .

σ_R : tensão de ruptura da fundação.

σ_{ADM} : tensão admissível da fundação.

w_T : recalque total do solo.

w_E : recalque imediato do solo.

w_A : recalque por adensamento primário do solo.

w_S : recalque secundário do secundário do solo.

H : altura da camada de argila.

S : coeficiente de recalque.

μ_0 e μ_1 : coeficientes de ajuste da teoria da elasticidade.

δ_k : recalque imediato da camada k de subsolo.

$\delta_{(1:k)}$, k : recalque da camada 1 até a camada k de subsolo, calculado com os parâmetros da camada k .

C_{MOB} : custos de mobilização e desmobilização.

D_M : distância de mobilização.

K_{MOB} : fator que considera a necessidade, ou não, de retorno ao local de origem.

F_U : fator de utilização.

V : velocidade média de transporte.

C_H : custo horário do veículo.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	23
2. OBJETIVOS	25
3. PREMISSAS DE PROJETO	27
3.1 LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	27
3.2 INVESTIGAÇÃO DO SOLO	29
3.2.1 Introdução, abordagens e boas práticas	29
3.2.2 Investigações preliminares e complementares.....	30
3.2.3 Resultados da investigação por SPT	31
3.2.4 Resultado da investigação por CPT	32
3.3 FUNDAÇÕES E SEUS TIPOS	32
3.3.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	33
3.3.1.1 Blocos de fundação.....	33
3.3.1.2 Sapatas isoladas, sapatas corridas e sapatas associadas.....	34
3.3.1.3 Radier.....	36
3.3.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	37
3.3.2.1 Estaca de perfil laminado em aço	40
3.3.2.2 Estacas pré-moldadas de concreto	41
3.3.2.3 Estacas de concreto moldadas in situ.....	41
3.3.2.4 Hélice contínua	42
3.4 ESCOLHA DAS FUNDAÇÕES	43
3.5 LIMITAÇÕES DE PROJETO E CONDICIONANTES DE PROJETO	44
3.6 PARÂMETROS DE PROJETO	44
3.6.1 Solicitações de projeto	44
3.6.2 Parâmetros adotados	45
3.6.2.1 Índice de vazios (e_0), peso específico dos grãos (γ_G) e peso específico saturado (γ_{SAT}):	45

3.6.2.2 Fator de capacidade de carga (N_{KT}):.....	46
3.6.2.3 Resistência não drenada do solo (S_U):	47
3.6.2.4 Módulo de elasticidade do solo (E_s) e coeficiente de Poisson do solo (ν):	47
3.6.2.5 Índice de compressibilidade (C_C):	48
3.6.2.6 Razão de pré-adensamento (RSA ou OCR):	49
3.6.2.7 Índice de compressão secundária (C_∞):	49
3.6.2.8 Razão de compressão (C_R):	50
3.6.2.9 Correlações entre resultados dos ensaios de sondagem e parâmetros do solo e coeficientes:	50
3.6.2.9 Classe do concreto, de acordo com a agressividade do ambiente:	51
4. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS	53
4.1 DIMENSIONAMENTO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	53
4.1.1 Método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997)	55
4.1.2 Método de Decourt-Quaresma Adaptado (1982)	58
4.2 VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS.....	61
4.2.1 Verificação da segurança estrutural do concreto	61
4.2.2 Determinação da armadura das estacas	62
4.3 DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES INDIVIDUAIS E EFEITOS DE GRUPO.....	62
4.3.1 Encurtamento Elástico por Aoki (1979)	63
4.3.2 Recalque do solo – Efeito individual por Poulos e Davis (1980).....	64
4.3.3 Recalque do solo – Efeito de grupo	67
4.3.4 Considerações de Meyerhof (1959).....	68
4.3.5 Considerações de Vesic (1969)	68
4.3.6 Considerações de Fleming et al. (1985)	68
4.3.7 Recalque total	69
5. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	70

5.1 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	70
5.1.1 Determinação do tipo de ruptura do solo.....	71
5.1.2 Teoria Generalizada por Terzaghi (1943) e Brinch Hansen (1961)	72
5.1.3 Considerações sobre a heterogeneidade do perfil de solo	73
5.1.4 Fatores de carga e fatores de correção	76
5.1.5 Verificação da segurança ao ELU	78
5.2 DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES.....	79
5.2.1 Determinação do recalque imediato	79
5.2.1.1 Solução de Terzaghi e Peck modificada por Meyerhof (1965)	80
5.2.1.2 Solução de Schultze e Sherif (1973).....	80
5.2.1.3 Solução de Simons e Menzies (1981).....	81
5.2.2 Recalque por adensamento primário	83
5.2.3 Recalque por adensamento secundário.....	83
5.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO... 84	
6. ORÇAMENTO	85
6.1 ITENS EXCLUSOS	85
6.2 MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS	85
6.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	86
6.3.1 Composições e insumos.....	86
6.3.2 Levantamento de quantitativos	89
6.4 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	90
6.4.1 Composições e insumos.....	90
6.4.2 Levantamento de quantitativos	90
7. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	92
7.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	92
7.1.1 Dimensionamento no ELU	92

7.1.1.1 Capacidade de carga das estacas.....	92
7.1.1.1.1 Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base no ensaio CPT:	93
7.1.1.1.2 Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base no ensaio SPT:	94
7.1.1.1.3 Decourt-Quaresma adaptado (1982), com base no ensaio SPT:.....	95
7.1.1.2 Estaqueamento	98
7.1.1.3 Distância entre eixos de estacas.....	98
7.1.1.4 Verificação da segurança estrutural da estaca	98
7.1.1.5 Verificação da segurança no ELU	99
7.1.2 Dimensionamento no ELS.....	100
7.1.2.1 Encurtamento elástico das estacas	101
7.1.2.2 Efeitos de grupo	107
7.1.2.2.1 Considerações de Meyerhof (1959).....	107
7.1.2.2.2 Considerações de Vesic (1969)	107
7.1.2.2.2 Considerações de Fleming et al. (1985)	108
7.1.2.2.3 Valores médios do efeito de grupo	108
7.1.2.3 Recalques totais	108
7.1.2.4 Verificação da segurança no ELS.....	109
7.1.3 Levantamento de quantitativos	109
7.1.4 Estimativa de custo e análises.....	110
7.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	118
7.2.1 Dimensionamento no ELU – Teoria Generalizada por Terzaghi (1943) e Brinch Hansen (1961).....	118
7.2.2 Dimensionamento no ELS.....	124
7.2.2.1 Recalque imediato	124
7.2.2.1.1 Solução de Terzaghi e Peck modificada por Meyerhof (1965):.....	125
7.2.2.1.2 Solução de Schultze e Sherif (1973):.....	125

7.2.2.1.3 Solução de Simons e Menzies (1981):.....	126
7.2.2.2 Valores médios de recalque instantâneo.....	131
7.3 CUSTOS DE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO.....	133
8. CONCLUSÕES	135
9. REFERÊNCIAS	137
APÊNDICE 01 – CROQUIS DAS FUNDAÇÕES	139
ANEXO 01 – SONDAgens SPT	145
ANEXO 02 – SONDAgens CPT	159

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de armazenamento de sólidos, como silos graneleiros, ou de líquidos, como os tanques de combustíveis, são estruturas normalmente circulares de grandes dimensões, podendo ser de baixa ou média altura, se comparada com o seu diâmetro. Do ponto de vista estrutural, por serem estruturas de massa, possui, normalmente, baixa relação de esbeltez (razão altura/base), as cargas são, majoritariamente, verticais de compressão e uniformemente distribuídas sob a base. Este tipo de estrutura, normalmente, é composto por uma laje de fundo que transmite a carga de compressão sobre o solo uniformemente.

Em estruturas como essa, os tipos de fundação mais utilizados são o radier e os anéis de concreto tipo *ringwall*, descritos na normativa americana API Standard 650. Em subsolos de baixa capacidade de carga ou compostos por argila mole, tem-se problemas com recalques excessivos, que, pela magnitude, mesmo que venham a ser uniformes, podem causar rompimentos de tubulações. Logo, é importante analisar alternativas de fundações para que essas estruturas de armazenamento sejam seguras e apresentem bom desempenho.

Fundações são elementos estruturais da infraestrutura que transferem ao solo os carregamentos da superestrutura (que, geralmente, está acima da superfície). As características geométricas e estruturais dos elementos de fundação, juntamente com a interação solo-estrutura, definem como esse carregamento vai ser transferido ao solo e como se mobiliza a resistência do elemento.

São consideradas fundações superficiais as que, dentre outras características, transmitem a maior parte do carregamento ao solo através de tensões distribuídas na sua base, e mobilizam a capacidade de suporte através do recalque gerado no solo. Já as fundações profundas, dentre outras características, transmitem o carregamento ao solo por meio do fuste e da base, mobilizando a capacidade de carga através do atrito lateral e resistência de ponta.

As estacas são elementos estruturais de fundação profunda, que podem ser pré-fabricadas ou moldados in loco, e que podem ser instalados por cravação ou escavação, respectivamente. Os materiais mais comuns são concreto armado e perfis de aço. São empregadas, geralmente, quando a capacidade de suporte do solo, no local, é baixa e/ou os carregamentos são muito elevados.

Radier são elementos estruturais de fundação superficial, que consistem em lajes de concreto armado em contato direto com o solo, havendo transmissão de cargas pela superfície

da base. Esses elementos são empregados, geralmente, quando a área que seria ocupada por sapatas ocuparia a maior parte do terreno, ou quando se pretende reduzir o recalque diferencial.

Buscando combinar as propriedades das fundações superficiais e profundas, existem as fundações mistas, que consistem no acoplamento adequado de elementos estruturais dos dois tipos distintos de fundações. Dentre os exemplares das fundações mistas, podemos citar as estacas “T”, as “estapatas” e os radier estaqueados.

O radier estaqueado é uma solução de fundações mistas que vem crescendo de importância com a construção de prédios cada vez maiores e que, por limitações diversas, a área de base não acompanha o crescimento da altura das edificações. Dessa forma, a carga das edificações aumenta, mas o espaço para alocação dos elementos de fundação não. O radier estaqueado, que consiste numa espessa laje de concreto armado apoiada em estacas, possibilita a minimização do recalque e uma melhor distribuição das cargas sobre as estacas.

Nesse contexto, este trabalho desenvolverá uma solução ao seguinte problema: analisar a viabilidade técnica de uma alternativa de fundações superficiais e uma de fundações profundas para suportar as cargas de dois tanques de armazenamento de combustíveis, com geometrias e capacidades distintas. Após, será analisado qual das duas alternativas, desde que viáveis tecnicamente, tem menor custo.

Além disso, este trabalho desenvolverá uma análise crítica da campanha de investigação do subsolo e do impacto dessa decisão de projeto no resultado final do dimensionamento.

A Vibra Energia é uma companhia de capital aberto, antiga BR Distribuidora, que foi subsidiária da Petrobras até 2019. É um objetivo da companhia implantar dois tipos de tanques de combustíveis na região portuária do município de Itajaí, em Santa Catarina. Visando contribuir com as decisões técnicas desse projeto, a companhia forneceu dados que viabilizaram a realização deste estudo.

2. OBJETIVOS

Este trabalho visa analisar a viabilidade técnica de duas alternativas de fundações para a estrutura de dois tanques de armazenamento de combustíveis distintos. Assegurada a viabilidade técnica das duas alternativas, este trabalho também visa definir qual delas é a de menor custo. A implementação desses tanques se dará na região portuária do município de Itajaí, SC.

Para isso, serão definidas uma solução de fundação profunda e outra de fundação superficial, que passarão somente pelo dimensionamento geotécnico para Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, como bem determina a NBR 6122 (ABNT, 2019) Projeto e Execução de Fundações. Essas duas alternativas serão avaliadas individualmente, para cada tanque, e será considerada a melhor solução a que, considerada viável tecnicamente, seja mais barata e executável dentro do prazo desejado pela parte interessada.

Verificada a viabilidade técnica das duas soluções, far-se-á o levantamento de quantitativos dos materiais e serviços envolvidos para a execução das alternativas estudadas. Com isso, através de bases de dados atualizadas de custos da construção civil, como o SINAPI-SC, da Caixa Econômica Federal, e o SICRO-SC, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), será estimado o custo das fundações.

Então, poderá ser feito um comparativo de custos entre as duas alternativas, que resultará na solução tecnicamente viável mais econômica. Caso alguma alternativa não se mostre viável tecnicamente para alguma das solicitações de projeto, essa conclusão será avaliada e este trabalho fornecerá a estimativa de custos da única solução aceita. Ao final, será feito um croqui das alternativas viáveis para as fundações dos tanques de combustíveis.

Este trabalho também busca analisar o impacto das decisões da campanha de investigação do subsolo no resultado do dimensionamento. Será possível analisar se diferentes decisões, relativas aos ensaios de sondagem adotados, seriam capazes de tornar o projeto mais econômico.

As conclusões obtidas neste trabalho podem ser aproveitadas no estudo das soluções técnicas para as fundações do empreendimento, mas não são limitantes no que tange à análise de alternativas de fundações. Ou seja, podem ser feitas análises de outros tipos de fundações, assim como pode-se dimensionar as mesmas alternativas, através de diferentes métodos, ou com base em diferentes ensaios. A escolha por analisar somente uma opção de fundação

profunda e uma superficial é uma limitação deste trabalho, que busca, inicialmente, esclarecer, dentre as duas soluções analisadas, qual é a mais barata, desde que viável.

O estudo será desenvolvido sob a forma de anteprojeto, ou seja, realizando dimensionamento geotécnico para definir, numa etapa inicial do processo do empreendimento, soluções viáveis e mais baratas para as fundações do empreendimento, além de descartar outras alternativas.

3. PREMISSAS DE PROJETO

3.1 LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

A instalação das estruturas de armazenamento é de interesse da Vibra Energia, empresa que atua no ramo de distribuição de combustíveis, que planeja realizar o empreendimento na região portuária de Itajaí – SC. O empreendimento consiste em dois tanques de armazenamento de combustíveis, semelhantes aos presentes na figura 1.

Figura 1: exemplares de tanque de armazenamento de combustíveis, semelhantes ao que serão instalados.



Fonte: Diário do Nordeste (2020). Acessado em 10 de novembro de 2021. Disponível em <https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/negocios/petrobras-busca-tanques-de-terceiros-para-estocar-gasolina-1.2242210>

A região portuária de Itajaí fica no bairro Centro, e contempla a área hachurada em vermelho na figura 2. Já a região destaca em amarelo é onde foram realizadas as sondagens do subsolo, que serão descritas na sequência do texto.

Figura 2: localização da região portuária do município de Itajaí, SC.



Fonte: Google Maps (2021), adaptado pelo autor.

O porto é banhado pelo Rio Itajaí-açu e, do ponto de vista geotécnico, a região é um depósito de solo mole marinho estratificado, com camadas intercaladas de argila e areia, de origem recente, dos chamados Depósitos Quaternários. O impenetrável ocorre em profundidade superiores a 30 metros e o nível d'água é superficial (BARAN, 2014).

3.2 INVESTIGAÇÃO DO SOLO

3.2.1 Introdução, abordagens e boas práticas

Programas de investigação do solo e subsolo são parte fundamental dos projetos de engenharia de fundações, na medida que possibilitam determinar as características geológicas, geotécnicas e geomorfológicas do solo e, com isso, os parâmetros de projeto. No Brasil, o custo da investigação do solo, em geral, é inferior a 0,5% do valor da obra (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). No entanto, uma investigação geotécnica insuficiente ou mal interpretada está associada aos maiores riscos de gastos não previstos e colapsos estruturais, conforme relatado por Schnaid e Odebrecht (2012) apud US Army Corps of Engineers (2001).

A boa prática da engenharia recomenda que sejam feitos investimentos suficientes na caracterização do solo, buscando conciliar seu custo com os riscos envolvidos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012 apud WELTMAN; HEAD, 1983). Essa abordagem é trazida por Peck (1969) e pelo Código Europeu (Eurocode 7, 1997), na medida em que associam o quão conservador deve ser o projeto e o tipo de estrutura que gera carga com as práticas a serem adotadas no processo de investigação do solo.

Segundo eles, a situação mais favorável, como o caso de edificações de pequeno porte, poderia ter seu projeto baseado na experiência do projetista e na avaliação qualitativa do solo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012 apud Eurocode 7, 1997), ainda que a NBR 6122 (ABNT, 2019), seguindo os critérios da NBR 6484 (ABNT, 2020) obrigue a realização de sondagem simples à percussão no Brasil. Já a situação mais crítica seria a de edificações de grande porte, com risco geotécnico excepcional.

Uma exigência da NBR 8036 (ABNT, 1983) determinava os critérios de programação da sondagem e locação dos furos. No entanto, essas documentações deixaram de ter sentido com a atualização da NBR 6122 (ABNT, 2019), que passou a deixar a locação das sondagens a critério do contratante.

Conforme Schnaid e Odebrecht (2012, apud Peck, 1969), as decisões de projeto acerca do programa de investigação consistem, nos casos extremos, em economizar na investigação do solo, adotando altos fatores de segurança no dimensionamento, ou em investir numa investigação detalhada. A própria norma brasileira de fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2019), admite que, em posse de ensaios mais robustos (por exemplo: provas de carga) acerca do comportamento do solo, utilize-se fatores de segurança menores.

De forma geral, o planejamento da campanha de investigação do solo é uma decisão de projeto que deve ser tomada com base nos custos dos ensaios, diante do custo da obra, e do risco associado, considerando o tipo de estrutura e a complexidade geológica e geotécnica local (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

3.2.2 Investigações preliminares e complementares

Conforme a NBR 6122 (2019) e a NBR 6484 (2020), deve ser realizado, para qualquer edificação, no mínimo, uma campanha de ensaio de sondagem a percussão (SPT) para determinação da estratigrafia, classificação do solo, nível da água e medida do índice de resistência à penetração N_{SPT} . Na norma, esse processo é denominado investigação geotécnica preliminar. Há, ainda, a investigação geotécnica complementar, que consiste na execução de mais sondagens a percussão, além das previstas inicialmente, ou na realização de outros ensaios de campo, como o ensaio de penetração de cone (CPT), ou ensaios de laboratório, como o ensaio de cisalhamento direto.

Conforme Velloso e Lopes (2010), a investigação preliminar é composta, geralmente, somente por sondagens a percussão, exceto quando se tem conhecimento da presença de rochas ou matacões. Nessa etapa, busca-se identificar as principais características do solo que impactarão no desempenho da fundação. Na etapa de execução, amplia-se essa investigação para confirmar se será viável tecnicamente executar a solução proposta em projeto.

Os ensaios de campo, em geral, possibilitam determinar, de forma satisfatória, a classificação do tipo de solo, o perfil estratigráfico e características geotécnicas. Comercialmente falando, os ensaios mais difundidos no Brasil são o SPT, CPT e o ensaio de piezocone (CPTu). Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio SPT destaca-se pela alta aplicabilidade na determinação do tipo de solo, enquanto o ensaio CPT na determinação do perfil de solo. Para os demais parâmetros, esses ensaios possuem aplicabilidade moderada, baixa ou inexistente.

Para projetos geotécnicos, onde a finalidade da investigação demanda desta a obtenção não somente de parâmetros qualitativos, torna-se importante optar por uma análise que vá além da simples identificação do tipo e do perfil do solo. Essa análise pode estar baseada em métodos diretos, que relacionam o resultado do ensaio diretamente com parâmetros físicos do solo, ou em métodos indiretos que, através de interpretações empíricas ou analíticas/numéricas, fornecem as propriedades desejadas (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Ainda segundo a obra de Schnaid e Odebrecht (2012), as decisões a respeito da investigação do subsolo devem ser tomadas pelo engenheiro, levando-se em conta a capacidade de realizar análises do solo local. Condições de contorno complexas dificultam a modelagem do problema, favorecendo a adoção de análises empíricas e conservadoras. Nessa etapa do projeto, o engenheiro deve buscar as alternativas de maior eficiência, menor custo e menor risco.

No estudo que é objeto deste trabalho, a investigação do solo consistiu na realização de três sondagens SPT, totalizando 133,59m de furo e seis perfurações para ensaio CPT, totalizando 276,6m de furo, cujas locações estão na figura 3.

Figura 3: Locação dos furos dos ensaios de sondagem realizados na campanha de investigação do subsolo.



Fonte: Vibra Energia (2019).

Os furos 01, 02 e 04 são relativos aos ensaios SPT, enquanto os furos 03, 05, 06, 07, 08 e 09 consistiram em ensaios CPT. As respectivas coordenadas norte e leste do sistema UTM dos furos estão, também, indicadas. Importante observar que os ensaios SPT foram realizados de uma embarcação, portanto, sobre o rio Itajaí-açu.

Os resultados das sondagens constam no Anexo 01 e 02 do trabalho.

3.2.3 Resultados da investigação por SPT

Os ensaios SPT apontaram os primeiros 1 a 3 metros de profundidade com água do rio, seguida de camadas de 6 a 16 metros de argila mole ou muito mole, onde o amostrador percorria muitos metros de profundidade com o peso próprio ou com um único golpe, ou, no máximo,

com N_{SPT} variando entre 2 e 5 golpes. Foram encontradas lentes de areia com maior compactação em profundidades que variavam entre 10 a 29 metros de profundidade, a depender do furo, com N_{SPT} na faixa de 12 a 23, na sua maioria.

O impenetrável ocorreu em profundidades da ordem de 47 a 49 metros, à exceção do furo 2, que foi finalizado abruptamente pois encontrou um bolsão de gás. As demais profundidades alternaram entre camadas de areia argilosa, areia siltosa e argila siltosa, majoritariamente, pouca ou medianamente compactas, com N_{SPT} médio de 9,5 golpes.

3.2.4 Resultado da investigação por CPT

Os seis furos onde foi realizado ensaio CPT apresentaram nível da água entre 0,8 e 2 metros de profundidade. Nos primeiros metros da perfuração, encontrou-se um perfil de aterro e solo orgânico turfa, até os 2,80 metros de profundidade. Os demais metros alternaram entre camadas de argila siltosa mole e camadas de areia medianamente compacta.

O impenetrável ocorreu entre 45 e 51 metros de profundidade, na maior parte dos furos, à exceção do furo 8 que precisou ser interrompido aos 39 metros de profundidade. O comportamento geotécnico dos furos apresentou picos de resistência de ponta entre 10 e 13 metros de profundidade, onde ocorreram com maior frequência camadas de areia com maior rigidez, onde foram definidos os pontos neutros, para fins de cálculo do atrito negativo lateral.

Dessa forma, os trechos entre as profundidades 2 a 10 metros são de baixa compacidade e resistência de ponta entre 1 a 3 MPa, com picos de resistência aos 10 a 13 metros de profundidade, até 11 MPa, e baixa ou média compacidade até o final do furo. A exceção foi o furo 9, que percorreu uma camada mais compacta de areia no trecho entre 17 e 23 metros e, também, nos seus últimos 10 metros de profundidade, com resistência de ponta entre 10 e 20 MPa.

A resistência de ponta média dos perfis de solo foi de 5 MPa, enquanto o atrito lateral médio dos perfis foi de 132,8 kPa.

3.3 FUNDAÇÕES E SEUS TIPOS

As estruturas de edificações, de qualquer tipo, em geral, são compostas pela infraestrutura, que, geralmente, fica no subsolo, e pela superestrutura, que fica na superfície e acima dela. Fundações são elementos estruturais que fazem parte da infraestrutura, cuja função principal é transmitir os carregamentos da superestrutura ao solo.

As características geométricas desses elementos, juntamente com a interação solo-estrutura, definem como esse carregamento vai ser distribuído ao solo, a mobilização de tensões no elemento estrutural e a mobilização de recalques no solo. A transferência da carga da superestrutura às fundações se dá, geralmente, através de conexões construtivas, como cálices de pilares ou lajes de conexão.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), existem dois tipos de fundações: fundação superficiais, que também pode receber o nome de fundação direta ou rasas, e fundação profunda. A diferença entre as duas é determinada pela forma de transmissão da carga ao solo, pelas características geométricas e pela profundidade de enterramento.

A norma define como fundações profundas as que transmitem a carga ao solo pela ponta e pelo fuste, por terem a profundidade superior a oito vezes seu diâmetro, sendo o mínimo 3 metros. Já as fundações superficiais são elementos que transmitem a carga ao solo pela base, que deve estar assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão do bloco.

Ainda, podemos complementar as definições dos tipos de fundações segundo o texto de Velloso e Lopes (2010). Os autores distinguem fundações profundas e superficiais através do mecanismo de ruptura da base, no qual o das primeiras não surgiria na superfície do terreno, devido à profundidade de enterramento, enquanto o mecanismo de ruptura das fundações superficiais atingiria a superfície do terreno. No entanto, essa definição não consta, direta e especificamente, na NBR 6122 (ABNT, 2019).

Os principais tipos de fundações superficiais são os blocos, sapatas isoladas, sapatas corridas e radier. Já os de fundações profundas são estacas (cravadas ou escavadas), tubulões e caixões. Os dois últimos não serão detalhados neste texto.

3.3.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

3.3.1.1 Blocos de fundação

Entende-se por bloco de fundação um elemento estrutural de fundação superficial em concreto simples, portanto, sem necessidade de armadura com fins estruturais (VELLOSO; LOPES, 2010). A NBR 6122 (ABNT, 2019) acrescenta que o elemento pode ser de concreto simples ou, ainda, de materiais como alvenaria, pedras, entre outros. Em ambas as definições, o esforço de tração ao qual o elemento pode estar submetido é resistido inteiramente pelo material que o compõe.

Dessa forma, blocos de fundação são elementos cujas dimensões de largura, altura e profundidade são da mesma ordem, provocando o uso de um volume grande de concreto, como mostra a figura 4. Porém, conforme complementa Falconi et al. (2019), a execução desses elementos pode sair mais barato pela redução na mão de obra e material associado com a armação das barras de aço. Esse tipo de fundação é, geralmente, escavado e moldado em obra.

Figura 4: Bloco de fundação.



Fonte: GFortes – Engenharia de criação (s/data). Acessado em 10 de novembro de 2021. Disponível em <http://www.engenhariadecriacao.com.br/fundacoes/fundacao-para-alvenaria-estrutural/fundacao-para-blocos-de-concreto-consolacao>

3.3.1.2 Sapatas isoladas, sapatas corridas e sapatas associadas

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define sapatas como elementos estruturais de fundações superficiais em concreto armado, ou seja, os esforços de tração serão resistidos pela armadura, motivo pelo qual as sapatas usam um volume menor de concreto, complementa Velloso e Lopes (2010). Quando a carga a ser transmitida pela sapata está concentrada em um único pilar, ela é classificada como sapata isolada (vide figura 5) e distribui a carga em duas direções (CAMPOS, 2015).

De forma semelhante, quando o carregamento da superestrutura é distribuído linearmente ou, ainda, em pilares alinhados, desde que não representem mais de 70% das cargas totais, pode-se executar uma sapata comum a esses pilares, chamada sapata corrida, que forma uma espécie de viga (ABNT, 2019). Já Campos (2015), associa as sapatas corridas aos

carregamentos lineares, como paredes, à característica geométrica do comprimento ser maior ou igual a três vezes a base e, também, à necessidade de executar uma viga para aumentar a rigidez do elemento. Por fim, Falconi et al. (2019) defende que sapatas corridas ocorrem quando o comprimento da sapata é significativamente maior que a largura, ou $L \gg B$, simbolicamente. De forma mais específica, ele também cita que essa classificação ocorre quando $L > 5B$.

As sapatas associadas (vide figura 6) são elementos estruturais de fundações superficiais que recebem parte dos pilares da estrutura, estando não alinhados, diferenciando-se, então, do radier e da sapata corrida, por não receber todos os pilares da estrutura e por não estarem alinhados, respectivamente (FALCONI ET AL., 2019). A NBR 6122 (ABNT, 2019) acrescenta que esses elementos não devem receber mais de 70% da carga total da superestrutura. Ainda, Campos (2015) traz a possibilidade de executar sapatas associadas quando haveria a superposição de sapatas isoladas. Assim como os blocos, as sapatas são, geralmente, escavadas e moldadas in loco.

Figura 5: Sapata isolada.



Fonte: Campos (2015).

Figura 6: Sapata associada.



Fonte: Clique Arquitetura (2019). Acessado em 10 de novembro de 2021. Disponível em: <https://www.cliquearquitetura.com.br/artigo/fundacoes-rasas,-superficiais-ou-diretas.html>

3.3.1.3 Radier

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define radier como: “elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70 % das cargas da estrutura”.

Velloso e Lopes (2010) trazem uma definição tão simples quanto, ao dizer que o radier é um elemento estrutural que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura. Já Falconi et al. (2019) define como uma estrutura em concreto armado, de grandes dimensões, que recebe as cargas de todos os pilares da estrutura, como mostra a figura 7.

Tem-se uma definição satisfatória de radier na obra de Caputo e Caputo (2015). O autor explica que o elemento pode ser executado em concreto armado, para resistir aos esforços de flexão, ou em concreto protendido, para resistir aos efeitos da retração do concreto. A utilização desse elemento é recomendada em solos com baixa capacidade de carga, em situações que se busca uniformizar os recalques ou quando, caso se utilizasse sapatas, a área das sapatas ocuparia mais de 50% da área da construção.

Essa definição é complementada por Azeredo (1997), ao defender que a opção pelo radier se justifica quando, além da resistência do solo ser baixa, essa camada fraca tem grande espessura, inviabilizando executar estacas até a profundidade do solo resistente ou remover toda camada desse solo, por questões de viabilidade financeira. O autor ainda vai além ao que é mencionado por Caputo e Caputo (2015) sobre a resistência à flexão, afirmando que o radier deve receber armadura cruzada na parte superior e inferior.

Figura 7: Radier para fundação de edifício residencial.



Fonte: Tudo Construção (s/data). Acessado em 10 de novembro de 2021. Disponível em:
<https://www.tudoconstrucao.com/radier-o-que-e-como-e-quando-usar/>

3.3.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

São definidas pela NBR 6122 (ABNT, 2019) como:

“elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto

moldado in loco, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores.”

A obra de Velloso e Lopes (2010) traz diferentes classificações às estacas. Quanto ao material do qual são compostas, podem ser de concreto, de aço, de madeira (em desuso) e mistas, como mostra a tabela 1. Quanto ao processo executiva, podem ser estacas de deslocamento, que compreendem as estacas cravadas e que deslocam o solo lateralmente para penetrar nele, e de substituição, que compreendem as estacas escavadas, nas quais é necessário remover o solo da posição da fundação para instalá-la, causando uma redução nas tensões geostáticas.

Segundo Falconi et al. (2019), os tipos mais comuns de estacas de deslocamento, no Brasil, são as de concreto armado, com destaque, também, para as estacas de perfil metálico. Já as de substituição são as executadas *in situ*, ou seja, no canteiro da obra.

Há, ainda, as estacas sem deslocamento, uma classificação intermediária entre as estacas de deslocamento e as estacas de substituição, que compreendem as estacas raiz e estacas escavadas com avanço de revestimento metálico perdido durante a escavação.

Tabela 1: diferentes tipos de estaca de acordo com os processos executivos.

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	(I) Madeira
	(II) Pré-moldada de concreto
	Grande (III) Tubos de aço de ponta fechada
	(IV) Tipo Franki
	(V) Microestacas injetadas
Pequeno	(I) Perfis de aço
	(II) Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embutimento na cravação)
	(III) Estacas hélice especiais (hélices de deslocamento)
Sem deslocamento	(I) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente na escavação
De substituição	(II) Estacas raiz
	(I) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama
	(II) Tipo Strauss
	(III) Estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

A escolha pelo tipo de estaca a ser executada passa pela análise das cargas ao qual elas são submetidas, pela análise do subsolo, pelo local da obra e vizinhança e pelo orçamento e prazo.

A) Quanto ao carregamento, é preciso analisar a magnitude desse carregamento e os esforços além da compressão ao qual o elemento é submetido. Por exemplo, estruturas leves como galpões podem submeter a fundação a esforços de tração, enquanto estruturas como reservatórios são “estruturas de massa”, com baixa relação de esbeltez, que o carregamento às fundações é, basicamente, de compressão. Além disso, podem ocorrer carregamentos excêntricos que submetem as fundações a esforços de flexão.

B) A análise do subsolo deve fornecer dados como o nível da água, a profundidade da rocha impenetrável, a presença de argilas muito moles, presença de matacões ou qualquer outro fator que possa inviabilizar a execução dos processos construtivos.

C) Referente ao local da obra e vizinhança, é preciso analisar se a região onde será executada possui fornecedores com as tecnologias necessárias para execução, de forma viável, sobre todos os aspectos, das fundações, pois alguns tipos de fundações exigem máquinas específicas para sua execução. Além disso, é preciso verificar se há prédios no entorno do local da obra e as condições em que se encontram. Isso é determinante, pois estacas de deslocamento causam vibração intensa no solo, que pode causar danos às edificações vizinhas.

D) Orçamento e prazo são determinantes na escolha dos sistemas construtivos de uma obra. Tratando-se de estacas, geralmente, as de concreto escavadas moldadas em obra são mais baratas, porém com tempo de construção maior, enquanto as pré-moldadas cravadas possibilitam a conclusão da etapa das fundações num prazo menor, mas são mais caras.

É preciso atentar sobre a influência da estaca no comportamento geotécnico do solo, a depender do seu tipo.

Tratando-se de escavas cravadas, os processos de cravação em solos granulares pouco ou medianamente compactos causam efeito benéfico, sob o ponto de vista da capacidade de carga do solo, aumentando a compactação e reduzindo o índice de vazios (VELLOSO; LOPES, 2010).

Já em solos granulares muito compactos, a cravação não traz efeito benéfico no comportamento geotécnico do solo. Pelo contrário, o deslocamento lateral do solo pode

danificar estacas próximas, através de um mecanismo de dissipação do excesso de poropressão (VELLOSO; LOPES, 2010).

Em solos argilosos saturados, a cravação da estaca pode, da mesma forma, mobilizar um deslocamento do solo que acumula um excesso de poropressão e, também, um amolgamento do solo, que causa redução significativa na sua resistência. Posteriormente, o excesso de poropressão é dissipado em direção radial e parte da resistência do solo é recuperada, num processo conhecido como recuperação tixotrópica (VELLOSO; LOPES, 2010).

Quando passamos a analisar as estacas escavadas, o processo executivo causa um aumento no índice de vazios, que pode ser atenuado a depender da utilização de suportes, como camisas metálicas ou a utilização de lama estabilizante para auxiliar na escavação. Quando do uso de lama, forma-se uma região de pequena espessura amolgada próximo da escavação e outra, significativamente maior, de alívio de tensões.

Como esse alívio não se dá de forma imediata, pois ele depende do fluxo de água no solo, quanto menor for o tempo entre a escavação e a concretagem, menor será a descompressão do solo e as características dele, como o comportamento geotécnico e a umidade, ficarão mais bem preservadas (VELLOSO; LOPES, 2010).

Quanto aos diferentes tipos de estacas, pode-se destacar as estacas de perfil laminado em aço, escavadas de concreto moldado *in loco*, pré-moldadas de concreto, hélice contínua, entre outras. As principais vantagens e desvantagens de cada estaca estão debatidas abaixo.

3.3.2.1 Estaca de perfil laminado em aço

A norma NBR 6122 (ABNT, 2019) define as estacas de perfil laminado em aço como:

“estaca cravada, constituída de elemento estrutural metálico produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos”.

A utilização de perfis de aço, conforme Velloso e Lopes (2010), se aproveita, em grande parte, de trilhos retirados de ferrovias, geralmente com aço ASTM A36 e A572. Do ponto de vista técnico sobre o comportamento mecânico e características do material, é muito fácil recomendá-lo. Seja pela alta resistência à compressão desses perfis, pelo baixo peso ou pela

facilidade de transportá-lo. No entanto, do ponto de vista prático, é um material com custo muito elevado e que é submetido à corrosão.

Velloso e Lopes (2010, apud Romanoff, 1962), alerta para a utilização desses perfis em solo com nível da água pouco profundo. As análises realizadas mostram que, em contato com água doce, a corrosão dos perfis pode ser de 0,05mm por ano.

A execução desse tipo de fundação é via cravação dos perfis, processo que gera muito ruído e vibração no solo. Além disso, dependendo do tamanho do perfil e do comprimento de estaca que se deseja executar, pode ser necessário executar uma solda de ligação entre os elementos, que pode ser um ponto crítico da estrutura.

3.3.2.2 Estacas pré-moldadas de concreto

Esses elementos de concreto são moldados em fábrica, sobre elevado controle de qualidade e com enorme flexibilidade acerca do formato, dimensões e seção transversal, confeccionadas em concreto armado ou protendido, adensado por vibração ou centrifugação, fornecendo um grande leque de opções ao projetista. A grande vantagem dessa solução é que os agentes presentes no solo, de toda natureza, não interferem no processo de cura e pega do concreto, e a grande desvantagem é a completa incapacidade de se adaptar às variações no terreno (VELLOSO; LOPES, 2010).

Esses elementos, geralmente tem comprimento limitado em 12 metros e, quando a estrutura exige uma dimensão superior, podem ser executadas emendas. As estacas pré-moldadas de concreto são estacas de deslocamento, instaladas mediante cravação.

Conforme Velloso e Lopes (2010), estacas pré-moldadas de concreto, com diâmetro 50cm suportam cargas de até 130 tf.

3.3.2.3 Estacas de concreto moldadas in situ

São estacas que envolvem a escavação do solo e posterior concretagem na sua execução. Isso confere a elas adaptabilidade ao terreno e liberdade de escolha de geometria e seção por parte do projetista. Podem ser realizadas tanto em solos coesivos, quanto em solos poucos coesivos, desde que com um mecanismo de proteção para que as paredes da escavação não se desfaçam.

Mesmo em solos muito duros, ou inclusive em rochas, é possível executá-las, com a ajuda de maquinário para executar as perfurações. No entanto, em situações em que o nível da água é pouco profundo, não é recomendável que se opte por esse tipo de estacas.

Conforme Velloso e Lopes (2010), esse tipo de estaca não assegura a mesma qualidade do concreto que caracteriza as estacas pré-moldadas. Isso ocorre, tanto pela natureza executiva dos processos, que podem ser prejudicados pelo tipo de solo do local, quanto pela experiência da equipe de execução, quanto pelo contato do concreto com os agentes do solo durante os processos de cura e pega.

3.3.2.4 Hélice contínua

A norma NBR 6122 (ABNT, 2019) define as estacas do tipo hélice contínua monitorada como:

estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura introduzida após a concretagem da estaca.

Destaca-se que a inclusão do termo monitorada na nomenclatura do tipo de estaca advém da difusão da prática de executar esse tipo de estacas com equipamentos que possuem sensores capazes de monitorar, durante a introdução do trado, o torque, velocidade de rotação, velocidade de penetração, pressão no concreto, entre outros.

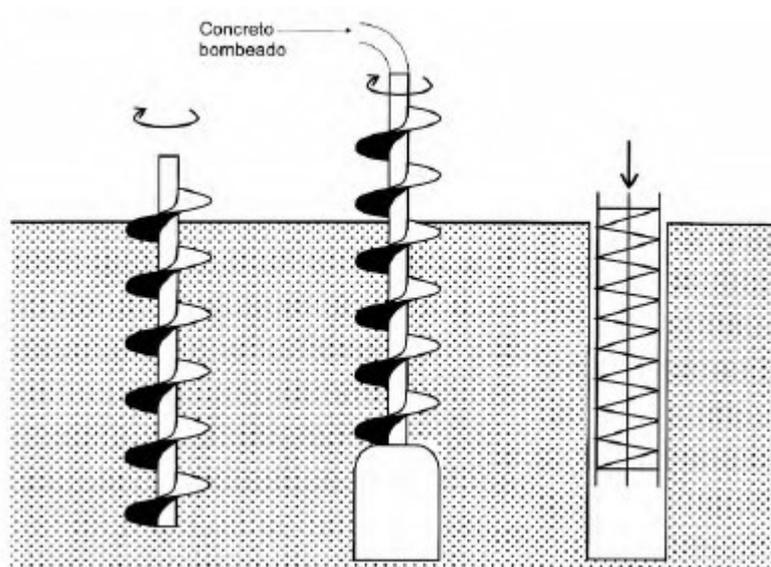
A classificação dessa estaca como de substituição ou de deslocamento possui algumas nuances, como trazem Velloso e Lopes (2010). De acordo com eles, a velocidade de rotação do trado, bem como a introdução de uma força externa vertical para auxiliar a introdução do trado podem influenciar no volume de solo deslocado, causando desconfinamento do terreno.

A principal vantagem desse tipo de estaca é a sua elevada produtividade. Além disso, o processo executivo produz pouco ruído e vibração e não produz resíduos de lama bentonítica, mas gera muita sujeita na obra com o solo que sai do trado (FALCONI ET AL., 2019). A mesma referência traz que as dimensões do equipamento exigem um terreno plano e de fácil movimentação, além de um volume de estacas a ser executado que dilua os custos da mobilização do equipamento.

A concretagem do elemento é realizada por um tubo central, com pressão o suficiente para minimizar o teor de vazios do concreto, ocorrendo simultaneamente à retirada do trado, como mostra a figura 8. No que tange ao nível da água, caso a cota de arrasamento da estaca esteja abaixo dele, a concretagem deve ser prolongada até o nível do terreno, evitando que partículas do solo contaminem o concreto.

A tecnologia das estacas hélice contínua é aplicada no Brasil desde 1980 (VELLOSO; LOPES, 2010). Por isso, os equipamentos necessários para sua execução, bem como profissionais qualificados são recursos vastamente disponíveis no país.

Figura 8: representação esquemática do processo executivo de concretagem da estaca hélice contínua.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

3.4 ESCOLHA DAS FUNDAÇÕES

Em vista do levantamento das características de cada alternativa de fundações, estabeleceu-se que o objeto de estudo deste trabalho se concentrará no comparativo entre a solução ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, representando as fundações profundas, e o RADIER, representando as fundações superficiais.

A escolha pela hélice contínua se justifica pelo nível da água muito próximo à superfície, o que dificulta a recomendação de alternativas escavadas. As estacas pré-moldadas de concreto também seriam uma opção viável, mas que possuem problemas de vibração e barulho na cravação, além de produtividade não superior à solução de hélice contínua. Já as estacas pré-moldadas em perfil de aço foram descartadas, apesar da boa produtividade, pelo custo elevado e por produzirem impacto ambiental elevado em ruídos e vibrações.

Sobre as fundações superficiais, a escolha pelo radier é baseada no tipo de estrutura, que é pouco esbelta, com um peso específico muito alto (quando preenchida com combustível) e alocada em solo argiloso muito mole, que apresenta grandes deformações. Com isso, torna-se mais crítico orientar as estratégias de projeto para uniformizar as tensões sobre a base a alternativa pelo radier que será analisada busca uniformizar os recalques da estrutura.

3.5 LIMITAÇÕES DE PROJETO E CONDICIONANTES DE PROJETO

A fundação profunda será dimensionada, para fins de projeto geotécnico, com um bloco de coroamento único, armado, com altura de 40cm, que abrigará todas as estacas, de forma a uniformizar os recalques. Esse bloco será apoiado sobre as estacas e sobre um lastro de concreto magro, conforme solicita a norma NBR 6122 (ABNT, 2019), mas, para fins de cálculo, ele não terá contribuição à capacidade de carga da fundação.

Já a alternativa de fundação superficial será dimensionada, para fins de projeto geotécnico, como uma sapata circular, cujo diâmetro é o mesmo dos tanques. A altura da sapata poderá ser estimada, conforme orientações da equipe técnica da Vibra Distribuidora. No entanto, essa e demais dimensões precisam ser verificadas em um projeto estrutural dos elementos, observando as normas vigentes das estruturas de concreto. Porém, essas verificações não fazem parte do escopo deste trabalho.

Além disso, por não se ter definido a locação exata dos tanques, este trabalho não discorrerá sobre a possível influência dos bulbos de tensões que um tanque exerceria sobre as fundações do outro, caso não sejam instalados com o devido distanciamento. No entanto, a análise desse fenômeno é fundamental quando essa decisão de projeto for tomada.

3.6 PARÂMETROS DE PROJETO

Abaixo, detalhar-se-á os principais parâmetros utilizados no projeto, relativos ao solo e aos materiais, para realização dos dimensionamentos visados.

3.6.1 Solicitações de projeto

Conforme avaliou-se previamente, tanques de armazenamento, em sua situação carregada, são estruturas de massa, com baixo índice de esbeltez e que, portanto, o carregamento principal ao qual submetem o solo é de compressão. A tabela 2 mostra as características das estruturas e do carregamento.

Tabela 2: Características geométricas e mecânicas dos tanques de armazenamento.

Equipamento	Altura (m)	Diâmetro (m)	Peso vazio (kN)	F _z (kN)	Área (m ²)	q _z (kN/m ²)
PT-TQ-08	12,13	13,35	456,86	17118	139,97	122,3
TQ-F-0411-A	19,2	30,57	2610	143460	733,97	195,45

Fonte: Vibra Distribuidora (2019).

A carga F_z, de acordo com a Vibra Energia, é a carga hidrostática, ou seja, o peso próprio do tanque completo com água. Porém, como a estrutura, em uso, seria preenchida por combustíveis derivados do petróleo, como etanol, gasolina ou óleo diesel, a carga final sobre o solo seria menor, pois esses compostos têm densidade entre 0,7 e 0,85, aproximadamente. Com isso, F_z será o carregamento de projeto. Já q_z, por consequência, é a distribuição do carregamento F_z sobre a área ocupada pelos tanques.

Pode-se, então, tomar, para o caso do dimensionamento de fundação profunda, que esses elementos deverão ser capazes de resistir e transmitir ao solo um carregamento vertical F_z de compressão, que será igualmente distribuído entre as estacas sob a forma de cargas pontuais, cuja magnitude dependerá da quantidade de estacas calculadas. Já a fundação superficial será dimensionada considerando que deve resistir e transmitir ao solo um carregamento q_z, uniformemente distribuído, circular, vertical e de compressão.

3.6.2 Parâmetros adotados

Para fins de dimensionamento geotécnico das fundações, adotou-se os seguintes valores para os parâmetros relativos ao solo, materiais, tipos de fundação e processo executivo:

3.6.2.1 Índice de vazios (e_o), peso específico dos grãos (γ_G) e peso específico saturado (γ_{SAT}):

Os dois primeiros foram obtidos através dos resultados do trabalho de caracterização dos parâmetros de compressibilidade das argilas do Município de Itajaí, feito por Baran (2014). As camadas A1 e A2 referidas por Baran (2014) se referem às argilas moles em profundidades de 0 a 2,6m e 2,6 a 4m de profundidade, respectivamente. O peso específico saturado foi calculado, como se demonstra abaixo:

$$\gamma_{SAT} = \frac{\gamma_G + e_o \gamma_W}{1 + e_o} \quad (1)$$

e_o: índice de vazios do solo.

γ_G : peso específico dos grãos do solo.

γ_{SAT} : peso específico do solo saturado.

γ_W : peso específico da água.

Tabela 3: valores adotados de e_0 e γ_G e calculados para γ_{SAT} , com base nesses valores para as camadas de argila mole.

Camada	e_0	γ_G (g/cm ³)
A1	3,43	2,64
A2	2,21	2,695
Média	2,82	2,67
	γ_{SAT} (kN/m³)	14,09

Fonte: adaptado de Baran, 2014. p. 197 e 201.

3.6.2.2 Fator de capacidade de carga (N_{KT}):

O fator N_{KT} é um parâmetro utilizado para relacionar a resistência de ponta do ensaio CPT com a resistência não drenada do solo, que foi obtido através de uma compilação de resultados trazidos por Schnaid e Odebrech (2012), para as argilas brasileiras, mostrados na tabela 4:

$$N_{KT} = \frac{q_T(z) - \sigma_{VO}(z)}{S_U(z)} \quad (2)$$

Tabela 4: valores de N_{KT} para argilas brasileiras.

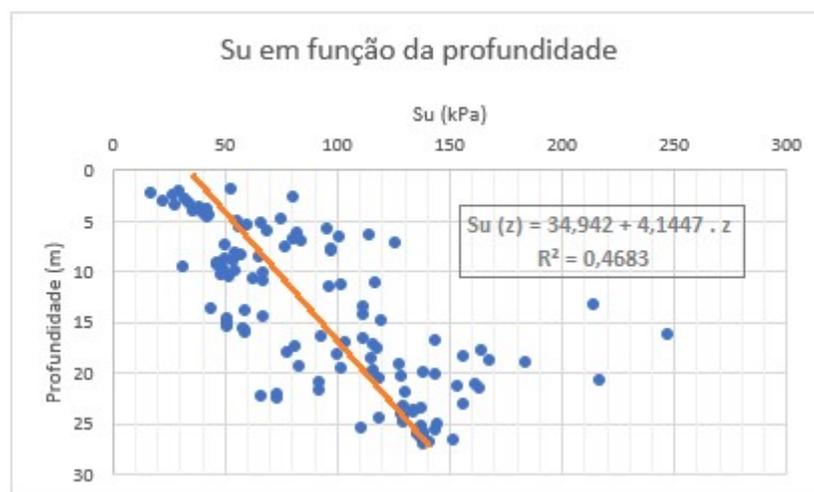
Autor	Local	N_{KT}	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí, RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí, RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danzinger (1993)	Recife, PE	10-15	UU e CIU
Árabe (1995b)	Vale Quilombo, SP	12-15	Palheta e CIU
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre, RS	8-16	Palheta
Sandroni et al. (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Batista e Sayão (1998)	Salvador, BA	12-18	Palheta
Média		13	

Fonte: Schnaid e Odebrech (2012).

3.6.2.3 Resistência não drenada do solo (S_U):

Por se tratar de um solo de argila mole não drenada, foi utilizada a relação trazida por Schnaid e Odebrecht (2012), que determina o S_U em função da profundidade, mostrado na equação (2).

Figura 9: dispersão de pontos e reta ajustada para a evolução do S_U em função da profundidade.



Fonte: própria do autor.

O gráfico da figura 9 foi obtido aplicando a equação (2) para todas as seis sondagens realizadas por ensaio CPT, desconsiderando-se as camadas de areia presentes em cada perfil. Após, tomou-se as médias dos seis valores calculados de S_U , para cada profundidade (z), e elaborou-se um gráfico que apresenta a dispersão de valores de S_U em função de z . Sobre essa dispersão de pontos, fez-se um ajuste linear de reta e determinou-se o coeficiente R^2 , que mede o quão bem a dispersão se ajusta à uma reta.

O gráfico determina que, na superfície, a resistência não drenada vale $S_U = 34,9$ kPa, com uma taxa de aumento com a profundidade constante de $4,14$ kPa/m.

3.6.2.4 Módulo de elasticidade do solo (E_S) e coeficiente de Poisson do solo (ν):

Os parâmetros E_S e ν foram obtidos compilando as considerações de Poulos, Davis (1980) e o valor de S_U (item 3.6.2.3), conforme a relação entre esses dois parâmetros para argilas não drenadas e areias, presente na tabela 5.

Tabela 5: Considerações acerca de E_s em argilas não drenadas e areias e valor adotado para v .

Solo	Consistência	E_s	v
Argila	Mole		0,4
	Média	$200 < E_s/S_u$ < 400	0,3
	Rija		0,15
Argila (adotado)		$200 \leq E_s/S_u$ 6,98 MPa	0,4
Areia	Média	55 MPa	0,3

Fonte: adaptado de Poulos, Davis (1980).

Adotou-se as considerações que atuam de forma a aumentar a segurança, na medida que esses parâmetros são utilizados no cálculo do recalque e os adotados induzem ao pior cenário, sobre esse aspecto.

3.6.2.5 Índice de compressibilidade (C_c):

Adotou-se os valores fornecidos no trabalho de Baran (2014), que mapeou propriedades geotécnicas do solo de Itajai, SC, resumidos na tabela 6. A localização do estudo realizado por ela está destacada na figura 10, na cor magenta. Em amarelo, destacado, o lugar onde foram realizadas as sondagens de investigação do subsolo fornecidas pela Vibra Energia. Os dois locais são separados de, aproximadamente, 5km em linha reta, e têm características geotécnicas muito semelhantes.

