

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

CLAUDIA LIZBETT ZURITA SANDOVAL

**AVALIAÇÃO DA TÉCNICA DA CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL
APLICADA EM SOLO MOLE NA MARGEM DO RIO ITAJAÍ-AÇU/SC –
ESTUDO DE CASO BASEADO EM ENSAIOS GEOTÉCNICOS**

CURITIBA

2016

CLAUDIA LIZBETT ZURITA SANDOVAL

**AVALIAÇÃO DA TÉCNICA DA CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL
APLICADA EM SOLO MOLE NA MARGEM DO RIO ITAJAÍ-AÇU/SC –
ESTUDO DE CASO BASEADO EM ENSAIOS GEOTÉCNICOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, área de concentração em Geotecnia, Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann

CURITIBA

2016

S218a

Sandoval, Claudia Lizbett Zurita

Avaliação da técnica da consolidação profunda radial aplicada em solo mole na margem do rio Itajaí-Açu/SC – estudo de caso baseado em ensaios geotécnicos / Claudia Lizbett Zurita Sandoval. – Curitiba, 2016.
165 f. : il. color. ; 30 cm.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2016.

Orientador: Alessandra Christopher Morales Kormann .

Bibliografia: p. 159-165.

1. Solos – Consolidação. 2. Solos – Umidade. 3. Solos – Compressibilidade. 4. Recalque de estruturas. I. Universidade Federal do Paraná. II. Kormann, Alessandra Christopher Morales. III. Título.

CDD: 624.151

TERMO DE APROVAÇÃO

CLAUDIA LIZBETT ZURITA SANDOVAL

AVALIAÇÃO DA TÉCNICA DA CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL APLICADA EM SOLO MOLE NA MARGEM DO RIO ITAJAÍ-AÇU/SC – ESTUDO DE CASO BASEADO EM ENSAIOS GEOTÉCNICOS

Dissertação aprovada como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, área de concentração: Geotecnia, Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:



Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann

Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção
Civil da UFPR

Examinador:



Prof. Dr. Vítor Faro

Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção
Civil da UFPR

Examinador:



Dra. Larissa Passini

Bolsista pós-doutorado no Programa de Pós-graduação em
Engenharia de Construção Civil da UFPR

Examinador:



Prof. Dr. Rodrigo Moraes da Silveira

Divisão de Pesquisa em Estruturas Cíveis – LACTEC e
Professor da PUCPR

Curitiba, 25 de maio 2016.

*Dedico este trabalho aos meus filhos Ana Paulita e Santiago,
ao meu esposo Paulo, que sempre me incentivaram e
apoiam no desenvolvimento deste trabalho.*

AGRADECIMENTOS

Antes, e acima de tudo, agradeço a Deus, que me abençoa e me acompanha em todos os momentos.

Agradeço aos meus pais, Lucio e Vitaliana, pela base sólida, e o exemplo de quem não se entrega diante das dificuldades da vida.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGECC da Universidade Federal do Paraná – UFPR, por me proporcionar a oportunidade de continuar com os estudos.

Ao professor e orientador Alessandro Kormann pelo grande aprendizado e pela oportunidade de trabalhar com ele.

À PORTONAVE, por disponibilizar os dados dos ensaios geotécnicos.

À ENGEGRAUT, pela disponibilidade e informações fundamentais fornecidas para o desenvolvimento deste trabalho.

A minha amiga Geisa Rolim pelas inúmeras vezes que leu e corrigiu a redação do meu texto.

Aos colegas e amigos da Intertechne pelo companheirismo e amizade.

RESUMO

A técnica da Consolidação Profunda Radial, mais recentemente denominado CPR *grouting* aplica-se no tratamento de solos moles. Esta técnica consiste na cravação de drenos verticais pré-fabricados na massa de solo, seguidos da formação de bulbos de compressão com elevadas pressões em eixos verticais ao longo da profundidade do tratamento, gerando processo de adensamento e confinamento radial no solo, promovendo o direcionamento da água para os drenos previamente instalados. Esta técnica foi utilizada no melhoramento do comportamento dos solos moles na margem esquerda do Rio Itajaí-Açu, no município de Navegantes, no estado de Santa Catarina. Neste local realizaram-se ensaios de campo (sondagens à percussão, cone, piezocone, dilatométrico, palheta e pressiométrico) e ensaios de laboratório (caracterização, adensamento oedométrico e compressão triaxial-CU). Os resultados dos ensaios indicaram a existência de três camadas de argila na área de estudo, sendo que as duas primeiras camadas superficiais apresentaram consistência muito mole a mole, e a camada mais profunda apresentou consistência média. O CPR *grouting* foi executado em duas áreas, a primeira área com malha de verticais com bulbos de compressão mais densa (1,41 m x 