Figura 10: localização da área objeto de estudo deste projeto, em amarelo, e dos estudos de Baran (2014), em amarelo.



Fonte: Google Maps (2021), adaptado pelo autor.

Baran (2014) subdivide o perfil do subsolo em duas camadas. A camada A é de argila siltosa muito mole, com profundidade de 0 a 4 metros, e foi dividida em duas partes, antes e depois de 2,6m de profundidade, e a camada B, situada entre 9 e 12 metros de profundidade.

Tabela 6: valor adotado para o índice de compressibilidade das argilas locais.

Camada	C_c		
	1,45	1,30	1,40
A (0-2,6m)	1,52	1,80	1,80
	2,02	1,90	
A (2,6m a 4m)	0,60	0,80	1,80
Média:	1,49		

Fonte: adaptado de Baran, 2014. p. 248.

3.6.2.6 Razão de pré-adensamento (RSA ou OCR):

Adotou-se os valores fornecidos no trabalho de Baran (2014), que obteve resultados da razão de pré-adensamento das argilas de Itajaí, SC, através dos ensaios CPT_u e dilatométrico (DMT). As camadas A1 e A2 são de argila siltosa muito mole, entre 0 e 4m de profundidade, enquanto que a camada B é de argila siltosa muito mole, de 9 a 12m de profundidade. Os resultados são apresentados na tabela 7 e indicam que a argila, no local, é fracamente adensada, com $RSA > 1$ e RSA médio de 3,72.

Tabela 7: valor adotado para a razão de pré-adensamento (RSA) das argilas locais.

Camada	RSA			
	CPT_u	DMT		
A1	5,44	7,84	1,52	3,89
A2	3,19	4,99	1,11	2,56
B	3,66	4,66	1,34	4,46
Média	3,72			

Fonte: Baran, 2014. p. 208 e 210.

3.6.2.7 Índice de compressão secundária (C_∞):

Em argilas pré-adensadas, especialmente com $RSA > 2$, o índice de compressão secundária não deve ser superior a 0,001 (LAMBE; WITHMAN, 1969. p. 420). Por segurança, será adotado $C_{\infty} = 0,001$.

3.6.2.8 Razão de compressão (C_R):

A razão de compressão (C_R) foi obtida no trabalho de Baran (2014), que realizou ensaios de adensamento convencionais (SIC) e adensamento com deformação controlada (CRS). Os resultados para as camadas A1 e A2 de argila do subsolo de Itajaí, SC, estão presentes na tabela 8:

Tabela 8: valor adotado para a razão de compressão C_R das argilas locais.

Camada	C_R				
	SIC		CRS		
A1	0,09	0,11	0,08	0,48	0,19
	0,06	0,10	0,10	0,26	0,25
A2	0,07	0,04	-	0,34	-
B	0,05	-	-	-	-
Média	0,159				

Fonte: Baran, 2014. p. 219.

3.6.2.9 Correlações entre resultados dos ensaios de sondagem e parâmetros do solo e coeficientes:

Aqui são apresentados os parâmetros utilizados para aplicação dos métodos de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997) e Decourt-Quaresma adaptado (1982). Ambos são métodos semiempíricos, que se baseiam nos resultados de ensaios SPT e CPT para determinar a capacidade de carga de estacas.

Para aplicação do método de Aoki-Velloso (1975) com as adaptações de Monteiro (1997), utilizou-se dos seguintes coeficientes relativos ao método executivo das estacas:

Tabela 9: coeficientes de efeito de escala e método executivo das estacas adotados.

Tipos de Estacas	F_1	F_2
Hélice contínua	3,00	3,80

Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010).

E quanto ao tipo de solo, os seguintes coeficientes presentes nas tabelas 10, 11 e 12:

Tabela 10: coeficientes α e K do método de Aoki-Velloso (1975) adaptado por Monteiro (1997) adotados.

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia Siltosa	0,68	2,30
Areia Argilosa	0,54	2,80
Argila Arenosa	0,44	3,20
Argila Siltosa	0,26	4,50

Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Já para a aplicação do método de Decourt-Quaresma, utilizou-se dos seguintes valores para o coeficiente C, que relaciona a resistência de ponta com os resultados do ensaio SPT, e dos coeficientes α e β , que consideram o tipo de estaca e o processo executivo:

Tabela 11: coeficientes C para cálculo da resistência de ponta pelo método de Decourt-Quaresma adaptado (1982) adotados.

Tipo de Solo	C (kPa)
Argilas	120
Areias	400

Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Tabela 12: coeficientes α e β relativos tipo de estaca e processo executivo, em função do tipo de solo, para o método de Decourt-Quaresma adaptado (1982).

Tipo de estaca	Hélice contínua	
Tipo de solo	α	β
Argilas	0,30	1,00
Areias	0,30	1,00

Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2010).

3.6.2.9 Classe do concreto, de acordo com a agressividade do ambiente:

A tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014 define as classes de agressividade do ambiente (CAA), ao qual estarão submetidas as estruturas de concreto. O ambiente em que se situará o objeto deste estudo é uma região portuária, próximo de diversas indústrias.

De forma complementar, a tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2019) determina os parâmetros de dimensionamento das estacas moldadas in loco, em função da CAA do concreto.

Tabela 13: parâmetros de dimensionamento de estacas moldadas in loco, de acordo com a CAA. (*)
 Considerando agregado de granito e gnaisse.

ABNT NBR 6118:2014			NBR 6122 (ABNT, 2019)		$E_c = 5600 \sqrt{f_{CK}} (*)$
Classe	Agressividade	Ambiente	Tipo de estaca	f_{CK} (MPa)	E_c (GPa)
III	Forte	Industrial, marinho	Hélice	40	35,4

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6118:2014 e NBR 6122 (ABNT, 2019).

4. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Conforme determina a NBR 6122 (ABNT, 2019), este trabalho realizará os procedimentos de dimensionamento das fundações profundas com as verificações de segurança ao estado limite último (ELU), que consiste na verificação da ruptura da estrutura, e estado limite de serviço (ELS), que consiste na verificação dos recalques.

4.1 DIMENSIONAMENTO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O principal modo de colapso do solo é a perda de capacidade de carga, que é verificada nas situações de projeto do estado limite último, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019). Logo, Cintra e Aoki (2010), definem a capacidade de carga do solo como a força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer antes de chegar à ruptura, que seria o recalque incessante da estaca.

Essa verificação pode ser feita através de métodos estáticos, que consideram a mobilização completa da resistência ao cisalhamento do solo, ou métodos dinâmicos, que consideram os processos de cravação da estrutura na mobilização das resistências (VELLOSO; LOPES, 2010). Os métodos estáticos podem ser divididos em teóricos, que utilizam de soluções analíticas para determinar a capacidade de carga, e métodos semiempíricos, que relacionam os resultados de ensaios com os parâmetros geotécnicos do solo, conforme define a NBR 6122 (ABNT, 2019). Neste trabalho, o dimensionamento de fundações superficiais limitar-se-á à aplicação de métodos semiempíricos.

Nos métodos estáticos, forma-se um equilíbrio estático entre a capacidade total de carga da estaca (Q_{ult}) e o seu peso próprio com as tensões resistentes de ponta (Q_P) e de fuste (Q_L). Porém, o peso próprio da estaca é desprezado, devido às magnitudes das cargas envolvidas. Dessa forma, pode-se escrever que:

$$Q_{ULT} = Q_P + Q_L \quad (3)$$

Q_{ULT} : carga de ruptura da estaca no estado limite último.

Q_P : resistência de ponta da estaca.

Q_L : resistência de fuste da estaca.

A mobilização da resistência lateral ocorre primeiro e alcança seu valor máximo. A sua determinação é feita dividindo-se a estaca em segmentos de comprimento ΔL , com perímetro

U (considerado constante), cada qual com uma tensão cisalhante de fuste atuante, que consistem em parcelas contribuintes para a resistência de fuste. Neste trabalho, definiu-se que ΔL tem o mesmo valor da resolução do ensaio de sondagem realizado (20cm para o ensaio CPT e 1m para o ensaio SPT).

$$Q_L = U \sum q_L \Delta L \quad (4)$$

U: perímetro da seção transversal da estaca. Considerou-se constante, por isso está fora do operador somatório.

q_L : tensão cisalhante de um elemento da estaca.

ΔL : comprimento de trecho da estaca.

Já a mobilização da resistência de ponta só ocorre após a parcela do fuste, e é calculada em função da área da ponta e da tensão atuante.

$$Q_P = q_P A_P \quad (5)$$

q_P : tensão normal máxima que atua na ponta da estaca.

A_P : área da seção transversal na ponta da estaca.

Com isso, pode-se calcular a carga admissível na estaca, através de um fator de segurança global, conforme expresso no item 6.2.1.2.1 *Resistência determinada por método semiempírico* da NBR 6122 (ABNT, 2019). O item determina que, para a verificação da segurança de fundações profundas, esse fator de segurança valha 2,0.

$$Q_{ADM} = \frac{Q_{ULT}}{FS_g} \quad (6)$$

Q_{ADM} : Carga admissível da estaca.

FS_g : fator de segurança global.

A segurança no ELU é atingida se:

$$F_Z/N \leq Q_{ADM} \quad (7)$$

F_Z/N : solicitação característica (vem do projeto estrutural) por estaca.

Diferentes métodos podem ser utilizados para obtenção de Q_{ULT} . Neste trabalho, realizou-se o cálculo da capacidade de carga do solo através dos métodos de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), aplicado para os ensaios CPT e SPT, e do método Decourt-Quaresma.

A aplicação desses métodos ocorreu para todas sondagens, fixando-se um diâmetro comercial para execução das estacas, e, ao final da aplicação, determinou-se uma capacidade de carga média. A fim de amenizar as diferentes características dos perfis, estabeleceu-se uma distribuição normal entre os resultados, descartando as capacidades de carga que ficassem um desvio padrão além da média.

Conhecendo-se a capacidade de carga média das estacas e o carregamento de projeto dos tanques, foi possível determinar o número médio de estacas para compor a estrutura de fundações de cada uma das estruturas de armazenamento de combustíveis.

4.1.1 Método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997)

O método de Aoki-Velloso (1975) parte das equações (4) e (5), que modelam a capacidade de carga do fuste e da ponta da estaca, respectivamente, introduzindo dois fatores de correção F_1 e F_2 , que consideram o efeito de escala e do método executivo da estaca (CINTRA; AOKI, 2010).

As contribuições de Monteiro (1997) viabilizam a aplicação do método de Aoki-Velloso quanto em posse dos resultados do ensaio SPT, o método também introduz os coeficientes K , para converter o N_{SPT} em resistência de ponta, e o coeficiente α , que relaciona a resistência de ponta com o atrito lateral, ambos dependentes do tipo de solo.

$$q_P = \frac{q_C}{F_1} \quad (8)$$

$$q_L = \frac{f_S}{F_2} \quad (9)$$

q_C : resistência de ponta, medido no ensaio de penetração de cone (CPT).

f_S : atrito lateral, medido no ensaio de penetração de cone (CPT).

F_1 e F_2 : coeficientes de efeito de escala e método executivo das estacas.

$$f_S = \alpha q_C \quad (10)$$

$$q_C = K N_{SPT} \quad (11)$$

A contribuição de Monteiro (1997) na atualização do método ocorreu com a ampliação das bases de dados para cálculo dos coeficientes K e α e na introdução de novos métodos executivos nas tabelas de coeficientes F₁ e F₂, incluindo, por exemplo, as estacas do tipo hélice contínua, cujos valores constam nas tabelas 14 e 15.

Tabela 14: coeficientes F₁ e F₂ propostos por Monteiro (1997) para o método de Aoki-Velloso (1975).

Tipo de estaca	F₁	F₂
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Tabela 15: coeficientes K e α propostos por Monteiro (1997) para o método de Aoki-Velloso (1975).

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	0,73	2,10
Areia siltosa	0,68	2,30
Areia silto-argilosa	0,63	2,40
Areia argilo-siltosa	0,57	2,90
Areia argilosa	0,54	2,80
Silte arenoso	0,50	3,00
Silte areno-argiloso	0,45	3,20
Silte	0,48	3,20
Silte argilo-arenoso	0,40	3,30
Silte argiloso	0,32	3,60
Argila arenosa	0,44	3,20
Argila areno-siltosa	0,30	3,80
Argila silto-arenosa	0,33	4,10
Argila siltosa	0,26	4,50
Argila	0,25	5,50

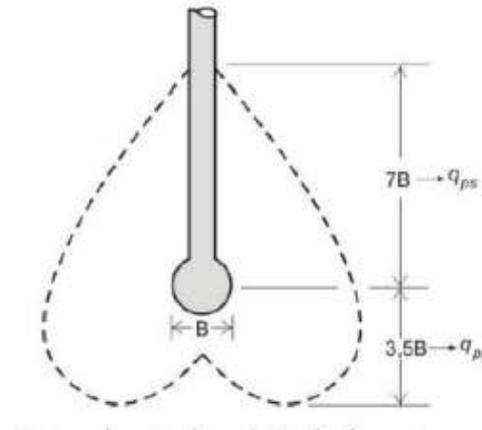
Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Além disso, outra importante contribuição de Monteiro (1997) foi a definição do bulbo de tensões que determina o cálculo da resistência de ponta última $q_{P,ULT}$, como mostra a figura 11. Para isso, adotou-se uma resistência q_{PS} , que consiste na média das resistências de ponta da base da estaca até 7 diâmetros acima, e a resistência q_{PI} , definida como a média das resistências de ponta da base da estaca até 3,5 diâmetros abaixo. Com isso, calcula-se $q_{P,ULT}$ como:

$$q_{P,ULT} = \frac{q_{PS} + q_{PI}}{2} \quad (12)$$

A profundidade de sete vezes o diâmetro da estaca acima da sua base é denominada $Z(q_{PS}) 7B \uparrow$, enquanto que a de três vezes e meio o diâmetro da estaca abaixo de sua base é denominada $Z(q_{PI}) 3,5B \downarrow$.

Figura 11: bulbo de tensões em estacas, segundo Monteiro (1997).



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

No que tange à aplicação do método, de forma geral, tomou-se o cuidado de verificar o atrito negativo na estaca. Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), o fenômeno de atrito negativo ocorre quando o recalque do solo é superior ao recalque da estaca. Na prática, esse efeito reduz o atrito lateral e, por consequência, a mobilização de tensões que concedem resistência à estrutura. Dessa forma, o atrito negativo é calculado da mesma forma que o atrito lateral positivo, porém, indo contra a segurança.

A verificação do fenômeno deve ocorrer em camadas submetidas a adensamento. Tratando-se, principalmente, de argilas moles, a cravação de estacas tende a amolgar o solo, sendo esse efeito mais perceptível quanto mais mole for a camada de argila constituinte. A partir da profundidade na qual os recalques do solo e da estaca se uniformizam, tem-se o ponto neutro (Z_{PN}), que delimita a região de atrito positivo e negativo. Com isso, tem-se uma nova consideração a ser feita sobre a capacidade de carga útil:

$$Q_{\text{ÚTIL}} = Q_{\text{ADM}} - Q_{\text{A,N}} \quad (13)$$

$Q_{\text{A,N}}$: parcela da resistência lateral de atrito negativo.

Ressalta-se que a parcela do atrito negativo que minor a capacidade de carga da estrutura não é submetida ao fator de segurança global FS_g , de forma a proceder a favor da segurança.

4.1.2 Método de Decourt-Quaresma Adaptado (1982)

A proposta de Decourt e Quaresma para determinar a capacidade de carga das estacas foi, inicialmente, apresentada em 1978 e formulado para aplicação com base no ensaio SPT. O

método determinava que a parcela da resistência da ponta da estaca seria calculada como a média do N_{SPT} imediatamente acima, ou seja, com profundidade denominada $Z_P \uparrow$, e abaixo da ponta com profundidade denominada $Z_P \downarrow$, multiplicado por um coeficiente C que dependeria do tipo de solo, mostrado na tabela 16.

$$q_P = C r_P \quad (14)$$

r_P : média do N_{SPT} do solo imediatamente acima e abaixo da ponta da estaca.

Tabela 16: Coeficiente C para cálculo da resistência de ponta pelo método de Decourt-Quaresma (1978).

Tipo de Solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Já o atrito lateral, na proposta original, seria feito tomando-se a média dos N_{SPT} ao longo do fuste, à exceção dos utilizados para o cálculo da resistência de ponta, sem realizar nenhuma consideração a respeito do tipo de solo das camadas que o fuste percorre. Calculado o valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste, a tabela 17 mostra a associação com os valores de atrito lateral.

Tabela 17: Relação entre N_{SPT} do solo e atrito lateral pelo método de Decourt-Quaresma (1978).

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m²)
3	2
6	3
9	4
12	5
>15	6

Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Importante ressaltar que o método define limites inferiores e superiores para o N_{SPT} na aplicação do método. Os pontos do ensaio com cuja resistência for inferior a 3 devem ser tomados como 3, enquanto que os pontos com N_{SPT} superior a 50 devem ser tomados como 50.

Com isso, o método determinava os valores das capacidades de carga da ponta e do fuste, permitindo o cálculo da capacidade de carga da estaca, conforme equação (3).

No entanto, em 1982, os autores publicaram uma versão atualizada do método. O cálculo da capacidade de carga na ponta não passou por alterações, assim como os limites superiores e inferiores da faixa de valores de N_{SPT} .

Diferentemente da versão anterior, a resistência lateral passou a ser calculada diretamente através da média de N_{SPT} no fuste, exceto os valores utilizados para o cálculo da resistência de ponta.

$$q_L = 10 \left(\frac{r_L}{3} + 1 \right) \quad (15)$$

q_L : resistência lateral da estaca, no estado limite último, em kPa.

r_L : média de N_{SPT} do solo ao longo do fuste da estaca, exceto os valores utilizados para o cálculo de q_P .

Pode-se, então, determinar a capacidade de carga da estaca, através da equação:

$$Q_{ULT} = \alpha Q_P + \beta Q_L \quad (16)$$

Onde α e β são coeficientes que levam em conta o tipo de estaca e o processo executivo, fornecidos por Decourt-Quaresma (1996), posterior ao desenvolvimento do método, com valores mais calibrados e que contemplassem as estacas de deslocamento, presentes na tabela 18.

Tabela 18: coeficientes α e β relativos ao tipo de estaca e processo executivo para o método de Decourt-Quaresma (1996).

Tipo de estaca	Escavada sem lama		Escavada com lama		Hélice contínua		Estaca raiz		Microestacas	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Tipo de solo										
Argilas	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,00	0,85	1,50	1,00	3,00
Siltes	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	3,00
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	3,00

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

4.2 VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS

Definido o estaqueamento da estrutura (geometria da estaca e número de estacas), realiza-se a verificação da ruptura do material que compõe o elemento. Conforme previamente apontado, a agressividade do ambiente (CAA III) impõe a utilização de concreto com f_{CK} 40 MPa, de acordo com a tabela 19, retirada da NBR 6122 (ABNT, 2019).

Tabela 19: parâmetros de dimensionamento para estacas moldadas in loco.

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz ^{b,c,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	–	K
Microestacas ^{b,c,e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	M
Estaca trado vazado segmentado ^{a,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	L

Fonte: Tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2019).

4.2.1 Verificação da segurança estrutural do concreto

A norma ainda define que se minore a resistência estrutural do concreto, segundo um coeficiente γ_c . Dessa forma, a segurança estrutural da estaca é garantida se a tensão suportada pelo concreto for superior à tensão gerada pelo carregamento dos tanques. Ou seja, se:

$$f_{CD} = \frac{f_{CK}}{\gamma_c} \geq \frac{F_Z}{A_E N} \quad (17)$$

f_{CD} : resistência de cálculo do concreto à compressão.

f_{CK} : resistência característica do concreto à compressão.

γ_c : coeficiente de minoração da resistência do concreto, retirado da tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2019).

A_E : área da seção transversal da estaca.

N: número de estacas.

4.2.2 Determinação da armadura das estacas

A tabela 20, retirada da NBR 6122 (ABNT, 2019), define as taxas de armadura mínima e comprimento útil mínimo, incluindo o trecho de ligação com o bloco. A mesma tabela define que, para tensões na estaca inferiores a 6,0 MPa, não é necessário armar estruturalmente a estaca, somente o a ligação com o bloco.

Tabela 20: parâmetros de dimensionamento de armadura das estacas.

Tipo de estaca	CAA (ABNT NBR 6118 - 2014)	Resistência do concreto	γ_c	% armadura mínima	comprimento útil mínimo
Hélice	III, IV	40 MPa	3,6	0,4	4 m

Fonte: adaptado da tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2019).

4.3 DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES INDIVIDUAIS E EFEITOS DE GRUPO

Em situações de projeto como as aqui estudadas, são observados dois tipos de deformações no solo: encurtamento elástico do elemento estrutural e deformações verticais do solo (CINTRA; AOKI, 2010). Utilizar-se-á dos métodos de Aoki (1979) para determinação do encurtamento elástico, as contribuições de Poulos e Davis (1980) com base nas soluções de acréscimo de tensões e teoria da elasticidade para o recalque do solo pelos efeitos individuais das estacas e os métodos de Meyerhof (1959), Vesic (1969) e Fleming et al. (1985) para análise dos efeitos de grupo.

A NBR 6122 (ABNT, 2019), no seu subitem 6.2.2.1 *Verificação dos Estados Limites de Serviço – Generalidades* estabelece que a segurança no ELS ocorre caso seja atendida a condição:

$$E_K \leq C_{LIM,SERV} \quad (18)$$

E_K : valor característico do efeito das ações. Nesse caso, equivale ao recalque total das fundações profundas.

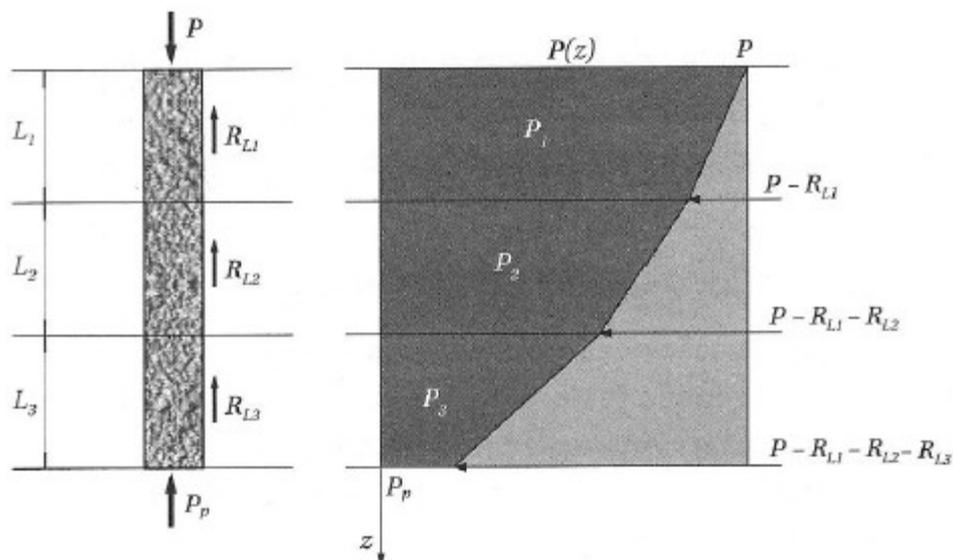
$C_{LIM, SERV}$: valor limite admissível de serviço que, caso ultrapassado, gere problemas de desempenho.

O valor admissível de serviço é informado pela fornecedora do tanque de combustíveis, que será contratada pela Vibra Distribuidora. Pode-se tomar, por referência, os valores aceitáveis de recalque da N-270 Rev. F (PETROBRAS, 2014) de, durante os testes hidrostáticos, 300mm de recalque absoluto em qualquer parte do costado do tanque, com recalque diferencial máximo de 50mm entre dois pontos quaisquer, ou, após os testes hidrostáticos, recalque diferencial máximo de 70mm entre dois pontos separados de 1,15m, na direção do raio do tanque. No entanto, esses critérios são, somente, indicativos, não podendo ser conclusivos.

4.3.1 Encurtamento Elástico por Aoki (1979)

O encurtamento elástico um fenômeno que ocorre em elementos estruturais devido às características mecânicas dos materiais que os compõem. Caracteriza-se pelo deslocamento da cabeça da estaca, mantendo-se a base imóvel. A metodologia de Aoki (1979) analisa que o esforço normal parte de um valor máximo na cabeça da estaca e decresce ao longo do fuste, pelas ações de atrito lateral, como representa o diagrama da figura 12.

Figura 12: diagrama de esforço normal ao longo do fuste da estaca.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Baseando-se na lei de Hooke, obteve-se que o encurtamento elástico da estaca é proporcional ao carregamento vertical de compressão ao qual está submetida e ao comprimento do elemento, ao mesmo tempo que é inversamente proporcional ao diâmetro da estaca (e, por

consequência, à área da seção transversal) e ao módulo de elasticidade do material (CINTRA; AOKI, 2010, apud AOKI, 1979).

$$\rho_E = \frac{\sum P_i L_i}{A_E E_C} \quad (19)$$

ρ_E : encurtamento elástico da estaca.

P_i : carregamento transversal no trecho da estaca.

L_i : comprimento do trecho da estaca.

A_E : seção transversal da estaca.

E_C : módulo de elasticidade do concreto.

4.3.2 Recalque do solo – Efeito individual por Poulos e Davis (1980).

O trabalho de Poulos e Davis (1980) utilizou-se da solução de Mindlin (1936), partindo da premissa de estacas incompressíveis em um meio elástico semi-infinito, com coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$ e introduzindo coeficientes que corrigem o comportamento do conjunto solo-estrutura.

$$w_i = \frac{QI}{E_S B_E} \quad (20)$$

w_i : efeito individual (recalque) de uma estaca.

Q : carregamento de compressão ao qual a estaca é submetida.

I : coeficientes de ajuste de comportamento do conjunto solo-estrutura, propostos por Poulos e Davis (1980).

E_S : módulo de elasticidade do solo.

B_E : diâmetro da estaca.

O coeficiente de ajuste I , é calculado por um produto de fatores de correção, como se desenvolveu abaixo. A leitura dos coeficientes deve ser feita nos ábacos das figuras 13 a 17.

$$I = I_O R_K R_H R_v R_b \quad (21)$$

I_0 : fator de influência, que leva em conta a razão entre o diâmetro da base da estaca e o diâmetro da estaca.

R_K : fator de correção da compressibilidade da estaca.

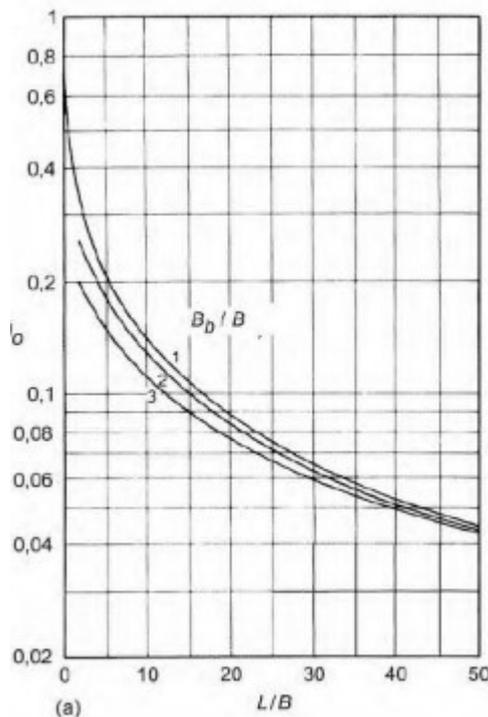
R_H : fator de correção para a finitude da espessura da camada do solo.

R_v : fator de correção do coeficiente de Poisson do solo.

R_b : fator de correção para o módulo de elasticidade do solo na base da fundação.

O coeficiente I_0 é obtido através de ábaco, levando em conta o diâmetro da ponta da estaca B_B , o diâmetro do fuste da estaca e o comprimento.

Figura 13: ábaco para determinação de I_0 .



Fonte: Poulos e Davis (1980).

O fator de correção R_K é obtido na leitura de ábaco, considerando um parâmetro K , o comprimento e diâmetro da estaca.

$$K = \frac{R_A E_P}{E_S} \quad (22)$$

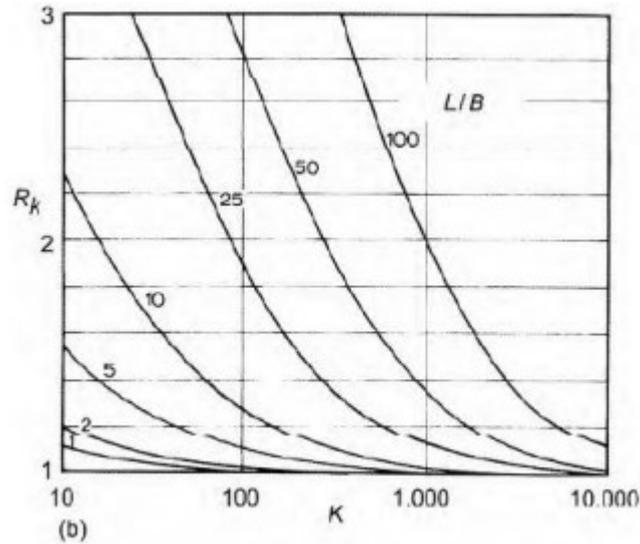
K : fator de rigidez da estaca.

R_A : fator de correção da seção da estaca. Para estacas maciças, vale 1,0.

E_P : módulo de elasticidade do material da estaca.

E_S : módulo de elasticidade do solo.

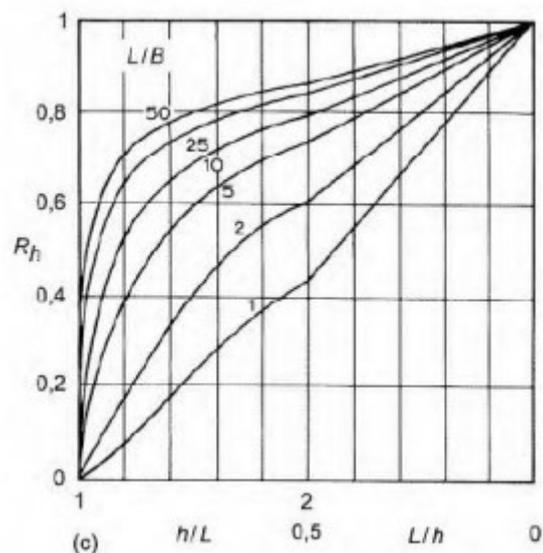
Figura 14: ábaco para determinação de R_K .



Fonte: Poulos e Davis (1980).

A correção pela finitude da profundidade do solo se dá pelo fator R_H , tomado a partir da profundidade da camada mais rígida, do comprimento e do diâmetro da estaca.

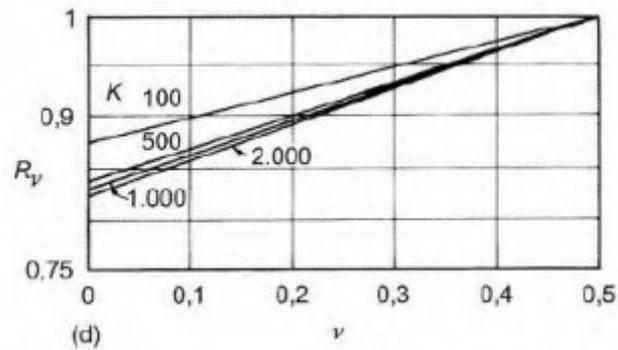
Figura 15: ábaco para determinação de R_H .



Fonte: Poulos e Davis (1980).

Já o fator de correção R_v relaciona a compressibilidade da estaca, com base no parâmetro K , e na compressibilidade do solo, pelo coeficiente de Poisson.

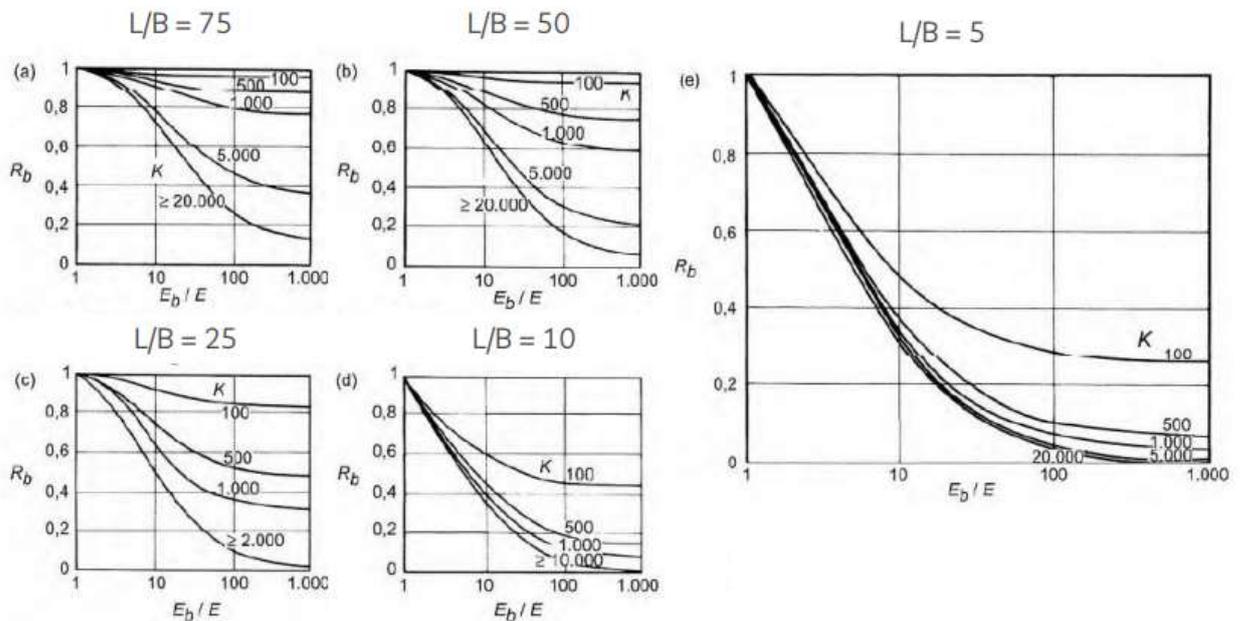
Figura 16: ábaco para leitura do fator de correção R_v .



Fonte: Poulos e Davis (1980).

O fator de correção R_b é lido em ábacos diferentes a depender da razão entre comprimento e diâmetro da estaca. Os dados de entrada no ábaco envolvem o parâmetro de compressibilidade da estaca e a razão entre o módulo de elasticidade do solo na base e no fuste da estaca.

Figura 17: ábaco para determinação de R_b .



Fonte: Poulos e Davis (1980).

4.3.3 Recalque do solo – Efeito de grupo

A proximidade com que um grupo de estacas é executado pode gerar uma sobreposição de efeitos, que amplifica o recalque no solo, em comparação com o recalque da estaca individual (w_i) (CINTRA; AOKI, 2010). A forma mais comum de estudar o recalque do solo provocado pelo grupo de estacas (w_g) é obtendo um fator ξ de majoração dos recalques.

$$w_g = \xi w_i \quad (23)$$

Embora considera-se que essa abordagem seja pouco confiável (CINTRA; AOKI, 2010), utilizar-se-á das considerações de Meyerhof (1959), Vesic (1969) e Fleming et al. (1985) para estimativa da amplificação dos recalques pelo efeito de grupo. Em comum, todas baseiam-se somente por características geométricas do grupo, exceto a proposta de Fleming et al. (1985), que, além disso, também leva em conta o tipo de solo.

Calculou-se a amplificação de recalque pelos três métodos e adotou-se a média entre os três para representar o comportamento da situação de projeto.

4.3.4 Considerações de Meyerhof (1959)

Baseiam-se unicamente nas características da distribuição espacial do estaqueamento, através de dois parâmetros: ζ , que é a razão entre o espaçamento e o diâmetro das estacas, e η_R , que consiste no número de linhas de estacas no bloco.

$$\xi = \left(\frac{\zeta \left(5 - \frac{\zeta}{3} \right)}{\left(1 + \frac{1}{\eta_R} \right)^2} \right) \quad (24)$$

4.3.5 Considerações de Vesic (1969)

Vesic (1959) propôs que a amplificação recalque pelo efeito de grupo aumenta com o diâmetro do bloco que compõe o grupo de estacas (B_g) e diminui com o aumento do diâmetro das estacas individuais (B_E), conforme a relação abaixo:

$$\xi = \sqrt{\frac{B_g}{B_E}} \quad (25)$$

4.3.6 Considerações de Fleming et al. (1985)

Conforme supracitado, a equação proposta por Fleming et al. (1985) considera o número de estacas (N) e o tipo de solo, através do parâmetro η , mostrado na tabela 21.

$$\xi = N^\eta \quad (26)$$

Tabela 21: valores do parâmetro η para estimativa do efeito de grupo.

η	Tipo de solo	Referência
0,4 – 0,6	-	Fleming et al. (1985)
0,33	Areia	Poulos (1989)
0,5	Argila	Poulos (1989)

Fonte: Cintra, Aoki (2010).

4.3.7 Recalque total

Conhecendo-se os efeitos individuais e suas devidas amplificações pelo efeito de grupo, além das deformações por encurtamento elástico, pode-se determinar o recalque total (w_T) como:

$$w_T = w_G + \rho_E = \xi \cdot w_I + \rho_E \quad (27)$$

w_T : recalque total do conjunto.

w_i : recalque individual da estaca.

w_G : recalque do grupo de estacas.

ρ_E : deformação por encurtamento elástico.

5. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

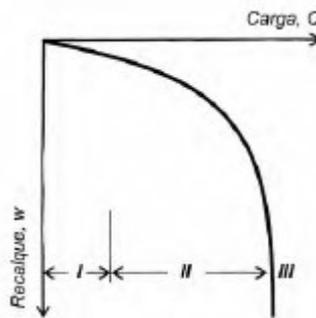
Conforme determina a NBR 6122 (ABNT, 2019), este trabalho realizará os procedimentos de dimensionamento das fundações superficiais com as verificações de segurança ao estado limite último (ELU), que consiste na verificação da ruptura da estrutura, e estado limite de serviço (ELS), que consiste na verificação dos recalques.

Neste trabalho, por simplificação e atuando a favor da segurança, dimensionar-se-á o radier como uma sapata isolada com o diâmetro do radier.

5.1 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

A capacidade de carga do solo é a carga que provoca deformações plásticas no solo e, após mobilizar toda tensão cisalhante resistente, rompe o solo, que passa a ter recalques infinitos, como representa a figura 18.

Figura 18: evolução do carregamento Q no solo, levando ao estágio III de ruptura.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Já a NBR 6122 (ABNT, 2019) define a tensão de ruptura da fundação como:

“tensão que, se aplicada pela fundação ao terreno, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho; corresponde à tensão resistente última (geotécnica) da fundação.”

A determinação da tensão de ruptura da fundação será feita com base na Teoria Generalizada de Terzaghi (1943) com as contribuições de Brinch Hansen (1961) e passará pelos procedimentos de verificação da segurança estabelecidos na NBR 6122 (ABNT, 2019). Esse procedimento corresponde ao dimensionamento no estado limite último (ELU).

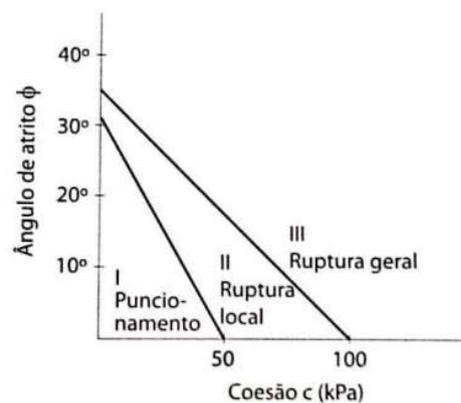
5.1.1 Determinação do tipo de ruptura do solo

Podem haver três tipos de ruptura no solo: generalizada, localizada e por puncionamento (VELLOSO; LOPES, 2010 apud VESIC, 1963). A ruptura generalizada caracteriza-se por um mecanismo que gera uma superfície de deslizamento que percorre de um lado da fundação ao outro, ocorrendo o levantamento do solo nas laterais. A ruptura localizada é caracterizada por uma cunha de deslizamento que termina dentro do solo, sem atingir a superfície próximo à fundação. Por fim, o mecanismo de puncionamento é de difícil observação, e ocorre praticamente só abaixo da fundação, devido ao cisalhamento vertical no perímetro dela.

Segundo Velloso e Lopes (2010), solos praticamente incompressíveis apresentariam ruptura generalizada, enquanto que solos muito compressíveis sofreriam ruptura por puncionamento. No entanto, Velloso e Lopes (2010) apud Lopes (1979) traz que fundações com geometria circular tem modelo de ruptura mais próximo de punção ou localizada, em comparação com sapatas corridas.

Cintra et al. (2011) traz a possibilidade de determinar o tipo de ruptura do solo em função do ângulo de atrito e da coesão do solo, conforme a figura 19.

Figura 19: modos de ruptura do solo, em função do ângulo de atrito e coesão.



Fonte: Cintra et al. (2011).

Tomando-se os parâmetros adotados para o solo em estudo, pela condição de solo não drenado, tomou-se ângulo de atrito nulo e o intercepto coesivo está na faixa inferior a 50 kPa. Dessa forma, a ruptura será por puncionamento. Com isso, é importante verificar que o intercepto coesivo do solo sofra uma redução no parâmetro na hora do dimensionamento da fundação (CINTRA, 2011).

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (28)$$

c^* : intercepto coesivo do solo corrigido, devido ao modo de ruptura do solo.

5.1.2 Teoria Generalizada por Terzaghi (1943) e Brinch Hansen (1961)

A Teoria Generalizada de Terzaghi (1943) e Brinch Hansen (1961), daqui em diante chamada somente por Teoria Generalizada, define que a tensão de ruptura da fundação (σ_R) é a soma de parcelas de contribuição de resistência vindas da coesão (σ_C), da sobrecarga no solo (σ_q) e do atrito mobilizado (σ_γ). Cada uma dessas parcelas leva em conta parâmetros geotécnicos do solo e características geométricas das fundações e por fatores de carga, que dependem do ângulo de atrito interno do solo.

Além disso, essas parcelas de resistência são corrigidas pelo produto de coeficientes que levam em conta a forma da base da fundação, a inclinação da base do terreno, a profundidade da base da fundação, a inclinação do terreno e a excentricidade do carregamento.

$$\sigma_R = \sigma_C + \sigma_q + \sigma_\gamma \quad (29)$$

$$\sigma_C = s_C i_C d_C b_C g_C c N_C \quad (30)$$

$$\sigma_q = s_q i_q d_q b_q g_q \gamma D N_q \quad (31)$$

$$\sigma_\gamma = s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \quad (32)$$

s , i , d , b , g : fatores de correção, de cada parcela de contribuição de resistência, relativos à forma da base da fundação, à inclinação do carregamento, à profundidade da base da fundação, à inclinação da base da fundação e à inclinação do terreno ao redor da fundação, respectivamente.

N_C , N_q e N_γ : fatores de carga, relativos às parcelas de coesão, sobrecarga e atrito, respectivamente.

c : intercepto coesivo do solo, no valor corrigido conforme o modo de ruptura do solo.

γ : peso específico do solo.

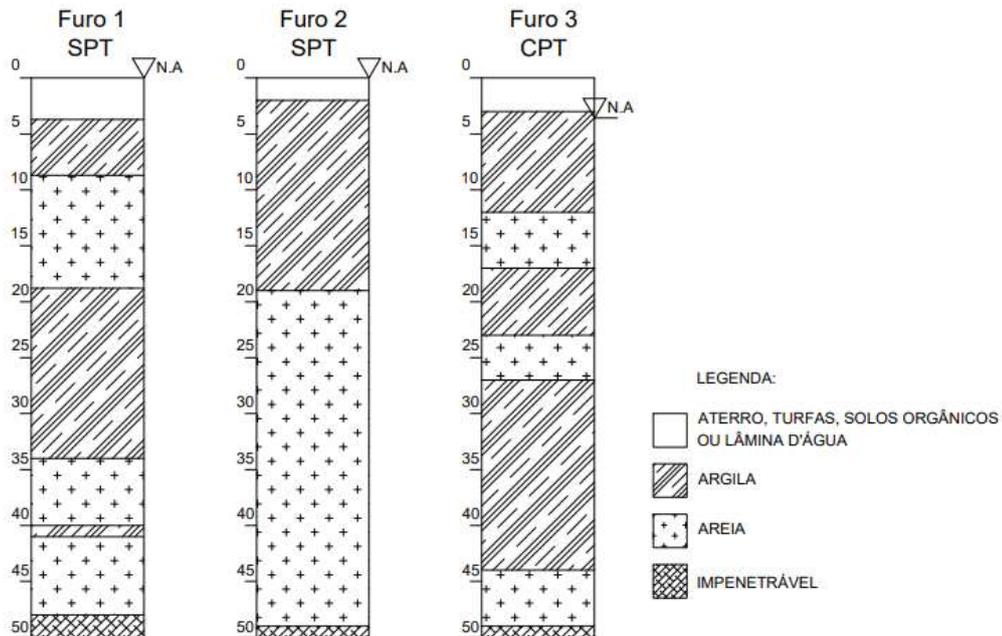
D : profundidade que está localizada a base da fundação.

B : diâmetro da sapata circular.

5.1.3 Considerações sobre a heterogeneidade do perfil de solo

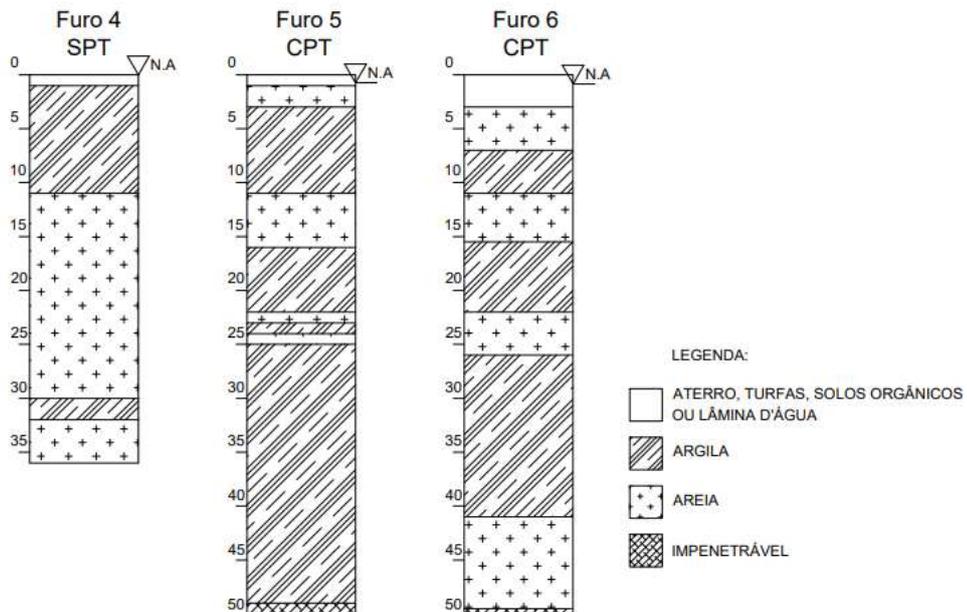
O perfil de solo que compõe o objeto deste estudo mostrou-se estratificado, composto por camadas de argila mole ou muito mole e camadas de areia, com diferentes graus de compactação, como mostram as figuras 20 a 22.

Figura 20: perfis resumidos de subsolo resultantes nas sondagens 1 a 3.



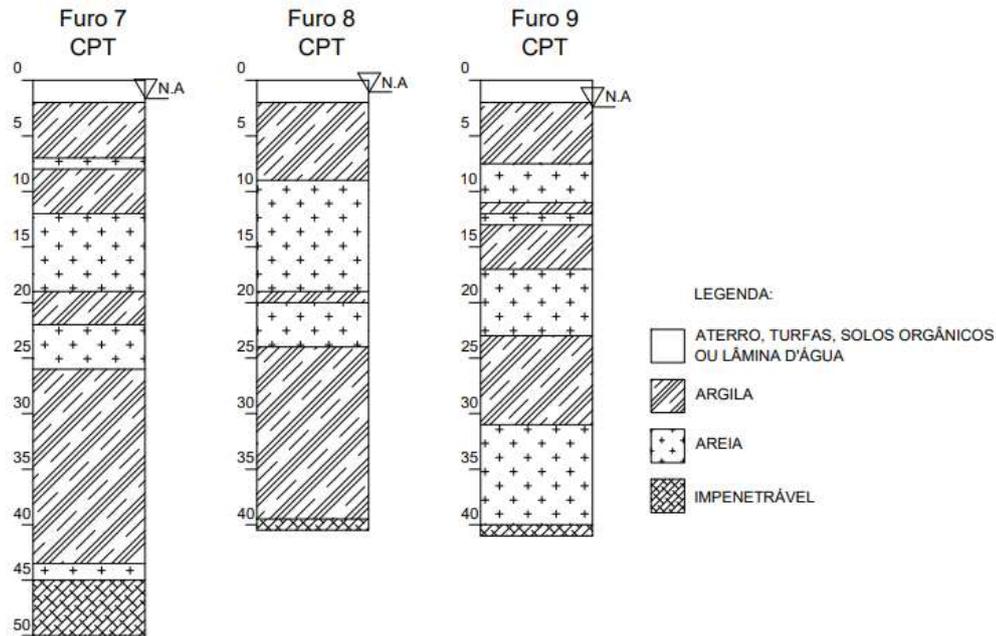
Fonte: própria do autor.

Figura 21: perfis resumidos de subsolo resultantes nas sondagens 4 a 6.



Fonte: própria do autor.

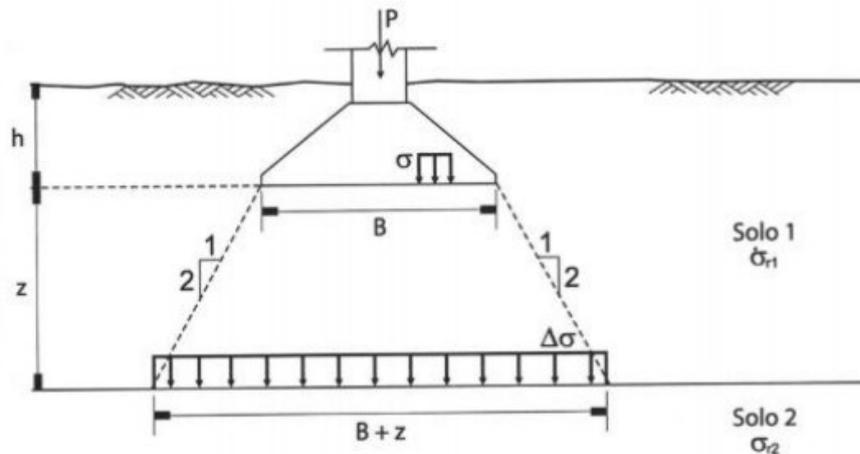
Figura 22: perfis resumidos de subsolo resultantes nas sondagens 7 a 9.



Fonte: própria do autor.

Dessa forma, a abordagem simplificada de Vesic (1975) (vide figura 23), que considera o espriamento de tensões no solo, acaba por considerar, dentre duas camadas de solo, somente a tensão de ruptura do menos resistente ou uma média entre a das duas camadas.

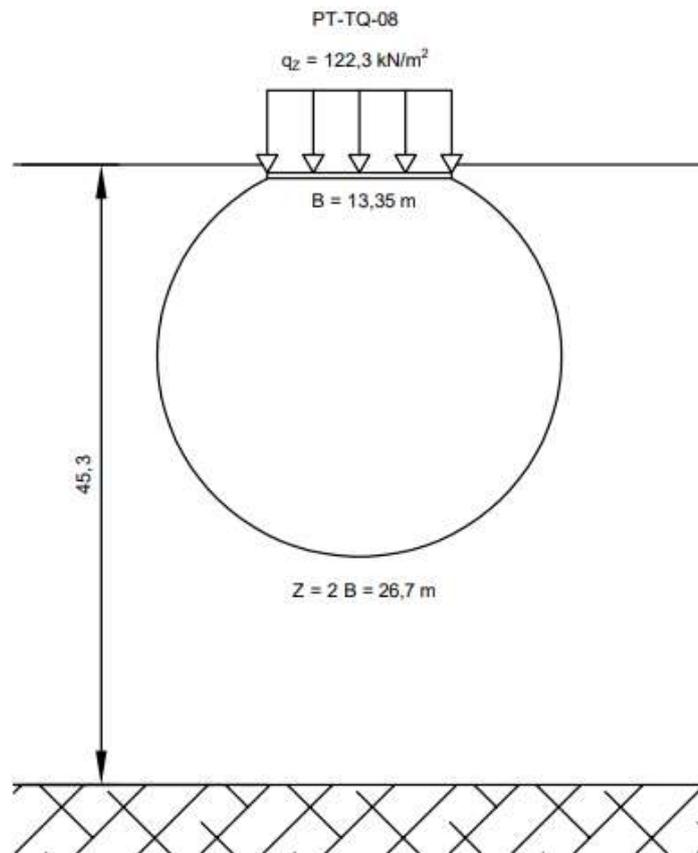
Figura 23: espriamento de tensões no solo.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

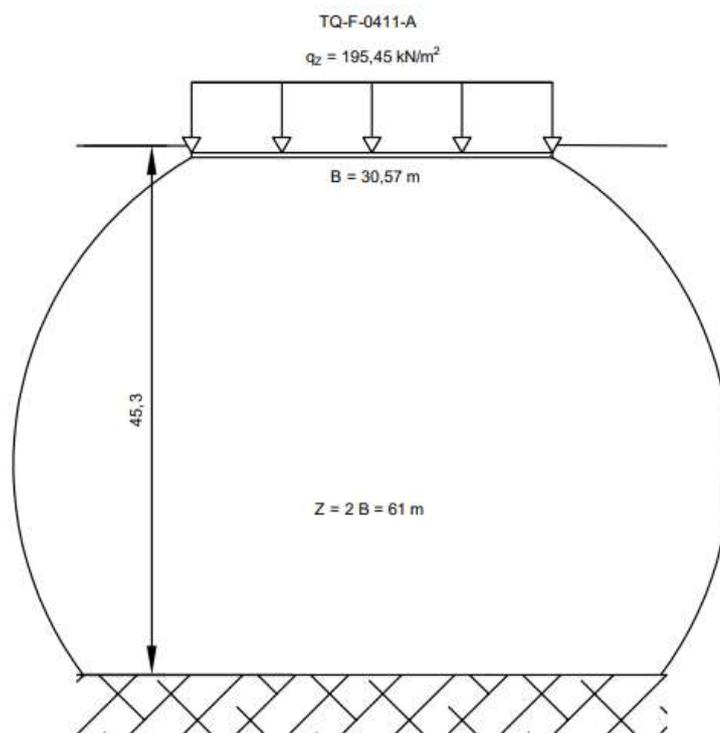
A aplicação dessas considerações torna-se mais complexa ainda neste perfil de solo, ao verificar a extensão do bulbo de tensões. Em sapatas circulares, o bulbo de tensões se desenvolve de forma a preservar 10% da tensão atuante em profundidades de até duas vezes o diâmetro das sapatas. Considerando que a profundidade média do impenetrável é cerca de 45,3 metros, o bulbo de tensões da fundação do tanque TQ-F-0411-A ultrapassa o impenetrável.

Figura 24: bulbo de tensões da fundação superficial do tanque PT-TQ-08.



Fonte: própria do autor.

Figura 25: bulbo de tensões da fundação superficial do tanque TQ-F-0411-A.



Fonte: própria do autor.

No objeto deste estudo, conforme as figuras 24 e 25, a extensão do diâmetro das fundações prorroga o bulbo de tensões por múltiplas camadas heterogêneas de solo. Com base na abordagem simplificada de Vesic (1975), a resistência do solo, em perfis heterogêneos, é limitada pelas resistências das camadas com menor capacidade de carga, o que embasa a opção por atuar a favor da segurança, considerando todo o perfil, para fins de dimensionamento geotécnico da fundação superficial, como uma camada homogênea de argila mole com resistência não-drenada crescente, conforme a variação linear mostrada na figura 9.

5.1.4 Fatores de carga e fatores de correção

Em argilas com resistência não drenada (S_U) crescente com a profundidade, é necessário fazer uma correção no fator de carga relativo à coesão da Teoria Generalizada (VELLOSO; LOPES, 2010 apud PINTO, 1965). Essa correção é obtida através de um parâmetro p , que consta na tabela 22 e que considera a resistência não drenada do solo na superfície (S_0), o diâmetro da fundação (B) e o coeficiente angular da reta relativo à taxa de aumento do S_U com a profundidade (ρ).

$$p = \frac{2 S_0}{\rho B} \quad (33)$$

p : parâmetro de obtenção da correção de N_C .

S_0 : resistência não drenada do solo na superfície ($z=0$).

ρ : coeficiente angular da reta $S_U = S_0 + \rho z$.

A obtenção do coeficiente angular da reta $S_U = S_0 + \rho z$ foi possível com a utilização da relação trazida por Schnaid e Odebrecht (2012):

$$S_U(z) = \frac{q_T(z) - \sigma_{VO}(z)}{N_{KT}} \quad (34)$$

$S_U(z)$: resistência não drenada do solo, na profundidade z .

$q_T(z)$: valor da resistência de ponta do ensaio CPT na profundidade z .

$\sigma_{VO}(z)$: valor da tensão geostática do solo na profundidade z , obtido pela multiplicação de γ_{SAT} pela profundidade z .

N_{KT} : fator de capacidade de carga.

Estabeleceu-se, então, uma dispersão de pontos de S_U em função de z , observando-se a tendência de crescimento linear. Ajustou-se uma reta no formato $S_U = S_O + \rho z$, verificando-se o coeficiente R^2 .

Tabela 22: Correção de N_C em função do parâmetro p .

p	∞	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,05
N_C	5,5	5,97	6,4	7,55	9,31	12,49	21,07	34,34	61,47

Fonte: Velloso e Lopes (2010, apud Pinto, 1965).

Os demais fatores de carga N_q e N_γ podem ser calculados em função do ângulo de atrito interno (φ), conforme as equações abaixo:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg\varphi} \cdot tg^2 (45 + \varphi/2) \quad (35)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot tg\varphi \quad (36)$$

Os fatores de correção da forma da base da fundação, para fundações circulares, podem ser calculados conforme as equações abaixo:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_C} \quad (37)$$

$$s_q = 1 + tg\varphi \quad (38)$$

$$s_\gamma = 0,60 \quad (39)$$

Os fatores de correção da inclinação do carregamento consideram a decomposição do esforço na fundação em componentes verticais e horizontais, que vão ser modeladas como excentricidades no carregamento, promovendo uma redução da área efetiva da sapata que resiste aos esforços. Em argilas saturadas e com carregamentos exclusivamente de compressão, como é a situação de projeto, o fator de correção da inclinação do carregamento tem valor unitário.

$$i_c = i_q = i_\gamma = 1,0 \quad (40)$$

Os fatores de correção da profundidade da base da fundação levam em conta a profundidade da base da fundação (B) e o diâmetro da sapata (D). Para o caso de argilas saturadas e $D \leq B$, tem-se que:

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \operatorname{sen} \varphi)^2 \frac{D}{B} \quad (41)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B} \quad (42)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (43)$$

Os fatores de correção da inclinação da base da fundação levam em conta o ângulo α entre o solo da base e a horizontal. Na situação de projeto, esse ângulo vale zero, pois a sapata foi projetada considerando base plana e horizontal. Dessa forma, todos os fatores de correção para a inclinação da base da fundação têm valor unitário.

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1,0 \quad (44)$$

Por fim, os fatores de correção da inclinação do terreno ao redor da fundação levam em conta um ângulo ω entre o solo e a horizontal. Na situação de projeto, o solo ao redor da sapata é plano e horizontal e, portanto, esse ângulo vale zero. Dessa forma, os fatores de correção da inclinação do terreno ao redor da fundação têm valor unitário.

$$g_c = g_q = g_\gamma = 1,0 \quad (45)$$

5.1.5 Verificação da segurança ao ELU

Com isso, é possível obter a tensão de ruptura da fundação (σ_R). A obtenção da tensão admissível (σ_{ADM}) depende do fator de segurança global, presente na tabela 1 da NBR 6122 (ABNT, 2019). Ela determina, conforme o tipo de método utilizado para obtenção da resistência última, ou tensão de ruptura, há um fator de segurança global FS_g previsto. Dessa forma, segundo o item 6.2.1.1.1 *Segurança na compressão* da NBR 6122 (ABNT, 2019), para a utilização de métodos semiempíricos, o FS_g mínimo é 3,0.

$$\sigma_{ADM} = \frac{\sigma_R}{FS_g} \quad (46)$$

O critério de segurança do ELU é atendido se:

$$q_Z \leq \sigma_{ADM} \quad (47)$$

q_Z : solicitação de projeto.

5.2 DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES

O solo submetido a carregamento externo apresenta três recalques, que ocorrem na medida em que se dissipa o excesso de poropressão gerado ao ser carregado. O recalque imediato (w_E) é uma deformação elástica, que é modelada pela teoria da elasticidade e ocorre de forma não drenada, ou seja, a água é responsável por absorver as deformações, acumulando poropressão.

Na medida que o excesso de poropressão é dissipado, as deformações passam a ser absorvidas pelo solo, gerando o recalque por adensamento primário (w_A). A velocidade com que a água é dissipada depende dos parâmetros de permeabilidade do solo. Em argilas saturadas, a dissipação da água é muito mais lenta que, por exemplo, solos arenosos e pode levar anos para estabilizar os recalques (PINTO, 2006).

Além disso, há o recalque causado pelo *creep* do solo, associado a fenômenos de natureza microscópica, como o deslizamento de ligações para que as moléculas se acomodem de forma mais estável, após a dissipação da poropressão (PINTO, 2006). Esse fenômeno é chamado de recalque por adensamento secundário (w_S).

O recalque total (w_T) no solo é dado por:

$$w_T = w_E + w_A + w_S \quad (48)$$

w_T : recalque total do solo.

w_E : recalque imediato do solo.

w_A : recalque por adensamento primário do solo.

w_S : recalque secundário do secundário do solo.

5.2.1 Determinação do recalque imediato

O recalque imediato do solo será calculado por três métodos e, então, será tomado como seu valor a média dos três valores calculados. Serão utilizadas as soluções de Terzaghi e Peck modificadas por Meyerhof (1965), Schultze e Sherif (1973) e a de Simons e Menzies (1981).

Velloso e Lopes (2010) apud Andrade (1982) classificou o método de Terzaghi e Peck modificado por Meyerhof (1965) como conservativo e o de Schultze e Sherif (1973) como razoável. Já a solução de Simons e Menzies (1981), por ser um método direto e baseado na

teoria da elasticidade e que considera a evolução do módulo de elasticidade do solo, também deve trazer resultados razoáveis.

Os métodos serão aplicados considerando um perfil médio representativo do solo, cujo N_{SPT} na profundidade z é a média dos N_{SPT} em todos os furos do ensaio de sondagem.

5.2.1.1 Solução de Terzaghi e Peck modificada por Meyerhof (1965)

O método determina que o recalque imediato do solo seja função do carregamento transmitido pela fundação, do N_{SPT} médio do solo até uma profundidade igual ao diâmetro da sapata, e do próprio diâmetro da sapata. Para diâmetros superiores a 1,2 metros, o recalque imediato é calculado pela seguinte equação:

$$w_E = 3,23 \left(\frac{q_Z}{N_{SPT,60}} \right) \left(\frac{B}{B + 0,3} \right)^2 \quad (49)$$

q_Z : carregamento transmitido pela fundação ao solo.

$N_{SPT,60}$: valor de NSPT corrigido para a energia de referência do sistema americano, calculado como $1,2 * N_{SPT}$.

B : diâmetro da sapata.

5.2.1.2 Solução de Schultze e Sherif (1973)

A solução de Schultze e Sherif (1973) determina que o recalque imediato é função do carregamento submetido ao solo, do N_{SPT} até a profundidade igual ao diâmetro da sapata e das características geométricas do elemento, representadas através de um coeficiente de recalque.

$$w_E = \frac{S q_Z}{N_{SPT,60}^{0,87} (1 + 0,4 D/B)} \quad (50)$$

S : coeficiente de recalque.

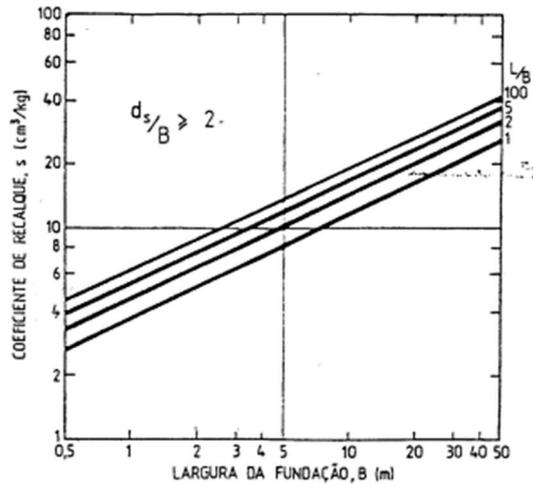
q_Z : carregamento transmitido pela fundação ao solo.

$N_{SPT,60}$: valor de NSPT corrigido para a energia de referência do sistema americano, calculado como $1,2 * N_{SPT}$.

B : diâmetro da sapata.

D: profundidade da base da sapata.

Figura 26: ábaco de determinação do coeficiente de recalque.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

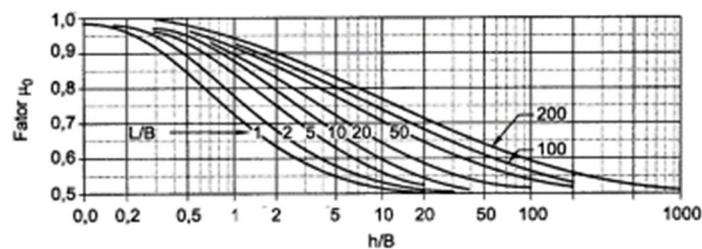
5.2.1.3 Solução de Simons e Menzies (1981)

A solução de Simons e Menzies (1981) estabelece uma estratificação do solo e uma estimativa de recalque baseada na teoria da elasticidade, com fatores de correção que levam em conta a geometria da fundação, a profundidade da base e a profundidade da camada e, principalmente, o aumento do módulo de elasticidade com a profundidade.

A aplicação do método é feita conforme os passos:

- delimitação do perfil de solo em camadas 1 até n, onde a camada 1 é a mais próxima da superfície, determinando as cotas iniciais, finais e médias de cada camada.
- determinação do módulo de elasticidade do solo na profundidade média da camada, através da relação de S_U com a profundidade.
- determinação do parâmetro μ_0 , conforme o ábaco da figura 27.

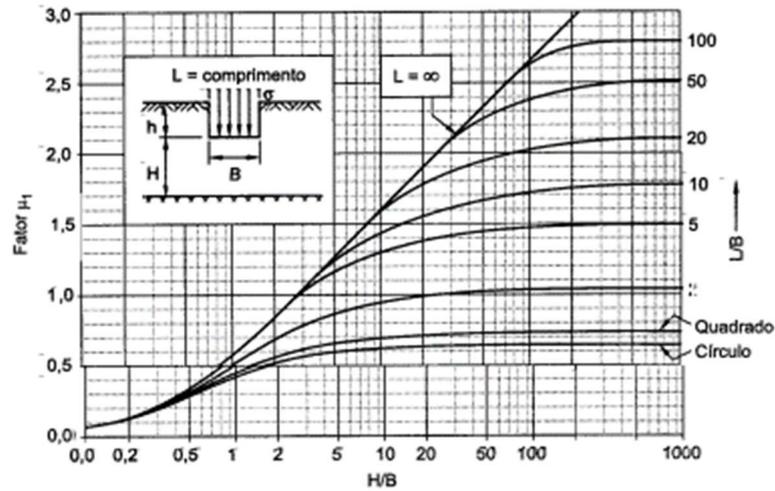
Figura 27: ábaco de determinação do parâmetro μ_0 .



Fonte: Cintra, 2011 apud Janbu et al., 1956 apud Simons e Menzies, 1981.

d) determinação do parâmetro μ_1 , conforme o ábaco da figura 28.

Figura 28: ábaco de determinação do parâmetro μ_1 .



Fonte: Cintra, 2011 apud Janbu et al., 1956 apud Simons e Menzies, 1981.

e) define-se o recalque imediato da camada k (δ_k) como a diferença entre o recalque da camada 1 até a camada k , considerando os parâmetros do solo da camada k ($\delta_{(1:k),k}$), e o recalque da camada 1 até a camada $k-1$, considerando os parâmetros do solo da camada k .

$$\delta_k = \delta_{(1:k),k} - \delta_{(1:k-1),k} \quad (51)$$

Para um perfil de subsolo dividido em cinco camadas, tem-se que:

$$\delta_1 = \delta_{(1),1} \quad (52)$$

$$\delta_2 = \delta_{(1:2),2} - \delta_{(1),2} \quad (53)$$

$$\delta_3 = \delta_{(1:3),3} - \delta_{(1:2),3} \quad (54)$$

$$\delta_4 = \delta_{(1:4),4} - \delta_{(1:3),4} \quad (55)$$

$$\delta_5 = \delta_{(1:5),5} - \delta_{(1:4),5} \quad (56)$$

f) o recalque imediato das n camadas de solo é calculado por:

$$w_E = \sum_{k=1}^n \delta_k \quad (57)$$

5.2.2 Recalque por adensamento primário

A determinação do recalque por adensamento, neste trabalho, será feita conforme a Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi, que considera o solo totalmente saturado, carregamento exclusivo de compressão unidimensional e o fluxo unidimensional da água. Dessa forma, constata-se que todas hipóteses estão dentro das premissas adotadas neste projeto.

Para argilas pré-adensadas, o recalque por adensamento primário é calculado pela seguinte equação:

$$w_A = \frac{H}{1 + e_o} \left[C_R \log \left(\frac{\sigma'_{VM}}{\sigma'_i} \right) + C_C \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{VM}} \right) \right] \quad (58)$$

w_A : estimativa de recalque por adensamento primário.

C_C : índice de compressibilidade do solo.

C_R : razão de compressão do solo.

e_o : índice de vazios do solo.

H : altura da camada de argila.

σ'_i : tensão efetiva inicial.

σ'_f : tensão efetiva final.

σ'_{VM} : tensão de pré-adensamento.

5.2.3 Recalque por adensamento secundário

O recalque secundário é uma compressão lenta do solo que ocorre quando quase a totalidade das pressões neutras já se dissipou, e é causado pela acomodação de esforços a nível molecular, fenômeno chamado de adensamento secundário. A estimativa de deformações do recalque secundário é feita pela equação abaixo:

$$w_S = C_\infty H \log \left(\frac{t_S}{t_R} \right) \quad (59)$$

w_S : estimativa de recalque por adensamento secundário.

C_∞ : índice de compressibilidade secundária.

t_s : tempo de vida útil previsto para a construção.

t_R : tempo de ocorrência do recalque por adensamento primário.

5.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A NBR 6122 (ABNT, 2019), no seu subitem 6.2.2.1 *Verificação dos Estados Limites de Serviço – Generalidades* estabelece que a segurança no ELS ocorre caso seja atendida a condição:

$$E_K \leq C_{LIM,SERV} \quad (60)$$

E_K : valor característico do efeito das ações. Nesse caso, equivale ao recalque total das fundações profundas.

$C_{LIM, SERV}$: valor limite admissível de serviço que, caso ultrapassado, gere problemas de desempenho.

O valor admissível de serviço é informado pela fornecedora do tanque de combustíveis, que será contratada pela Vibra Distribuidora. Pode-se tomar, por referência, os valores aceitáveis de recalque da N-270 Rev. F (PETROBRÁS, 2014) de, durante os testes hidrostáticos, 300mm de recalque absoluto em qualquer parte do costado do tanque, com recalque diferencial máximo de 50mm entre dois pontos quaisquer, ou, após os testes hidrostáticos, recalque diferencial máximo de 70mm entre dois pontos separados de 1,15m, na direção do raio do tanque. No entanto, esses critérios são, somente, indicativos, não podendo ser conclusivos.

6. ORÇAMENTO

6.1 ITENS EXCLUSOS

Não estão inclusos no orçamento os custos relativos à instalação do canteiro de obras, emissão de ART, investigação do subsolo, despesas de água e energia, alimentação e hospedagem da equipe.

6.2 MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

O Manual de Custos da Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2017) define mobilização e desmobilização como:

“Os serviços de mobilização e desmobilização são definidos como o conjunto de operações que o executor deve providenciar com intuito de transportar seus recursos, em pessoal e equipamentos, até o local da obra, e fazê-los retornar ao seu ponto de origem, ao término dos trabalhos.”

Os custos de mobilização e desmobilização dependem da distância de mobilização (D_M), do fato que considera a necessidade de retorno ao local de origem, ou não (K_{MOB}), do fator de utilização (F_U), da velocidade média de transporte (V) e do custo horário do veículo (C_H). Neste projeto, está sendo considerada uma distância de mobilização de 100km, pois o município de Itajaí, SC, não é capital do estado e está a 100km da capital Florianópolis. Como determina o Manual de Custos da Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2017), cada mobilização corresponderá a uma desmobilização. Portanto, a distância de mobilização D_M será de 200km.

$$C_{MOB} = \frac{D_M K_{MOB} F_U}{V} C_H \quad (61)$$

Também se considerou que as obras da fundação dos dois tanques serão realizadas de forma simultânea ou na sequência uma da outra, de forma a não haver a necessidade de desmobilizar a obra após terminar uma das etapas. Os equipamentos considerados, bem como seus respectivos parâmetros, são os que seguem na planilha analítica orçamentária de mobilização, detalhados na tabela 23:

Tabela 23: planilha analítica orçamentária de mobilização.

Item	Fonte	Descrição	Custo horário	Vel. Média (km/h)	K	Fator de utilização
1.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9515	ESCAVADEIRA HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS COM CAÇAMBA COM CAPACIDADE 1,56 M3 - 118 KW	R\$ 197,33	50	1	1
2.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9516	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS - 283 KW	R\$ 954,50	50	1	1
3.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9685	ROLO COMPACTADOR PÉ DE CARNEIRO VIBRATÓRIO AUTOPROPELIDO POR PNEUS DE 11,6 TON - 82 KW	R\$ 151,02	50	1	1
4.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9096	MINI CARREGADEIRA DE PNEUS - 45,5 KW	R\$ 106,22	50	1	1
5.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9516	CAMINHÃO BASCULANTE COM CAPACIDADE 6 M3 - 136 KW	R\$ 128,76	50	1	1

Fonte: própria do autor.

Cabe observar que, caso se conclua que não serão executadas fundações profundas, não será necessário mobilizar o item 2. da planilha analítica orçamentária de mobilização, referente à perfuratriz hidráulica.

6.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

6.3.1 Composições e insumos

Objetivando fornecer uma estimativa de custos para a solução de fundações profundas, serão consideradas as seguintes composições, enumeradas na planilha analítica orçamentária (P.A.O), como mostra a tabela 24.

Tabela 24: planilha analítica de composições e insumos considerados no orçamento da fundação profunda em hélice contínua.

Item	Fonte	Descrição	Unidade	Valor unitário
1.	SINAPI SC AGO/2021 - C 96520	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA.	M3	R\$ 89,40
2.	SINAPI SC AGO/2021 - C 97083	COMPACTAÇÃO MECÂNICA DE SOLO PARA EXECUÇÃO DE RADIER, COM COMPACTADOR DE SOLOS A PERCUSSÃO.	M2	R\$ 3,07
3.	SINAPI SC AGO/2021 - C 100652 ADAPTADO	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 50CM, INCLUSO CONCRETO FCK 40MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO, DESMOBILIZAÇÃO, INCLUSO BOMBEAMENTO)	M	R\$ 267,87
4.	SINAPI SC AGO/2021 - C 96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATADAS	M2	R\$ 27,83
5.	SINAPI SC AGO/2021 - C 97086	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FORMA PARA RADIER, EM MADEIRA SERRADA, 4 UTILIZAÇÕES.	M2	R\$ 130,87
6.	SINAPI SC AGO/2021 - C 96548	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16MM - MONTAGEM	KG	R\$ 12,65
7.	SINAPI SC AGO/2021 - INSUMO 96548	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP 100+/- 20MM, INCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	R\$ 451,99
8.	SINAPI SC AGO/2019 C 93360	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA 0,8 M3 / POTÊNCIA 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE ATÉ 1,5 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA	M3	R\$ 18,11

Fonte: própria do autor.

O item 3. da tabela 24 foi adaptado, tomando como base a composição C 100652 da base SINAPI SC AGO/2021. A composição original adotava o insumo concreto C30 e a composição com perfuratriz de profundidade máxima de 30 metros. Esses subitens foram trocados por concreto C40 e perfuratriz de profundidade máxima 32 metros, que se aproxima mais do serviço a ser executado. As alterações estão detalhadas na tabela 25.

Tabela 25: adaptações no item 3. da tabela 24.

Item	Fonte	Descrição	Unid.	Qtivo. unitário	Valor unitário	Valor total
3.1	SINAPI SC AGO/2021 - INSUMO 96548	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP 100+/- 20MM, INCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,2776	R\$ 451,99	R\$ 125,47
3.2	SINAPI SC AGO/2021 - C 88316	SERVEANTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,307	R\$ 19,64	R\$ 6,03
3.3	SINAPI SC AGO/2021 - C 93224	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 32 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1000 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 350 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 263 KNM - CHP DIURNO.	CHP	0,1023	R\$ 776,02	R\$ 79,39
3.4	SINAPI SC AGO/2021 - C 90776	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1023	R\$ 34,27	R\$ 3,51
3.5	SINAPI SC AGO/2021 - C 90778	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0192	R\$ 111,25	R\$ 2,14
3.6	SINAPI SC AGO/2021 - C 95579	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO 16,0 MM	KG	3,3641	R\$ 12,18	R\$ 40,97
3.7	SINAPI SC AGO/2021 - C 95584	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO 6,3 MM	KG	0,4916	R\$ 17,24	R\$ 8,48
3.8	SINAPI SC AGO/2021 - C 97913	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M3, EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO	M3xKM	0,0773	R\$ 2,29	R\$ 0,18
3.9	SINAPI SC AGO/2021 - C 97913	CARGA, MANOBRA E DESCARGA DE SOLOS E MATERIAIS GRANULARES EM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 - CARGA COM PÁ CARREGADEIRA (CAÇAMBA DE 1,7 A 2,8 M3 / 128HP) E DESCARGA LIVRE (M3)	M3	0,2576	R\$ 6,65	R\$ 1,71

SINAPI SC AGO/2021 - 100652 ADAPTADO	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 50CM, INCLUSO CONCRETO FCK 40MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO, DESMOBILIZAÇÃO, INCLUSO BOMBEAMENTO)	M	Total Unitário	R\$ 267,87
---	--	---	---------------------------	-----------------------

Fonte: própria do autor.

6.3.2 Levantamento de quantitativos

Serão considerados os seguintes quantitativos para os respectivos itens da planilha analítica de orçamento do conjunto estrutural de fundações profundas:

Item 1: escavação da superfície do terreno até 1m de profundidade, conforme definido que será a profundidade do topo das estacas, numa área circular com o diâmetro de cada tanque, somado de 50cm por questões executivas, mais a escavação de talude 1:2 em todo perímetro.

Item 2: compactação de uma área circular com o diâmetro de cada tanque, somado de 50cm por questões executivas.

Item 3: é o comprimento total de estacas, calculado tomando-se a quantidade de estacas multiplicada pelo comprimento médio, somando 10cm em cada estaca para o preparo das cabeças.

Item 4: lastro de concreto magro, com espessura de 5cm, na área circular com o diâmetro de cada tanque, somado de 50cm por questões executivas. Será o mesmo quantitativo do item 2.

Item 5: formas de madeira numa área equivalente ao perímetro de cada tanque (somando-se 50cm ao diâmetro), vezes a altura do bloco de coroamento, definida como 40 cm.

Item 6: armação do bloco de coroamento, com taxa de aço recomendada por Botelho e Marchetti (2015) de 70kg de aço por m³ de concreto, para blocos sobre estacas.

Item 7: concretagem do bloco de coroamento, num volume de área circular com diâmetro do tanque, somado de 50cm, e altura 40 cm.

Item 8: reaterro e compactação dos taludes, até a altura de 40cm.

6.4 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

6.4.1 Composições e insumos

Objetivando fornecer uma estimativa de custos para a solução de fundações superficiais, serão consideradas as composições da tabela 26:

Tabela 26: composições e insumos considerados no orçamento da fundação superficial em radier.

Item	Fonte	Descrição	Unidade	Valor unitário
1.	SINAPI SC AGO/2021 - C 96520	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA.	M3	R\$ 89,40
2.	SINAPI SC AGO/2021 - C 97083	COMPACTAÇÃO MECÂNICA DE SOLO PARA EXECUÇÃO DE RADIER, COM COMPACTADOR DE SOLOS A PERCUSSÃO.	M2	R\$ 3,07
3.	SINAPI SC AGO/2021 - C 96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATADAS, ESPESSURA 5 CM	M2	R\$ 27,83
4.	SINAPI SC AGO/2021 - C 97086	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FORMA PARA RADIER, EM MADEIRA SERRADA, 4 UTILIZAÇÕES.	M2	R\$ 130,87
5.	SINAPI SC AGO/2021 - C 96548	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16MM - MONTAGEM	KG	R\$ 12,65
6.	SINAPI SC AGO/2021 - I 34479	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP 100+/- 20MM, INCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	R\$ 451,99
7.	SINAPI SC AGO/2019 C 93360	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA 0,8 M3 / POTÊNCIA 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE ATÉ 1,5 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA	M3	R\$ 18,11

Fonte: própria do autor.

6.4.2 Levantamento de quantitativos

Serão considerados os seguintes quantitativos para os respectivos itens da planilha analítica de orçamento do conjunto estrutural de fundações profundas:

Item 1: escavação da superfície do terreno até 1m de profundidade, conforme definido que será a profundidade do topo das estacas, numa área circular com o diâmetro de cada tanque, somado de 50cm por questões executivas, mais a escavação de talude 1:2 em todo perímetro.

Item 2: compactação de uma área circular com o diâmetro de cada tanque, somado de 50cm por questões executivas.

Item 3: lastro de concreto magro, com espessura de 5cm, na área circular com o diâmetro de cada tanque, somado de 50cm por questões executivas. Será o mesmo quantitativo do item 2.

Item 4: formas de madeira numa área equivalente ao perímetro de cada tanque (somando-se 50cm ao diâmetro), vezes a altura do bloco de coroamento, definida como 40 cm.

Item 5: armação do radier, com taxa de aço recomendada por Botelho e Marchetti (2015) de 40kg de aço por m³ de concreto, para sapatas.

Item 6: concretagem do radier, num volume de área circular com diâmetro do tanque, somado de 50cm, e altura 40 cm.

Item 8: reaterro e compactação dos taludes, até a altura de 40cm.

7. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nesta seção, os resultados obtidos no dimensionamento geotécnico das alternativas de fundação profundas e superficiais para o problema objeto de estudo serão apresentados e discutidos.

7.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

7.1.1 Dimensionamento no ELU

Abaixo seguem os dados de entrada utilizados e os resultados da capacidade de carga das estacas, obtidos da aplicação dos métodos de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997) e Decourt-Quaresma adaptado (1982) para o problema objeto deste estudo, com base nos ensaios CPT e SPT.

7.1.1.1 Capacidade de carga das estacas

A determinação da capacidade de carga da estaca foi feita para cada um dos perfis de subsolo e, então, tomou-se o valor médio da carga útil. Isso se deu pois, devido à variabilidade da estratigrafia, não foi possível estabelecer um perfil médio. O comprimento da estaca, em cada furo, foi definido com base na profundidade da sondagem e a propagação do bulbo de tensões até 3,5 diâmetros abaixo da base da estaca. Os resultados estão descritos nas tabelas 27 a 32.

7.1.1.1.1 Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base no ensaio CPT:

Tabela 27: dados de entrada para determinação da capacidade de carga da fundação no ELU, através do método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997) aplicado com base nos resultados do ensaio CPT.

	Furo 3	Furo 5	Furo 6	Furo 7	Furo 8	Furo 9
F1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
F2	3,80	3,80	3,80	3,80	3,80	3,80
B _E (m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
L (m)	45,00	45,00	45,00	40,00	35,00	36,00
A _P (m ²)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
ΔA _L (m ²)	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31
Cota topo (m)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Cota ponta (m)	46,00	46,00	46,00	41,00	36,00	37,00
Z(q _{PS}) 7B ↑	42,50	42,50	42,50	37,50	32,50	33,50
Z(q _{PI}) 3,5B ↓	47,75	47,75	47,75	42,75	37,75	38,75
Z _{PN} (m)	11,60	11,80	10,80	11,80	9,20	7,60

Fonte: própria do autor.

Tabela 28: resultados obtidos para a resistência de ponta (Q_P), resistência de fuste (Q_L), parcela de atrito negativo (Q_{A,N}), carga admissível (Q_{ADM}) e carga útil da estaca (Q_{UTIL}) no método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base nos resultados do ensaio CPT.

	Furo 3	Furo 5	Furo 6	Furo 7	Furo 8	Furo 9
q _{P,ULT} (MPa)	5,75	5,31	7,63	2,56	2,66	17,61
Q _P (kN)	376,14	347,49	499,16	167,75	174,30	1152,80
Q _L (kN)	1437,14	1896,18	1906,70	1331,17	1301,43	2237,89
Q _{A,N} (kN)	119,49	193,57	81,10	147,61	153,01	80,02
FS _g	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Q _{ADM} (kN)	906,64	1121,83	1202,93	749,46	737,86	1695,35
Q_{UTIL} (kN)	787,15	928,27	1121,83	601,85	584,85	1615,32

Fonte: própria do autor.

7.1.1.1.2 Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base no ensaio SPT:

Tabela 29: dados de entrada para determinação da capacidade de carga da fundação no ELU, através do método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997) aplicado com base nos resultados do ensaio SPT.

	Furo 1	Furo 2	Furo 4
F1	3,00	3,00	3,00
F2	3,80	3,80	3,80
B _E (m)	0,50	0,50	0,50
L (m)	40,00	40,00	31,00
A _P (m ²)	0,20	0,20	0,20
ΔA _L (m ²)	1,57	1,57	1,57
Cota topo (m)	1,00	1,00	1,00
Cota ponta (m)	41,00	41,00	32,00
Z(q _{ps}) 7B ↑	37,00	37,00	28,00
Z(q _{pl}) 3,5B ↓	43,00	43,00	34,00
Z _{PN} (m)	8,69	18,80	10,80

Fonte: própria do autor.

Tabela 30: resultados obtidos para a resistência de ponta (Q_P), resistência de fuste (Q_L), parcela de atrito negativo (Q_{A,N}), carga admissível (Q_{ADM}) e carga útil da estaca (Q_{UTIL}) no método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base nos resultados do ensaio CPT.

	Furo 1	Furo 2	Furo 4
q _{P,ULT} (N _{SPT})	10,29	15,00	8,14
Q _P (kN)	363,53	667,59	362,41
Q _L (kN)	1611,56	1578,39	781,95
Q _{A,N} (kN)	0,21	116,65	0,61
FS _g	2,00	2,00	2,00
Q _{ADM} (kN)	987,54	1122,99	572,18
Q_{UTIL} (kN)	987,37	1006,34	571,56

Fonte: própria do autor.

7.1.1.1.3 Decourt-Quaresma adaptado (1982), com base no ensaio SPT:

Tabela 31: dados de entrada para determinação da capacidade de carga da fundação no ELU, através do método de Decourt-Quaresma adaptado (1982) aplicado com base nos resultados do ensaio SPT.

	Furo 1	Furo 2	Furo 4
B_E (m)	0,50	0,50	0,50
L (m)	40,00	40,00	34,00
A_P (m ²)	0,20	0,20	0,20
ΔA_L (m ²)	1,57	1,57	1,57
Z_{PN} (m)	8,69	18,80	10,80
Cota topo (m)	1,00	1,00	1,00
Cota ponta (m)	41,00	41,00	35,00
$Z_P \uparrow$ (m)	40,00	40,00	34,00
$Z_P \downarrow$ (m)	42,00	42,00	36,00

Fonte: própria do autor.

Tabela 32: resultados obtidos para a resistência de ponta (Q_P), resistência de fuste (Q_L), parcela de atrito negativo ($Q_{A,N}$), carga admissível (Q_{ADM}) e carga útil da estaca (Q_{UTIL}) no método de Decourt-Quaresma adaptado (1982), com base nos resultados do ensaio SPT.

	Furo 1	Furo 2	Furo 4
r_P (N _{SPT})	11,00	20,50	5,00
r_L (N _{SPT})	7,13	6,87	5,12
Q_P (kN)	259,18	483,02	117,81
Q_L (kN)	1895,43	1565,56	1130,97
$Q_{A,N}$ (kN)	157,08	497,42	282,74
FS_g	2,00	2,00	2,00
Q_{ADM} (kN)	1077,30	1024,29	624,39
Q_{UTIL} (kN)	920,22	526,87	341,65

Fonte: própria do autor.

Em posse dos valores de Q_{UTIL} , determina-se a média e desvio padrão das capacidades de carga, descartando os resultados distanciados mais de um desvio padrão da média, como mostra a tabela 33.

Tabela 33: aceitação dos valores de capacidade de carga das estacas, com base em análise estatística.

Método - Ensaio	Sondagem	Q_{UTIL} (kN)	Distância da média (em desvios padrão)	Aceitação
AV-CPT	Furo 3	787,15	0,16	✓
	Furo 5	928,27	0,25	✓
	Furo 6	1121,83	0,80	✓
	Furo 7	601,85	0,69	✓
	Furo 8	584,85	0,74	✓
	Furo 9	1615,32	2,21	X
AV-SPT	Furo 1	987,54	0,42	✓
	Furo 2	1122,99	0,80	✓
	Furo 4	572,18	0,77	✓
DQ-SPT	Furo 1	920,22	0,22	✓
	Furo 2	526,87	0,90	✓
	Furo 4	341,65	1,44	X
Média (kN)		842,56		
Desvio padrão		348,93		

Fonte: própria do autor.

Analisando os resultados obtidos, pode-se constatar que a estimativa de capacidade de carga pelo furo 9, calculada pelo método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997), com base no CPT, destoa das demais pela característica do subsolo naquele ponto. Observando a sondagem CPT, anexa ao trabalho, do referido ponto, este apresenta uma resistência de ponta nas maiores profundidades muito superiores aos demais perfis.

Por fim, Q_{UTIL} calculada para o furo 4, calculado pelo método de Decourt-Quaresma adaptado (1982), com base no ensaio SPT, apresentou-se significativamente inferior às demais, pois a sondagem foi interrompida em uma profundidade menor. Com isso, limitou-se o tamanho máximo viável da estaca naquele ponto, reduzindo a contribuição do atrito lateral positivo na capacidade de carga.

Tomando-se somente os valores aceitos para a capacidade de carga das estacas, toma-se sua média e tem-se o valor adotado para Q_{UTIL}, como consta na tabela 34. Também foi calculado o comprimento médio das estacas (L_{MÉD}), para os valores aceitos.

Tabela 34: capacidade de carga média e comprimento das estacas.

Método - Ensaio	Sondagem	Q _{UTIL} (kN)	L (m)
AV-CPT	Furo 3	787,15	45,00
	Furo 5	928,27	45,00
	Furo 6	1121,83	45,00
	Furo 7	601,85	40,00
	Furo 8	584,85	35,00
AV-SPT	Furo 1	987,54	40,00
	Furo 2	1122,99	40,00
	Furo 4	572,18	31,00
DQ-SPT	Furo 1	920,22	40,00
	Furo 2	526,87	40,00
Média		815,37	40,00

Fonte: própria do autor.

Também se verifica a importância de confirmar o conhecimento consolidado a respeito da distribuição da resistência mobilizada pelo fuste e ponta das estacas. Para isso, tomou-se a soma entre a parcela de resistência de ponta (Q_P) e a de fuste (parcela de atrito positivo) (Q_L) e a razão de cada uma delas sobre seu somatório. Dentre os resultados aceitos, a distribuição das resistências mobilizadas é a que segue na tabela 35:

Tabela 35: análise da distribuição das resistências de ponta e de fuste para as estacas aceitas.

Método - Ensaio	Sondagem	Q _P +Q _L	% Q _P	% Q _L
AV-CPT	Furo 3	1813,27	21%	79%
	Furo 5	2243,67	15%	85%
	Furo 6	2405,86	21%	79%
	Furo 7	1498,92	11%	89%
	Furo 8	1475,73	12%	88%
AV-SPT	Furo 1	2180,41	19%	81%
	Furo 2	2245,98	30%	70%
	Furo 4	1241,19	34%	66%
DQ-SPT	Furo 1	2154,61	12%	88%
	Furo 2	2048,58	24%	76%
Média			20%	80%

Fonte: própria do autor.

A análise confirma o conhecimento estabelecido sobre as fundações profundas, na medida em que 80% da resistência das estacas é mobilizada pelo atrito lateral no fuste, em média.

7.1.1.2 Estaqueamento

A quantidade de estacas necessárias (N), para suportar o carregamento proveniente de cada um dos tanques de combustíveis foi determinada dividindo a carga vertical transmitida pela capacidade de carga das estacas, como mostra a tabela 36.

Tabela 36: definição do número de estacas para cada uma das estruturas.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
F _Z (kN)	17118,00	143460,00
Q _{ÚTIL, MÉD} (kN)	815,37	
L_{MÉD} (m)	40,00	
N (unid.)	21	176

Fonte: própria do autor.

7.1.1.3 Distância entre eixos de estacas

Conforme Alonso (1983), para estacas moldadas in loco, a distância mínima entre eixos é de três vezes o diâmetro da estaca. Para os resultados obtidos, isso significa uma distância mínima de 1,5 metros. A disposição das estacas pode ser vista no Apêndice 01 deste trabalho, observando-se que foi adotado o valor mínimo de espaçamento.

7.1.1.4 Verificação da segurança estrutural da estaca

Verificou-se que a tensão no concreto é inferior à tensão suportada, como mostra a tabela 37. Dessa forma, constatou-se a segurança estrutural da estaca. Além disso, a tensão na estaca é inferior a 6,0 MPa. Dessa forma, a armadura da estaca terá o comprimento mínimo (4m), a taxa mínima (0,4%) e será executada somente para fazer a ligação com o bloco.

Tabela 37: verificação da segurança estrutural da estaca.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
f_{CK} (MPa)	40,00	40,00
γ_C	3,6	3,6
f_{CK}/γ_C (MPa)	11,11	11,11
F_Z (kN)	17118,00	143460,00
A_E (m ²)	0,20	0,20
N (unid)	21,00	176,00
$\frac{F_Z}{N A_E}$ (MPa)	4,15	4,15
Segurança	✓	✓

Fonte: própria do autor.

7.1.1.5 Verificação da segurança no ELU

Verificou-se, na tabela 38, a segurança no Estado Limite Último, atendida caso o carregamento que cada estaca recebe é menor ou igual à carga admissível, que consiste na resistência última minorada pelo fator de segurança global FS_g .

Tabela 38: Verificação da segurança das estacas ao estado limite último.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
F_Z (kN)	17118,00	143460,00
N (núm. estacas)	21	176
F_Z/N (kN)	815,14	815,11
$Q_{\text{ÚTIL}}$ (kN)	815,37	
Segurança	✓	✓

Fonte: própria do autor.

Constatou-se que a alternativa de fundação profunda dimensionada é capaz de atender aos carregamentos solicitantes da estrutura do tanque de combustíveis. Apesar disso, é importante analisar o impacto das premissas adotadas no projeto.

Caso fossem adotadas ferramentas mais robustas para realizar o cálculo da capacidade de carga, o problema poderia ser abordado de forma menos simplificada, em que seria possível, inclusive, considerar a parcela de contribuição de resistência que o bloco de coroamento traria, passando a modelar o sistema como um radier estaqueado.

No mais, os valores encontrados para capacidade de carga das estacas hélice contínua, no diâmetro estabelecido de 50cm, fica 35% abaixo da faixa estipulada por Velloso e Lopes (2010), de 130tf. Isso se deve, em parte, pela influência do atrito negativo das camadas de argila, pois esse fenômeno reduz a carga útil das estacas, mas seu valor não é minorado pelo fator de segurança global, ou seja, o que é descontado da carga útil é o valor total do atrito negativo, vide tabela 39.

Tabela 39: valor médio do atrito negativo calculado para as estacas.

	Q_{A,N} (kN)								
Método	Furo 1	Furo 2	Furo 3	Furo 4	Furo 5	Furo 6	Furo 7	Furo 8	Furo 9
AV-CPT	-	-	119,49	-	193,57	81,1	147,61	153,01	80,02
AV-SPT	0,21	116,65	-	0,61	-	-	-	-	-
DQ-SPT	157,08	497,42	-	282,74	-	-	-	-	-
Média	152,46								

Fonte: própria do autor.

Continuando a análise, pode-se afirmar que, pela ordem de grandeza dos carregamentos, especialmente os do tanque TQ-F-0411-A, seria justificável ampliar o investimento na campanha de investigação do solo. Caso fosse realizado, por exemplo, a realização de ensaios de prova de carga, desde que atendidos os critérios das alíneas a), b) e c) do subitem 6.2.1.2.2 *Resistência determinada por provas de carga estáticas executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto* da NBR 6122 (ABNT, 2019), o fator de segurança global poderia ser reduzido para 1,6. Além disso, quanto mais provas de cargas fossem feitas, menor seria a minoração das resistências, conforme a tabela 3 da NBR 6122 (ABNT, 2019).

O impacto dessas mudanças é evidente: elas possibilitariam reduzir ou a metragem das fundações, ou seu diâmetro, a depender da decisão de projeto, mas, com certeza, o custo envolvido no sistema seria reduzido. Ou seja, a alternativa proposta atende a segurança no ELU, mas há muito potencial para tornar o projeto mais econômico, preservando-se a segurança.

7.1.2 Dimensionamento no ELS

Para verificação da segurança no ELS, determinou-se o recalque por encurtamento elástico da estaca, o recalque individual e o efeito de grupo. Abaixo, seguem os valores de entrada utilizados e os resultados obtidos.

7.1.2.1 Encurtamento elástico das estacas

O cálculo do encurtamento elástico foi feito tomando-se um perfil de solo representativo, cujos valores de resistência lateral foram determinados calculando a média das resistências laterais nas mesmas profundidades para todas as sondagens realizadas.

Com o topo das estacas situado a 1m de profundidade, nessa cota o esforço normal sobre as estacas é F_z . Na medida que a profundidade aumenta, o esforço normal é reduzido por uma tensão provocada pelo atrito lateral. Caso haja profundidade o suficiente, o valor do esforço normal na estaca pode chegar a ser anulado.

Os dados de entrada utilizados e resultados obtidos na determinação do encurtamento elástico das estacas, para as duas estruturas, segue na tabela 40. Por serem muito semelhantes, assim também foram os valores calculados de encurtamento elástico para as estacas.

Tabela 40: determinação da deformação por encurtamento elástico das estacas.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
A_E (m ²)	0,20	0,20
E_C (GPa)	35,40	35,40
P (z=1m) (kN)	815,14	815,11
L_i (m)	0,20	0,20
$\Sigma P_i L_i$ (MPa)	4,75	4,76
ρ_E (mm)	0,68	0,67

Fonte: própria do autor.

7.1.2.2 Recalque individual por Poulos e Davis (1980)

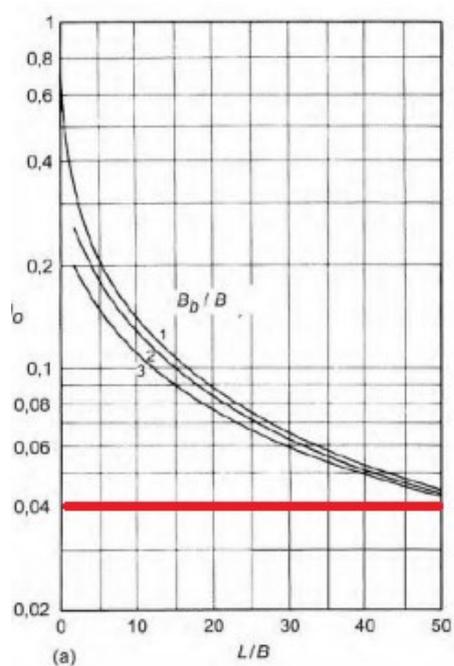
A estimativa de recalque individual por Poulos e Davis (1980), depende do carregamento externo que atua em cada estaca, do módulo de elasticidade do solo e do diâmetro da estaca, com os valores sendo ajustados por um coeficiente de ajuste I . O procedimento de cálculo e leitura nos ábacos de cada coeficiente é abaixo, envolvendo as figuras 29 a 33 e tabelas 41 a 47:

a) I_0 : foram utilizados os seguintes dados de entrada para determinação de I_0 . Importante observar que foi considerado comportamento, aproximadamente, assintótico da curva $B_B/B = 1$ para $I_0 = 0,04$.

Tabela 41: dados de entrada e resultado obtido para o fator de influência I_0 .

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
B_B (m)	0,50	0,50
B_E (m)	0,50	0,50
L (m)	40,00	40,00
B_B/B_E	1,00	1,00
L/B_E	80,00	80,00
I_0	0,04	0,04

Fonte: própria do autor.

Figura 29: leitura no ábaco para determinação do fator de influência I_0 .

Fonte: própria do autor.

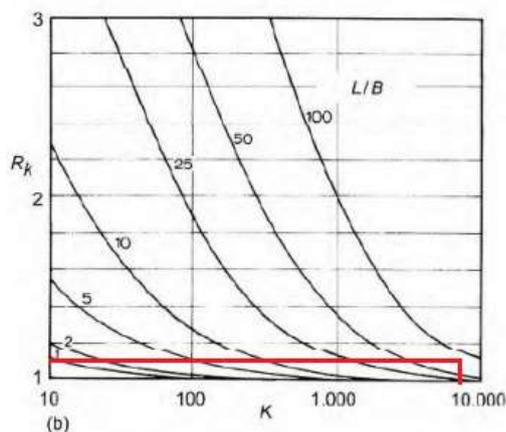
b) R_K : foram utilizados os seguintes dados de entrada para determinação de R_K :

Tabela 42: dados de entrada e resultado obtido para o fator de compressibilidade da estaca R_K .

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
R_A	1,00	1,00
E_C (MPa)	35418	35418
E_S (MPa)	6,98	6,98
K	5074	5074
L/B_E	80,00	80,00
R_K	1,1	1,1

Fonte: própria do autor.

Figura 30: leitura no ábaco para determinação do fator de compressibilidade da estaca R_K .



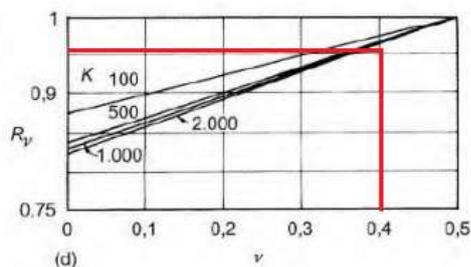
. Fonte: própria do autor.

c) R_v : foram utilizados os seguintes dados de entrada para determinação de R_v :

Tabela 43: dados de entrada e resultado obtido para o fator de correção do coeficiente de Poisson do solo R_v .

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
ν	0,40	0,40
K	5074	5074
R_v	0,95	0,95

Fonte: própria do autor.

Figura 31: leitura no ábaco para determinação do fator de correção do coeficiente de Poisson do solo R_v .

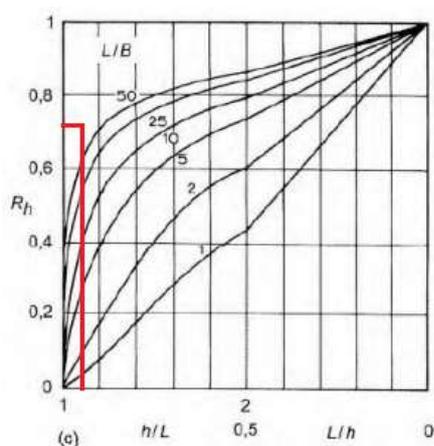
Fonte: própria do autor.

d) R_H : foram utilizados os seguintes dados de entrada para determinação de R_H . Importante observar que H , parâmetro referente à profundidade da camada impenetrável do solo, foi tomado como a média dos comprimentos das sondagens SPT e CPT executadas. Além disso, foi feita extrapolação gráfica das curvas para $L/B_E = 80$.

Tabela 44: dados de entrada e resultado obtido para o fator de correção da finitude da camada do solo R_H .

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
L (m)	40,00	40,00
H (m)	45,13	45,13
L/H	0,89	0,89
L/B _E	80,22	80,22
R_H	0,71	0,71

Fonte: própria do autor.

Figura 32: leitura no ábaco para determinação do fator de correção da finitude da camada de solo R_H .

Fonte: própria do autor.

e) R_b : O fator de correção do módulo de elasticidade do solo na base da estaca depende do módulo de elasticidade na base da estaca. Registrou-se, então, o tipo de solo na profundidade $z = 41\text{m}$, em cada sondagem SPT e CPT. Após, tomou-se os valores adotados dos módulos de

elasticidade para cada tipo de solo. Com isso, foram utilizados os seguintes dados de entrada para determinação de R_b :

Tabela 45: valores do módulo de elasticidade do solo na ponta da estaca média ($z = 41\text{m}$).

Furo	Tipo de solo (z = 41,0m)	E_b (MPa)
Furo 1	Areia	55
Furo 2	Areia	
Furo 3	Argila	6,98
Furo 4	-	-
Furo 5		
Furo 6	Argila	6,98
Furo 7		
Furo 8	Pedregulho	-
Furo 9	Areia	55
Média	E_b (MPa)	27,57

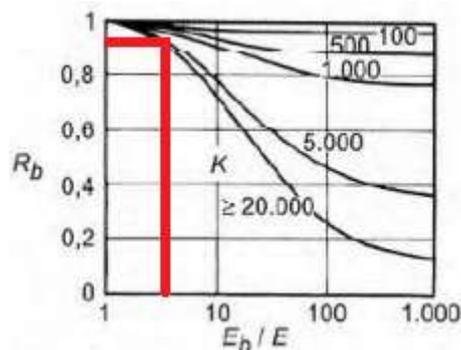
Fonte: própria do autor.

Tabela 46: dados de entrada e resultado obtido para o fator de correção do módulo de elasticidade do solo na base da estaca R_b .

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
E_b (MPa)	27,57	27,57
E_s (MPa)	6,98	6,98
E_b/E_s	3,95	3,95
K	5074	5074
R_b	0,92	0,92

Fonte: própria do autor.

Figura 33: leitura no ábaco para determinação do fator de correção do módulo de elasticidade do solo na base da estaca R_b .



Fonte: própria do autor.

f) I: Reunindo-se, então, todos os fatores de correção, pode-se calcular o coeficiente de ajuste I, conforme a tabela 47.

Tabela 47: determinação do coeficiente de ajuste I.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
I_0	0,04	0,04
R_K	1,10	1,10
R_v	0,95	0,95
R_H	0,71	0,71
R_b	0,92	0,92
I	0,0273	0,0273

Fonte: própria do autor.

g) Recalque individual (w_i): em posse de todos valores necessários para determinar o recalque individual das estacas, para cada estrutura, como consta na tabela 48, obteve-se:

Tabela 48: determinação do recalque individual das estacas por Poulos e Davis (1980).

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
Q (kN)	815,14	815,11
I	0,0273	0,0273
E_s (MPa)	6,98	6,98
B_E (m)	0,50	0,50
w_i (mm)	6,4	6,4

Fonte: própria do autor.

7.1.2.2 Efeitos de grupo

A amplificação dos recalques pelo efeito de grupo foi calculada pelos métodos de Meyerhof (1959), Vesic (1969) e Fleming et al. (1985). Então, tomou-se a média dos três valores e a definiu como o efeito de grupo. Os valores de entrada e resultados obtidos constam na sequência.

7.1.2.2.1 Considerações de Meyerhof (1959)

Meyerhof (1959) considerou que a amplificação do recalque pelo efeito de grupo depende da razão entre o espaçamento das estacas e o diâmetro delas (ζ) e de um parâmetro referente ao número de linhas de estacas no bloco (η_R). Os valores de entrada utilizados e resultados obtidos seguem na tabela 49.

Tabela 49: determinação do efeito de grupo por Meyerhof (1959).

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
ζ	3,00	3,00
η_R	4	18
ξ	7,7	10,8
w_i (mm)	6,4	6,4
w_G (mm)	49,2	68,9

Fonte: própria do autor.

7.1.2.2.2 Considerações de Vesic (1969)

Vesic (1969) considerou que a amplificação dos recalques pelo grupo de estacas é proporcional à raiz quadrada da razão entre o diâmetro do grupo de estacas e o diâmetro da estaca. Ressalta-se que o valor utilizado para o diâmetro do grupo de estacas é o diâmetro da estrutura do tanque. Os resultados de efeito de grupo obtidos constam na tabela 50.

Tabela 50: determinação do efeito de grupo por Vesic (1969).

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
B _G (m)	13,35	30,57
B _E (m)	0,50	0,50
ξ	5,2	7,8
w_i (mm)	6,4	6,4
w_G (mm)	33,1	50,0

Fonte: própria do autor.

7.1.2.2.2 Considerações de Fleming et al. (1985)

Fleming et al. (1985) estimou o efeito de grupo através do número de estacas no grupo e de um parâmetro η que depende do solo, e vale 0,5 para argilas. Os resultados constam na tabela 51.

Tabela 51: determinação do efeito de grupo por Fleming et al. (1985).

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
N	13,35	30,57
η	0,50	0,50
ξ	3,7	5,5
w_i (mm)	6,4	6,4
w_G (mm)	23,4	35,4

Fonte: própria do autor.

7.1.2.2.3 Valores médios do efeito de grupo

O recalque do grupo foi estimado com os valores médios das três abordagens utilizadas, conforme é demonstrado na tabela 52.

Tabela 52: determinação da média de recalques do grupo de estacas.

	w_G (mm)	
Método	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
Meyerhof (1959)	49,2	68,9
Vesic (1969)	33,1	50,0
Fleming et al. (1985)	23,4	35,4
w_{G, MÉD} (mm)	35,2	51,5

Fonte: própria do autor.

7.1.2.3 Recalques totais

O recalque total é calculado pela soma do efeito de grupo com a deformação por encurtamento elástico, como segue:

Tabela 53: Determinação dos recalques totais para as duas estruturas.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
ρ_E (mm)	0,68	0,67
w_G (mm)	33,6	49,8
w_T (mm)	34,2	50,5

Fonte: própria do autor.

7.1.2.4 Verificação da segurança no ELS

Será confirmada a segurança da estrutura no estado limite de serviço, caso os valores totais de recalque calculados sejam inferiores ao valor limite de serviço. O valor limite de serviço é o recalque máximo admissível pela estrutura na sua utilização, neste caso, do tanque de combustíveis. Esse valor deve ser buscado junto ao fabricante dos tanques e, por isso, não será possível concluir a respeito da segurança ao estado limite de serviço.

7.1.3 Levantamento de quantitativos

Seguindo-se os procedimentos adotados para levantamento dos quantitativos do conjunto estrutural de fundações profundas, referindo-se aos itens da planilha orçamentária de fundações profundas, obteve-se os valores que constam na tabela 54:

Tabela 54: quantitativos levantados, para os respectivos itens da planilha analítica orçamentária, para cada uma das estruturas.

Item	Descrição	Unidade	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
1.	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA.	M3	173,2	807,8
2.	COMPACTAÇÃO MECÂNICA DE SOLO PARA EXECUÇÃO DE RADIER, COM COMPACTADOR DE SOLOS A PERCUSSÃO.	M2	150,7	758,2
3.	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 50CM, INCLUSO CONCRETO FCK 40MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO, DESMOBILIZAÇÃO, INCLUSO BOMBEAMENTO)	M	842,1	7057,6
4.	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATADAS	M2	150,7	758,2
5.	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FORMA PARA RADIER, EM MADEIRA SERRADA, 4 UTILIZAÇÕES.	M2	17,4	39,0
6.	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16MM - MONTAGEM	KG	4218,4	21229,0
7.	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP 100+/- 20MM, INCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	60,3	303,3
8.	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA 0,8 M3 / POTÊNCIA 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE ATÉ 1,5 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA	M3	1,8	3,9

Fonte: própria do autor.

7.1.4 Estimativa de custo e análises

Inserindo-se os quantitativos listados acima na planilha analítica orçamentária das fundações profundas, obteve-se a estimativa de custo presente na tabela 55, para as fundações do tanque PT-TQ-08, e na tabela 56, para o tanque TQ-F-0411-A.

Tabela 55: custo estimado para o conjunto estrutural das fundações do tanque PT-TQ-08.

PT-TQ-08						
Item	Unidade	Quantitativo	Valor unitário		Total do insumo/serviço	
1.	M3	173,2	R\$	89,40	R\$	15.483,90
2.	M2	150,7	R\$	3,07	R\$	462,52
3.	M	842,1	R\$	267,87	R\$	225.573,33
4.	M2	150,7	R\$	27,83	R\$	4.192,79
5.	M2	17,4	R\$	130,87	R\$	2.277,72
6.	KG	4218,4	R\$	12,65	R\$	53.362,72
7.	M3	60,3	R\$	451,99	R\$	27.238,19
8.	M3	1,8	R\$	18,11	R\$	31,75
			Total	R\$	328.622,90	

Fonte: própria do autor.

Tabela 56: custo estimado para o conjunto estrutural das fundações do tanque TQ-F-0411-A.

TQ-F-0411-A						
Item	Unidade	Quantitativo	Valor unitário		Total do insumo/serviço	
1.	M3	807,8	R\$	89,40	R\$	72.214,65
2.	M2	758,2	R\$	3,07	R\$	2.327,61
3.	M	7057,6	R\$	267,87	R\$	1.890.519,31
4.	M2	758,2	R\$	27,83	R\$	21.100,15
5.	M2	39,0	R\$	130,87	R\$	5.109,65
6.	KG	21229,0	R\$	12,65	R\$	268.547,40
7.	M3	303,3	R\$	451,99	R\$	137.075,93
8.	M3	3,9	R\$	18,11	R\$	70,94
			Total	R\$	2.396.965,64	

Fonte: própria do autor.

Pode-se verificar que, nas duas estruturas, o serviço que representa maior fatia do valor é o item 3 da planilha analítica orçamentária, que contempla a estaca em si, calculada por metro,

com todos seus insumos e mão-de-obra envolvidos. Dessa forma, faz-se necessário explorar os custos desse serviço dentro da sua própria composição, como detalha a tabela 57 e 58, para o tanque PT-TQ-08 e TQ-F-0411-A, respectivamente.

Tabela 57: detalhamento dos custos da composição relativa ao item 3 da planilha analítica orçamentária, para o tanque PT-TQ-08.

PQ-TQ-08				
Item	Descrição	Custo do insumo/serviço, por metro de estaca	Metragem de estaca	Valor total
3.1	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP 100+/- 20MM, INCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	R\$ 125,47		R\$ 105.659,87
3.2	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	R\$ 6,03		R\$ 5.077,43
3.3	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 32 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1000 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 350 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 263 KNM - CHP DIURNO.	R\$ 79,39		R\$ 66.851,66
3.4	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	R\$ 3,51	842,1	R\$ 2.952,25
3.5	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	R\$ 2,14		R\$ 1.798,73
3.6	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO 16,0 MM	R\$ 40,97		R\$ 34.504,83
3.7	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO 6,3 MM	R\$ 8,48		R\$ 7.136,95
3.8	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M3, EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO	R\$ 0,18		R\$ 149,07

3.9	CARGA, MANOBRA E DESCARGA DE SOLOS E MATERIAIS GRANULARES EM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 - CARGA COM PÁ CARREGADEIRA (CAÇAMBA DE 1,7 A 2,8 M3 / 128HP) E DESCARGA LIVRE (M3)	R\$	1,71		R\$	1.442,55
Total					R\$	225.573,33

Fonte: própria do autor.

Inserindo-se os quantitativos listados acima na planilha analítica orçamentária das fundações profundas, obtém-se a seguinte estimativa de custo, para as fundações do tanque TQ-F-0411-A:

Tabela 58: detalhamento dos custos da composição relativa ao item 3 da planilha analítica orçamentária, para o tanque TQ-F-0411-A.

TQ-F-0411-A				
Item	Descrição	Custo do insumo/serviço, por metro de estaca	Metragem de estaca	Valor total
3.1	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP 100+/- 20MM, INCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	R\$ 125,47	7057,6	R\$ 885.534,18
3.2	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	R\$ 6,03		R\$ 42.553,66
3.3	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 32 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1000 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 350 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 263 KNM - CHP DIURNO.	R\$ 79,39		R\$ 560.280,60
3.4	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	R\$ 3,51		R\$ 24.742,68
3.5	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	R\$ 2,14		R\$ 15.075,03
3.6	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO 16,0 MM	R\$ 40,97		R\$ 289.183,43
3.7	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO 6,3 MM	R\$ 8,48		R\$ 59.814,46
3.8	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M3, EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO	R\$ 0,18		R\$ 1.249,32

3.9	CARGA, MANOBRA E DESCARGA DE SOLOS E MATERIAIS GRANULARES EM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 - CARGA COM PÁ CARREGADEIRA (CAÇAMBA DE 1,7 A 2,8 M3 / 128HP) E DESCARGA LIVRE (M3)	R\$	1,71	R\$	12.089,95
Total				R\$	1.890.523,31

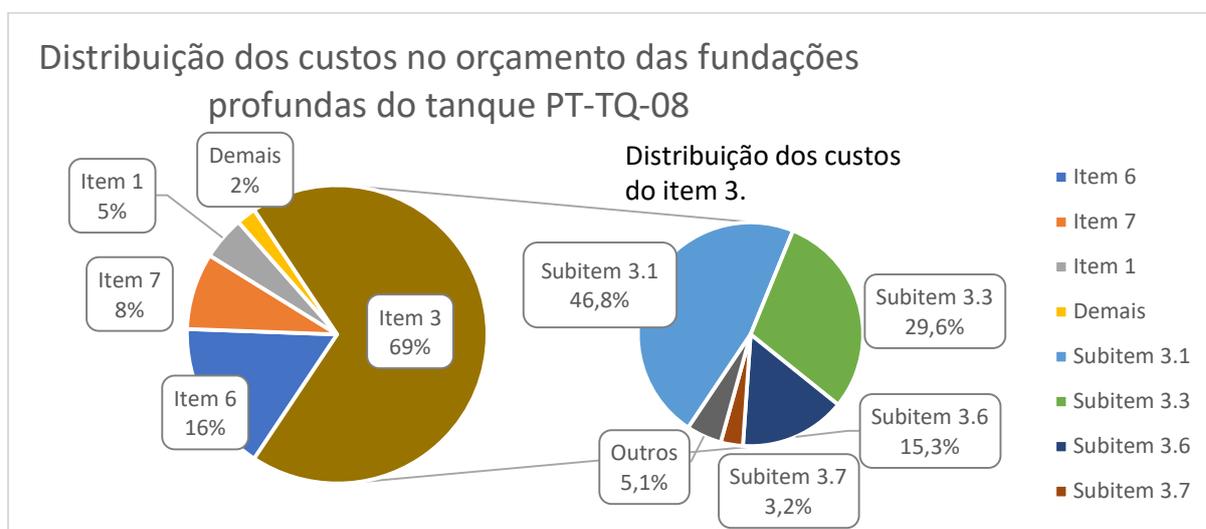
Fonte: própria do autor.

Pode-se observar que, nas fundações do tanque PT-TQ-08, o item 3 da P.A.O, relativo às estacas, representa cerca de 69% do custo total. Dentro deste item, as fatias mais representativas são os subitens 3.1, relativo ao concreto bombeado para as estacas, com 46,8% do valor do item 3, seguido pelo subitem 3.3, referente ao maquinário utilizado, com 29,6% do item 3 e pelos subitens 3.6 e 3.7, que consistem na armadura das estacas, representando, juntos, 18,5% do total do item 3.

Além desses, o item 6, referente ao aço utilizado no bloco de coroamento, representa 16% do orçamento total, e o item 7, referente ao concreto bombeado do bloco, representa 8% do custo total.

A distribuição dos custos das fundações profundas para o tanque PT-TQ-08 e o desmembramento do item 3 da P.A.O, com a respectiva distribuição de custos, segue no gráfico da figura 34.

Figura 34: distribuição dos custos das fundações profundas para o tanque PT-TQ-08 e o desmembramento do item 3 da planilha analítica orçamentária.



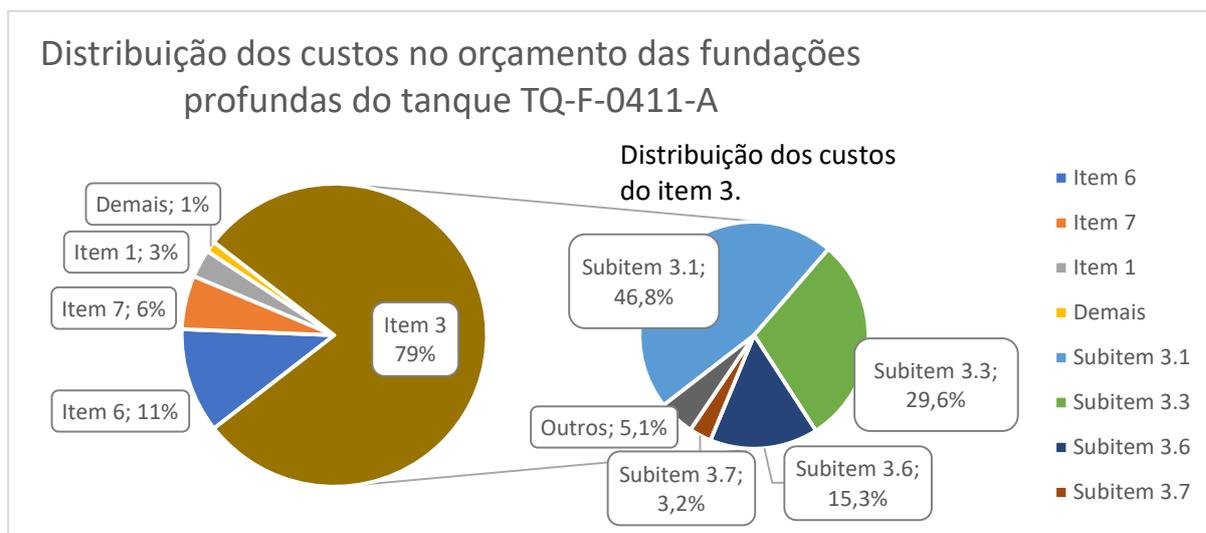
Fonte: própria do autor.

Já sobre as fundações do tanque TQ-F-0411-A, o item 3 da P.A.O, relativo às estacas, representa cerca de 79% do custo total. Dentro deste item, as fatias mais representativas são os subitens 3.1, relativo ao concreto bombeado para as estacas, com 46,8% do valor do item 3, seguido pelo subitem 3.3, referente ao maquinário utilizado, com 29,6% do item 3 e pelos subitens 3.6 e 3.7, que consistem na armadura das estacas, representando, juntos, 18,5% do total do item 3.

Além desses, o item 6, referente ao aço utilizado no bloco de coroamento, representa 11% do orçamento total, e o item 7, referente ao concreto bombeado do bloco, representa 6% do custo total.

A distribuição dos custos das fundações profundas para o tanque TQ-F-0411-A e o desmembramento do item 3 da P.A.O, com a respectiva distribuição de custos, segue no gráfico da figura 35.

Figura 35: distribuição dos custos das fundações profundas para o tanque TQ-F-0411-A e o desmembramento do item 3 da planilha analítica orçamentária.



Fonte: própria do autor.

É possível observar que, no tanque de maior dimensão, o percentual do custo dedicado às estacas aumentou, em comparação com o tanque de menor dimensão. Isso ocorreu, pois, devido à diferença significativa no carregamento, a metragem de estacas da estrutura de maior porte é muito superior à do tanque menor. Além disso, o fato de serem mantidas algumas características para os diferentes tanques, como a altura do bloco, faz com que elas representem uma porcentagem reduzida no orçamento da estrutura do tanque TQ-F-0411-A.

Outra análise interessante de ser feita, comparando o orçamento das duas estruturas, é verificar se há proporção no aumento de algumas grandezas. Por exemplo, pode-se analisar se um aumento no diâmetro ou no carregamento concentrado ou distribuído dos tanques provoca um aumento na mesma proporção na metragem de estacas necessárias e no custo do conjunto estrutural das fundações. Os resultados constam na tabela 59.

Tabela 59: verificação da proporcionalidade dos parâmetros de projeto e resultados de projeto obtidos.

	F_Z (kN)	q_Z (kPa)	D_T (m)	L_{EST} (m)	Custo (R\$)
(I) PT-TQ-08	17118	122,3	13,35	842,10	R\$ 340.660,98
(II) TQ-F-0411-A	143460	195,45	30,57	7057,60	R\$ 2.450.539,64
	F_{Z,II}/ F_{Z,I}	q_{Z,II}/ q_{Z,I}	D_{T, II}/ D_{T, I}	L_{EST,II}/ L_{EST,I}	Custo_{II}/ Custo_I
	8,3807	1,5981	2,2899	8,3810	7,1935

Fonte: própria do autor.

A análise acima mostrou que, para as duas situações de projeto, a metragem de estacas e o custo do projeto acompanhou, proporcionalmente, de forma muito aproximada, o crescimento no carregamento vertical da estrutura. Ou seja, nas situações de projeto analisadas, quando aumentamos em cerca de 8 vezes o carregamento vertical, a metragem de estacas e o custo do projeto cresceram na mesma proporção.

Evidentemente, esse fenômeno ocorre pelas premissas deste projeto, que toma os mesmos perfis de subsolo e as mesmas características geométricas e de material das estacas para o dimensionamento das duas estruturas. A conclusão acerca dessa proporção não pode ser extrapolada para distintas situações de projeto e outros tipos de estruturas.

7.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

7.2.1 Dimensionamento no ELU – Teoria Generalizada por Terzaghi (1943) e Brinch Hansen (1961)

O dimensionamento da fundação superficial, no ELU, se deu através da Teoria Generalizada de Terzaghi. A sua aplicação depende do ângulo de atrito interno do solo (ϕ) que, na situação deste projeto, é zero, por se tratar de um solo argiloso inundado (vide tabela 60). Dessa forma, a parcela de resistência advinda do atrito será nula, e a parcela de sobrecarga terá menor importância. A maior parte da capacidade de carga do solo será atribuída ao intercepto coesivo.

Tabela 60: fatores de carga N_q e N_γ para a situação de projeto.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
φ	0°	0°
N_q	1,00	1,00
N_γ	0,00	0,00

Fonte: própria do autor.

Pela característica do problema, definiu-se que o intercepto coesivo do solo é definido como a resistência não-drenada (S_U) na superfície ($z=0$). Porém, o modo de ruptura do solo (puncionamento) impõe a redução desses parâmetros para cálculo da tensão admissível.

O cálculo do fator de carga N_C , da parcela de resistência coesiva, é obtido através da correção de N_C proposta por Pinto (1965), cujos resultados constam na tabela 61.

Tabela 61: determinação de N_C pelas correções propostas por Pinto (1985).

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
S_o (kPa)	34,9	34,9
ρ (kPa/m)	4,14	4,14
B	13,35	30,57
p	1,263	0,552
N_C (interpolação)	8,847	12,159

Fonte: própria do autor.

Pode-se, então, calcular os fatores de correção, de cada parcela de contribuição de resistência, relativos à forma da base da fundação, à inclinação do carregamento, à profundidade da base da fundação, à inclinação da base da fundação e à inclinação do terreno ao redor da fundação, que serão apresentados nas tabelas 62 e 63.

Tabela 62: determinação dos fatores de correção relativos à forma da base da fundação, para cada uma das parcelas de contribuição da resistência.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
N_q	1,00	1,00
N_c	8,847	12,159
φ	0,0	0,0
s_c	1,11	1,08
s_q	1,00	1,00
s_γ	0,60	0,60

Fonte: própria do autor.

Tabela 63: determinação dos fatores de correção relativos à profundidade da base da fundação, para cada uma das parcelas de contribuição da resistência.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
D	1,00	1,00
B	13,35	30,57
φ	0,0	0,0
d_c	1,030	1,013
d_q	1,00	1,00
d_γ	1,00	1,00

Fonte: própria do autor.

Os demais fatores de correção i_c , i_q , i_γ , b_c , b_q , b_γ , g_c , g_q e g_γ , foram apresentados anteriormente e todos tem valor unitário. Eles contemplam, respectivamente, a inclinação do carregamento, a inclinação da base da fundação e a inclinação do terreno. As premissas deste projeto e as características do terreno justificam as considerações de carregamento vertical somente de compressão e superfícies planas.

$$i_c = i_q = i_\gamma = b_c = b_q = b_\gamma = g_c = g_q = g_\gamma = 1,0$$

Com isso, é possível calcular cada parcela de resistência, conforme a Teoria Generalizada de Terzaghi, como demonstram as tabelas 64 a 66. Ressalta-se que é necessário corrigir os valores de coesão, devido ao modo de ruptura do solo por puncionamento.

Tabela 64: parcela de tensão admissível relativa à coesão.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
s _c	1,11	1,08
i _c	1,00	1,00
d _c	1,03	1,01
b _c	1,00	1,00
g _c	1,00	1,00
c (kPa)	34,90	34,90
c* (kPa)	23,27	23,27
N _c	8,847	12,159
σ_c (kPa)	235,97	310,17

Fonte: própria do autor.

Tabela 65: parcela de tensão admissível relativa à sobrecarga.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
s _q	1,00	1,00
i _q	1,00	1,00
d _q	1,00	1,00
b _q	1,00	1,00
g _q	1,00	1,00
γ (kN/m ³)	14,09	14,09
D (m)	1,00	1,00
N _q	1,000	1,000
σ_q (kPa)	14,09	14,09

Fonte: própria do autor.

Tabela 66: parcela de tensão admissível relativa ao atrito.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
s_γ	0,60	0,60
i_γ	1,00	1,00
d_γ	1,00	1,00
b_γ	1,00	1,00
g_γ	1,00	1,00
γ	14,09	14,09
B	13,35	30,57
N_γ	0,000	0,000
σ_γ (kPa)	0,00	0,00

Fonte: própria do autor.

Conforme previamente apontado, a condição inundada do solo prejudica muito a capacidade de carga, pois anula a parcela de resistência advinda do atrito e, praticamente, anula a parcela relativa à sobrecarga, além de reduzir em 33,3% a contribuição da coesão para a resistência. Dessa forma, a contribuição de cada natureza da tensão resistente, para cada uma das estruturas, é apresentada na tabela 67.

Tabela 67: contribuições de cada parcela da tensão resistente, para cada uma das estruturas.

Estrutura	PT-TQ-08		TQ-F-0411-A	
σ_c (kPa)	235,97	94%	310,17	96%
σ_q (kPa)	14,09	6%	14,09	4%
σ_γ (kPa)	0,00	0%	0,00	0%
σ_R (kPa)	250,06		324,26	

Fonte: própria do autor.

Em posse dos valores da tensão resistente σ_R , é possível calcular a tensão admissível, através dos fatores de segurança expressos no subitem 6.2.1.1.1 *Segurança na compressão* da NBR 6122 (ABNT, 2019), e verificar se é atendido o critério de segurança do Estado Limite Último, como demonstrado na tabela 68.

Tabela 68: tensão admissível para a fundação superficial e verificação do critério de segurança no ELU.

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
σ_R (kPa)	250,06	324,26
FS_g	3,00	3,00
σ_{ADM} (kPa)	83,35	108,09
q_z (kPa)	122,30	195,45
Segurança	X	X

Fonte: própria do autor.

O resultado expresso na tabela acima indica que a fundação superficial dimensionada, de acordo com as premissas adotadas, não atende ao critério de segurança ao Estado Limite Último da NBR 6122 (ABNT, 2019). Porém, isso não significa, necessariamente, que seja inviável executar alternativas de fundações superficiais no local.

Essa afirmação pode ser feita por dois motivos: o primeiro é que a modelagem adotada para resolver o problema de dimensionamento foi muito simplificada e conservadora, ao considerar o perfil de subsolo como homogêneo de argila mole. Apesar de fundamentada e a favor da segurança, essa premissa de projeto despreza a capacidade de suporte que as camadas de areia do perfil (mais resistentes que as de argila) poderiam contribuir à tensão admissível.

O segundo motivo é que a campanha de investigação realizada, ainda que satisfaça as exigências da norma NBR 6122 (ABNT, 2019), vai pouco além da investigação preliminar, exigida pela norma, e impõe a realização de um dimensionamento conservador. A tabela 1 da NBR 6122 (ABNT, 2019) indica que, caso sejam feitas, na fase de projetos, duas ou mais provas de carga no solo, seria possível reduzir o fator de segurança FS_g para 2,0, ao invés do fator utilizado 3,0.

Essa simples mudança no fator de segurança, em primeira análise, aumentaria em 51,5% a tensão admissível do solo. Ainda nessa primeira análise, caso aplicássemos $FS_g = 2,0$ na tensão resistente relativa à estrutura do tanque PT-TQ-08, a tensão admissível seria superior ao carregamento de projeto e alternativa de fundação superficial se mostraria viável.

A ordem de grandeza dos carregamentos, especialmente os relativos ao tanque TQ-F-0411-A, justificariam aumentar os investimentos na campanha de investigação, por exemplo, com a contratação de dois ensaios de prova de carga, pois há potencial de economia nas fundações de forma a compensar o investimento extra na investigação.

Além disso, recomenda-se a utilização de ferramentas numéricas para realizar o cálculo da capacidade de carga das fundações superficiais. Métodos numéricos permitem que o problema possa ser modelado com muito menos simplificações. Essa abordagem, por exemplo, passaria a considerar a contribuição que as camadas de areia, que apresentaram N_{SPT} superior, trariam à tensão admissível. Eliminar as simplificações tornaria o resultado muito mais confiável e, pela característica do projeto, aumentaria a tensão admissível encontrada.

Ou seja, a conclusão chegada neste trabalho é de que as premissas adotadas trouxeram resultados que não atendem o critério de segurança ao ELU, pela NBR 6122 (ABNT, 2019). Mas elas deixam margem para que sejam aplicadas outras premissas que, talvez, possam garantir o exigido pela norma.

7.2.2 Dimensionamento no ELS

As conclusões discutidas no subitem anterior são suficientes para que se interrompa os cálculos que, naturalmente, constariam na sequência. Ou seja, não atendida a segurança ao ELU, não é necessário proceder com a verificação de segurança ao ELS e, posteriormente, levantamento de quantitativos e orçamento, já que o atendimento a ambos estados é exigido.

Porém, algumas dessas verificações foram previamente realizadas pelo autor e podem servir para confirmar alguns conhecimentos consolidados na engenharia de fundações. Dessa forma, este trabalho apresentará, na sequência, os resultados de recalques imediatos, que foram calculados num momento prévio à tal conclusão e que podem dar uma estimativa do desempenho em serviço dessa estrutura. Não serão apresentados os resultados de recalque por adensamento primário e secundário.

7.2.2.1 Recalque imediato

O recalque imediato foi calculado por três métodos e o seu valor adotado foi definido como a média dos três valores obtidos. Será possível estabelecer um comparativo com os recalques apresentados na alternativa de fundação profunda, ainda que com as ressalvas de não contemplar os recalques por adensamento e secundários. Além disso, será possível confirmar o que afirmam Velloso e Lopes (2010) apud Andrade (1982) a respeito do caráter conservador ou razoável dos métodos de estimativa dos recalques imediatos.

7.2.2.1.1 Solução de Terzaghi e Peck modificada por Meyerhof (1965):

Esse método foi concebido para utilizar os resultados do ensaio SPT na estimativa dos recalques. Por isso, o perfil de solo considerado é um perfil cujo N_{SPT} , para cada profundidade, é a média dos N_{SPT} de todos ensaios SPT realizados. Importante ressaltar que esse método considera a energia de referência da norma americana para o ensaio de penetração. Os resultados seguem na tabela 69.

Tabela 69: determinação do recalque imediato pelo método de Terzaghi e Peck modificado por Meyerhof (1965).

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
q _z (kPa)	122,30	195,45
N _{SPT}	3,16	5,32
N _{SPT,60}	3,79	6,39
B (m)	13,35	30,57
w_E (mm)	99,7	96,9

Fonte: própria do autor.

7.2.2.1.2 Solução de Schultze e Sherif (1973):

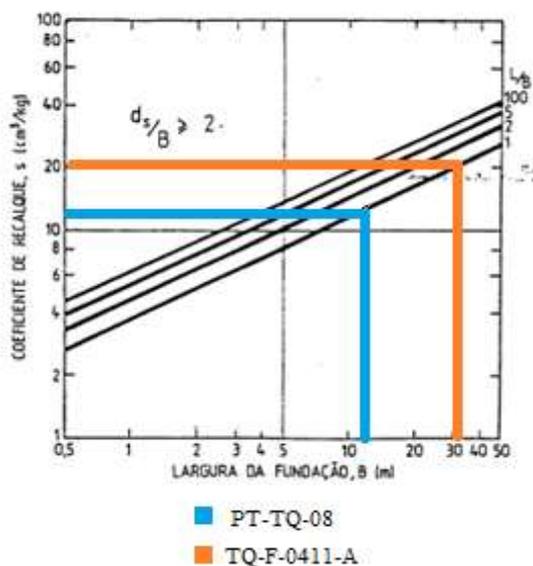
Da mesma forma que a solução anterior, a proposta de Schultze e Sherif (1973) utiliza dos resultados do ensaio de penetração para estimar o recalque imediato, considerando a energia de referência da norma americana. A leitura do coeficiente de recalque é feita conforme a tabela 70 e a figura 36. Já o recalque calculado tem seu resultado expresso na tabela 71.

Tabela 70: valores de entrada para leitura no ábaco do coeficiente de recalque, do método de Schultze e Sherif (1973).

Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
L/B (fund. Circular)	1,00	1,00
B (m)	13,35	30,57
S (kg/cm³)	13,0	20,0

Fonte: própria do autor.

Figura 36: leitura no ábaco dos valores de coeficiente de recalque, para as estruturas dos tanques PT-TQ-08 e TQ-F-0411-A.



Fonte: própria do autor.

Pode-se, agora, determinar os recalques imediatos, pelo método de Schultze e Sherif (1973).

Tabela 71: resultados obtidos do recalque imediato das fundações superficiais, pelo método de Schultze e Sherif (1973).

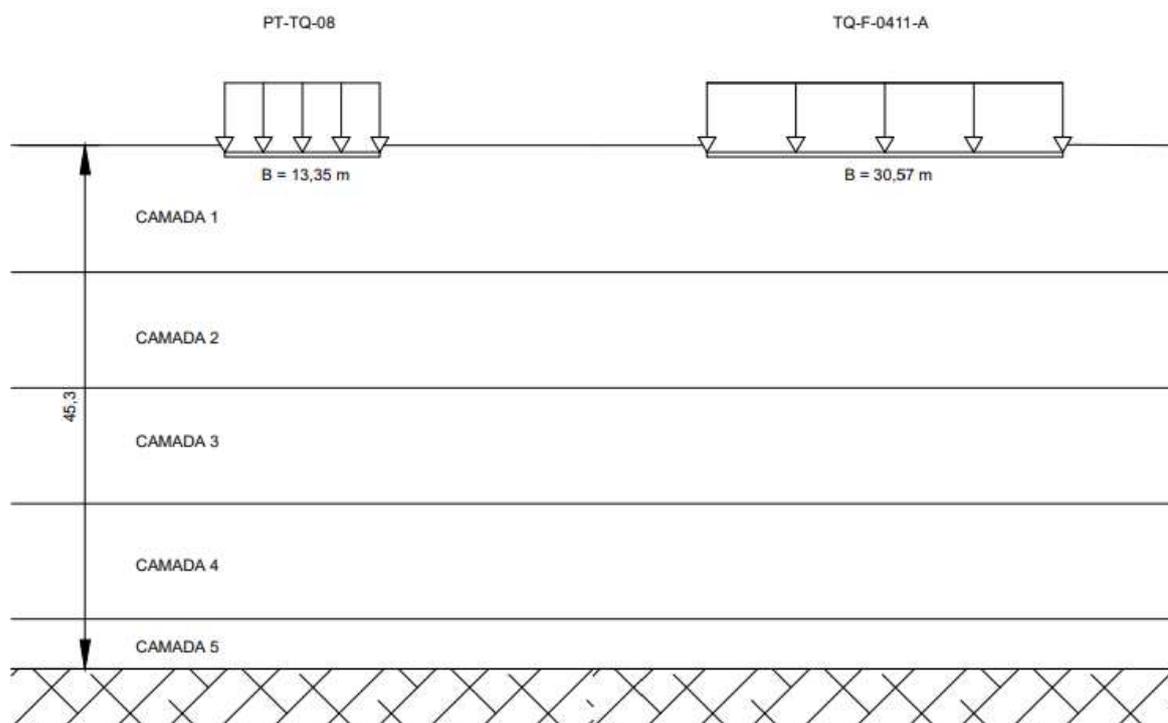
Estrutura	PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
S (cm^3/kg)	13,00	20,00
q_z (kg/cm^2)	1,25	2,00
$N_{\text{SPT},60}$	3,79	6,39
B (m)	13,35	30,57
D (m)	1,00	1,00
w_E (mm)	49,5	78,6

Fonte: própria do autor.

7.2.2.1.3 Solução de Simons e Menzies (1981):

Inicialmente, dividiu-se o solo em cinco camadas, como consta na figura 37. Após, elencou-se todos dados das camadas em que o solo foi, arbitrariamente, dividido e, então, listou-se os valores de entrada de h/B e H/B para leitura nos ábacos que fornecem os coeficientes μ_0 e μ_1 , como detalham as tabelas 72 a 76.

Figura 37: divisão de camadas do subsolo para cálculo do recalque por Simons e Menzies (1981).



Fonte: própria do autor.

Tabela 72: propriedades da camada 1 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.

		PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
Camada 1	Dados da camada		
	Cota de topo (m)	1,00	1,00
	Cota média (m)	6,00	6,00
	Cota da base (m)	11,00	11,00
	Su (kPa)	59,76	59,76
	E (MPa)	11,95	11,95
	q (kPa)	122,30	195,45
	h (m)	1,00	1,00
	H (m)	10,00	10,00
	B (m)	13,35	30,57
Entrada no ábaco	h/B	0,075	0,033
	H/B	0,749	0,327
Leituras no ábaco	μ_0	0,95	0,98
	μ_1	0,35	0,20

Fonte: própria do autor.

Tabela 73: propriedades da camada 2 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.

		PT-TQ-08	TQ-F-0411-A	
Camada 2	Cota de topo (m)	11,00	11,00	
	Cota média (m)	16,00	16,00	
	Cota da base (m)	21,00	21,00	
	Dados da camada	Su (kPa)	101,20	101,20
		E (MPa)	20,24	20,24
		q (kPa)	122,30	195,45
		h (m)	1,00	1,00
		H (m)	20,00	20,00
		B (m)	13,35	30,57
		Entrada no ábaco	h/B	0,075
	H/B		1,498	0,654
	Leituras no ábaco	μ_0	0,95	0,98
		μ_1	0,45	0,33

Fonte: própria do autor.

Tabela 74: propriedades da camada 3 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.

		PT-TQ-08	TQ-F-0411-A	
Camada 3	Cota de topo (m)	21,00	21,00	
	Cota média (m)	26,00	26,00	
	Cota da base (m)	31,00	31,00	
	Dados da camada	Su (kPa)	142,64	142,64
		E (MPa)	28,53	28,53
		q (kPa)	122,30	195,45
		h (m)	1,00	1,00
		H (m)	30,00	30,00
		B (m)	13,35	30,57
		Entrada no ábaco	h/B	0,075
	H/B		2,247	0,981
	Leituras no ábaco	μ_0	0,95	0,95
		μ_1	0,53	0,42

Fonte: própria do autor.

Tabela 75: propriedades da camada 4 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.

		PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
Camada 4	Dados da camada		
	Cota de topo (m)	31,00	31,00
	Cota média (m)	36,00	36,00
	Cota da base (m)	41,00	41,00
	Su (kPa)	184,08	184,08
	E (MPa)	36,82	36,82
	q (kPa)	122,30	195,45
	h (m)	1,00	1,00
	H (m)	40,00	40,00
	B (m)	13,35	30,57
Entrada no ábaco	h/B	0,075	0,033
	H/B	2,996	1,308
Leituras no ábaco	μ_0	0,95	0,98
	μ_1	0,55	0,43

Fonte: própria do autor.

Tabela 76: propriedades da camada 5 do solo e valores de entrada nos ábacos de μ_0 e μ_1 para aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) para determinação do recalque imediato.

		PT-TQ-08	TQ-F-0411-A
Camada 5	Dados da camada		
	Cota de topo (m)	41,00	41,00
	Cota média (m)	43,15	43,15
	Cota da base (m)	45,30	45,30
	Su (kPa)	213,71	213,71
	E (MPa)	42,74	42,74
	q (kPa)	122,30	195,45
	h (m)	1,00	1,00
	H (m)	44,30	44,30
	B (m)	13,35	30,57
Entrada no ábaco	h/B	0,075	0,033
	H/B	3,318	1,449
Leituras no ábaco	μ_0	0,95	0,98
	μ_1	0,60	0,44

Fonte: própria do autor.

Com isso, é possível determinar cada uma das parcelas de acréscimo e decréscimo no valor final do recalque imediato, calculado pela solução de Simons e Menzies (1981), como mostram as tabelas 77 e 78, para os tanques PT-TQ-08 e TQ-F-0411-A, respectivamente.

Tabela 77: componentes do cálculo do recalque imediato por Simons e Menzies (1981), para a estrutura do tanque PT-TQ-08 e valor calculado.

PT-TQ-08				
$\delta_{(1),1}$ (mm)	45,42	(+)	δ_1 (mm)	45,42
$\delta_{(1:2),2}$ (mm)	34,48	(+)	δ_2 (mm)	7,66
$\delta_{(1),2}$ (mm)	26,82	(-)		
$\delta_{(1:3),3}$ (mm)	28,82	(+)	δ_3 (mm)	4,35
$\delta_{(1:2),3}$ (mm)	24,47	(-)		
$\delta_{(1:4),4}$ (mm)	23,17	(+)	δ_4 (mm)	0,84
$\delta_{(1:3),4}$ (mm)	22,33	(-)		
$\delta_{(1:5),5}$ (mm)	21,77	(+)	δ_5 (mm)	1,81
$\delta_{(1:4),5}$ (mm)	19,96	(-)		
			w_E (mm)	60,09

Fonte: própria do autor.

Tabela 78: componentes do cálculo do recalque imediato por Simons e Menzies (1981), para a estrutura do tanque TQ-F-0411-A e valor calculado.

TQ-F-0411-A				
$\delta_{(1),1}$ (mm)	97,98	(+)	δ_1 (mm)	97,98
$\delta_{(1:2),2}$ (mm)	95,46	(+)	δ_2 (mm)	37,61
$\delta_{(1),2}$ (mm)	57,86	(-)		
$\delta_{(1:3),3}$ (mm)	83,56	(+)	δ_3 (mm)	15,83
$\delta_{(1:2),3}$ (mm)	67,73	(-)		
$\delta_{(1:4),4}$ (mm)	68,39	(+)	δ_4 (mm)	3,64
$\delta_{(1:3),4}$ (mm)	64,75	(-)		
$\delta_{(1:5),5}$ (mm)	60,28	(+)	δ_5 (mm)	1,37
$\delta_{(1:4),5}$ (mm)	58,91	(-)		
			w_E (mm)	156,42

Fonte: própria do autor.

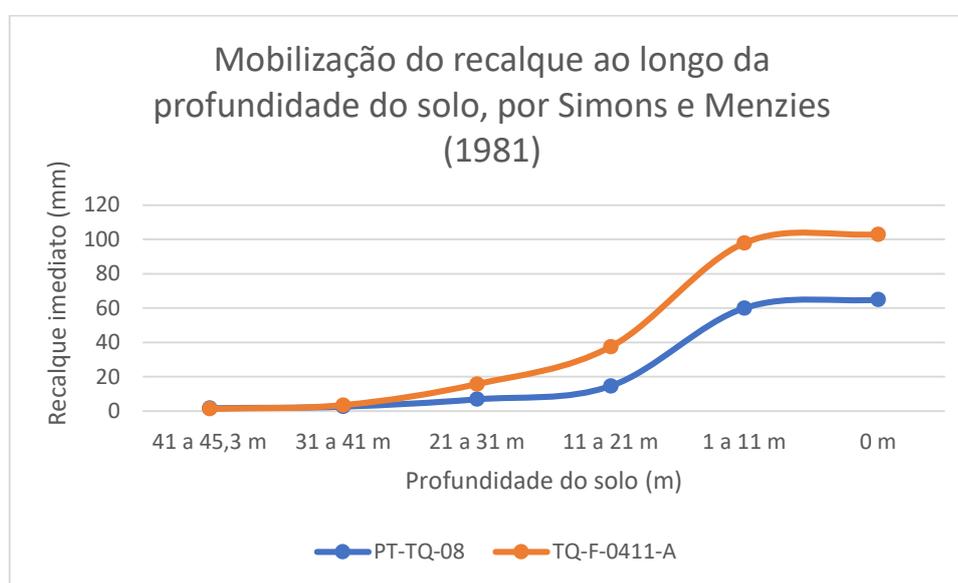
Os cálculos resultantes da aplicação da solução de Simons e Menzies (1981) confirmam, de certa forma, o que se espera ao considerar a evolução do módulo de elasticidade do solo com a profundidade.

Como mostra a figura 38, é possível analisar que, no caso do tanque PT-TQ-08, os dez primeiros metros de profundidade são responsáveis por 75% do recalque mobilizado, e os dez

metros seguintes por mais 13%. Os últimos vinte metros de solo mobilizam, somente, cerca de 4% do recalque imediato. De forma semelhante ocorre no caso do tanque TQ-F-0411-A. Os dez primeiros metros de profundidade são responsáveis por mobilizar 63% do recalque imediato, e os dez seguintes mais 24%. Já os últimos vinte metros mobilizam, somente, cerca de 3%.

A mobilização do recalque, em função da profundidade, pode ser vista no gráfico da figura 38.

Figura 38: mobilização do recalque imediato ao longo da profundidade do solo, calculado por Simons e Menzies (1981), para os tanques PT-TQ-08 e TQ-F-0411-A.



Fonte: própria do autor.

7.2.2.2 Valores médios de recalque instantâneo

Então, pode-se determinar o valor médio das três estimativas calculadas, identificar se há muita variabilidade e verificar se os métodos ditos conservadores forneceram maiores recalques imediatos. Os valores que estiverem distantes da média em mais de um desvio padrão, serão descartados. A aceitação dos valores de recalque instantâneo está detalhada na tabela 79, para o tanque PT-TQ-08, e na tabela 80, para o tanque TQ-F-0411-A.

Tabela 79: valores de recalque imediato determinado por diferentes métodos e o valor médio, calculados para o tanque PT-TQ-08.

PT-TQ-08				
Método	w_E (mm)	Distância da média (em desv. Pad.)	Aceitação	$w_{E, \text{MÉD}}$ (mm) somente valores aceitos
Terzaghi e Peck adaptado por Meyerhof (1965)	99,7	1,1	X	
Schultze e Sherif (1973)	49,5	0,8	✓	54,8
Simons e Menzies (1981)	60,09	0,4	✓	
$w_{E, \text{méd}}$ (mm)	69,8			
Desvio padrão	26,5			

Fonte: própria do autor.

Tabela 80: valores de recalque imediato determinado por diferentes métodos e o valor médio, calculados para o tanque TQ-F-0411-A.

TQ-F-0411-A				
Método	w_E (mm)	Distância da média (em desv. Pad.)	Aceitação	$w_{E, \text{méd}}$ (mm) somente valores aceitos
Terzaghi e Peck adaptado por Meyerhof (1965)	96,9	0,3	✓	
Schultze e Sherif (1973)	78,6	0,8	✓	87,8
Simons e Menzies (1981)	156,42	1,1	X	
$w_{E, \text{méd}}$ (mm)	110,6			
Desvio padrão	40,7			

Fonte: própria do autor.

Observou-se, primeiramente, que é possível que o método de Terzaghi e Peck adaptado por Meyerhof (1965) esteja fora dos limites de aplicação para os quais apresenta resultados satisfatórios, ainda mais quando consideramos que a equação de cálculo do método difere para diâmetros de sapatas menores ou maiores que 1,2 metros. As situações de projeto impostas são

de diâmetros 10 vezes maiores que esse, para o tanque PT-TQ-08, e 25 vezes maiores, para o tanque TQ-F-0411-A.

No entanto, os apontamentos de Velloso e Lopes (2010) apud Andrade (1982) se confirmaram nesses resultados, pois, em todos os cálculos, o recalque imediato calculado por Terzaghi e Peck adaptado por Meyerhof (1965) foi significativamente superior ao calculado por Schultze e Sherif (1973).

Já os resultados obtidos pelo método de Simons e Menzies (1981) não se comportaram da mesma forma para as duas estruturas. No caso do tanque PT-TQ-08, o resultado foi cerca de 20% maior que o calculado por Schultze e Sherif (1973), que é tido como uma estimativa razoável. Já no caso do tanque TQ-F-0411-A, o resultado foi quase 100% maior, estabelecendo o mesmo comparativo.

Por fim, a análise sobre os valores de recalque imediato conclui que eles são muito elevados. Ainda que não sejam apresentados os valores de recalque por adensamento primário e secundário, já pode-se concluir que os recalques totais podem causar prejuízos na utilização da estrutura.

7.3 CUSTOS DE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO

Constatada a necessidade de executar as hélices contínuas, os custos de mobilização e desmobilização são detalhados na tabela 81.

Tabela 81: custos estimados de mobilização e desmobilização, segundo as premissas da seção 6.2.

Item	Fonte	Descrição	Distância (km)	Vel. Média (km/h)	K	Fator de utilização	Custo horário	Custo total
1.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9515	ESCAVADEIRA HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS COM CAÇAMBA COM CAPACIDADE 1,56 M3 - 118 KW	200	50	1	1	R\$ 197,33	R\$ 789,32
2.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9516	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS - 283 KW ROLO	200	50	1	1	R\$ 954,50	R\$ 3.818,00
3.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9685	COMPACTADOR PÉ DE CARNEIRO VIBRATÓRIO AUTOPROPELIDO POR PNEUS DE 11,6 TON - 82 KW	200	50	1	1	R\$ 151,02	R\$ 604,08
4.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9096	MINI CARREGADEIRA DE PNEUS - 45,5 KW	200	50	1	1	R\$ 106,22	R\$ 424,88
5.	SICRO SC ABR/2021 - EQUIP E9516	CAMINHÃO BASCULANTE COM CAPACIDADE 6 M3 - 136 KW	200	50	1	1	R\$ 128,76	R\$ 515,04
							Total	R\$ 6.151,32

Fonte: própria do autor.

8. CONCLUSÕES

Este trabalho visou analisar a viabilidade técnica e um comparativo de custos de fundações do tipo hélice contínua e radier para dois tanques de combustíveis que serão implantados na região portuária de Itajaí, SC, caracterizada, geotecnicaamente, por camadas intercaladas de argila e areia, de origem recente, dos Depósitos Quaternários. Para isso, as fundações foram dimensionadas segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), e sua segurança foi verificada para o estado limite último (ELU) e de serviço (ELS).

Os resultados do dimensionamento indicaram que, segundo as premissas adotadas, o estaqueamento em hélice contínua, com estacas de diâmetro 50cm e comprimento médio de 40m mostrou atender ao critério de segurança ao ELU, ficando a verificação ao ELS a cargo da interessada Vibra Energia S.A. Já a solução de radier, de acordo com as premissas de projeto adotadas, não foi considerada segura ao ELU e, portanto, não teve seu dimensionamento no ELS concluído. Esse resultado foi causado pelas premissas conservadoras de projeto e utilização de uma abordagem simplificada no dimensionamento.

O custo da fundação por hélice contínua e de mobilização foi estimado segundo versões recentes do SINAPI-SC, da Caixa Econômica Federal, e do SICRO-SC, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, bases de custos da construção civil. O custo da fundação por hélice contínua foi, para o tanque PT-TQ-08, de R\$ 328.622,90, e, para o tanque TQ-F-0411-A, de R\$ 2.396.965,64. Os custos de mobilização e desmobilização foram estimados em R\$ 6.151,32. Já o do radier não foi calculado, uma vez que a solução não foi considerada viável tecnicamente.

Outra conclusão importante deste trabalho é que a campanha de investigação do subsolo foi apenas um pouco além do exigido por norma, resultando em um projeto conservador. Conclui-se que, caso sejam feitos investimentos maiores na campanha de investigação do subsolo, como a execução de dois ensaios de prova de carga, a alteração dos fatores de segurança, viabilizada por norma, talvez implicasse na segurança ao ELU do radier em um novo dimensionamento. Da mesma forma, esses investimentos implicariam em um custo menor para a fundação em hélice contínua, pois possibilitaria reduzir o comprimento ou quantidade de estacas.

Além disso, também se concluiu que, caso fossem empregados métodos mais robustos para realizar o dimensionamento do radier, como ferramentas numéricas, é possível que o radier atestasse seguro ao ELU para as fundações de um dos tanques. Por fim, concluiu-se que os

resultados seriam potencializados se essas duas estratégias fossem adotadas simultaneamente, aprimorando o investimento na campanha de investigação e adotando métodos mais robustos de dimensionamento. Abre-se espaço para que sejam feitos estudos contemplando um novo dimensionamento que siga essas estratégias, podendo-se comparar a economia entre os resultados obtidos neste estudo.

9. REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Exercícios de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **API STANDARD 650: Welded Tanks for Oil Storage**. 12 ed. Washington, D.C., 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura – Prática da construção civil**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.

BARAN, Karin. **Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. 334 p. 2014.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado – Eu te amo**. 4. ed. Vol. 2. São Paulo: Edgard Blucher, 2015.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CAPUTO, Armando Negreiros; CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7. ed. Vol 2. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos, 2015.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

FALCONI, Frederico; CORRÊA, Celso N.; ORLANDO, Celso; SCHIMDT, Cristina; ANTUNES, William R.; ALBUQUERQUE, Paulo J.; HACHICH, Waldemar; NIYAMA, Sussumu. **Fundações: teoria e prática**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

LAMBE, Thomas William; WHITMAN, Robert V. **Soil Mechanics**. Editora John Wiley & Sons, 1969.

PETROBRAS. **N-270 Rev. F: Projeto de tanque de armazenamento atmosférico**. Rio de Janeiro, 2014.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de Mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POULOS, Harry George; DAVIS, Edward Hughesdon. **Pile foundation analysis and design**. Editora Rainbow-Bridge Book Co., 1980.

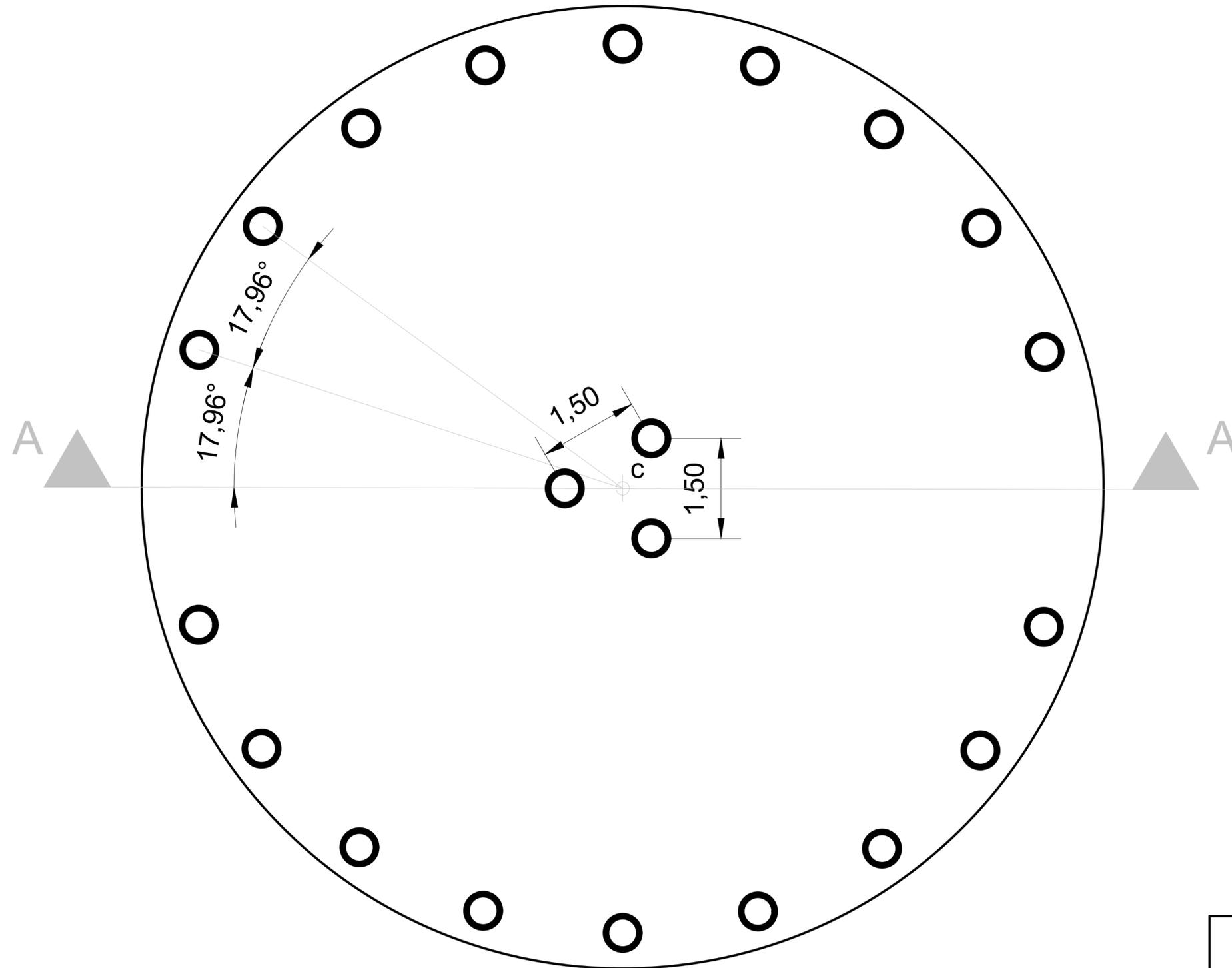
SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SIMONS, Noel Edward; MENZIES, Bruce Keith. **A short course in foundation engineering**. 1. ed. Editora Butterworths, 1981.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R. L. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

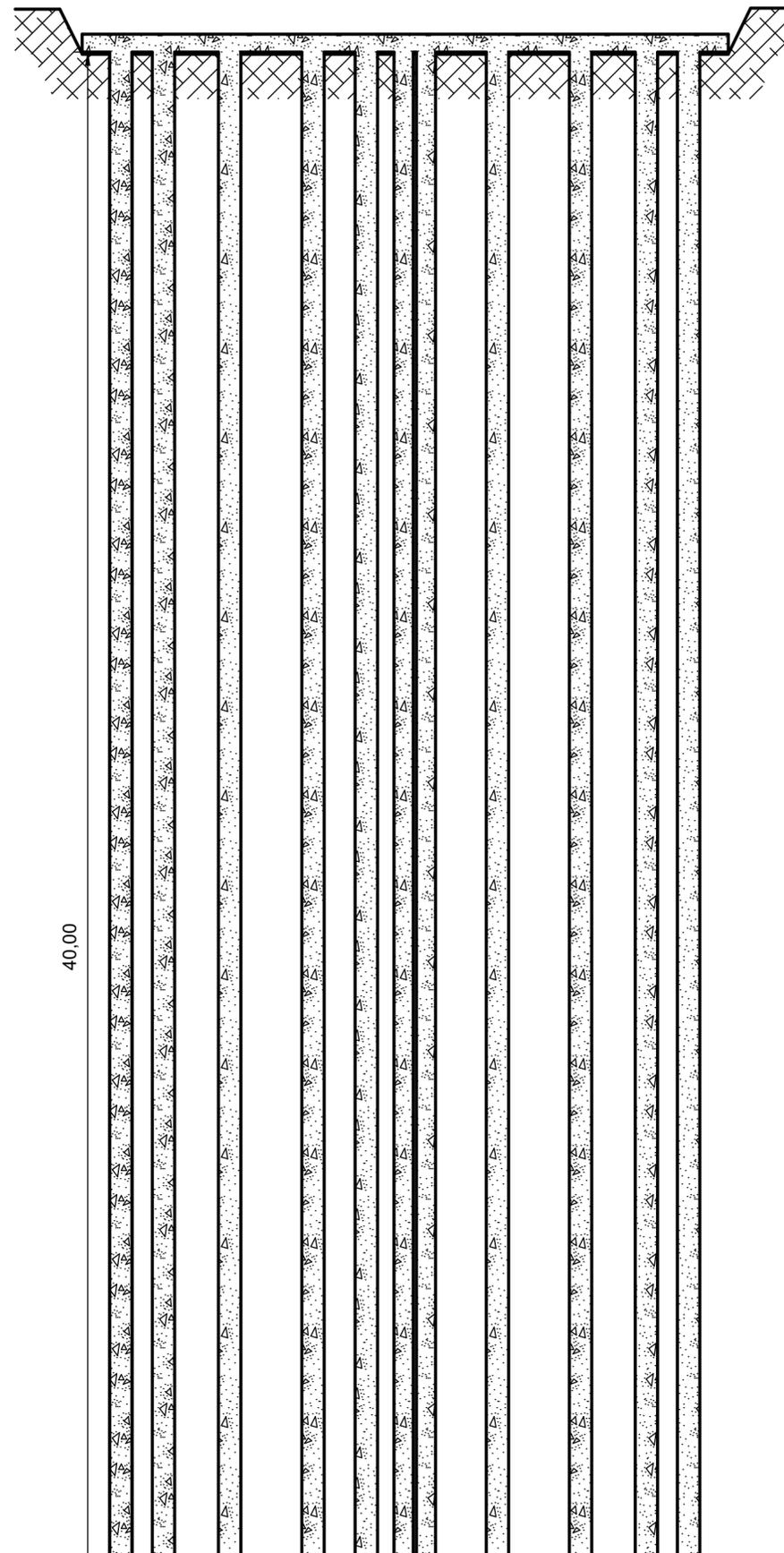
APÊNDICE 01 – CROQUIS DAS FUNDAÇÕES

PT-TQ-08
B = 13,35 m
N = 21 estacas



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
PLANTA BAIXA ESTACAS HÉLICE - PT-TQ-08	GUILHERME PEREIRA BAZAN		
	DATA: NOV/2021	ESCALA: 1/50	PRANCHA: 1/5

PT-TQ-08
B = 13,35 m
N = 21 estacas
L = 40m



40,00

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

CORTE AA'
ESTACAS HÉLICE -
PT-TQ-08

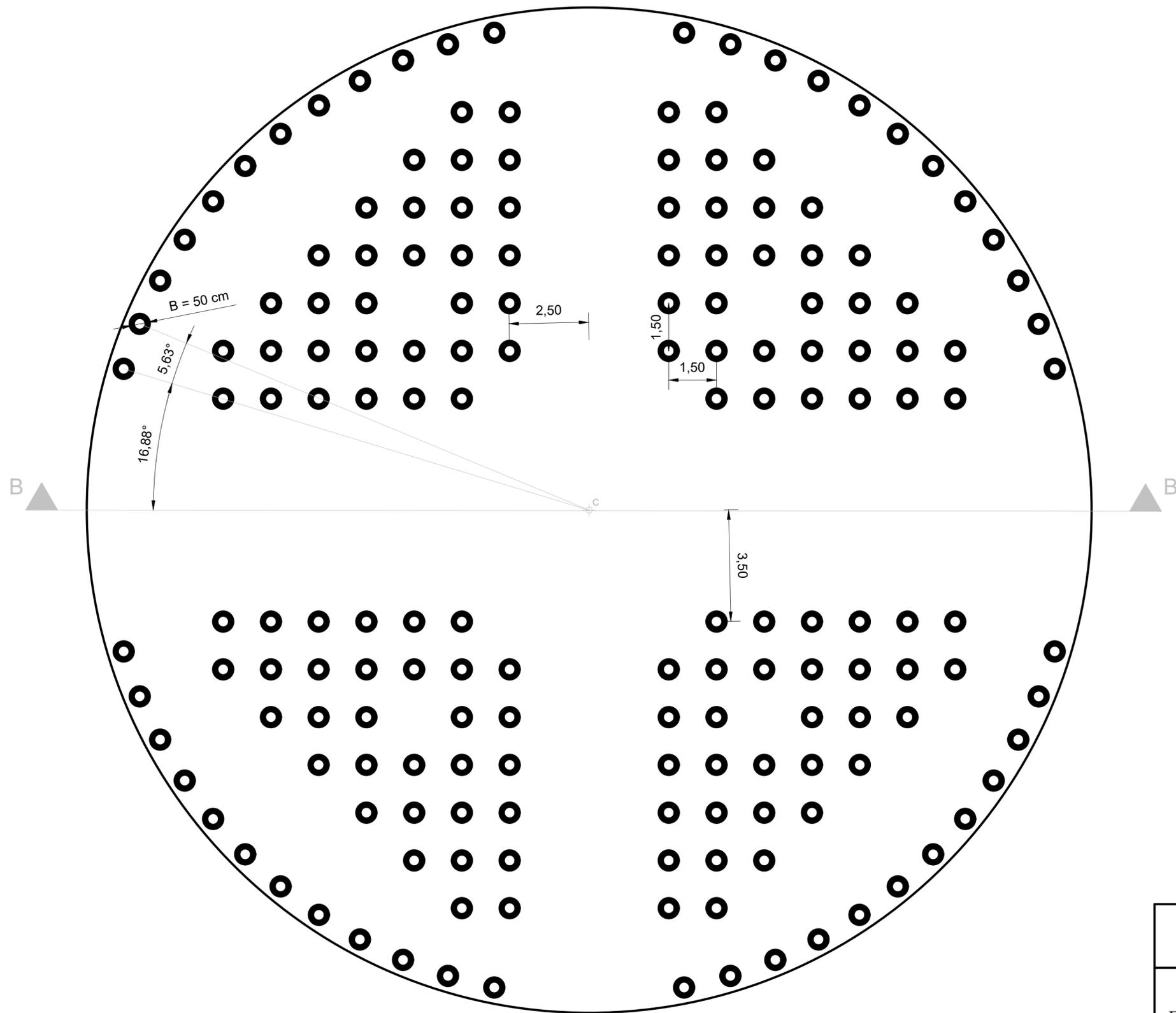
GUILHERME PEREIRA BAZAN

DATA:
NOV/2021

ESCALA:
1/100

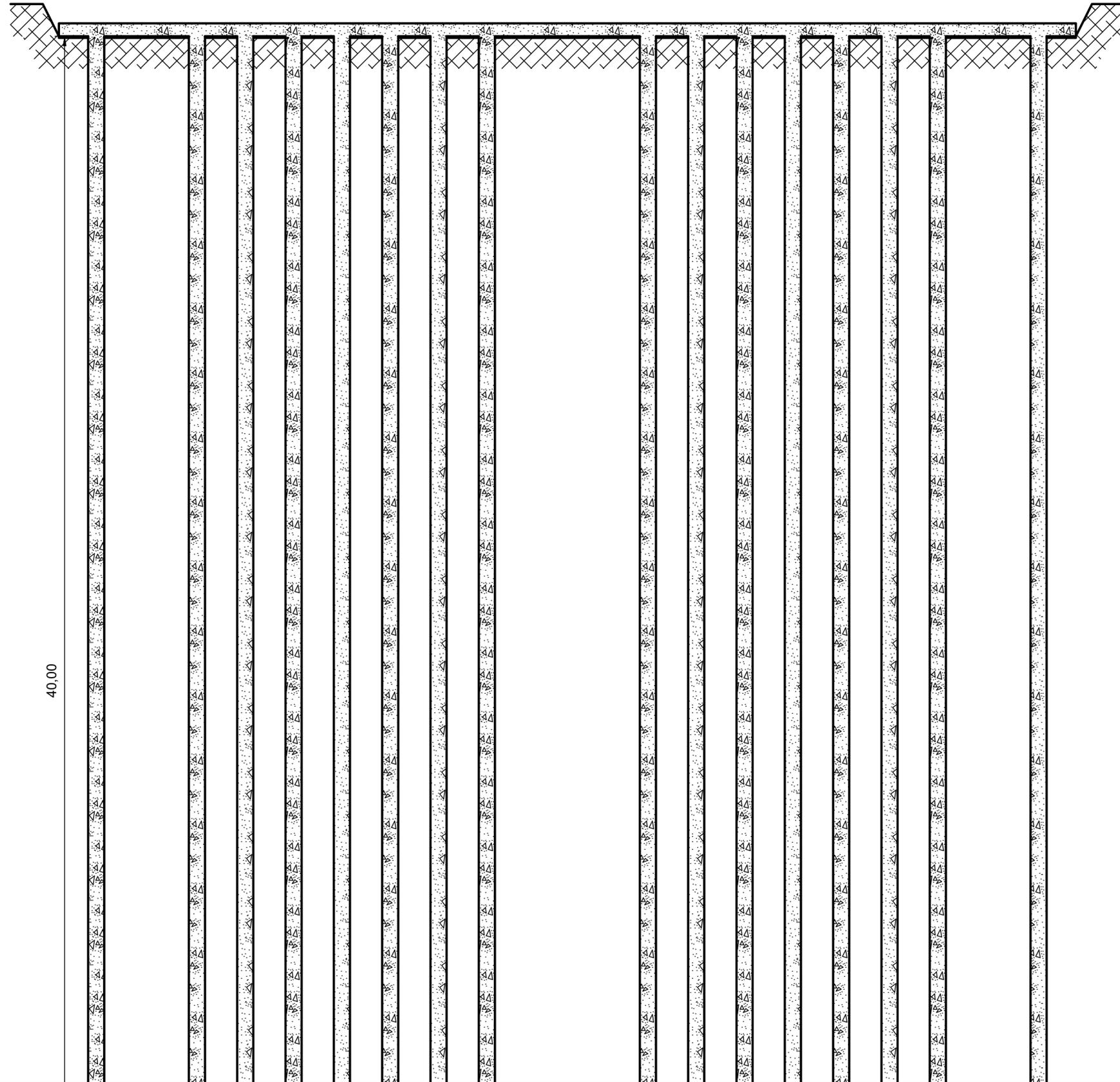
PRANCHA:
2/5

TQ-F-0411-A
B = 30,57 m
N = 176 estacas



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
PLANTA BAIXA ESTACAS HÉLICE - TQ-F-0411-A		GUILHERME PEREIRA BAZAN	
DATA: NOV/2021	ESCALA: 1/100	PRANCHA: 3/5	

TQ-F-0411-A
B = 30,57 m
N = 176 estacas
L = 40m



40,00

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

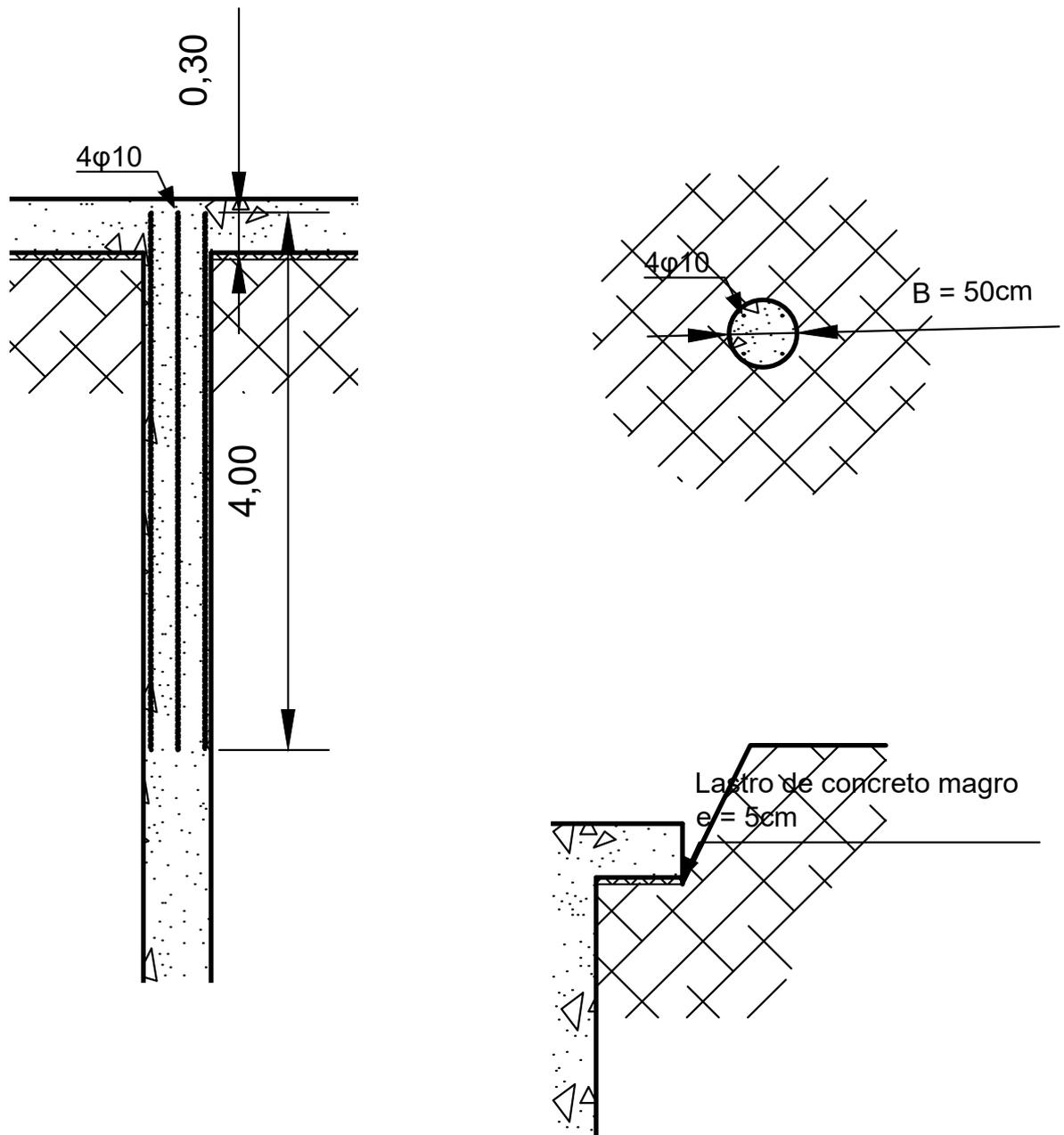
CORTE BB'
ESTACAS HÉLICE -
TQ-F-0411-A

GUILHERME PEREIRA BAZAN

DATA:
NOV/2021

ESCALA:
1/100

PRANCHA:
4/5



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

DETALHAMENTO
ARMADURAS DAS
ESTACAS E DO
LASTRO DE
CONCRETO MAGRO

GUILHERME PEREIRA BAZAN

DATA:
NOV/2021

ESCALA:
1/50

PRANCHA:
5/5

ANEXO 01 – SONDAGENS SPT

Estaleiro Itajaí S.A
Itajaí - SC

BALNEÁRIO CAMBORIÚ, 18 DE OUTUBRO DE 2019.

Estaleiro Itajaí S.A.

Prezado (s) Senhor (es)

A sondagem a percussão SPT tem sido utilizada por mais de meio século, pelos engenheiros projetistas geotécnicos como a mais popular e confiável fonte de informações do subsolo para subsidiar seus projetos. No entanto, isto somente aconteceu quando a sondagem foi realizada por empresas, responsáveis com os princípios fundamentais da engenharia: segurança, economia e preservação ambiental.

O produto SONDAGEM A PERCUSSÃO SPT comercializado pela nossa empresa esta embasado na norma brasileira ABNT NBR 6484/ 2001 “Solo - Sondagem de simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio” e nas especificações técnicas apresentadas no “PSQ – Programa Setorial Qualidade da ACEF. Estes dois documentos São as referencias técnicas do Programa Brasileiro de Qualidade e Produtividade no setor Habitação (PBQP-H), que nossa empresa aderiu em 2002, para certificar este produto.

Ao adquirir o produto SONDAGEM A PERCUSSÃO SPT da nossa empresa, o cliente terá a certeza que os preceitos na sua execução são a principal garantia do produto. A equipe técnica, a tecnologia empregada, e a metodologia executiva são os princípios pontos a serem ressaltados.

A despeito deste produto possuir pontos fracos criticáveis, por exemplo sua grande dependência da equipe de campo, nossa empresa desenvolve programas de recrutamento e de treinamento de pessoal técnico e apoio que ajudam a superar estas dificuldades.

O LAUDO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO SPT é o relatório final do trabalho executado para que o produto tenha a garantia de qualidade exigida pelo cliente. Este laudo apresenta uma descrição de campo e da composição do subsolo de metro.

Nossa empresa respeita a concorrência existente entre as empresas do setor, desde que esta concorrência tenha como ponto central a qualidade do produto. Neste caso, nossa inserção no mercado se dá de forma confortável e tranqüila, pois preservamos o direito do consumidor de adquirir um produto confiável e de qualidade.

Agradecemos pela atenção costumeira, aproveitando a oportunidade para apresentar-lhe (s) cordial (is),

Saudações.

BALNEÁRIO CAMBORIÚ, 18 DE OUTUBRO DE 2019.

DADOS TÉCNICOS

Temos o prazer de apresentar-lhe os resultados da sondagem de reconhecimento que procedemos para V. Sa(s) em terreno situado no município de Itajaí – SC, objetivando estudos do subsolo para projeto de fundações.

Foram executadas 3 perfurações conforme planta de situação anexa, totalizando 133,59 metros lineares.

Os trabalhos foram realizados conforme as normas no reconhecimento dos solos, mais restritamente ainda aos chamados “STANDARD PENETRATION TEST”, com tubos de revestimento com diâmetro interno de 66.5 mm e externo de 76.2 mm. O amostrador possui diâmetro interno de 40.09 mm e externo de 50.8 mm.

A resistência do solo é medida pelo número de golpes necessários à cravação de 30cm do amostrador padrão. A primeira coluna representa o número de golpes necessário à cravação de (zero a 30cm) e a 2º coluna representada o número de golpes necessários à cravação de (15 a 45 cm).

A penetração do amostrador no solo é provocada pela queda de um peso de 65 kg da altura constante de 75 cm.

Informamos também o nível do lençol freático bem como o índice de resistência do solo.

ÍNDICE DE RESISTÊNCIA

AREIA E SILTES ARENOSAS

Fofa.....00 – 04
Pouco Compacta.....05 - 08
Méd. Compacta.....09 – 18
Compacta.....19 – 41
Muito Compacta.....+ 41

ARGILA E SILTE ARGILOSAS

Muito mole.....00 - 02
Mole.....02 - 05
Média.....06 - 10
Rija.....11- 19
Dura.....+ 19

CLIENTE: ESTALEIRO ITAJAÍ S.A.			
LOCAL: RIO ITAJAÍ AÇÚ - ITAJAÍ - SC			
DATA: 07/10/19	DESENHO: 6345	COORDENADAS: - 26,892710 S - 48,671062 E	FURO: 1

PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT N° 30cm INICIAIS	SPT N 30cm FINAIS	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°			10	20	30		
	-	-	-						0,50	ALTURA DA Balsa ATÉ A ÁGUA.
	-	-	-							LÂMINA D'ÁGUA
	-	-	-						3,70	
	1/48	-	-	1/48						ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO, MUITO MOLE
	P/45	-	-	P/45						
	P/45	-	-	P/45						
	P/45	-	-	P/45						
	P/45	-	-	P/45					8,69	
	2/15	1/15	2/15	3	3				10,13	AREIA FINA ARGILOSA, CINZA ESCURO, FOFA, COM MATÉRIA ORGÂNICA.
	5/15	14/15	13/15	19	27				10,84	AREIA FINA SILTOSA, CINZA, MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA.
	6/15	9/15	8/15	15	17					
	5/15	9/15	12/15	14	21					
	20/15	20/15	13/15	40	33					
	6/15	7/15	8/15	13	15					AREIA FINA ARGILOSA, CINZA, POUCO COMPACTA
	5/15	4/15	3/15	9	7					
	5/15	3/15	4/15	8	7					
	5/15	3/15	2/15	8	5					
	4/15	2/15	3/15	6	5				18,80	
	1/15	1/15	2/15	2	3				20,00	ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO, MOLE A MÉDIA

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA
3,20m as 15:38 horas do dia 07/10/2019

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 18,00

LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
	10	48,07	48,17
	10	48,17	48,24
10	48,24	48,32	

CLIENTE: ESTALEIRO ITAJAÍ S.A.			
LOCAL: RIO ITAJAÍ AÇÚ - ITAJAÍ - SC			
DATA: 07/10/19	DESENHO: 6345	COORDENADAS: - 26,892710 S - 48,671062 E	FURO: 1

PERFIL GEOLÓGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT N° 30cm INICIAIS	SPT N 30cm FINAIS	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" Ø 1 3/8" QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°			10	20	30		
[Geological Profile: Diagonal Hatching]	1	2	1	3	3					ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO, MOLE A MÉDIA
	15	15	15							
	2	1	2	3	3					
	15	15	15							
	1	1	2	2	3					
	15	15	15							
	2	2	1	4	3					
	15	15	15							
	1	1	2	2	3					
	15	15	15							
	1	2	1	3	3					
	15	15	15							
	2	1	1	3	2					
	15	15	15							
	1	2	2	3	4					
15	15	15								
2	1	2	3	3						
15	15	15								
1	2	2	3	4						
15	15	15								
2	2	3	4	5						
15	15	15								
1	3	3	4	6						
15	15	15								
2	3	4	5	7						
15	15	15								
2	3	3	5	6						
15	15	15								
3	4	6	7	10						
15	15	15								
3	3	5	6	8						
15	15	15								
4	6	5	10	11						
15	15	15								
5	7	4	12	11						
15	15	15								
4	6	6	10	12						
15	15	15								
5	5	7	10	12						
15	15	15								
									33,97	
										AREIA FINA ARGILOSA, CINZA, POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA
									39,73	
									40,00	ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO, RIJA (PEGOU GÁS)

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA 3,20m as 15:38 horas do dia 07/10/2019			
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 18,00			
LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
	10	48,07	48,17
	10	48,17	48,24
	10	48,24	48,32

CLIENTE: ESTALEIRO ITAJAÍ S.A.			
LOCAL: RIO ITAJAÍ AÇÚ - ITAJAÍ - SC			
DATA: 07/10/19	DESENHO: 6345	COORDENADAS: - 26,892710 S - 48,671062 E	FURO: 1

PERFIL GEOLÓGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT N° 30cm INICIAIS	SPT N 30cm FINAIS	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" Ø 1 3/8" QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°			10	20	30		
	3	4	4	7	8				40,88	ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO, RIJA (PEGOU GÁS)
	15	15	15							
	4	5	5	9	10				44,69	AREIA FINA ARGILOSA, CINZA, MEDIANAMENTE COMPACTA
	15	15	15							
	3	6	5	9	11				47,95	AREIA FINA SILTOSA, CINZA, COMPACTA A MUITO COMPACTA
	15	15	15							
	4	3	6	7	9				48,32	PEDREGULHO MUITO COMPACTO
	15	15	15							
4	5	5	9	10				48,32	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM DE ACORDO COM A NBR 6484/01 - PROCEDIMENTO 6.4.3.3	
15	15	15								
10	12	15	22	27				48,32	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM DE ACORDO COM A NBR 6484/01 - PROCEDIMENTO 6.4.3.3	
15	15	15								
15	23	30	38	53				48,32	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM DE ACORDO COM A NBR 6484/01 - PROCEDIMENTO 6.4.3.3	
15	15	15								
73	-	-	73					48,32	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM DE ACORDO COM A NBR 6484/01 - PROCEDIMENTO 6.4.3.3	
30										
50	-	-	50	7				48,32	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM DE ACORDO COM A NBR 6484/01 - PROCEDIMENTO 6.4.3.3	
7										

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA
3,20m as 15:38 horas do dia 07/10/2019

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 18.00

LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
	10	48,07	48,17
	10	48,17	48,24
10	48,24	48,32	

CLIENTE: ESTALEIRO ITAJAÍ S.A.			
LOCAL: RIO ITAJAÍ AÇÚ - ITAJAÍ - SC			
DATA: 09/10/19	DESENHO: 6345	COORDENADAS: -26,892192 S - 48,670841 E	FURO: 2

PERFIL GEOLÓGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT N° 30cm INICIAIS	SPT N 30cm FINAIS	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°			10	20	30		
	-	-	-						0,20	ALTURA DA Balsa até a ÁGUA
	1/85	-	-	1/85					2,00	LÂMINA D'ÁGUA
	1/94	-	-	1/94					5,70	ARGILA ARENOSA, CINZA ESCURO, MUITO MOLE
	1/87	-	-	1/87						
	1/70	-	-	1/70						
	1/48	-	-	1/48						
	1/56	-	-	1/56						
	1/49	-	-	1/49						
	1/63	-	-	1/63						
	1/15	2/15	1/15	3	3					
	1/15	1/15	1/15	2	2					
	1/15	1/15	2/15	2	3					
	1/15	2/15	1/15	3	3					
	2/15	1/15	1/15	3	2					
	1/15	1/15	1/15	2	2					
	1/15	2/15	1/15	3	3					
	1/15	1/15	2/15	2	3					
1/15	2/15	1/15	3	3						
2/15	2/15	3/15	4	5						
6/15	7/15	5/15	13	12				18,80	AREIA FINA ARGILOSA, CINZA ESCURO, POUCA COMPACTA	
								19,94		
								20,00	AREIA FINA SILTOSA, CINZA ESCURO,	

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA 1,80m as 16:00 horas no dia 09/10/2019				LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 11.00					10	49,64	49,69
					10	49,69	49,74
				10	49,74	49,77	

CLIENTE: ESTALEIRO ITAJAÍ S.A.			
LOCAL: RIO ITAJAÍ AÇÚ - ITAJAÍ - SC			
DATA: 09/10/19	DESENHO: 6345	COORDENADAS: -26,892192 S - 48,670841 E	FURO: 2

PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRI CO			SPT N° 30cm INICIAIS	SPT N 30cm FINAIS	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°			10	20	30		
	5	7	7	12	14	10	20	30	27,60	AREIA FINA SILTOSA, CINZA ESCURO, MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA
	15	15	15							
	2	8	6	10	14	10	20	30		
	15	15	15							
	4	6	7	10	13	10	20	30		
	15	15	15							
	3	5	7	8	12	10	20	30		
	15	15	15							
	4	6	8	10	14	10	20	30		
	15	15	15							
	7	9	8	16	17	10	20	30		
	15	15	15							
	8	10	13	18	23	10	20	30		
	15	15	15							
	7	9	12	16	21	10	20	30		
15	15	15								
3	3	4	6	7	10	20	30			
15	15	15								
3	2	3	5	5	10	20	30			
15	15	15								
1	2	2	3	4	10	20	30			
15	15	15								
2	1	2	3	3	10	20	30			
15	15	15								
2	2	2	4	4	10	20	30			
15	15	15								
2	3	3	5	6	10	20	30			
15	15	15								
3	3	5	6	8	10	20	30			
15	15	15								
4	3	4	7	7	10	20	30			
15	15	15								
3	4	4	7	8	10	20	30			
15	15	15								
4	3	5	7	8	10	20	30			
15	15	15								
3	5	5	8	10	10	20	30			
15	15	15								
7	8	10	15	18	10	20	30			
15	15	15								

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA
1,80m as 16:00 horas no dia 09/10/2019

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 11.00

LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
	10	49,64	49,69
	10	49,69	49,74
10	49,74	49,77	

CLIENTE: ESTALEIRO ITAJAÍ S.A.			
LOCAL: RIO ITAJAÍ AÇÚ - ITAJAÍ - SC			
DATA: 09/10/19	DESENHO: 6345	COORDENADAS: -26,892192 S - 48,670841 E	FURO: 2

PERFIL GEOLÓGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT N' 30cm INICIAIS	SPT N 30cm FINAIS	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg	PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°					
				10 20 30				
	6	7	7	13	14		40,97	AREIA FINA SILTOSA, CINZA, MEDIANAMENTE COMPACTA
	15	15	15					
	9	11	12	20	23			
	15	15	15					
	8	12	12	20	24			
	15	15	15					
	11	14	15	25	29			
	15	15	15					
	13	17	20	30	37			AREIA FINA SILTOSA, CINZA, COMPACTA A MUITO COMPACTA
	15	15	15					
	14	14	23	28	37			
15	15	15						
13	17	21	30	38				
15	15	15						
10	15	18	25	33				
15	15	15						
19	26	31	45	57				
15	15	15						
72	-	-	72			49,40	49,77	PEDREGULHO COMPACTO
30								
								IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM DE ACORDO COM A NBR 6484/01 - PROCEDIMENTO 6.4.3.3

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA
1,80m as 16:00 horas no dia 09/10/2019

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 11.00

LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
	10	49,64	49,69
	10	49,69	49,74
10	49,74	49,77	

CLIENTE: ESTALEIRO ITAJAÍ S.A.			
LOCAL: RIO ITAJAÍ AÇÚ - ITAJAÍ - SC			
DATA: 14/10/19	DESENHO: 6345	COORDENADAS: -26,891355 S -48,670205 E	FURO: 4

PERFIL GEOLÓGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	CO			N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS	Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg				
	1°	2°	3°			10	20	30		
	-	-	-						0,16	ALTURA DA Balsa na água
	-	-	-						1,18	LÂMINA D'ÁGUA
[Hatched pattern]	1/89	-	-	1/89						ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO, MUITO MOLE.
	1/76	-	-	1/76						
	1/59	-	-	1/59						
	1/67	-	-	1/67						
	1/48	-	-	1/48						
	1/53	-	-	1/53						
	1/57	-	-	1/57						
	1/90	-	-	1/90					9,90	
	1/65	-	-	1/65					10,80	
	[Dotted pattern]	1/15	2/15	3/15	3	5				
1/15		2/15	2/15	3	4					
1/15		1/15	1/15	2	2					
1/15		1/15	1/15	2	2					
1/15		1/15	1/15	2	2					
1/15		1/15	1/15	2	2					
1/15		1/15	1/15	2	2					
1/15		1/15	1/15	2	2					
1/15		1/15	1/15	2	2					
1/15		1/15	1/15	2	2					
									20,00	

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA 1,02m as 10:50 horas do dia 14/10/2019 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 10,00	<table border="1"> <tr> <th>LAVAGEM POR TEMPO</th> <th>TEMPO</th> <th>DE</th> <th>PARA</th> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA								
LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA										

CLIENTE: ESTALEIRO ITAJAÍ S.A.			
LOCAL: RIO ITAJAÍ AÇÚ - ITAJAÍ - SC			
DATA: 14/10/19	DESENHO: 6345	COORDENADAS: -26,891355 S -48,670205 E	FURO: 4

PERFIL GEOLÓGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT N° 30cm INICIAIS	SPT N 30cm FINAIS	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" Ø 1 3/8" QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1°	2°	3°			10	20	30		
	1	2	2	3	4					AREIA FINA ARGILOSA, CINZA, FOFA A POUCO COMPACTA
	15	15	15							
	2	1	2	3	3					
	15	15	15							
	2	3	3	5	6					
	15	15	15							
	23,87									
	2	3	3	5	6					
	15	15	15							
	4	6	6	10	12					AREIA FINA SILTOSA, CINZA, MEDIANAMENTE COMPACTA
	15	15	15							
	4	5	6	9	11					
	15	15	15							
	5	7	5	12	12					
	15	15	15							
4	6	7	10	13						
15	15	15								
6	8	5	14	13						
15	15	15								
5	7	9	12	16						
15	15	15								
29,55										
1	1	2	2	3					ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO, MOLE.	
15	15	15								
1	2	1	3	3						
15	15	15								
31,68										
1	2	2	3	4					AREIA FINA, SILTOSA, POUCA ARGILOSA, CINZA, FOFA A POUCA COMPACTA.	
15	15	15								
2	2	3	4	5						
15	15	15								
2	3	3	5	6						
15	15	15								
3	2	3	5	5						
15	15	15								
35,50										
									FURO FINALIZADO DEVIDO A PERFURAÇÃO DE BOLSÃO DE GÁS, QUE IMPOSSIBILITOU CONTINUAR A PERFURAÇÃO.	

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA
1,02m as 10:50 horas do dia 14/10/2019

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 10.00

LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA

Local: Itajaí – SC

Proprietário: Estaleiro Itajaí S.A.

SPT 01



OBSERVAÇÕES:

Balneário Camboriú, 18 de Outubro de 2019.

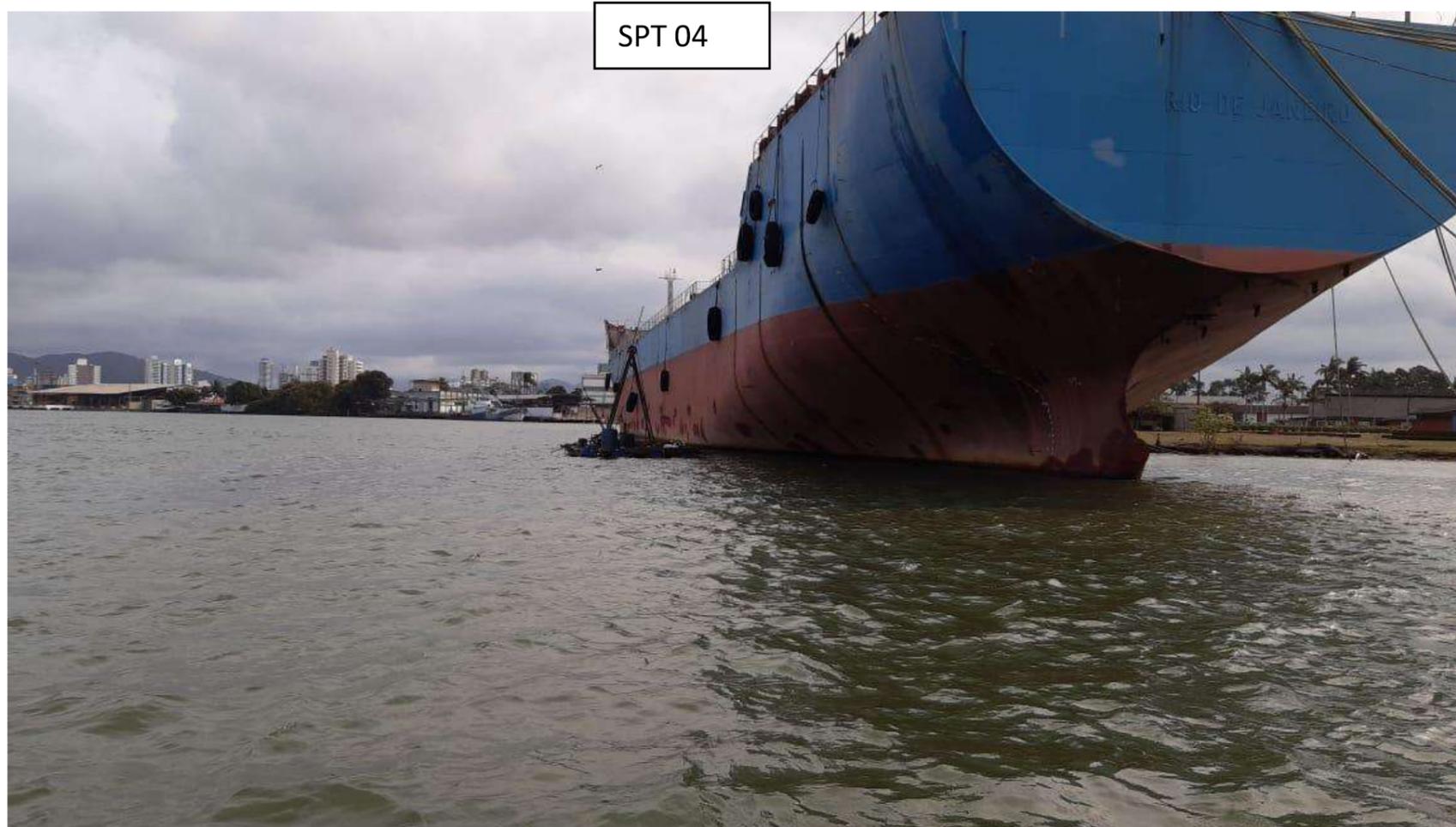
Engº Responsável

Local: Itajaí – SC

Proprietário: Estaleiro Itajaí S.A.



SPT 02



SPT 04

OBSERVAÇÕES:

Balneário Camboriú, 18 de Outubro de 2019.

Engº Responsável

ANEXO 02 – SONDAGENS CPT

Estaleiro Itajaí S/A

Itajaí - SC

Balneário Camboriú, 28 de Agosto de 2019

Estaleiro Itajaí S/A

Prezado(s) Senhor(es)

A Sondagem CPT tem sido utilizada por mais de meio século na Europa e só agora esta sendo utilizada no Brasil. A Solo Sondagem Ltda foi uma das pioneiras ao trazer o equipamento TG-63-100 para realização de sondagem CPT no Estado de Santa Catarina.

Os dados fornecidos pela sondagem CPT possibilitam aos engenheiros projetistas geotécnicos, subsídios para um dimensionamento preciso e portanto mais econômico para os seus clientes.

O produto SONDAGEM CPT comercializado pela nossa empresa esta embasado na norma brasileira ABNT NBR 12069/1991 Solo - Ensaio de Penetração de Cone In Situ CPT, e nas especificações técnicas apresentadas no PSQ - Programa Setorial Qualidade da ACEF. Estes dois documentos são as referências técnicas do Programa Brasileiro de Qualidade e Produtividade no setor da Habitação (PBQP-H), que nossa empresa aderiu em 2002, para certificar este produto.

Ao adquirir o produto SONDAGEM CPT da nossa empresa, o cliente terá a certeza que os preceitos de qualidade na sua execução são a principal garantia do produto. A equipe técnica, a tecnologia empregada, e a metodologia executiva são os principais pontos a serem ressaltados.

O LAUDO DE SONDAGEM CPT é o relatório final do trabalho executado para que o produto tenha a garantia de qualidade exigida pelo cliente. Este Laudo apresenta uma descrição detalhada das informações de campo e da composição do subsolo a cada 20 centímetros, analisando resistência de ponta e atrito lateral.

Nossa empresa respeita a concorrência existente entre as empresas do setor, desde que esta concorrência tenha como ponto central a qualidade do produto. Neste caso, nossa inserção no mercado se dá de forma confortável e tranquila, pois preservamos o direito do consumidor de adquirir um produto confiável e de qualidade.

Agradecidos pela atenção costumeira, aproveitamos a oportunidade para apresentar-lhe(s) cordial(is),

Saudações

Balneário Camboriú, 28 de Agosto de 2019

DADOS TÉCNICOS

Vimos, pelo presente, encaminhar os resultados dos ensaios CPT (Cone Penetration Test) obtidos na área de Itajaí - SC

Foram executadas 6 perfurações conforme planta de situação anexa, totalizando 276,60 m lineares.

As resistências apresentadas foram obtidas pela introdução no solo de um cone mecânico tipo Begemann, solidário a um conjunto de hastes.

As dimensões do cone são rigidamente obedecidas via normas internacionais, sendo:

- diâmetro do cone: 3,57 cm
- área da ponta: 10 cm²
- ângulo de abertura do cone: 60°
- área da luva de atrito : 150 cm²
- velocidade de cravação: 2 cm/seg.

Os valores das pressões (qc, fs) foram obtidos por uma célula de carga, onde em seguida, foram fiel e simultaneamente processados por software conectado a um notebook, nas unidades utilizadas na engenharia. A verticalidade do ensaio é garantida por um sistema de nivelamento, longitudinal e transversal com nível de bolha.

Unidades apresentadas:

- Resistência de ponta (qc) em MPa, lembrando que $1\text{MPa} = 10,20\text{ Kgf/cm}^2$
 $1\text{Kgf/cm}^2 = 0,098\text{ MPa}$
- O atrito lateral local (fs) é medido em KPa, sendo que $1\text{Kgf/cm}^2 = 98,1\text{ KPa}$
 $1\text{Kgf/cm}^2 = 9,81\text{ t/m}^2$

Os dados descritos são suficientes para a interpretação dos resultados. Desta forma, sua equipe técnica poderá realizar, com os parâmetros obtidos, a interpretação a nível de projetos, laudos, etc...

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

3

DATA

21/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

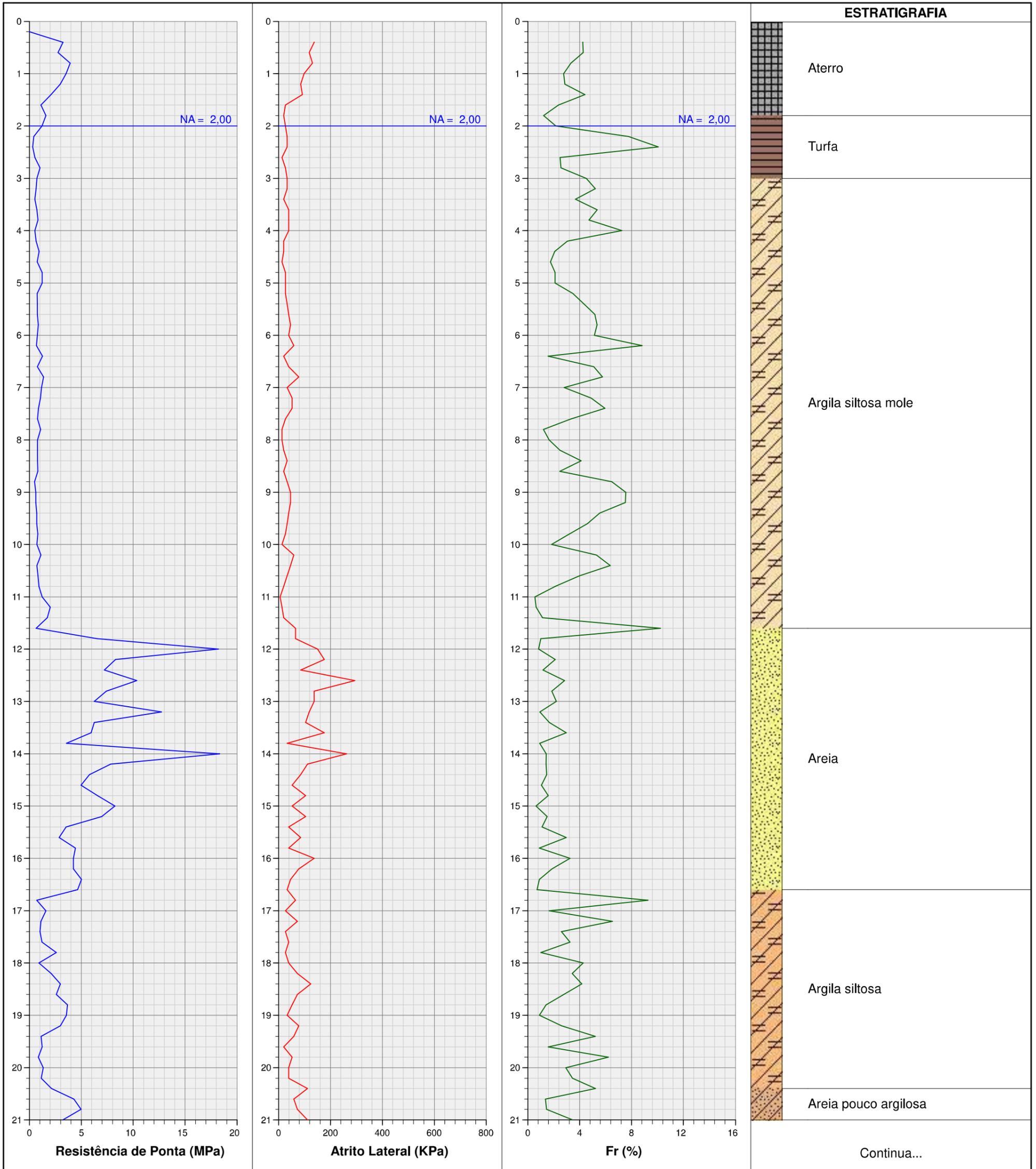
2,00

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

01/03



Continua...

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

3

DATA

21/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

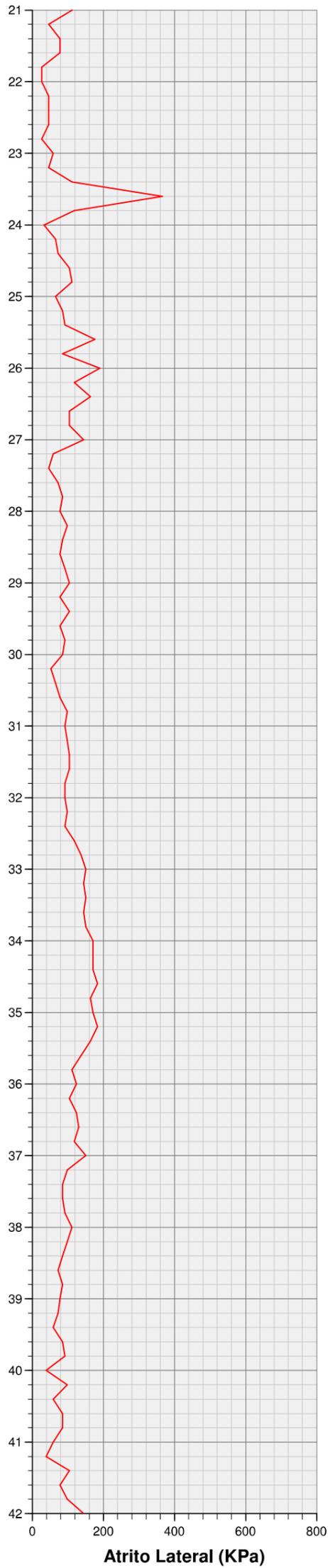
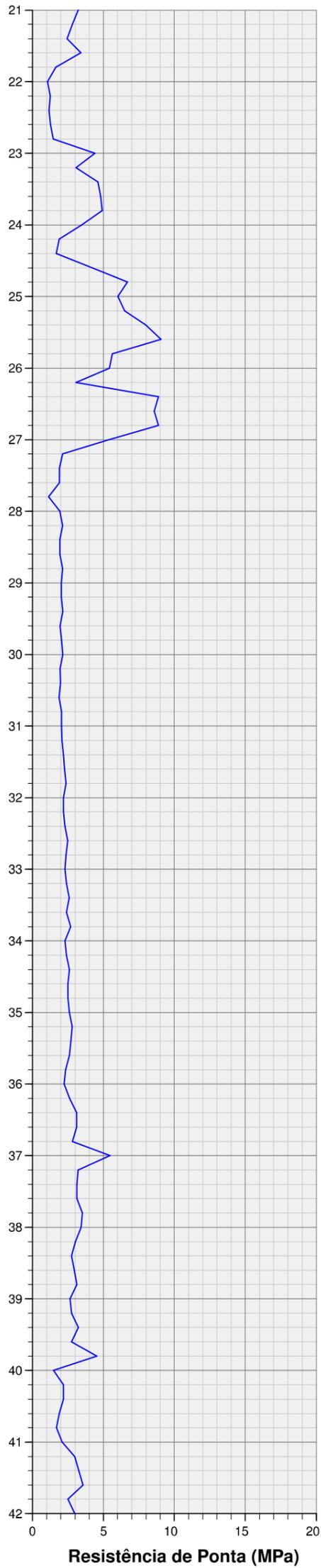
2,00

SONDAGEM Nº

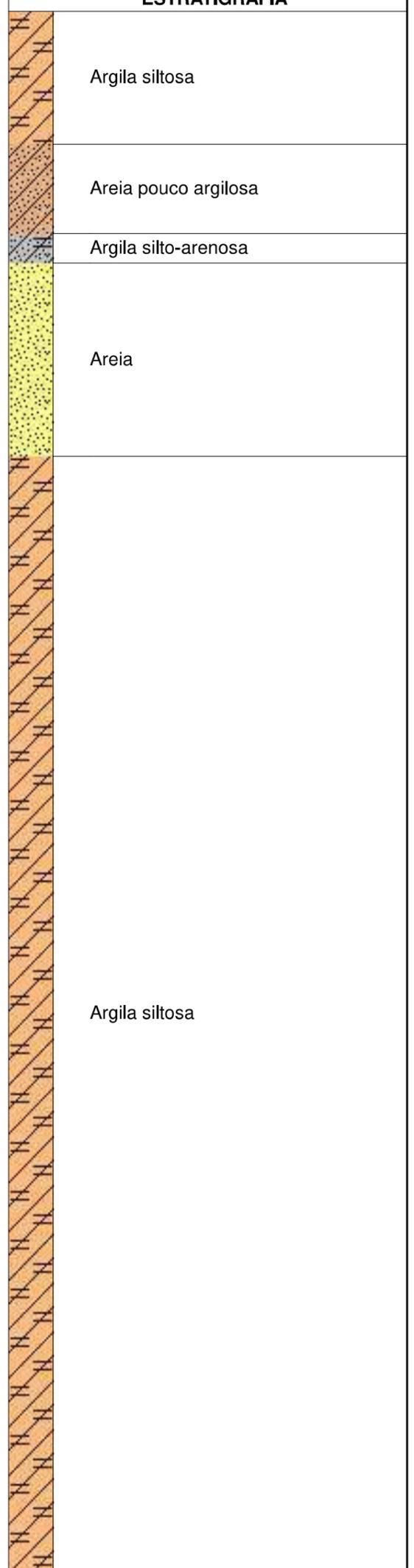
6675

FOLHA

02/03



ESTRATIGRAFIA



Continua...

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

3

DATA

21/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

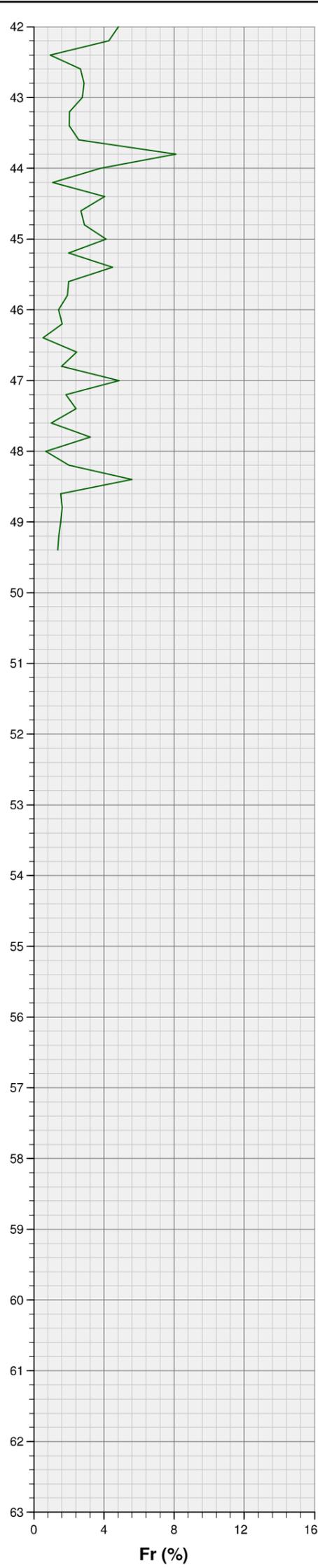
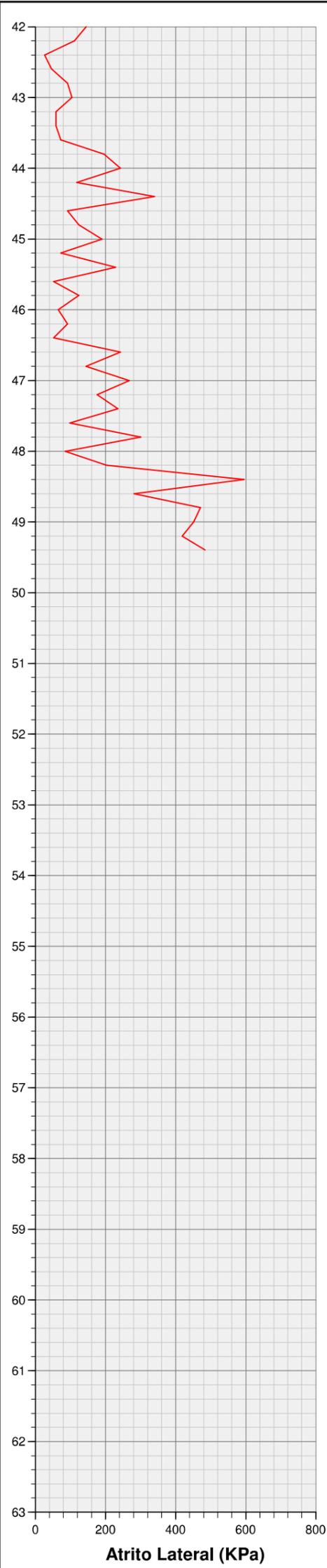
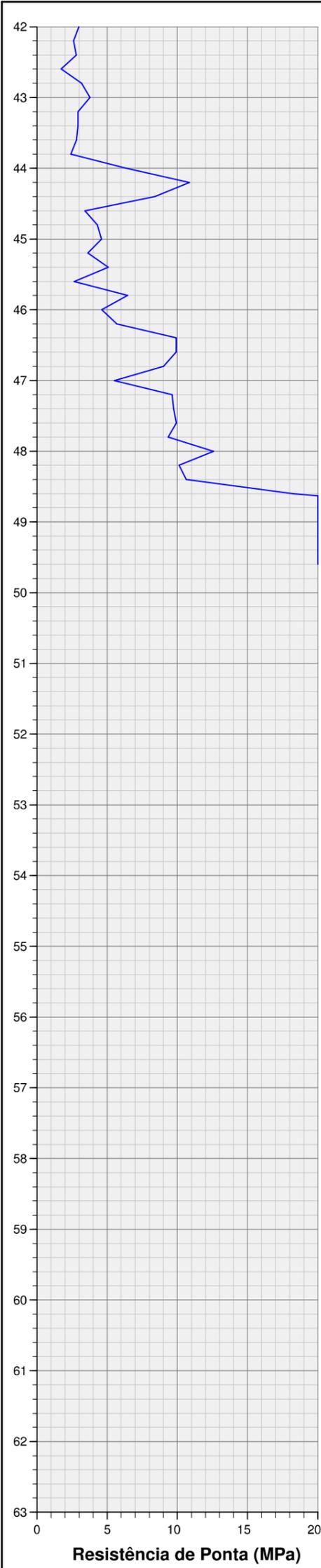
2,00

SONDAGEM Nº

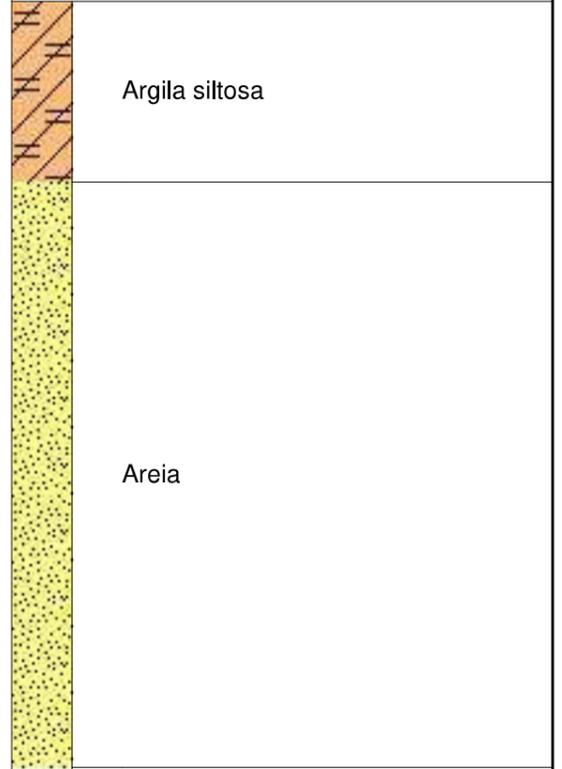
6675

FOLHA

03/03



ESTRATIGRAFIA



Argila siltosa

Areia

Término de sondagem

CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A				
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC				FURO 3
DATA 21/08/2019	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 2,00	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 01/02

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
0,20	0,00	0,00	0,00	10,20	1,11	58,86	0,05	20,20	1,14	39,24	0,03	30,20	1,95	52,32	0,03
0,40	3,24	137,34	0,04	10,40	0,72	45,78	0,06	20,40	2,12	111,18	0,05	30,40	1,96	65,40	0,03
0,60	2,75	117,72	0,04	10,60	0,82	32,70	0,04	20,60	4,28	58,86	0,01	30,60	1,86	78,48	0,04
0,80	3,93	130,80	0,03	10,80	0,92	19,62	0,02	20,80	4,97	71,94	0,01	30,80	2,06	98,10	0,05
1,00	3,54	98,10	0,03	11,00	1,22	6,54	0,01	21,00	3,21	111,18	0,03	31,00	2,06	91,56	0,04
1,20	2,96	85,02	0,03	11,20	2,01	13,08	0,01	21,20	2,82	45,78	0,02	31,20	2,07	98,10	0,05
1,40	2,08	91,56	0,04	11,40	1,71	19,62	0,01	21,40	2,43	78,48	0,03	31,40	2,17	104,64	0,05
1,60	1,10	26,16	0,02	11,60	0,64	65,40	0,10	21,60	3,41	78,48	0,02	31,60	2,27	104,64	0,05
1,80	1,59	19,62	0,01	11,80	6,53	65,40	0,01	21,80	1,65	26,16	0,02	31,80	2,37	91,56	0,04
2,00	1,20	26,16	0,02	12,00	18,20	150,42	0,01	22,00	1,07	26,16	0,02	32,00	2,17	91,56	0,04
2,20	0,42	32,70	0,08	12,20	8,30	176,58	0,02	22,20	1,26	45,78	0,04	32,20	2,18	98,10	0,05
2,40	0,32	32,70	0,10	12,40	7,22	85,02	0,01	22,40	1,17	45,78	0,04	32,40	2,28	91,56	0,04
2,60	0,52	13,08	0,03	12,60	10,36	294,30	0,03	22,60	1,27	45,78	0,04	32,60	2,48	117,72	0,05
2,80	1,02	26,16	0,03	12,80	7,42	137,34	0,02	22,80	1,47	26,16	0,02	32,80	2,38	137,34	0,06
3,00	0,72	32,70	0,05	13,00	6,25	137,34	0,02	23,00	4,41	58,86	0,01	33,00	2,28	150,42	0,07
3,20	0,63	32,70	0,05	13,20	12,73	117,72	0,01	23,20	3,06	45,78	0,01	33,20	2,39	143,88	0,06
3,40	0,53	19,62	0,04	13,40	6,25	104,64	0,02	23,40	4,61	111,18	0,02	33,40	2,58	150,42	0,06
3,60	0,73	39,24	0,05	13,60	5,96	176,58	0,03	23,60	4,81	366,24	0,08	33,60	2,39	143,88	0,06
3,80	0,83	39,24	0,05	13,80	3,55	32,70	0,01	23,80	4,91	117,72	0,02	33,80	2,69	150,42	0,06
4,00	0,54	39,24	0,07	14,00	18,33	261,60	0,01	24,00	3,45	32,70	0,01	34,00	2,30	170,04	0,07
4,20	0,64	19,62	0,03	14,20	7,83	111,18	0,01	24,20	1,88	65,40	0,03	34,20	2,40	170,04	0,07
4,40	0,94	19,62	0,02	14,40	5,78	85,02	0,01	24,40	1,68	71,94	0,04	34,40	2,60	170,04	0,07
4,60	0,75	13,08	0,02	14,60	4,99	52,32	0,01	24,60	4,24	104,64	0,02	34,60	2,50	183,12	0,07
4,80	1,24	26,16	0,02	14,80	6,57	104,64	0,02	24,80	6,69	111,18	0,02	34,80	2,50	163,50	0,07
5,00	1,24	26,16	0,02	15,00	8,24	52,32	0,01	25,00	6,01	65,40	0,01	35,00	2,60	170,04	0,07
5,20	0,75	26,16	0,03	15,20	6,96	104,64	0,02	25,20	6,50	85,02	0,01	35,20	2,80	183,12	0,07
5,40	0,76	32,70	0,04	15,40	3,53	39,24	0,01	25,40	7,98	91,56	0,01	35,40	2,71	163,50	0,06
5,60	0,76	39,24	0,05	15,60	2,85	85,02	0,03	25,60	9,06	176,58	0,02	35,60	2,61	137,34	0,05
5,80	0,86	45,78	0,05	15,80	4,42	39,24	0,01	25,80	5,63	85,02	0,02	35,80	2,32	111,18	0,05
6,00	0,76	39,24	0,05	16,00	4,23	137,34	0,03	26,00	5,43	189,66	0,03	36,00	2,22	124,26	0,06
6,20	0,67	58,86	0,09	16,20	4,23	78,48	0,02	26,20	3,08	117,72	0,04	36,20	2,62	104,64	0,04
6,40	1,26	19,62	0,02	16,40	5,02	45,78	0,01	26,40	8,87	163,50	0,02	36,40	3,11	124,26	0,04
6,60	0,77	39,24	0,05	16,60	4,63	32,70	0,01	26,60	8,58	104,64	0,01	36,60	3,12	130,80	0,04
6,80	1,36	78,48	0,06	16,80	0,70	65,40	0,09	26,80	8,88	104,64	0,01	36,80	2,82	117,72	0,04
7,00	1,17	32,70	0,03	17,00	1,59	26,16	0,02	27,00	5,35	143,88	0,03	37,00	5,47	150,42	0,03
7,20	1,07	52,32	0,05	17,20	1,10	71,94	0,07	27,20	2,11	58,86	0,03	37,20	3,22	98,10	0,03
7,40	0,88	52,32	0,06	17,40	1,01	26,16	0,03	27,40	1,92	45,78	0,02	37,40	3,13	85,02	0,03
7,60	0,78	26,16	0,03	17,60	1,21	39,24	0,03	27,60	1,92	71,94	0,04	37,60	3,13	85,02	0,03
7,80	1,08	13,08	0,01	17,80	2,58	26,16	0,01	27,80	1,14	85,02	0,07	37,80	3,52	91,56	0,03
8,00	0,79	13,08	0,02	18,00	0,92	39,24	0,04	28,00	1,93	78,48	0,04	38,00	3,43	111,18	0,03
8,20	0,79	19,62	0,02	18,20	2,10	71,94	0,03	28,20	2,13	98,10	0,05	38,20	3,04	98,10	0,03
8,40	0,79	32,70	0,04	18,40	2,98	124,26	0,04	28,40	1,93	85,02	0,04	38,40	2,75	85,02	0,03
8,60	0,80	19,62	0,02	18,60	2,59	71,94	0,03	28,60	1,93	78,48	0,04	38,60	2,94	71,94	0,02
8,80	0,50	32,70	0,06	18,80	3,67	52,32	0,01	28,80	2,13	91,56	0,04	38,80	3,14	85,02	0,03
9,00	0,61	45,78	0,08	19,00	3,56	32,70	0,01	29,00	2,04	104,64	0,05	39,00	2,66	78,48	0,03
9,20	0,61	45,78	0,08	19,20	2,99	78,48	0,03	29,20	2,04	78,48	0,04	39,20	2,76	71,94	0,03
9,40	0,71	39,24	0,06	19,40	1,13	58,86	0,05	29,40	2,14	104,64	0,05	39,40	3,25	58,86	0,02
9,60	0,71	32,70	0,05	19,60	1,23	19,62	0,02	29,60	1,95	78,48	0,04	39,60	2,76	85,02	0,03
9,80	0,81	26,16	0,03	19,80	0,84	52,32	0,06	29,80	2,05	91,56	0,04	39,80	4,53	91,56	0,02
10,00	0,72	13,08	0,02	20,00	1,33	39,24	0,03	30,00	2,15	85,02	0,04	40,00	1,49	39,24	0,03

CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A				
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC				FURO 3
DATA 21/08/2019	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 2,00	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 02/02

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
40,20	2,18	98,10	0,05												
40,40	2,18	58,86	0,03												
40,60	1,89	85,02	0,05												
40,80	1,70	85,02	0,05												
41,00	2,09	58,86	0,03												
41,20	2,98	39,24	0,01												
41,40	3,27	104,64	0,03												
41,60	3,57	78,48	0,02												
41,80	2,50	98,10	0,04												
42,00	2,99	143,88	0,05												
42,20	2,60	111,18	0,04												
42,40	2,80	26,16	0,01												
42,60	1,72	45,78	0,03												
42,80	3,19	91,56	0,03												
43,00	3,77	104,64	0,03												
43,20	2,91	58,86	0,02												
43,40	2,91	58,86	0,02												
43,60	2,81	71,94	0,03												
43,80	2,42	196,20	0,08												
44,00	6,35	241,98	0,04												
44,20	10,86	117,72	0,01												
44,40	8,41	340,08	0,04												
44,60	3,41	91,56	0,03												
44,80	4,30	124,26	0,03												
45,00	4,60	189,66	0,04												
45,20	3,62	71,94	0,02												
45,40	5,09	228,90	0,05												
45,60	2,64	52,32	0,02												
45,80	6,47	124,26	0,02												
46,00	4,61	65,40	0,01												
46,20	5,69	91,56	0,02												
46,40	9,91	52,32	0,01												
46,60	9,91	241,98	0,02												
46,80	9,03	143,88	0,02												
47,00	5,50	268,14	0,05												
47,20	9,63	176,58	0,02												
47,40	9,73	235,44	0,02												
47,60	9,93	98,10	0,01												
47,80	9,34	300,84	0,03												
48,00	12,58	85,02	0,01												
48,20	10,13	202,74	0,02												
48,40	10,62	595,14	0,06												
48,60	18,28	281,22	0,02												
48,80	29,07	470,88	0,02												
49,00	29,47	451,26	0,02												
49,20	29,27	418,56	0,01												
49,40	35,26	483,96	0,01												
49,60	35,56	0,00	0,00												

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

5

DATA

22/08/2019

PRÉ-FURO

0,80

NÍVEL D'ÁGUA

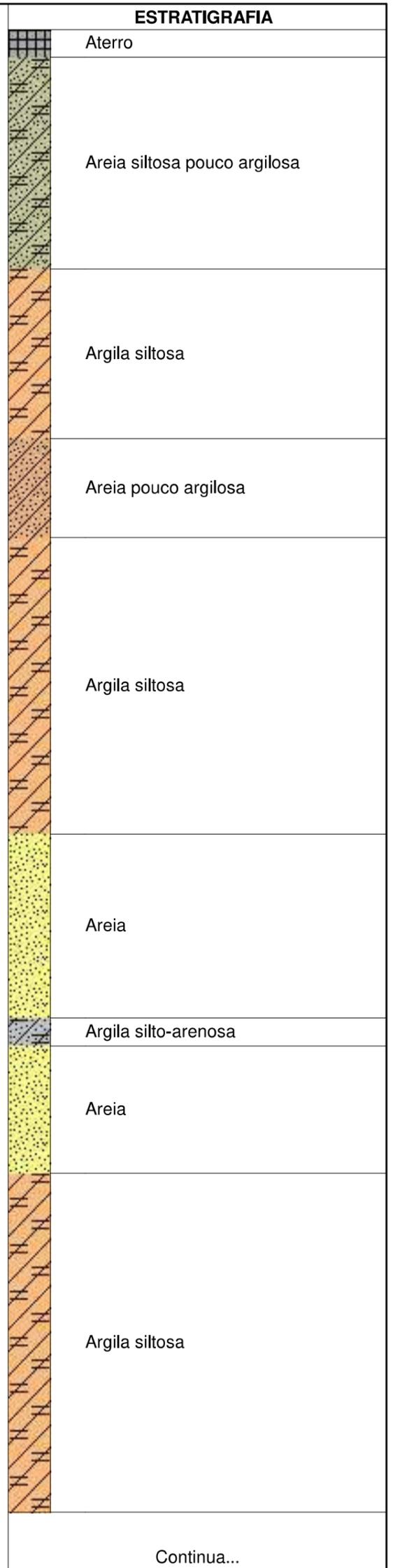
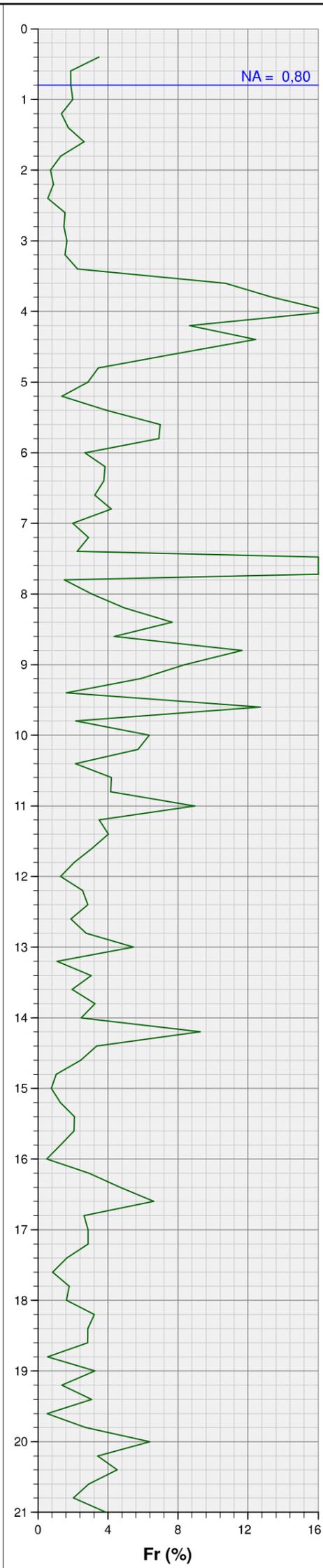
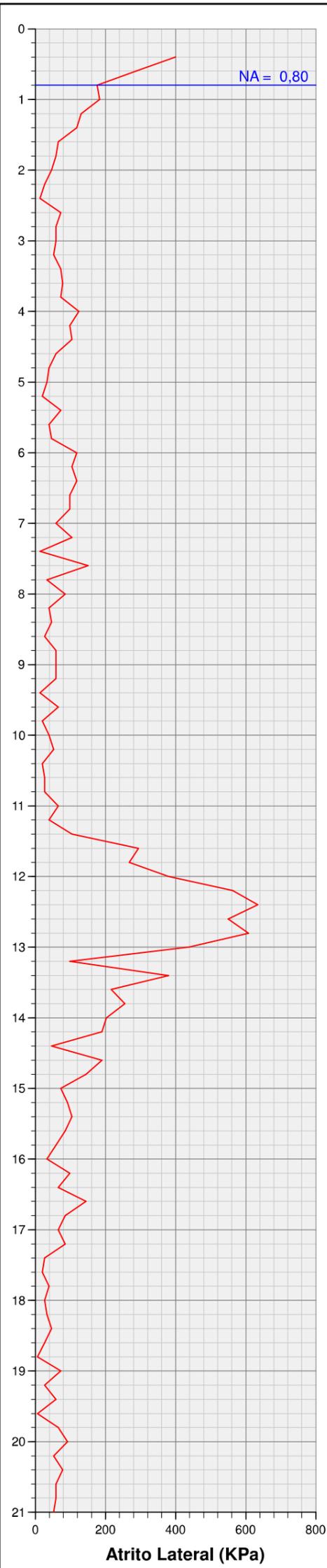
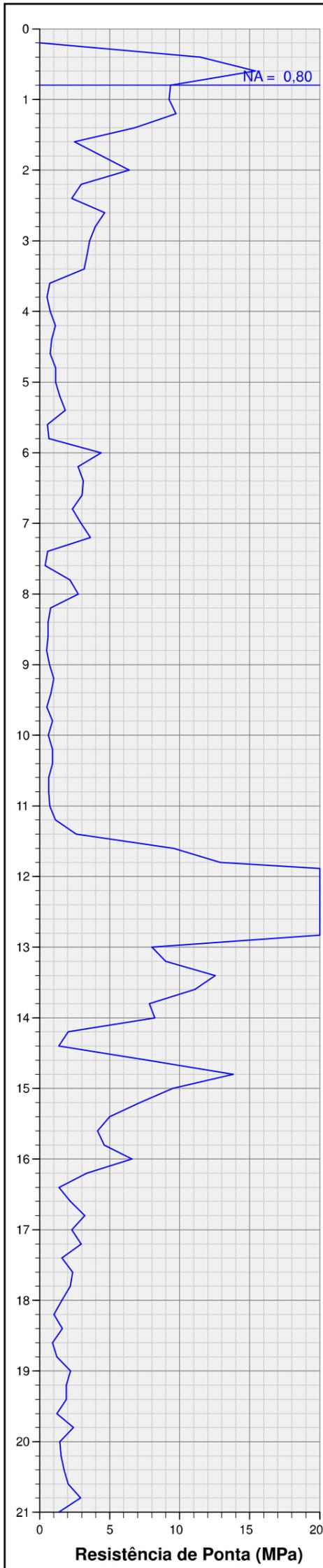
0,80

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

01/03



CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

5

DATA

22/08/2019

PRÉ-FURO

0,80

NÍVEL D'ÁGUA

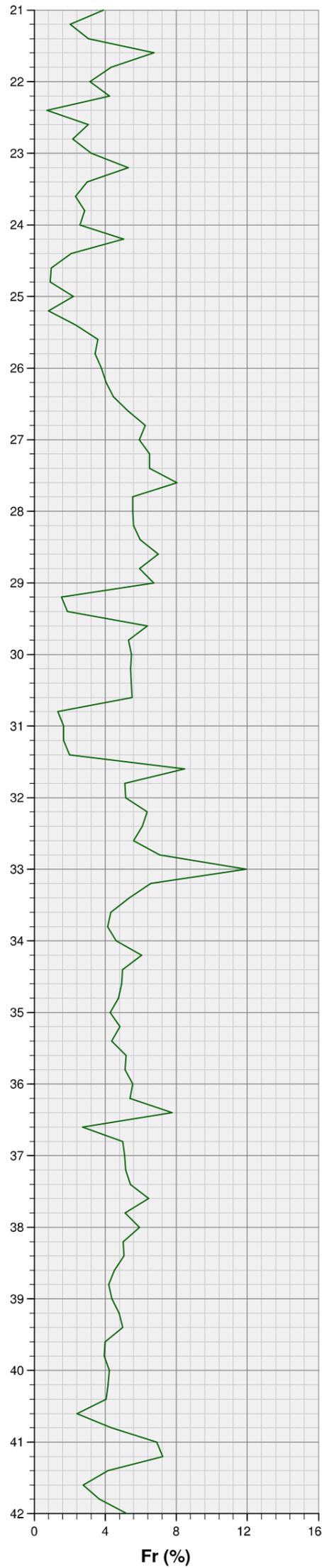
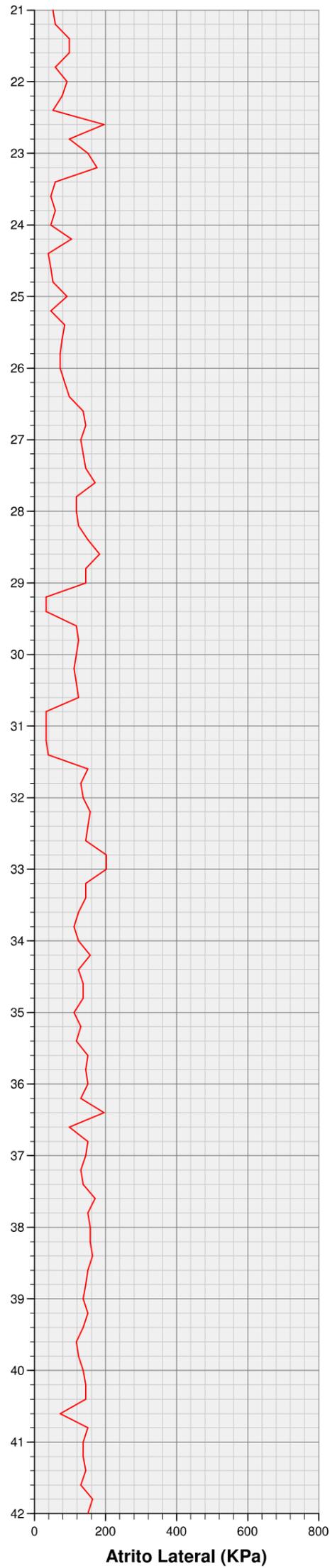
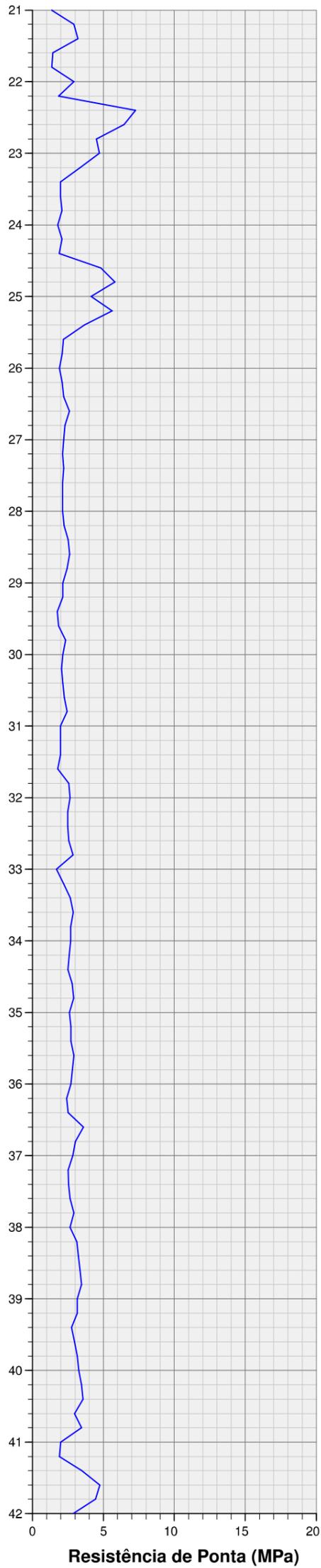
0,80

SONDAGEM Nº

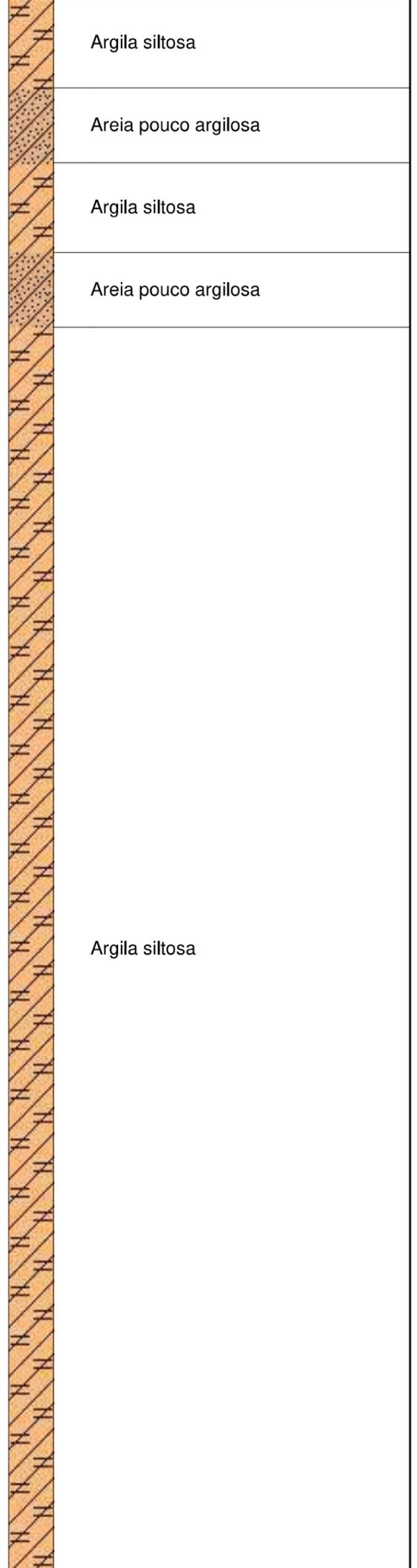
6675

FOLHA

02/03



ESTRATIGRAFIA



Continua...

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

5

DATA

22/08/2019

PRÉ-FURO

0,80

NÍVEL D'ÁGUA

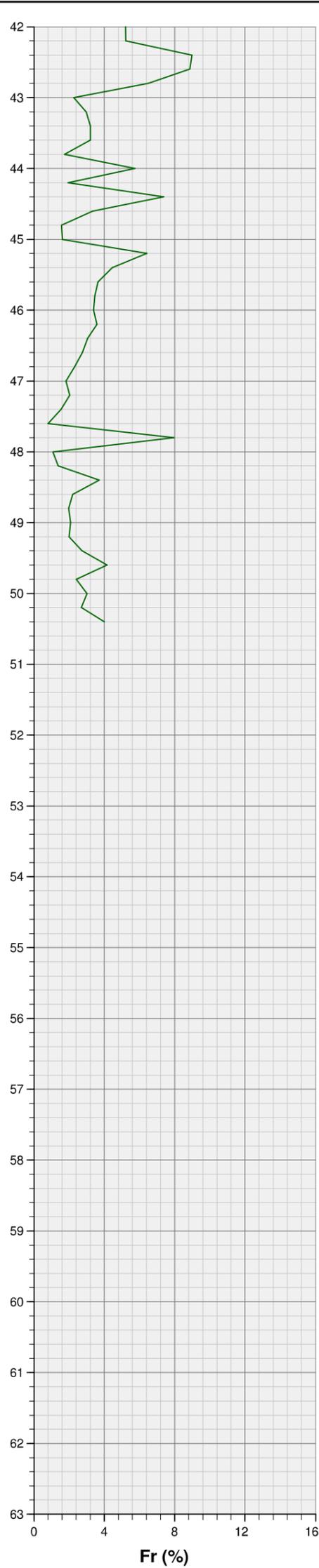
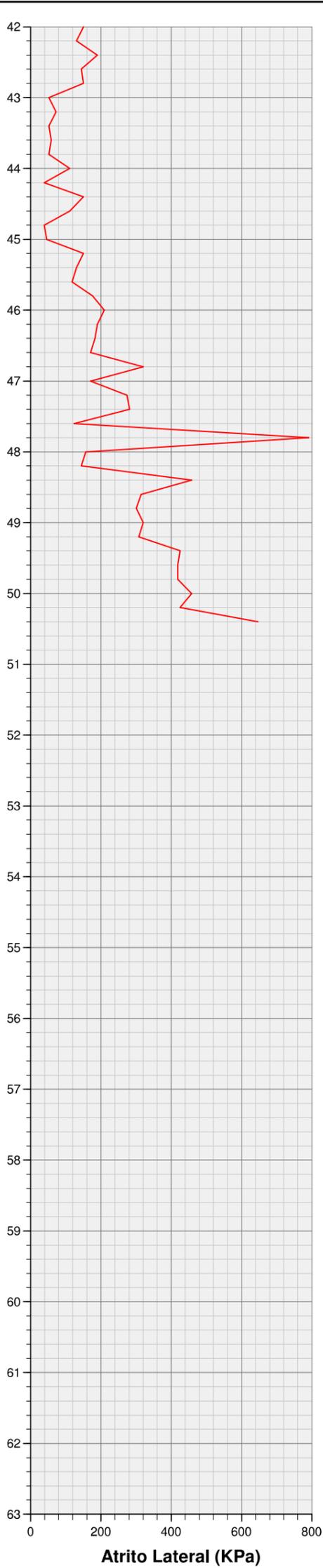
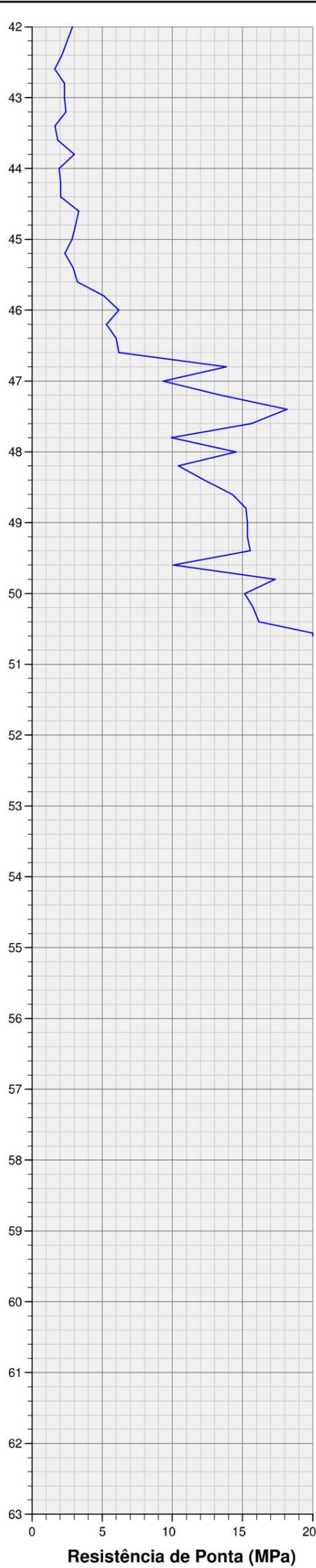
0,80

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

03/03



ESTRATIGRAFIA



Argila siltosa

Areia

Término de sondagem

CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A				
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC				FURO 5
DATA 22/08/2019	PRÉ-FURO 0,80	NÍVEL D'ÁGUA 0,80	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 01/02

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
0,20	0,00	0,00	0,00	10,20	0,91	52,32	0,06	20,20	1,53	52,32	0,03	30,20	2,05	111,18	0,05
0,40	11,48	398,94	0,03	10,40	0,92	19,62	0,02	20,40	1,73	78,48	0,05	30,40	2,15	117,72	0,05
0,60	15,41	287,76	0,02	10,60	0,63	26,16	0,04	20,60	2,03	58,86	0,03	30,60	2,25	124,26	0,06
0,80	9,33	176,58	0,02	10,80	0,63	26,16	0,04	20,80	2,91	58,86	0,02	30,80	2,45	32,70	0,01
1,00	9,23	183,12	0,02	11,00	0,73	65,40	0,09	21,00	1,35	52,32	0,04	31,00	1,96	32,70	0,02
1,20	9,73	130,80	0,01	11,20	1,12	39,24	0,03	21,20	2,92	58,86	0,02	31,20	1,97	32,70	0,02
1,40	6,79	117,72	0,02	11,40	2,60	104,64	0,04	21,40	3,20	98,10	0,03	31,40	1,97	39,24	0,02
1,60	2,47	65,40	0,03	11,60	9,57	294,30	0,03	21,60	1,45	98,10	0,07	31,60	1,78	150,42	0,08
1,80	4,44	58,86	0,01	11,80	12,90	268,14	0,02	21,80	1,36	58,86	0,04	31,80	2,56	130,80	0,05
2,00	6,40	45,78	0,01	12,00	29,39	379,32	0,01	22,00	2,93	91,56	0,03	32,00	2,66	137,34	0,05
2,20	2,97	26,16	0,01	12,20	22,13	562,44	0,03	22,20	1,85	78,48	0,04	32,20	2,47	156,96	0,06
2,40	2,29	13,08	0,01	12,40	22,23	634,38	0,03	22,40	7,25	52,32	0,01	32,40	2,47	150,42	0,06
2,60	4,64	71,94	0,02	12,60	29,20	549,36	0,02	22,60	6,47	196,20	0,03	32,60	2,57	143,88	0,06
2,80	3,96	58,86	0,01	12,80	22,14	608,22	0,03	22,80	4,51	98,10	0,02	32,80	2,87	202,74	0,07
3,00	3,57	58,86	0,02	13,00	8,01	438,18	0,05	23,00	4,71	150,42	0,03	33,00	1,70	202,74	0,12
3,20	3,38	52,32	0,02	13,20	9,00	98,10	0,01	23,20	3,34	176,58	0,05	33,20	2,19	143,88	0,07
3,40	3,18	71,94	0,02	13,40	12,53	379,32	0,03	23,40	1,97	58,86	0,03	33,40	2,68	143,88	0,05
3,60	0,73	78,48	0,11	13,60	11,06	215,82	0,02	23,60	1,97	45,78	0,02	33,60	2,88	124,26	0,04
3,80	0,54	71,94	0,13	13,80	7,83	255,06	0,03	23,80	2,07	58,86	0,03	33,80	2,69	111,18	0,04
4,00	0,74	124,26	0,17	14,00	8,22	202,74	0,02	24,00	1,78	45,78	0,03	34,00	2,69	124,26	0,05
4,20	1,13	98,10	0,09	14,20	2,04	189,66	0,09	24,20	2,07	104,64	0,05	34,20	2,59	156,96	0,06
4,40	0,84	104,64	0,12	14,40	1,36	45,78	0,03	24,40	1,88	39,24	0,02	34,40	2,50	124,26	0,05
4,60	0,75	58,86	0,08	14,60	7,74	189,66	0,02	24,60	4,83	45,78	0,01	34,60	2,80	137,34	0,05
4,80	1,14	39,24	0,03	14,80	13,82	143,88	0,01	24,80	5,81	52,32	0,01	34,80	2,90	137,34	0,05
5,00	1,14	32,70	0,03	15,00	9,51	71,94	0,01	25,00	4,14	91,56	0,02	35,00	2,60	111,18	0,04
5,20	1,44	19,62	0,01	15,20	7,16	91,56	0,01	25,20	5,62	45,78	0,01	35,20	2,71	130,80	0,05
5,40	1,83	71,94	0,04	15,40	5,00	104,64	0,02	25,40	3,66	85,02	0,02	35,40	2,71	117,72	0,04
5,60	0,56	39,24	0,07	15,60	4,12	85,02	0,02	25,60	2,19	78,48	0,04	35,60	2,91	150,42	0,05
5,80	0,66	45,78	0,07	15,80	4,62	58,86	0,01	25,80	2,09	71,94	0,03	35,80	2,81	143,88	0,05
6,00	4,39	117,72	0,03	16,00	6,58	32,70	0,01	26,00	1,90	71,94	0,04	36,00	2,72	150,42	0,06
6,20	2,73	104,64	0,04	16,20	3,35	98,10	0,03	26,20	2,10	85,02	0,04	36,20	2,42	130,80	0,05
6,40	3,12	117,72	0,04	16,40	1,39	65,40	0,05	26,40	2,20	98,10	0,04	36,40	2,52	196,20	0,08
6,60	3,03	98,10	0,03	16,60	2,17	143,88	0,07	26,60	2,60	137,34	0,05	36,60	3,61	98,10	0,03
6,80	2,34	98,10	0,04	16,80	3,22	85,02	0,03	26,80	2,30	143,88	0,06	36,80	3,02	150,42	0,05
7,00	2,95	58,86	0,02	17,00	2,28	65,40	0,03	27,00	2,21	130,80	0,06	37,00	2,83	143,88	0,05
7,20	3,62	104,64	0,03	17,20	2,97	85,02	0,03	27,20	2,11	137,34	0,07	37,20	2,53	130,80	0,05
7,40	0,58	13,08	0,02	17,40	1,60	26,16	0,02	27,40	2,21	143,88	0,07	37,40	2,54	137,34	0,05
7,60	0,39	150,42	0,38	17,60	2,36	19,62	0,01	27,60	2,12	170,04	0,08	37,60	2,64	170,04	0,06
7,80	2,16	32,70	0,02	17,80	2,19	39,24	0,02	27,80	2,12	117,72	0,06	37,80	2,93	150,42	0,05
8,00	2,75	85,02	0,03	18,00	1,60	26,16	0,02	28,00	2,12	117,72	0,06	38,00	2,64	156,96	0,06
8,20	0,79	39,24	0,05	18,20	1,02	32,70	0,03	28,20	2,22	124,26	0,06	38,20	3,14	156,96	0,05
8,40	0,60	45,78	0,08	18,40	1,61	45,78	0,03	28,40	2,52	150,42	0,06	38,40	3,24	163,50	0,05
8,60	0,60	26,16	0,04	18,60	0,92	26,16	0,03	28,60	2,62	183,12	0,07	38,60	3,34	150,42	0,05
8,80	0,50	58,86	0,12	18,80	1,22	6,54	0,01	28,80	2,43	143,88	0,06	38,80	3,44	143,88	0,04
9,00	0,70	58,86	0,08	19,00	2,20	71,94	0,03	29,00	2,14	143,88	0,07	39,00	3,15	137,34	0,04
9,20	1,00	58,86	0,06	19,20	1,91	26,16	0,01	29,20	2,14	32,70	0,02	39,20	3,15	150,42	0,05
9,40	0,81	13,08	0,02	19,40	1,92	58,86	0,03	29,40	1,75	32,70	0,02	39,40	2,76	137,34	0,05
9,60	0,51	65,40	0,13	19,60	1,23	6,54	0,01	29,60	1,85	117,72	0,06	39,60	2,96	117,72	0,04
9,80	0,91	19,62	0,02	19,80	2,41	65,40	0,03	29,80	2,34	124,26	0,05	39,80	3,16	124,26	0,04
10,00	0,62	39,24	0,06	20,00	1,43	91,56	0,06	30,00	2,15	117,72	0,05	40,00	3,26	137,34	0,04

CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A				
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC				FURO 5
DATA 22/08/2019	PRÉ-FURO 0,80	NÍVEL D'ÁGUA 0,80	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 02/02

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
40,20	3,46	143,88	0,04	50,20	15,75	425,10	0,03								
40,40	3,56	143,88	0,04	50,40	16,14	647,46	0,04								
40,60	2,97	71,94	0,02	50,60	20,95	0,00	0,00								
40,80	3,46	150,42	0,04												
41,00	1,99	137,34	0,07												
41,20	1,90	137,34	0,07												
41,40	3,47	143,88	0,04												
41,60	4,75	130,80	0,03												
41,80	4,46	163,50	0,04												
42,00	2,89	150,42	0,05												
42,20	2,50	130,80	0,05												
42,40	2,11	189,66	0,09												
42,60	1,62	143,88	0,09												
42,80	2,31	150,42	0,07												
43,00	2,31	52,32	0,02												
43,20	2,41	71,94	0,03												
43,40	1,63	52,32	0,03												
43,60	1,83	58,86	0,03												
43,80	3,01	52,32	0,02												
44,00	1,93	111,18	0,06												
44,20	2,04	39,24	0,02												
44,40	2,04	150,42	0,07												
44,60	3,32	111,18	0,03												
44,80	3,10	39,24	0,02												
45,00	2,83	45,78	0,02												
45,20	2,34	150,42	0,06												
45,40	2,93	130,80	0,04												
45,60	3,23	117,72	0,04												
45,80	5,10	176,58	0,03												
46,00	6,18	209,28	0,03												
46,20	5,30	189,66	0,04												
46,40	5,99	183,12	0,03												
46,60	6,19	170,04	0,03												
46,80	13,84	320,46	0,02												
47,00	9,33	170,04	0,02												
47,20	13,45	274,68	0,02												
47,40	18,16	281,22	0,02												
47,60	15,62	124,26	0,01												
47,80	9,93	791,34	0,08												
48,00	14,54	156,96	0,01												
48,20	10,42	143,88	0,01												
48,40	12,29	457,80	0,04												
48,60	14,26	313,92	0,02												
48,80	15,24	300,84	0,02												
49,00	15,34	320,46	0,02												
49,20	15,34	307,38	0,02												
49,40	15,54	425,10	0,03												
49,60	10,05	418,56	0,04												
49,80	17,31	418,56	0,02												
50,00	15,16	457,80	0,03												

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

6

DATA

22/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

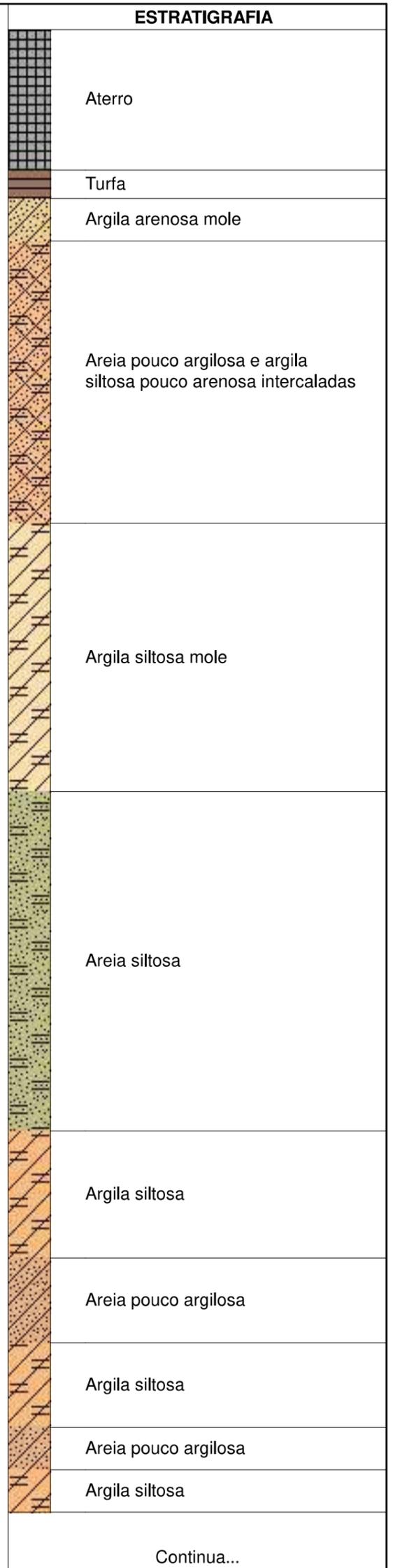
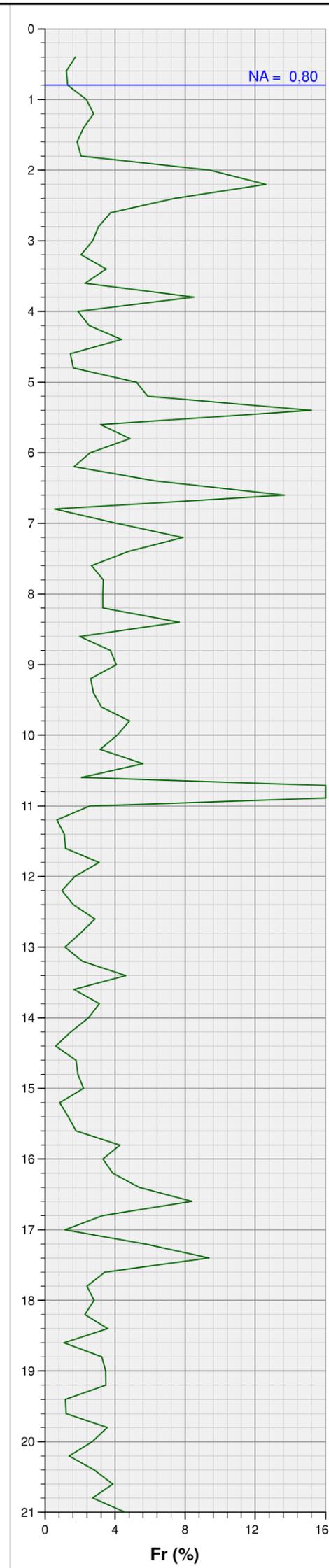
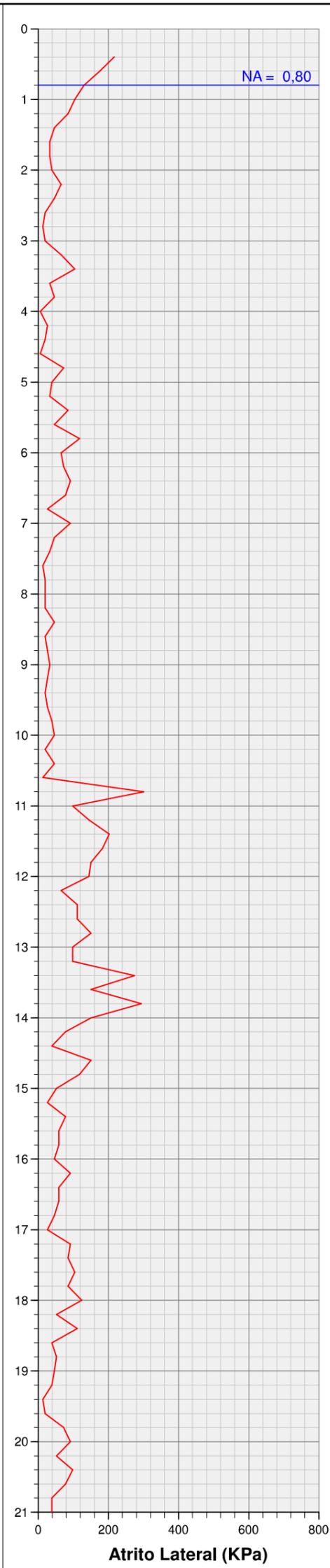
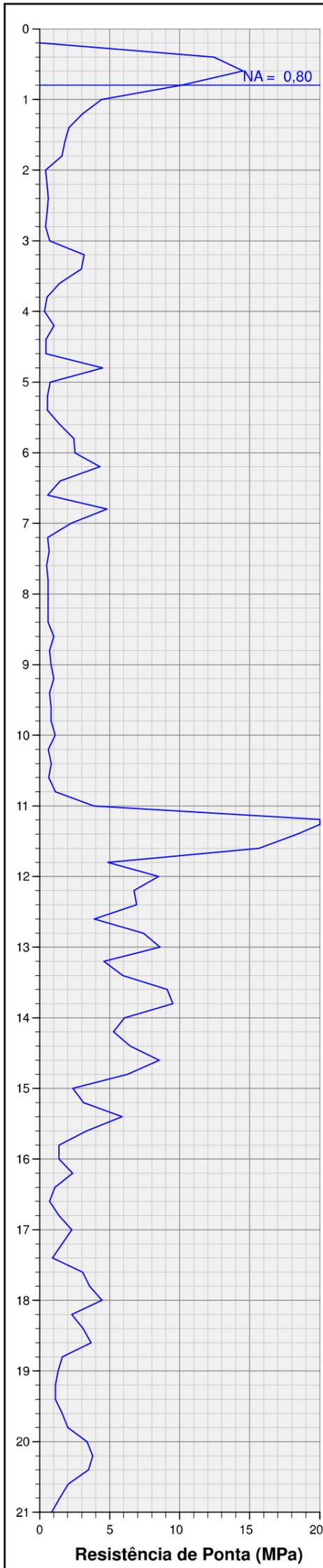
0,80

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

01/03



CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

6

DATA

22/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

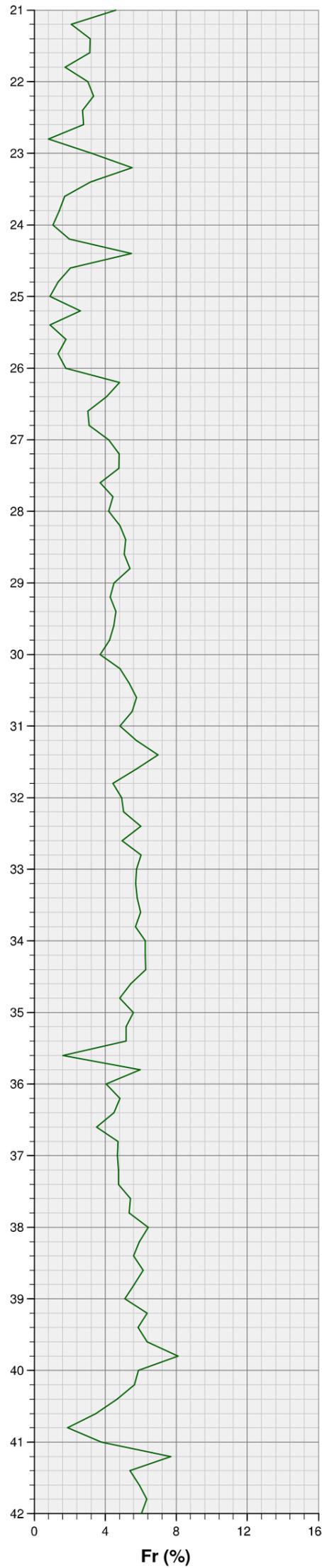
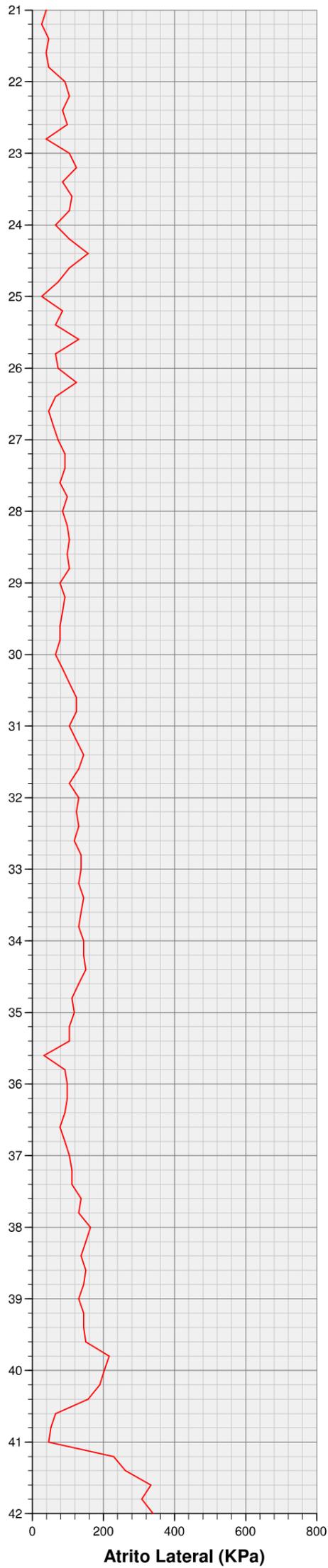
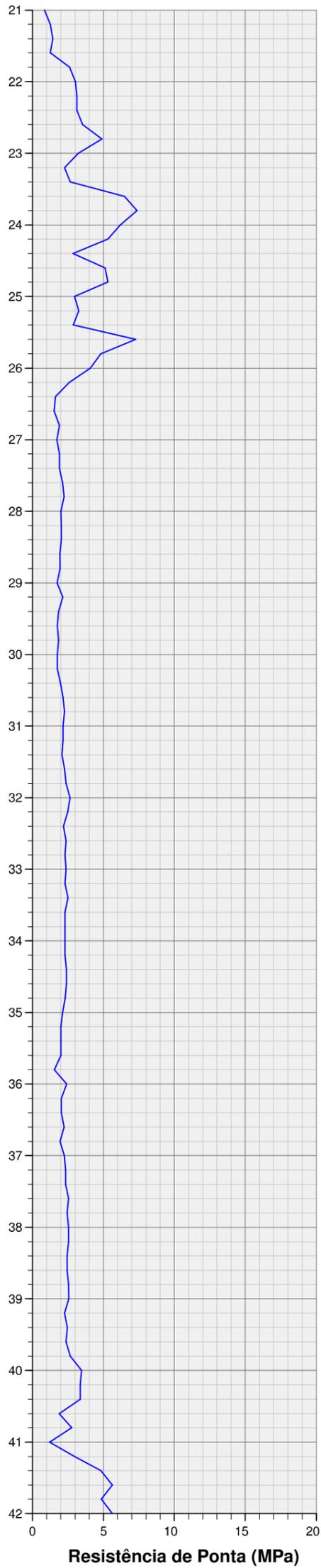
0,80

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

02/03



ESTRATIGRAFIA

Argila siltosa

Areia pouco argilosa

Argila siltosa

Areia pouco argilosa

Continua...

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

6

DATA

22/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

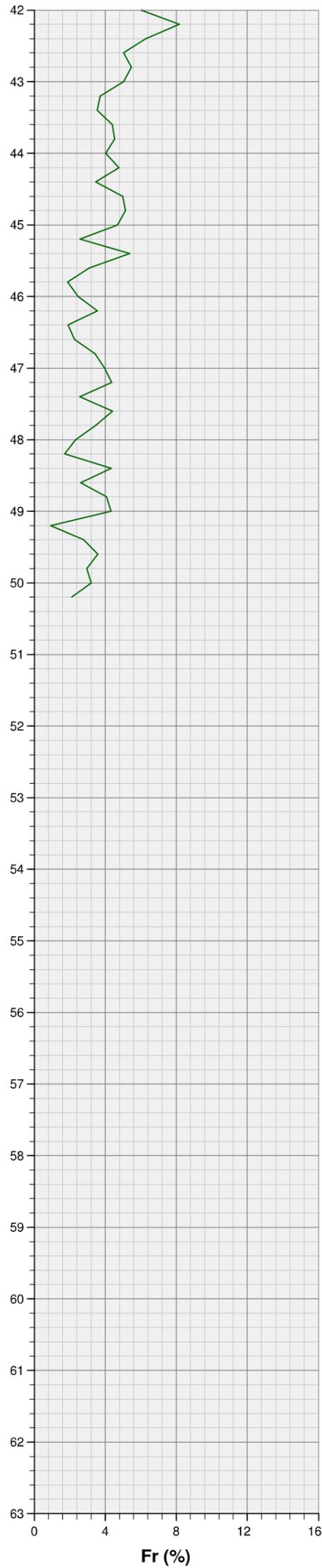
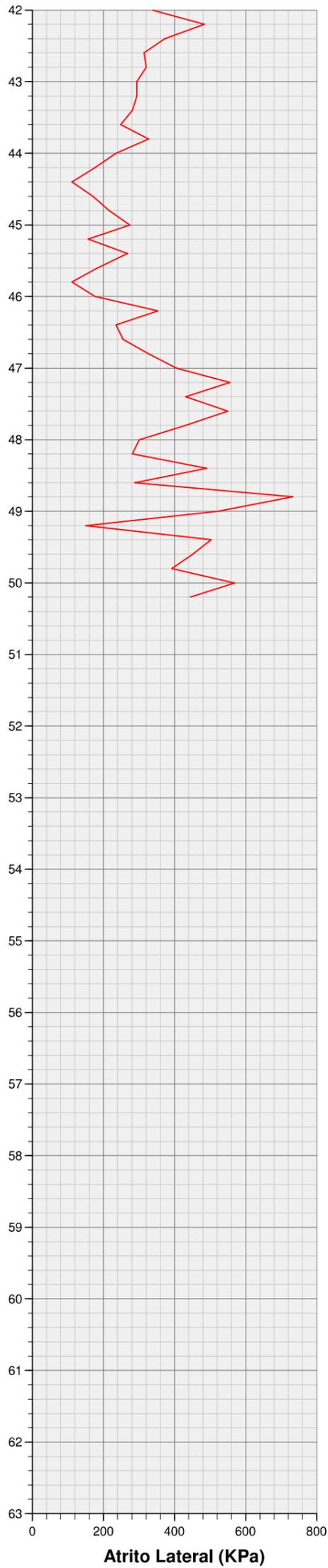
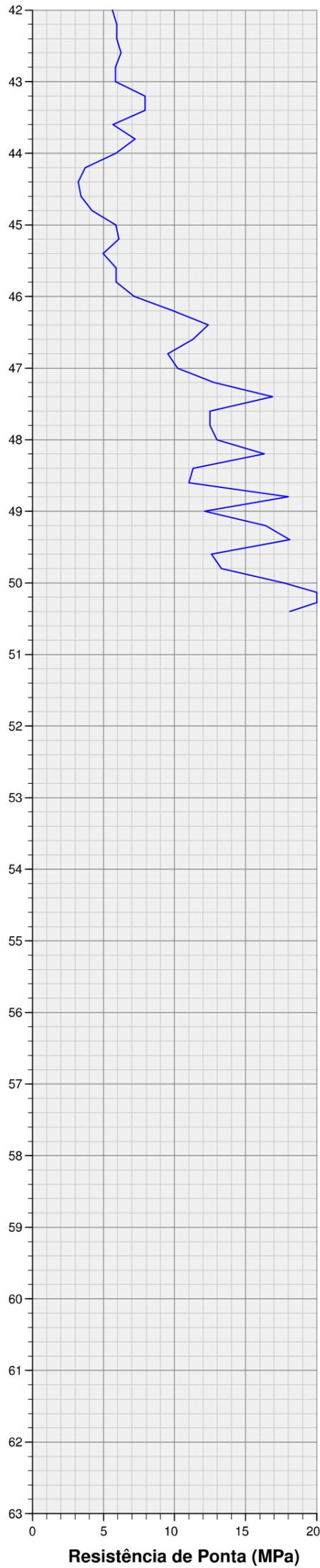
0,80

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

03/03



ESTRATIGRAFIA



Areia

Término de sondagem

CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A				
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC				FURO 6
DATA 22/08/2019	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 0,80	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 01/02

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
0,20	0,00	0,00	0,00	10,20	0,62	19,62	0,03	20,20	3,79	52,32	0,01	30,20	1,76	85,02	0,05
0,40	12,46	215,82	0,02	10,40	0,82	45,78	0,06	20,40	3,50	98,10	0,03	30,40	1,96	104,64	0,05
0,60	14,53	176,58	0,01	10,60	0,63	13,08	0,02	20,60	2,03	78,48	0,04	30,60	2,16	124,26	0,06
0,80	10,11	130,80	0,01	10,80	1,12	300,84	0,27	20,80	1,44	39,24	0,03	30,80	2,26	124,26	0,06
1,00	4,43	104,64	0,02	11,00	3,87	98,10	0,03	21,00	0,86	39,24	0,05	31,00	2,16	104,64	0,05
1,20	3,06	85,02	0,03	11,20	20,74	143,88	0,01	21,20	1,25	26,16	0,02	31,20	2,16	124,26	0,06
1,40	2,08	45,78	0,02	11,40	18,39	202,74	0,01	21,40	1,45	45,78	0,03	31,40	2,07	143,88	0,07
1,60	1,79	32,70	0,02	11,60	15,65	183,12	0,01	21,60	1,26	39,24	0,03	31,60	2,27	130,80	0,06
1,80	1,59	32,70	0,02	11,80	4,86	150,42	0,03	21,80	2,63	45,78	0,02	31,80	2,37	104,64	0,04
2,00	0,42	39,24	0,09	12,00	8,49	143,88	0,02	22,00	3,03	91,56	0,03	32,00	2,66	130,80	0,05
2,20	0,52	65,40	0,13	12,20	6,73	65,40	0,01	22,20	3,13	104,64	0,03	32,20	2,47	124,26	0,05
2,40	0,62	45,78	0,07	12,40	6,93	111,18	0,02	22,40	3,13	85,02	0,03	32,40	2,18	130,80	0,06
2,60	0,52	19,62	0,04	12,60	3,89	111,18	0,03	22,60	3,53	98,10	0,03	32,60	2,38	117,72	0,05
2,80	0,43	13,08	0,03	12,80	7,42	150,42	0,02	22,80	4,90	39,24	0,01	32,80	2,28	137,34	0,06
3,00	0,72	19,62	0,03	13,00	8,60	98,10	0,01	23,00	3,24	104,64	0,03	33,00	2,38	137,34	0,06
3,20	3,18	65,40	0,02	13,20	4,58	98,10	0,02	23,20	2,26	124,26	0,06	33,20	2,29	130,80	0,06
3,40	2,99	104,64	0,03	13,40	5,96	274,68	0,05	23,40	2,67	85,02	0,03	33,40	2,49	143,88	0,06
3,60	1,42	32,70	0,02	13,60	9,10	150,42	0,02	23,60	6,48	111,18	0,02	33,60	2,29	137,34	0,06
3,80	0,54	45,78	0,08	13,80	9,50	294,30	0,03	23,80	7,37	104,64	0,01	33,80	2,29	130,80	0,06
4,00	0,35	6,54	0,02	14,00	6,06	150,42	0,02	24,00	6,19	65,40	0,01	34,00	2,30	143,88	0,06
4,20	1,03	26,16	0,03	14,20	5,28	78,48	0,01	24,20	5,31	104,64	0,02	34,20	2,30	143,88	0,06
4,40	0,45	19,62	0,04	14,40	6,46	39,24	0,01	24,40	2,86	156,96	0,05	34,40	2,40	150,42	0,06
4,60	0,45	6,54	0,01	14,60	8,52	150,42	0,02	24,60	5,12	104,64	0,02	34,60	2,40	130,80	0,05
4,80	4,48	71,94	0,02	14,80	6,27	117,72	0,02	24,80	5,32	71,94	0,01	34,80	2,31	111,18	0,05
5,00	0,75	39,24	0,05	15,00	2,37	52,32	0,02	25,00	2,97	26,16	0,01	35,00	2,11	117,72	0,06
5,20	0,56	32,70	0,06	15,20	3,14	26,16	0,01	25,20	3,26	85,02	0,03	35,20	2,02	104,64	0,05
5,40	0,56	85,02	0,15	15,40	5,89	78,48	0,01	25,40	2,89	65,40	0,01	35,40	2,02	104,64	0,05
5,60	1,44	45,78	0,03	15,60	3,34	58,86	0,02	25,60	7,29	130,80	0,02	35,60	2,02	32,70	0,02
5,80	2,43	117,72	0,05	15,80	1,38	58,86	0,04	25,80	4,84	65,40	0,01	35,80	1,54	91,56	0,06
6,00	2,53	65,40	0,03	16,00	1,38	45,78	0,03	26,00	4,06	71,94	0,02	36,00	2,42	98,10	0,04
6,20	4,30	71,94	0,02	16,20	2,36	91,56	0,04	26,20	2,59	124,26	0,05	36,20	2,03	98,10	0,05
6,40	1,46	91,56	0,06	16,40	1,09	58,86	0,05	26,40	1,61	65,40	0,04	36,40	2,03	91,56	0,05
6,60	0,57	78,48	0,14	16,60	0,70	58,86	0,08	26,60	1,52	45,78	0,03	36,60	2,23	78,48	0,04
6,80	4,80	26,16	0,01	16,80	1,39	45,78	0,03	26,80	1,91	58,86	0,03	36,80	1,94	91,56	0,05
7,00	2,25	91,56	0,04	17,00	2,28	26,16	0,01	27,00	1,72	71,94	0,04	37,00	2,24	104,64	0,05
7,20	0,58	45,78	0,08	17,20	1,59	91,56	0,06	27,20	1,92	91,56	0,05	37,20	2,34	111,18	0,05
7,40	0,68	32,70	0,05	17,40	0,91	85,02	0,09	27,40	1,92	91,56	0,05	37,40	2,34	111,18	0,05
7,60	0,49	13,08	0,03	17,60	3,07	104,64	0,03	27,60	2,12	78,48	0,04	37,60	2,54	137,34	0,05
7,80	0,59	19,62	0,03	17,80	3,56	85,02	0,02	27,80	2,22	98,10	0,04	37,80	2,44	130,80	0,05
8,00	0,59	19,62	0,03	18,00	4,45	124,26	0,03	28,00	2,02	85,02	0,04	38,00	2,54	163,50	0,06
8,20	0,60	19,62	0,03	18,20	2,29	52,32	0,02	28,20	2,03	98,10	0,05	38,20	2,55	150,42	0,06
8,40	0,60	45,78	0,08	18,40	3,10	111,18	0,04	28,40	2,03	104,64	0,05	38,40	2,45	137,34	0,06
8,60	0,99	19,62	0,02	18,60	3,67	39,24	0,01	28,60	1,93	98,10	0,05	38,60	2,45	150,42	0,06
8,80	0,70	26,16	0,04	18,80	1,61	52,32	0,03	28,80	1,94	104,64	0,05	38,80	2,55	143,88	0,06
9,00	0,80	32,70	0,04	19,00	1,32	45,78	0,03	29,00	1,74	78,48	0,05	39,00	2,56	130,80	0,05
9,20	1,00	26,16	0,03	19,20	1,13	39,24	0,03	29,20	2,14	91,56	0,04	39,20	2,27	143,88	0,06
9,40	0,71	19,62	0,03	19,40	1,13	13,08	0,01	29,40	1,85	85,02	0,05	39,40	2,46	143,88	0,06
9,60	0,81	26,16	0,03	19,60	1,62	19,62	0,01	29,60	1,75	78,48	0,04	39,60	2,37	150,42	0,06
9,80	0,81	39,24	0,05	19,80	2,02	71,94	0,04	29,80	1,85	78,48	0,04	39,80	2,67	215,82	0,08
10,00	1,11	45,78	0,04	20,00	3,39	91,56	0,03	30,00	1,76	65,40	0,04	40,00	3,45	202,74	0,06

CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A					FURO 6
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC					
DATA 22/08/2019	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 0,80	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 02/02	

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
40,20	3,36	189,66	0,06	50,20	21,14	444,72	0,02								
40,40	3,36	156,96	0,05	50,40	18,10	0,00	0,00								
40,60	1,89	65,40	0,03												
40,80	2,78	52,32	0,02												
41,00	1,21	45,78	0,04												
41,20	2,98	228,90	0,08												
41,40	4,84	261,60	0,05												
41,60	5,63	333,54	0,06												
41,80	4,85	307,38	0,06												
42,00	5,64	340,08	0,06												
42,20	5,93	483,96	0,08												
42,40	5,94	372,78	0,06												
42,60	6,23	313,92	0,05												
42,80	5,84	320,46	0,05												
43,00	5,85	294,30	0,05												
43,20	7,91	294,30	0,04												
43,40	7,91	281,22	0,04												
43,60	5,66	248,52	0,04												
43,80	7,23	327,00	0,05												
44,00	5,86	235,44	0,04												
44,20	3,70	176,58	0,05												
44,40	3,21	111,18	0,03												
44,60	3,41	170,04	0,05												
44,80	4,20	215,82	0,05												
45,00	5,87	274,68	0,05												
45,20	6,07	156,96	0,03												
45,40	4,99	268,14	0,05												
45,60	5,88	183,12	0,03												
45,80	5,88	111,18	0,02												
46,00	7,16	176,58	0,02												
46,20	9,91	353,16	0,04												
46,40	12,36	235,44	0,02												
46,60	11,29	255,06	0,02												
46,80	9,52	327,00	0,03												
47,00	10,21	405,48	0,04												
47,20	12,77	555,90	0,04												
47,40	16,89	431,64	0,03												
47,60	12,48	549,36	0,04												
47,80	12,48	431,64	0,03												
48,00	12,97	300,84	0,02												
48,20	16,31	281,22	0,02												
48,40	11,31	490,50	0,04												
48,60	11,02	287,76	0,03												
48,80	17,99	732,48	0,04												
49,00	12,10	523,20	0,04												
49,20	16,42	150,42	0,01												
49,40	18,09	503,58	0,03												
49,60	12,60	451,26	0,04												
49,80	13,29	392,40	0,03												
50,00	17,71	568,98	0,03												

--	--

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

7

DATA

26/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

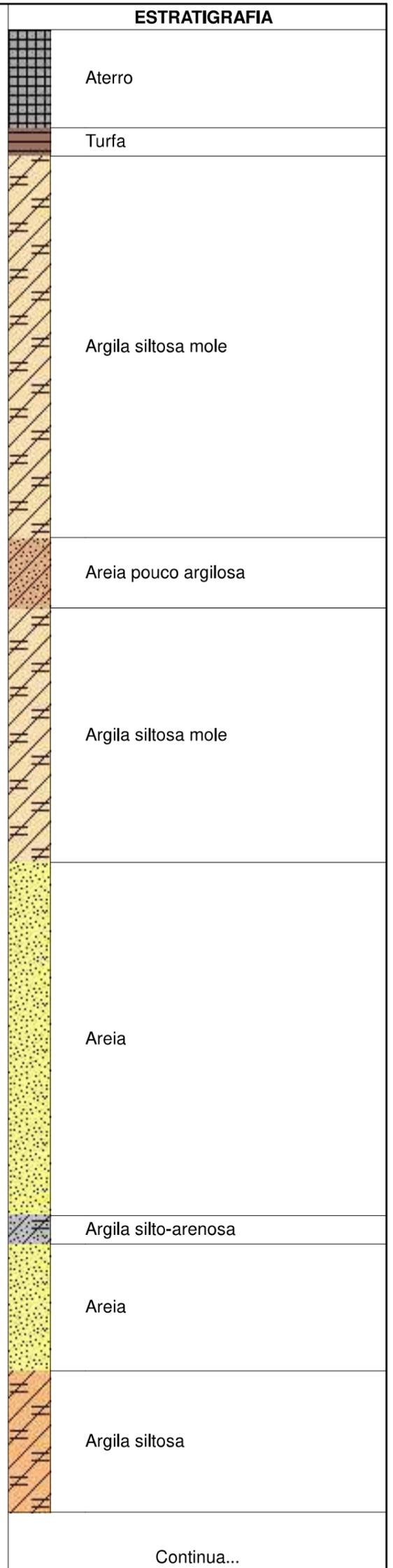
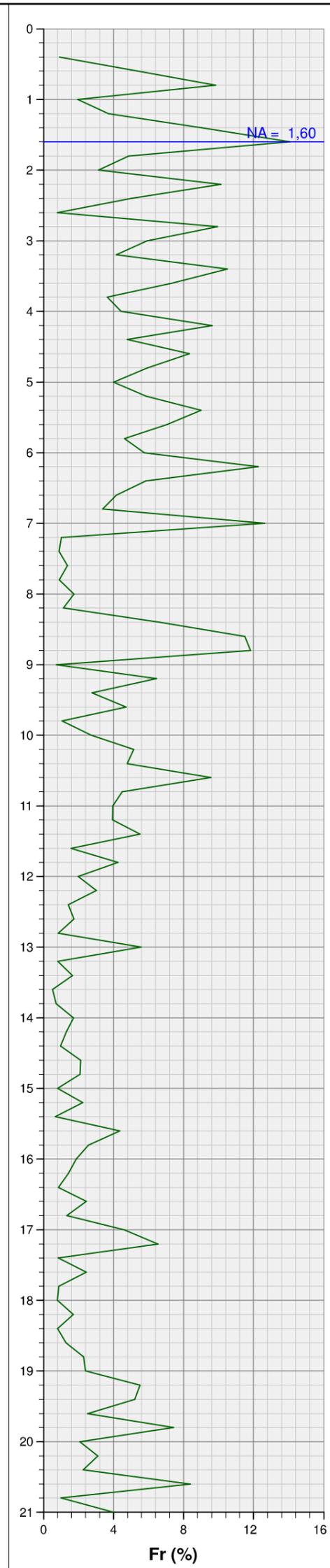
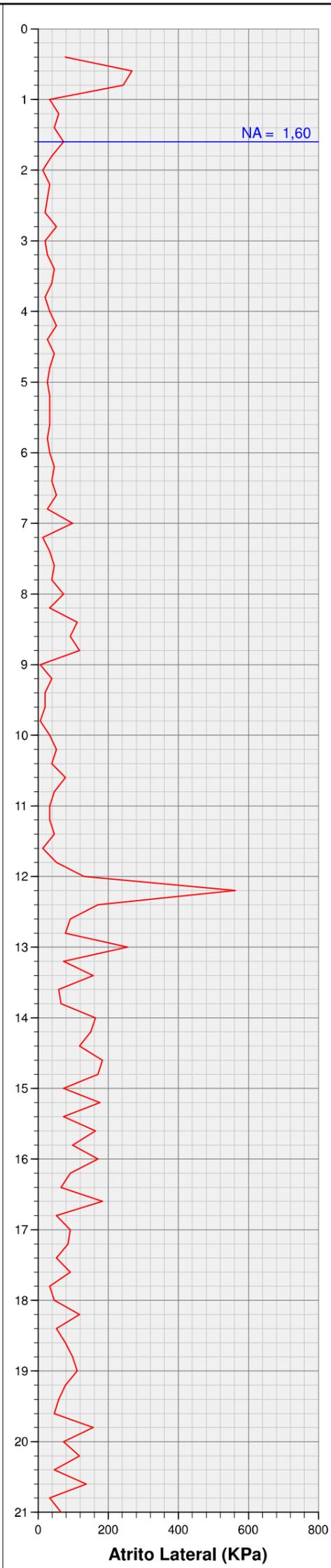
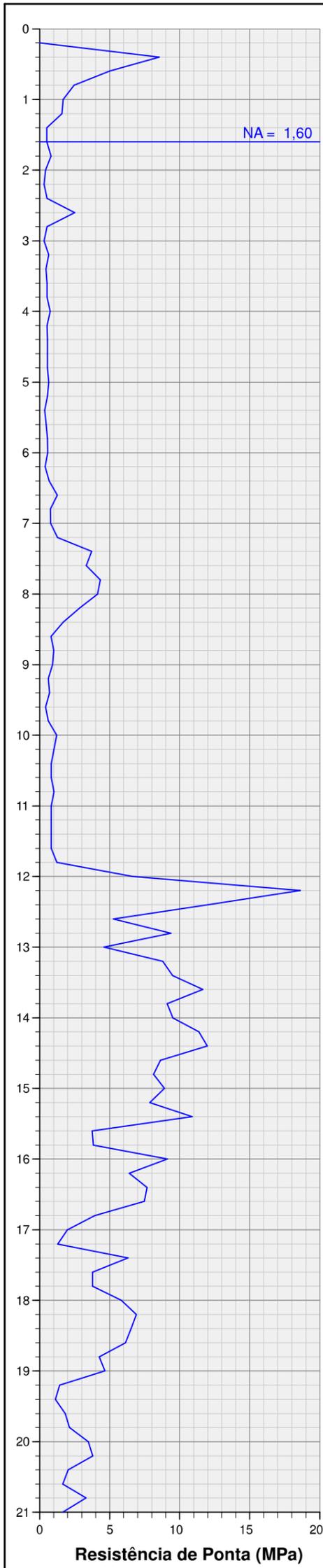
1,60

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

01/03



CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

7

DATA

26/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

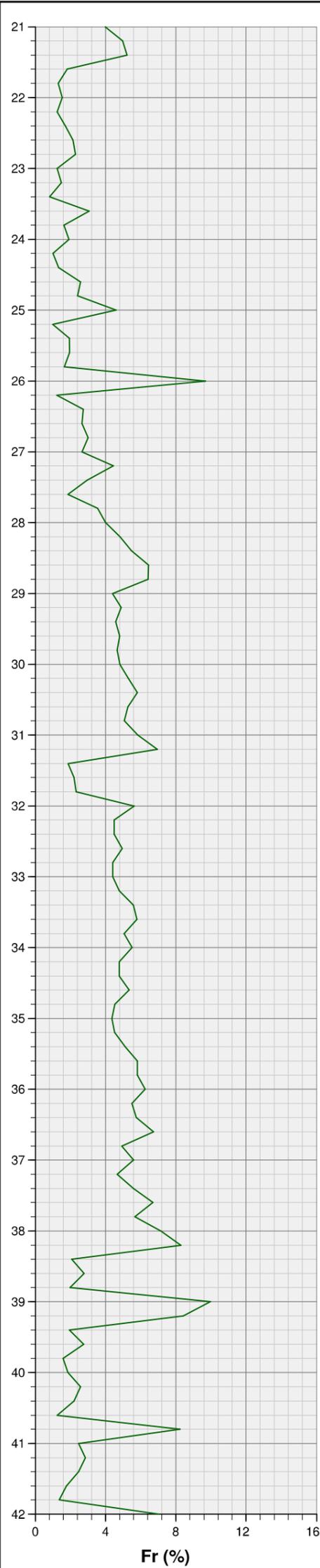
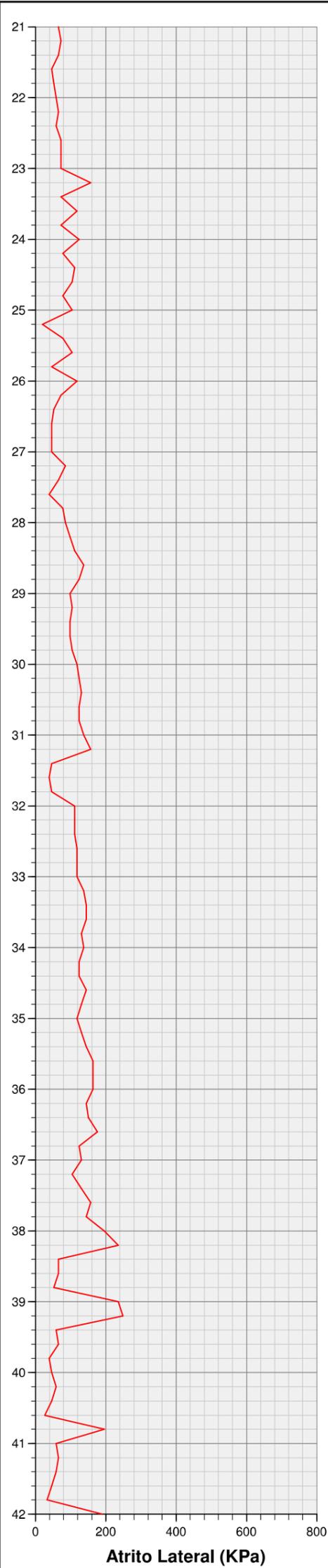
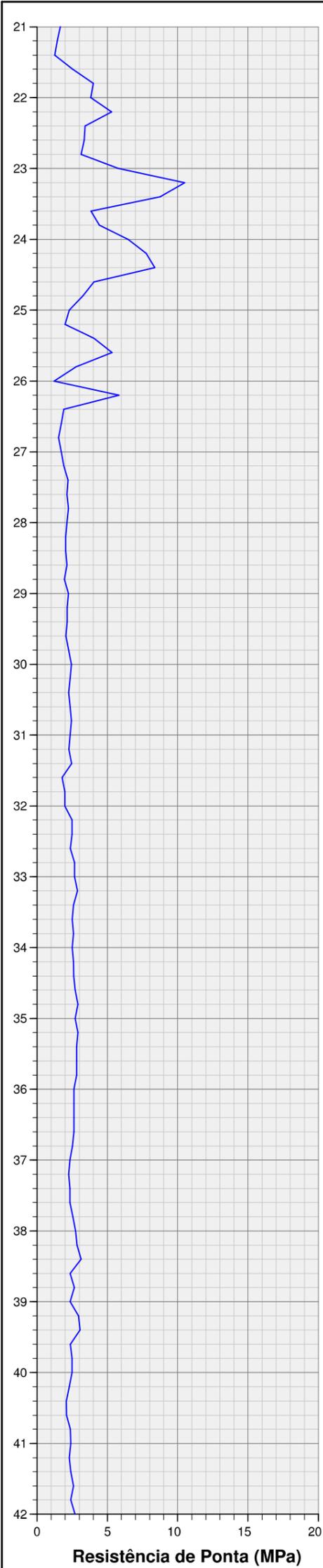
1,60

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

02/03



ESTRATIGRAFIA

Argila siltosa

Areia e areia pouco argilosa

Areia pouco argilosa e argila siltosa pouco arenosa intercaladas

Argila siltosa

Continua...

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

7

DATA

26/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

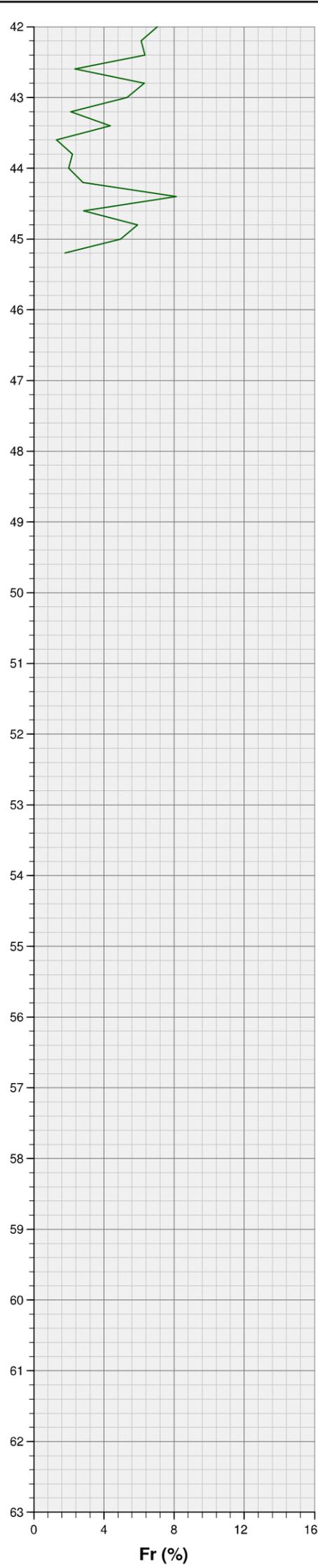
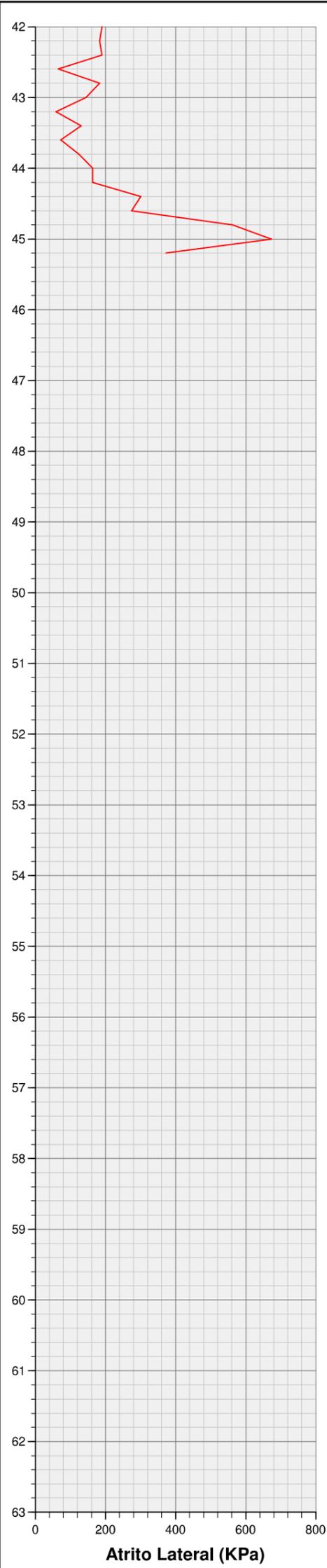
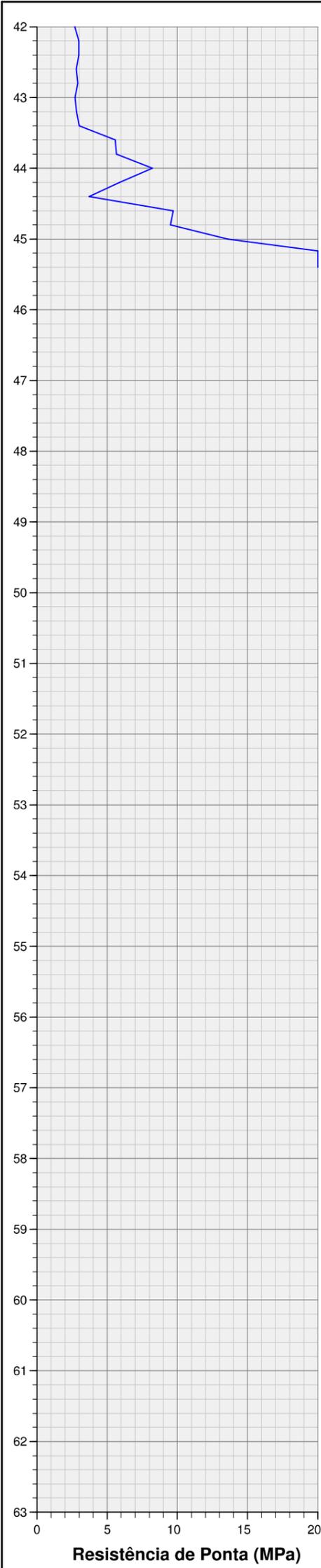
1,60

SONDAGEM Nº

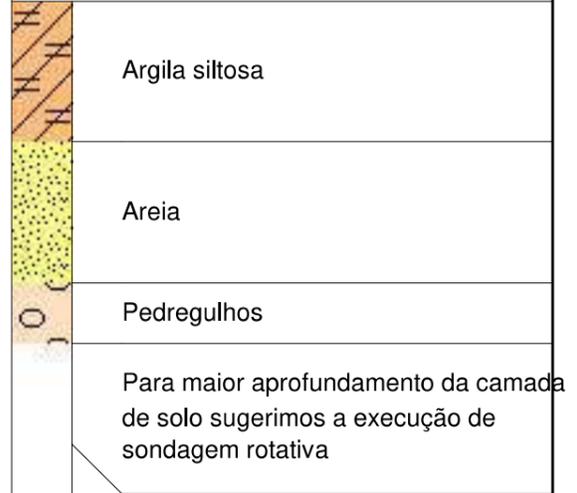
6675

FOLHA

03/03



ESTRATIGRAFIA



CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A				
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC				FURO 7
DATA 26/08/2019	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 1,60	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 01/02

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
0,20	0,00	0,00	0,00	10,20	1,01	52,32	0,05	20,20	3,79	117,72	0,03	30,20	2,35	124,26	0,05
0,40	8,54	78,48	0,01	10,40	0,82	39,24	0,05	20,40	2,03	45,78	0,02	30,40	2,25	130,80	0,06
0,60	5,01	268,14	0,05	10,60	0,82	78,48	0,10	20,60	1,64	137,34	0,08	30,60	2,35	124,26	0,05
0,80	2,46	241,98	0,10	10,80	1,02	45,78	0,04	20,80	3,31	32,70	0,01	30,80	2,45	124,26	0,05
1,00	1,68	32,70	0,02	11,00	0,83	32,70	0,04	21,00	1,64	65,40	0,04	31,00	2,36	137,34	0,06
1,20	1,58	58,86	0,04	11,20	0,83	32,70	0,04	21,20	1,45	71,94	0,05	31,20	2,26	156,96	0,07
1,40	0,51	45,78	0,09	11,40	0,83	45,78	0,06	21,40	1,25	65,40	0,05	31,40	2,46	45,78	0,02
1,60	0,51	71,94	0,14	11,60	0,83	13,08	0,02	21,60	2,53	45,78	0,02	31,60	1,78	39,24	0,02
1,80	0,81	39,24	0,05	11,80	1,23	52,32	0,04	21,80	4,01	52,32	0,01	31,80	1,98	45,78	0,02
2,00	0,42	13,08	0,03	12,00	6,63	130,80	0,02	22,00	3,81	58,86	0,02	32,00	1,98	111,18	0,06
2,20	0,32	32,70	0,10	12,20	18,60	562,44	0,03	22,20	5,29	65,40	0,01	32,20	2,47	111,18	0,05
2,40	0,52	26,16	0,05	12,40	12,03	170,04	0,01	22,40	3,42	58,86	0,02	32,40	2,47	111,18	0,05
2,60	2,49	19,62	0,01	12,60	5,26	91,56	0,02	22,60	3,35	71,94	0,02	32,60	2,38	117,72	0,05
2,80	0,53	52,32	0,10	12,80	9,38	78,48	0,01	22,80	3,14	71,94	0,02	32,80	2,67	117,72	0,04
3,00	0,33	19,62	0,06	13,00	4,58	255,06	0,06	23,00	5,79	71,94	0,01	33,00	2,68	117,72	0,04
3,20	0,63	26,16	0,04	13,20	8,80	71,94	0,01	23,20	10,50	156,96	0,01	33,20	2,88	137,34	0,05
3,40	0,44	45,78	0,11	13,40	9,49	156,96	0,02	23,40	8,74	71,94	0,01	33,40	2,58	143,88	0,06
3,60	0,54	39,24	0,07	13,60	11,65	58,86	0,01	23,60	3,83	117,72	0,03	33,60	2,49	143,88	0,06
3,80	0,54	19,62	0,04	13,80	9,10	65,40	0,01	23,80	4,42	71,94	0,02	33,80	2,59	130,80	0,05
4,00	0,74	32,70	0,04	14,00	9,50	163,50	0,02	24,00	6,49	124,26	0,02	34,00	2,49	137,34	0,06
4,20	0,54	52,32	0,10	14,20	11,36	150,42	0,01	24,20	7,76	78,48	0,01	34,20	2,59	124,26	0,05
4,40	0,55	26,16	0,05	14,40	11,96	117,72	0,01	24,40	8,36	111,18	0,01	34,40	2,60	124,26	0,05
4,60	0,55	45,78	0,08	14,60	8,62	183,12	0,02	24,60	4,04	104,64	0,03	34,60	2,70	143,88	0,05
4,80	0,55	32,70	0,06	14,80	8,13	170,04	0,02	24,80	3,26	78,48	0,02	34,80	2,90	130,80	0,05
5,00	0,65	26,16	0,04	15,00	8,92	71,94	0,01	25,00	2,28	104,64	0,05	35,00	2,70	117,72	0,04
5,20	0,56	32,70	0,06	15,20	7,85	176,58	0,02	25,20	1,99	19,62	0,01	35,20	2,90	130,80	0,05
5,40	0,36	32,70	0,09	15,40	10,89	71,94	0,01	25,40	4,05	78,48	0,02	35,40	2,81	143,88	0,05
5,60	0,46	32,70	0,07	15,60	3,75	163,50	0,04	25,60	5,33	104,64	0,02	35,60	2,81	163,50	0,06
5,80	0,56	26,16	0,05	15,80	3,83	98,10	0,03	25,80	2,78	45,78	0,02	35,80	2,81	163,50	0,06
6,00	0,57	32,70	0,06	16,00	9,13	170,04	0,02	26,00	1,21	117,72	0,10	36,00	2,62	163,50	0,06
6,20	0,37	45,78	0,12	16,20	6,39	91,56	0,01	26,20	5,83	71,94	0,01	36,20	2,62	143,88	0,05
6,40	0,67	39,24	0,06	16,40	7,66	65,40	0,01	26,40	1,91	52,32	0,03	36,40	2,62	150,42	0,06
6,60	1,26	52,32	0,04	16,60	7,47	183,12	0,02	26,60	1,71	45,78	0,03	36,60	2,62	176,58	0,07
6,80	0,77	26,16	0,03	16,80	3,94	52,32	0,01	26,80	1,52	45,78	0,03	36,80	2,53	124,26	0,05
7,00	0,78	98,10	0,13	17,00	1,98	91,56	0,05	27,00	1,72	45,78	0,03	37,00	2,34	130,80	0,06
7,20	1,27	13,08	0,01	17,20	1,30	85,02	0,07	27,20	1,92	85,02	0,04	37,20	2,24	104,64	0,05
7,40	3,72	32,70	0,01	17,40	6,30	52,32	0,01	27,40	2,21	65,40	0,03	37,40	2,34	130,80	0,06
7,60	3,33	45,78	0,01	17,60	3,76	91,56	0,02	27,60	2,12	39,24	0,02	37,60	2,34	156,96	0,07
7,80	4,32	39,24	0,01	17,80	3,76	32,70	0,01	27,80	2,22	78,48	0,04	37,80	2,54	143,88	0,06
8,00	4,12	71,94	0,02	18,00	5,82	45,78	0,01	28,00	2,12	85,02	0,04	38,00	2,74	196,20	0,07
8,20	2,85	32,70	0,01	18,20	6,90	117,72	0,02	28,20	2,03	98,10	0,05	38,20	2,84	235,44	0,08
8,40	1,68	111,18	0,07	18,40	6,51	52,32	0,01	28,40	2,03	111,18	0,05	38,40	3,14	65,40	0,02
8,60	0,80	91,56	0,12	18,60	6,12	78,48	0,01	28,60	2,13	137,34	0,06	38,60	2,36	65,40	0,03
8,80	1,00	117,72	0,12	18,80	4,26	98,10	0,02	28,80	1,94	124,26	0,06	38,80	2,65	52,32	0,02
9,00	0,90	6,54	0,01	19,00	4,66	111,18	0,02	29,00	2,23	98,10	0,04	39,00	2,36	235,44	0,10
9,20	0,61	39,24	0,06	19,20	1,42	78,48	0,06	29,20	2,14	104,64	0,05	39,20	2,95	248,52	0,08
9,40	0,71	19,62	0,03	19,40	1,13	58,86	0,05	29,40	2,14	98,10	0,05	39,40	3,05	58,86	0,02
9,60	0,42	19,62	0,05	19,60	1,82	45,78	0,03	29,60	2,05	98,10	0,05	39,60	2,37	65,40	0,03
9,80	0,62	6,54	0,01	19,80	2,12	156,96	0,07	29,80	2,24	104,64	0,05	39,80	2,47	39,24	0,02
10,00	1,21	32,70	0,03	20,00	3,47	71,94	0,02	30,00	2,44	117,72	0,05	40,00	2,47	45,78	0,02

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

8

DATA

27/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

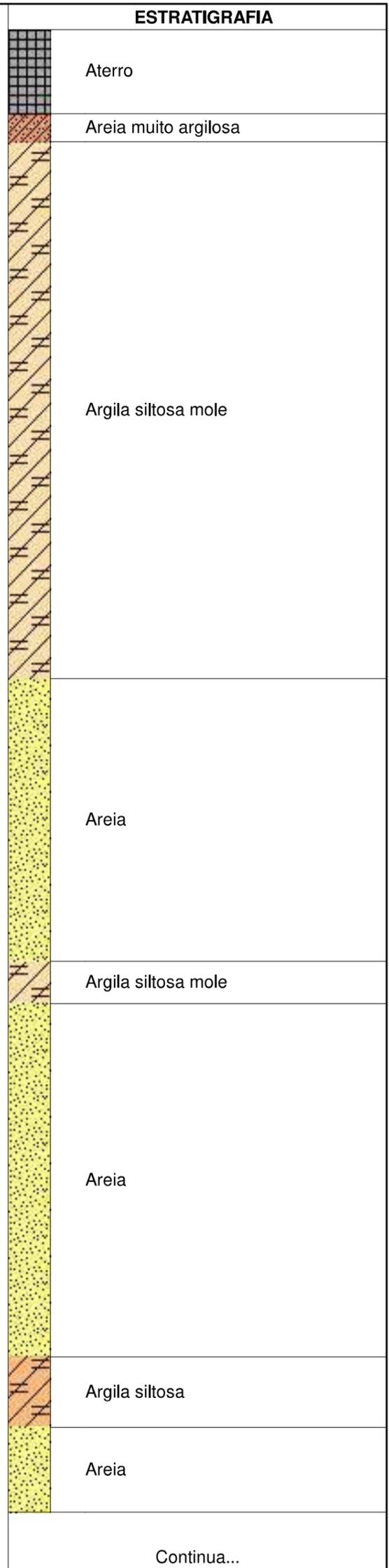
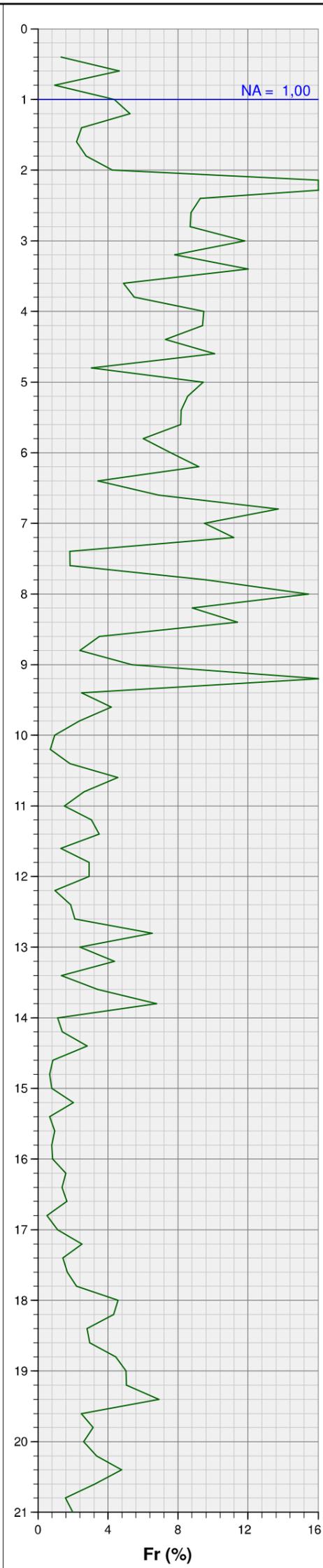
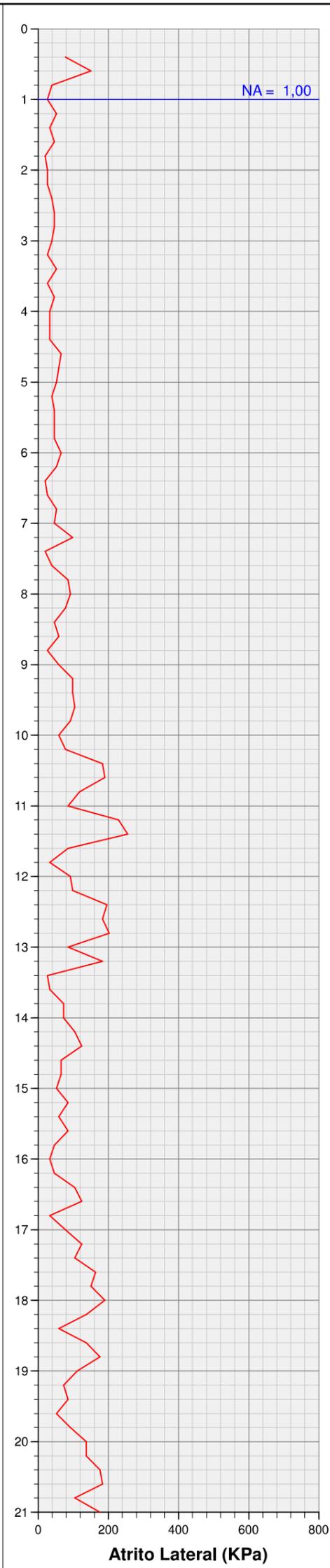
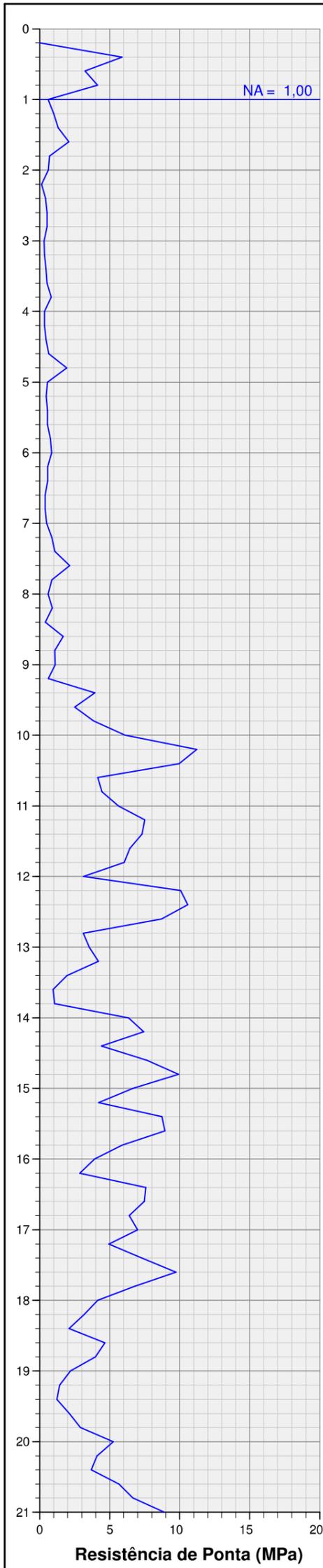
1,00

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

01/02



CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

8

DATA

27/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

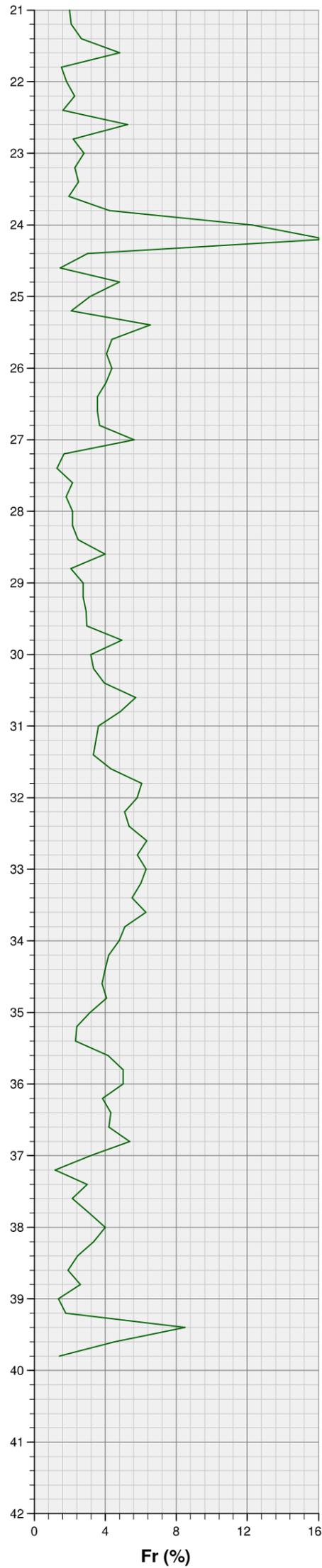
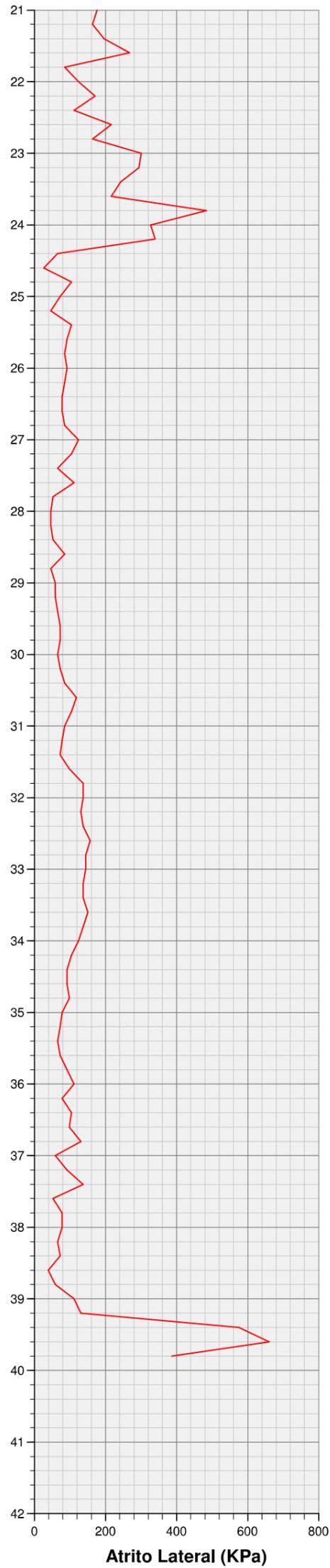
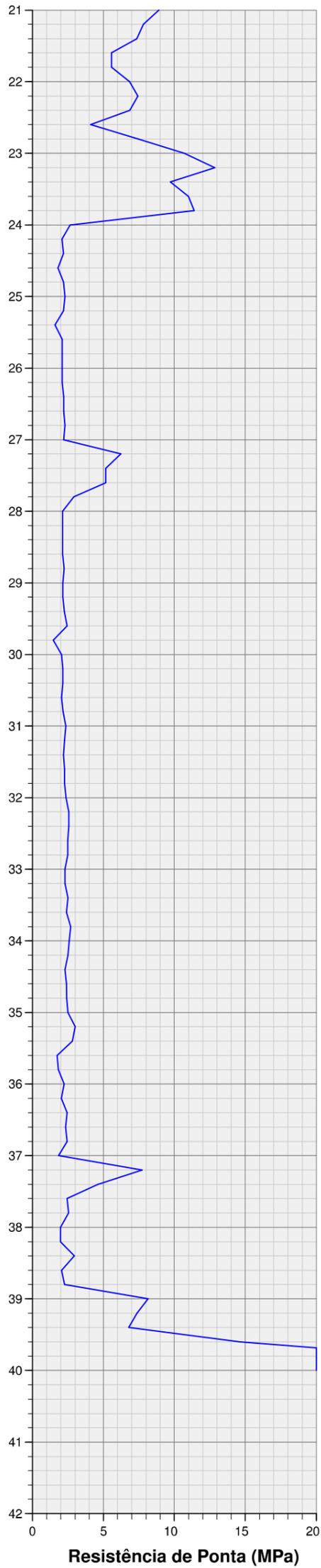
1,00

SONDAGEM Nº

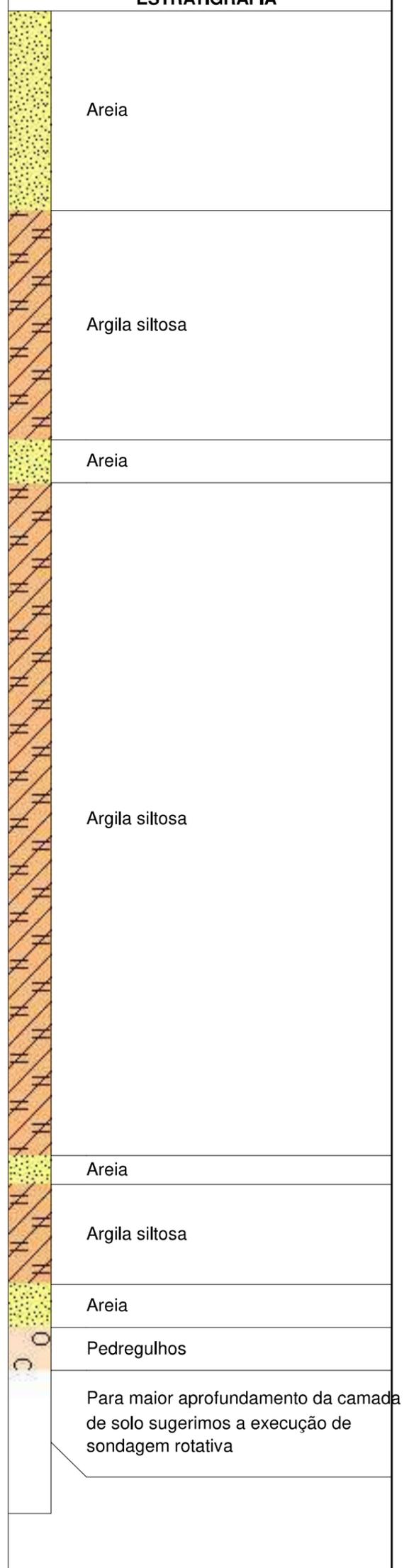
6675

FOLHA

02/02



ESTRATIGRAFIA



CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A				
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC				FURO 8
DATA 27/08/2019	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 1,00	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 01/01

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
0,20	0,00	0,00	0,00	10,20	11,22	78,48	0,01	20,20	4,08	137,34	0,03	30,20	2,15	71,94	0,03
0,40	5,89	78,48	0,01	10,40	9,94	183,12	0,02	20,40	3,69	176,58	0,05	30,40	2,15	85,02	0,04
0,60	3,24	150,42	0,05	10,60	4,16	189,66	0,05	20,60	5,66	183,12	0,03	30,60	2,06	117,72	0,06
0,80	4,13	39,24	0,01	10,80	4,45	117,72	0,03	20,80	6,64	104,64	0,02	30,80	2,16	104,64	0,05
1,00	0,60	26,16	0,04	11,00	5,63	85,02	0,02	21,00	8,90	176,58	0,02	31,00	2,36	85,02	0,04
1,20	1,00	52,32	0,05	11,20	7,50	228,90	0,03	21,20	7,82	163,50	0,02	31,20	2,26	78,48	0,03
1,40	1,31	32,70	0,02	11,40	7,31	255,06	0,03	21,40	7,34	196,20	0,03	31,40	2,17	71,94	0,03
1,60	2,08	45,78	0,02	11,60	6,43	85,02	0,01	21,60	5,57	268,14	0,05	31,60	2,27	98,10	0,04
1,80	0,71	19,62	0,03	11,80	6,04	32,70	0,03	21,80	5,58	85,02	0,02	31,80	2,27	137,34	0,06
2,00	0,61	26,16	0,04	12,00	3,13	91,56	0,03	22,00	6,85	124,26	0,02	32,00	2,37	137,34	0,06
2,20	0,13	26,16	0,21	12,20	10,06	98,10	0,01	22,20	7,44	170,04	0,02	32,20	2,57	130,80	0,05
2,40	0,42	39,24	0,09	12,40	10,56	196,20	0,02	22,40	6,86	111,18	0,02	32,40	2,57	137,34	0,05
2,60	0,52	45,78	0,09	12,60	8,70	183,12	0,02	22,60	4,11	215,82	0,05	32,60	2,48	156,96	0,06
2,80	0,53	45,78	0,09	12,80	3,11	202,74	0,07	22,80	7,45	163,50	0,02	32,80	2,48	143,88	0,06
3,00	0,33	39,24	0,12	13,00	3,54	85,02	0,02	23,00	10,69	300,84	0,03	33,00	2,28	143,88	0,06
3,20	0,34	26,16	0,08	13,20	4,19	183,12	0,04	23,20	12,85	294,30	0,02	33,20	2,29	137,34	0,06
3,40	0,44	52,32	0,12	13,40	1,94	26,16	0,01	23,40	9,72	241,98	0,02	33,40	2,49	137,34	0,06
3,60	0,54	26,16	0,05	13,60	0,96	32,70	0,03	23,60	10,99	215,82	0,02	33,60	2,39	150,42	0,06
3,80	0,83	45,78	0,05	13,80	1,06	71,94	0,07	23,80	11,39	483,96	0,04	33,80	2,69	137,34	0,05
4,00	0,35	32,70	0,09	14,00	6,36	71,94	0,01	24,00	2,66	327,00	0,12	34,00	2,59	124,26	0,05
4,20	0,35	32,70	0,09	14,20	7,44	104,64	0,01	24,20	2,07	340,08	0,16	34,20	2,50	104,64	0,04
4,40	0,45	32,70	0,07	14,40	4,40	124,26	0,03	24,40	2,18	65,40	0,03	34,40	2,30	91,56	0,04
4,60	0,65	65,40	0,10	14,60	7,64	65,40	0,01	24,60	1,79	26,16	0,01	34,60	2,40	91,56	0,04
4,80	1,93	58,86	0,03	14,80	9,90	65,40	0,01	24,80	2,18	104,64	0,05	34,80	2,41	98,10	0,04
5,00	0,55	52,32	0,09	15,00	6,67	52,32	0,01	25,00	2,28	71,94	0,03	35,00	2,51	78,48	0,03
5,20	0,46	39,24	0,09	15,20	4,22	85,02	0,02	25,20	2,19	45,78	0,02	35,20	3,00	71,94	0,02
5,40	0,56	45,78	0,08	15,40	8,73	58,86	0,01	25,40	1,60	104,64	0,07	35,40	2,81	65,40	0,02
5,60	0,56	45,78	0,08	15,60	8,93	85,02	0,01	25,60	2,09	91,56	0,04	35,60	1,73	71,94	0,04
5,80	0,76	45,78	0,06	15,80	5,89	45,78	0,01	25,80	2,09	85,02	0,04	35,80	1,83	91,56	0,05
6,00	0,86	65,40	0,08	16,00	3,93	32,70	0,01	26,00	2,10	91,56	0,04	36,00	2,22	111,18	0,05
6,20	0,57	52,32	0,09	16,20	2,86	45,78	0,02	26,20	2,10	85,02	0,04	36,20	2,03	78,48	0,04
6,40	0,57	19,62	0,03	16,40	7,57	104,64	0,01	26,40	2,20	78,48	0,04	36,40	2,43	104,64	0,04
6,60	0,38	26,16	0,07	16,60	7,47	124,26	0,02	26,60	2,20	78,48	0,04	36,60	2,33	98,10	0,04
6,80	0,38	52,32	0,14	16,80	6,39	32,70	0,01	26,80	2,30	85,02	0,04	36,80	2,43	130,80	0,05
7,00	0,48	45,78	0,10	17,00	6,99	78,48	0,01	27,00	2,21	124,26	0,06	37,00	1,85	58,86	0,03
7,20	0,88	98,10	0,11	17,20	4,93	124,26	0,03	27,20	6,23	104,64	0,02	37,20	7,73	91,56	0,01
7,40	1,08	19,62	0,02	17,40	7,29	104,64	0,01	27,40	5,16	65,40	0,01	37,40	4,60	137,34	0,03
7,60	2,14	39,24	0,02	17,60	9,74	163,50	0,02	27,60	5,16	111,18	0,02	37,60	2,44	52,32	0,02
7,80	0,88	85,02	0,10	17,80	6,80	150,42	0,02	27,80	2,91	52,32	0,02	37,80	2,54	78,48	0,03
8,00	0,59	91,56	0,15	18,00	4,15	189,66	0,05	28,00	2,12	45,78	0,02	38,00	1,96	78,48	0,04
8,20	0,89	78,48	0,09	18,20	3,18	137,34	0,04	28,20	2,13	45,78	0,02	38,20	1,96	65,40	0,03
8,40	0,40	45,78	0,11	18,40	2,10	58,86	0,03	28,40	2,13	52,32	0,02	38,40	2,94	71,94	0,02
8,60	1,68	58,86	0,04	18,60	4,65	137,34	0,03	28,60	2,13	85,02	0,04	38,60	2,06	39,24	0,02
8,80	1,09	26,16	0,02	18,80	3,97	176,58	0,04	28,80	2,23	45,78	0,02	38,80	2,26	58,86	0,03
9,00	1,10	58,86	0,05	19,00	2,20	111,18	0,05	29,00	2,14	58,86	0,03	39,00	8,15	111,18	0,01
9,20	0,61	98,10	0,16	19,20	1,42	71,94	0,05	29,20	2,14	58,86	0,03	39,20	7,37	130,80	0,02
9,40	3,95	98,10	0,02	19,40	1,23	85,02	0,07	29,40	2,24	65,40	0,03	39,40	6,78	575,52	0,08
9,60	2,50	104,64	0,04	19,60	2,11	52,32	0,02	29,60	2,44	71,94	0,03	39,60	14,63	660,54	0,05
9,80	3,85	91,56	0,02	19,80	2,90	91,56	0,03	29,80	1,46	71,94	0,05	39,80	27,29	385,86	0,01
10,00	6,11	58,86	0,01	20,00	5,26	137,34	0,03	30,00	2,05	65,40	0,03	40,00	38,38	0,00	0,00

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

9

DATA

27/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

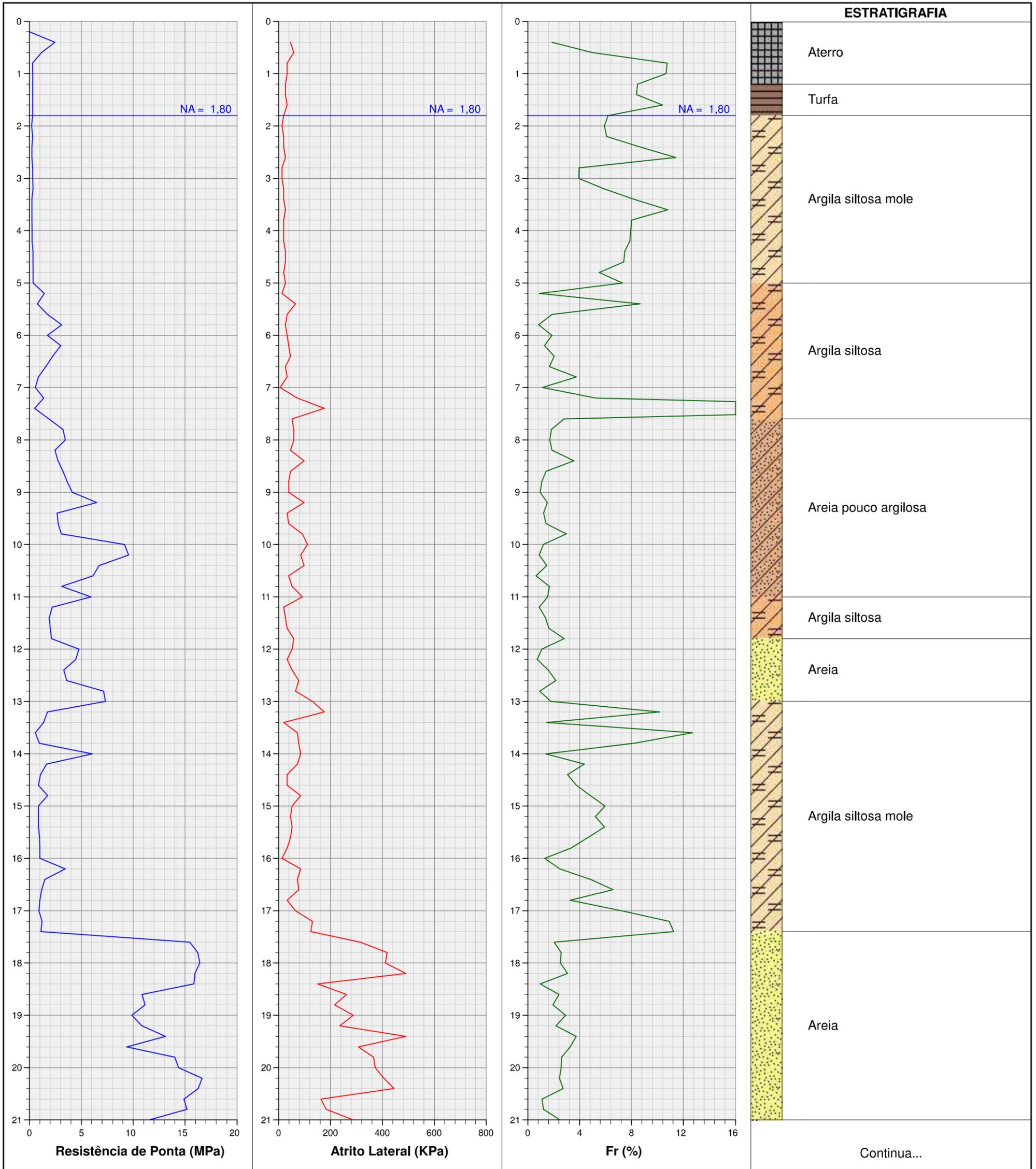
1,80

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

01/02



CLIENTE

Estaleiro Itajai S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

9

DATA

27/08/2019

PRÉ-FURO

0,20

NÍVEL D'ÁGUA

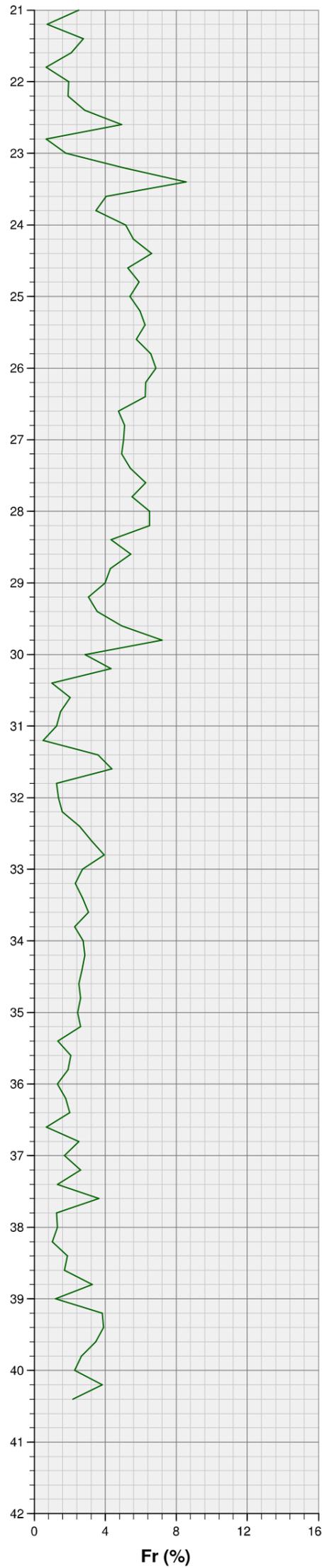
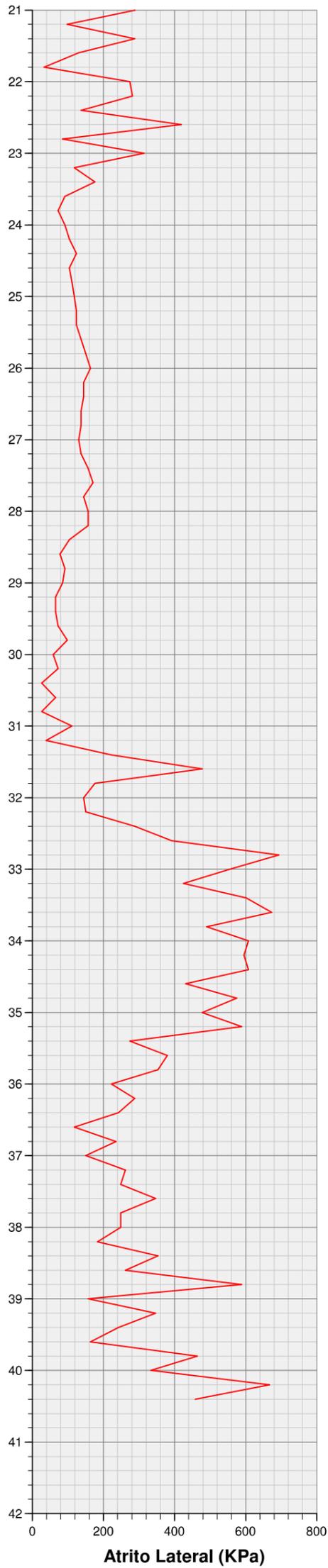
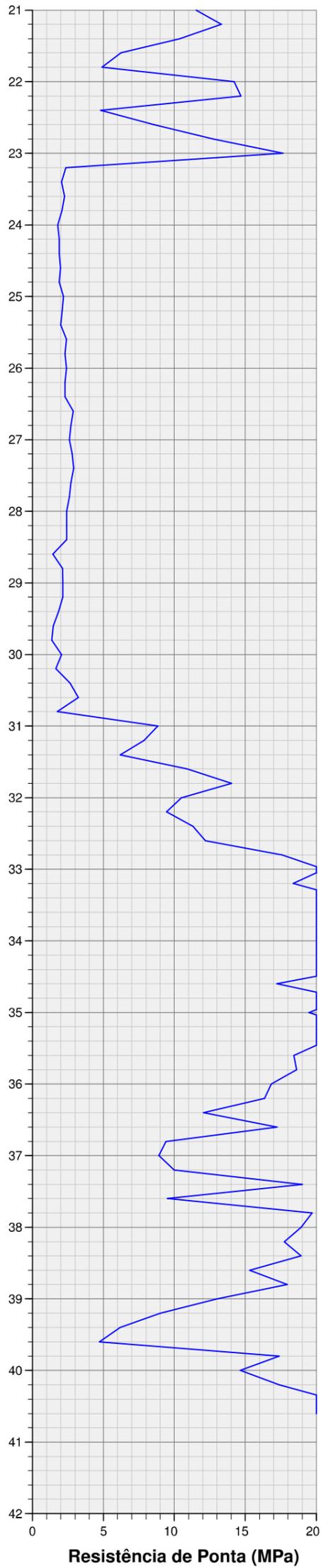
1,80

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

02/02



ESTRATIGRAFIA

Areia

Argila siltosa

Areia

Para maior aprofundamento da camada de solo sugerimos a execução de sondagem rotativa

CLIENTE Estaleiro Itajaí S/A				
LOCAL Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC				FURO 9
DATA 27/08/2019	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 1,80	SONDAGEM Nº 6675	FOLHA 01/02

PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)	PROF.	MPa	KPa	Fr(%)
0,20	0,00	0,00	0,00	10,20	9,55	85,02	0,01	20,20	16,64	405,48	0,02	30,20	1,66	71,94	0,04
0,40	2,46	45,78	0,02	10,40	6,71	98,10	0,01	20,40	16,25	444,72	0,03	30,40	2,64	26,16	0,01
0,60	1,18	58,86	0,05	10,60	6,12	39,24	0,01	20,60	14,88	163,50	0,01	30,60	3,24	65,40	0,02
0,80	0,30	32,70	0,11	10,80	3,12	52,32	0,02	20,80	15,18	183,12	0,01	30,80	1,77	26,16	0,01
1,00	0,31	32,70	0,11	11,00	5,93	91,56	0,02	21,00	11,55	287,76	0,02	31,00	8,83	111,18	0,01
1,20	0,31	26,16	0,08	11,20	2,20	19,62	0,01	21,20	13,32	98,10	0,01	31,20	7,85	39,24	0,01
1,40	0,31	26,16	0,08	11,40	1,91	26,16	0,01	21,40	10,38	287,76	0,03	31,40	6,19	222,36	0,04
1,60	0,31	32,70	0,10	11,60	2,01	32,70	0,02	21,60	6,26	130,80	0,02	31,60	10,90	477,42	0,04
1,80	0,32	19,62	0,06	11,80	2,11	58,86	0,03	21,80	4,89	32,70	0,01	31,80	14,04	176,58	0,01
2,00	0,22	13,08	0,06	12,00	4,76	52,32	0,01	22,00	14,21	274,68	0,02	32,00	10,51	143,88	0,01
2,20	0,32	19,62	0,06	12,20	4,47	32,70	0,01	22,20	14,70	281,22	0,02	32,20	9,44	150,42	0,02
2,40	0,23	19,62	0,09	12,40	3,30	52,32	0,02	22,40	4,80	137,34	0,03	32,40	11,30	287,76	0,03
2,60	0,23	26,16	0,11	12,60	3,59	78,48	0,02	22,60	8,53	418,56	0,05	32,60	12,19	392,40	0,03
2,80	0,33	13,08	0,04	12,80	7,13	65,40	0,01	22,80	12,75	85,02	0,01	32,80	17,59	693,24	0,04
3,00	0,33	13,08	0,04	13,00	7,33	130,80	0,02	23,00	17,66	313,92	0,02	33,00	20,53	555,90	0,03
3,20	0,34	19,62	0,06	13,20	1,74	176,58	0,10	23,20	2,36	117,72	0,05	33,20	18,38	425,10	0,02
3,40	0,24	19,62	0,08	13,40	1,35	19,62	0,01	23,40	2,06	176,58	0,09	33,40	22,11	601,68	0,03
3,60	0,24	26,16	0,11	13,60	0,57	71,94	0,13	23,60	2,26	91,56	0,04	33,60	22,11	673,62	0,03
3,80	0,24	19,62	0,08	13,80	0,96	78,48	0,08	23,80	2,07	71,94	0,03	33,80	21,62	490,50	0,02
4,00	0,25	19,62	0,08	14,00	6,06	85,02	0,01	24,00	1,78	91,56	0,05	34,00	22,02	608,22	0,03
4,20	0,25	19,62	0,08	14,20	1,65	71,94	0,04	24,20	1,88	104,64	0,06	34,20	20,84	595,14	0,03
4,40	0,35	26,16	0,07	14,40	1,07	32,70	0,03	24,40	1,88	124,26	0,07	34,40	22,51	608,22	0,03
4,60	0,35	26,16	0,07	14,60	0,87	32,70	0,04	24,60	1,98	104,64	0,05	34,60	17,22	431,64	0,03
4,80	0,36	19,62	0,06	14,80	1,76	85,02	0,05	24,80	1,89	111,18	0,06	34,80	22,03	575,52	0,03
5,00	0,36	26,16	0,07	15,00	0,88	52,32	0,06	25,00	2,18	117,72	0,05	35,00	19,48	477,42	0,02
5,20	1,44	13,08	0,01	15,20	0,88	45,78	0,05	25,20	2,09	124,26	0,06	35,20	22,52	588,60	0,03
5,40	0,76	65,40	0,09	15,40	0,88	52,32	0,06	25,40	1,99	124,26	0,06	35,40	20,66	274,68	0,01
5,60	1,74	32,70	0,02	15,60	0,98	45,78	0,05	25,60	2,39	137,34	0,06	35,60	18,41	379,32	0,02
5,80	3,12	26,16	0,01	15,80	0,99	32,70	0,03	25,80	2,29	150,42	0,07	35,80	18,61	353,16	0,02
6,00	1,74	32,70	0,02	16,00	0,99	13,08	0,01	26,00	2,39	163,50	0,07	36,00	16,84	222,36	0,01
6,20	3,02	39,24	0,01	16,20	3,44	85,02	0,02	26,20	2,30	143,88	0,06	36,20	16,35	287,76	0,02
6,40	2,24	45,78	0,02	16,40	1,48	71,94	0,05	26,40	2,30	143,88	0,06	36,40	12,04	241,98	0,02
6,60	1,56	26,16	0,02	16,60	1,19	78,48	0,07	26,60	2,89	137,34	0,05	36,60	17,24	117,72	0,01
6,80	0,87	32,70	0,04	16,80	1,00	32,70	0,03	26,80	2,70	137,34	0,05	36,80	9,40	235,44	0,03
7,00	0,58	6,54	0,01	17,00	0,90	65,40	0,07	27,00	2,60	130,80	0,05	37,00	8,91	150,42	0,02
7,20	1,37	71,94	0,05	17,20	1,20	130,80	0,11	27,20	2,80	137,34	0,05	37,20	9,99	261,60	0,03
7,40	0,49	176,58	0,36	17,40	1,10	124,26	0,11	27,40	2,90	156,96	0,05	37,40	19,02	248,52	0,01
7,60	1,86	52,32	0,03	17,60	15,43	313,92	0,02	27,60	2,71	170,04	0,06	37,60	9,50	346,62	0,04
7,80	3,24	58,86	0,02	17,80	16,22	418,56	0,03	27,80	2,61	143,88	0,06	37,80	19,71	248,52	0,01
8,00	3,44	58,86	0,02	18,00	16,42	412,02	0,03	28,00	2,42	156,96	0,06	38,00	18,93	248,52	0,01
8,20	2,46	45,78	0,02	18,20	15,93	490,50	0,03	28,20	2,42	156,96	0,06	38,20	17,75	183,12	0,01
8,40	2,76	98,10	0,04	18,40	15,83	150,42	0,01	28,40	2,42	104,64	0,04	38,40	18,93	353,16	0,02
8,60	3,25	45,78	0,01	18,60	10,83	261,60	0,02	28,60	1,44	78,48	0,05	38,60	15,31	261,60	0,02
8,80	3,64	39,24	0,01	18,80	11,13	215,82	0,02	28,80	2,13	91,56	0,04	38,80	17,96	588,60	0,03
9,00	4,14	39,24	0,01	19,00	9,86	287,76	0,03	29,00	2,14	85,02	0,04	39,00	13,05	156,96	0,01
9,20	6,49	98,10	0,02	19,20	10,84	235,44	0,02	29,20	2,14	65,40	0,03	39,20	9,03	346,62	0,04
9,40	2,67	32,70	0,01	19,40	13,10	490,50	0,04	29,40	1,85	65,40	0,04	39,40	6,19	241,98	0,04
9,60	2,77	39,24	0,01	19,60	9,37	307,38	0,03	29,60	1,46	71,94	0,05	39,60	4,72	163,50	0,03
9,80	3,07	91,56	0,03	19,80	13,99	366,24	0,03	29,80	1,36	98,10	0,07	39,80	17,38	464,34	0,03
10,00	9,15	111,18	0,01	20,00	14,38	372,78	0,03	30,00	2,05	58,86	0,03	40,00	14,64	333,54	0,02

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

3-9

DATA

28/08/2019

PRÉ-FURO

Variável

NÍVEL D'ÁGUA

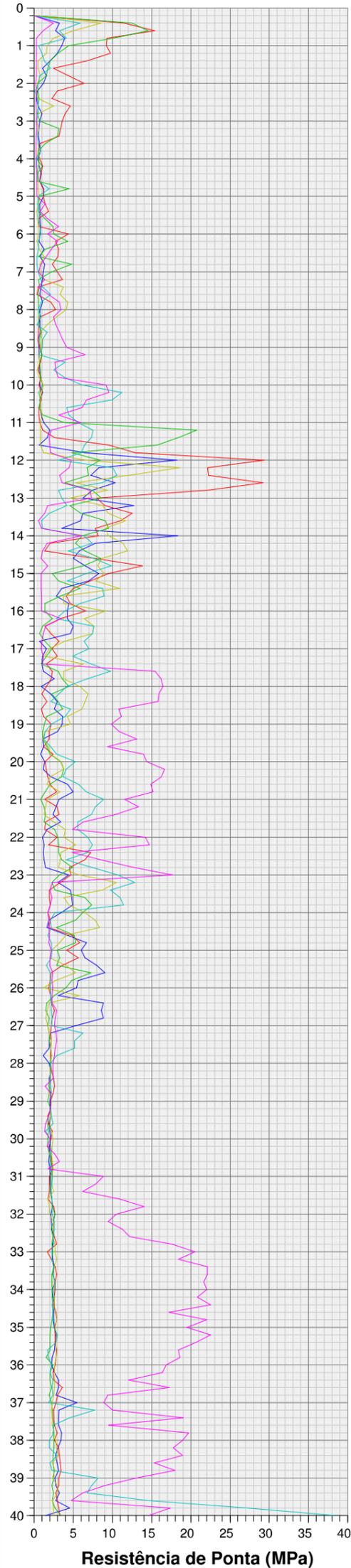
Variável

SONDAGEM Nº

6675

FOLHA

01/01



PROF.	3	5	6	7	8	9				
1,00	3,54	9,23	4,43	1,68	0,60	0,31				
2,00	1,20	6,40	0,42	0,42	0,61	0,22				
3,00	0,72	3,57	0,72	0,33	0,33	0,33				
4,00	0,54	0,74	0,35	0,74	0,35	0,25				
5,00	1,24	1,14	0,75	0,65	0,55	0,36				
6,00	0,76	4,39	2,53	0,57	0,86	1,74				
7,00	1,17	2,95	2,25	0,78	0,48	0,58				
8,00	0,79	2,75	0,59	4,12	0,59	3,44				
9,00	0,61	0,70	0,80	0,90	1,10	4,14				
10,00	0,72	0,62	1,11	1,21	6,11	9,15				
11,00	1,22	0,73	3,87	0,83	5,63	5,93				
12,00	18,20	29,39	8,49	6,63	3,13	4,76				
13,00	6,25	8,01	8,60	4,58	3,54	7,33				
14,00	18,33	8,22	6,06	9,50	6,36	6,06				
15,00	8,24	9,51	2,37	8,92	6,67	0,88				
16,00	4,23	6,58	1,38	9,13	3,93	0,99				
17,00	1,59	2,28	2,28	1,98	6,99	0,90				
18,00	0,92	1,60	4,45	5,82	4,15	16,42				
19,00	3,56	2,20	1,32	4,66	2,20	9,86				
20,00	1,33	1,43	3,39	3,47	5,26	14,38				
21,00	3,21	1,35	0,86	1,64	8,90	11,55				
22,00	1,07	2,93	3,03	3,81	6,85	14,21				
23,00	4,41	4,71	3,24	5,79	10,69	17,66				
24,00	3,45	1,78	6,19	6,49	2,66	1,78				
25,00	6,01	4,14	2,97	2,28	2,28	2,18				
26,00	5,43	1,90	4,06	1,21	2,10	2,39				
27,00	5,35	2,21	1,72	1,72	2,21	2,60				
28,00	1,93	2,12	2,02	2,12	2,12	2,42				
29,00	2,04	2,14	1,74	2,23	2,14	2,14				
30,00	2,15	2,15	1,76	2,44	2,05	2,05				
31,00	2,06	1,96	2,16	2,36	2,36	8,83				
32,00	2,17	2,66	2,66	1,98	2,37	10,51				
33,00	2,28	1,70	2,38	2,68	2,28	20,53				
34,00	2,30	2,69	2,30	2,49	2,59	22,02				
35,00	2,60	2,60	2,11	2,70	2,51	19,48				
36,00	2,22	2,72	2,42	2,62	2,22	16,84				
37,00	5,47	2,83	2,24	2,34	1,85	8,91				
38,00	3,43	2,64	2,54	2,74	1,96	18,93				
39,00	2,66	3,15	2,56	2,36	8,15	13,05				
40,00	1,49	3,26	3,45	2,47	38,38	14,64				

LEGENDA:

- 3
- 5
- 6
- 7
- 8
- 9
-
-
-
-

CLIENTE

Estaleiro Itajaí S/A

LOCAL

Rua Herta Tieme, 244 - Barra do Rio - Itajaí - SC

FURO

3-9

DATA

28/08/2019

PRÉ-FURO

Variável

NÍVEL D'ÁGUA

Variável

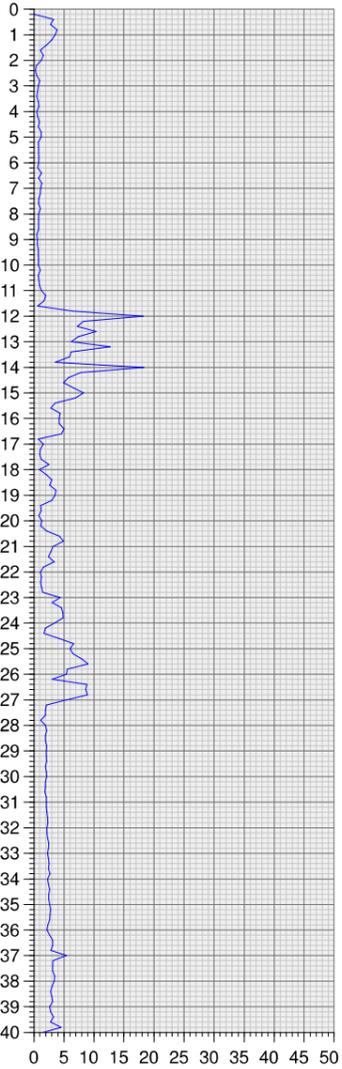
SONDAGEM Nº

6675

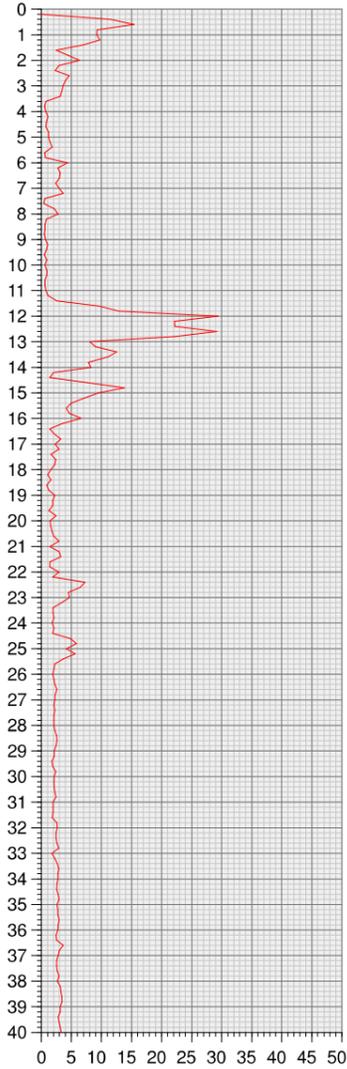
FOLHA

01/01

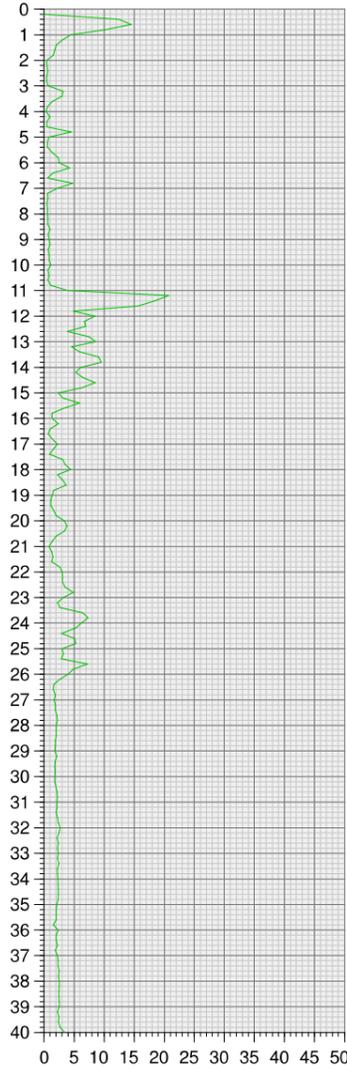
3



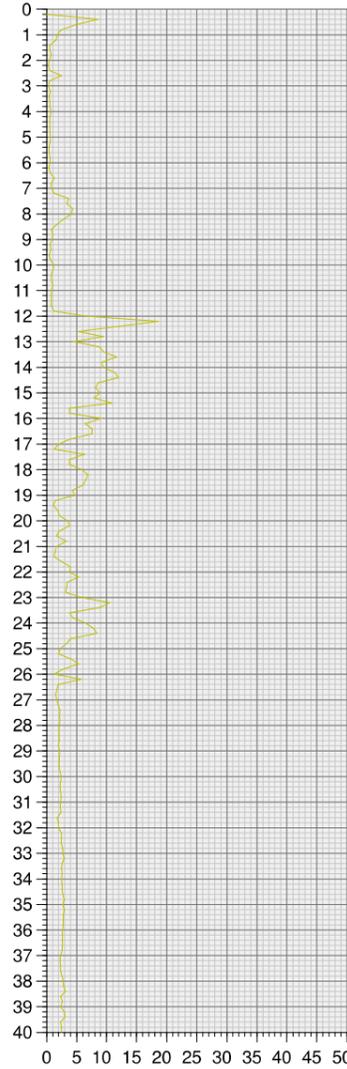
5



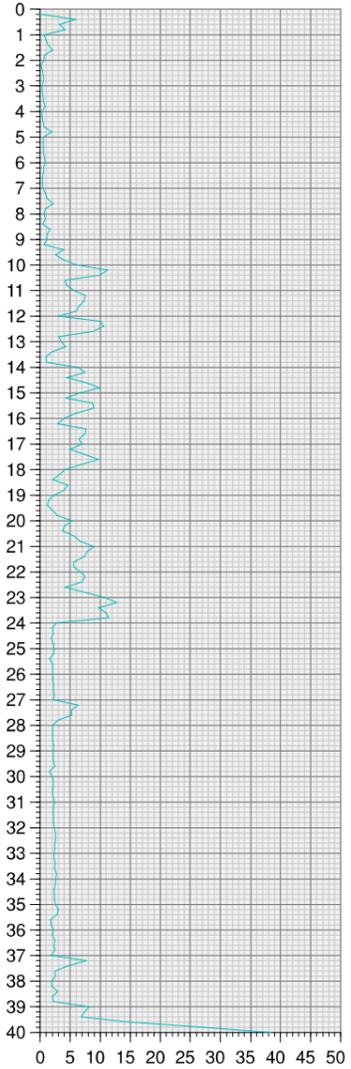
6



7



8



9

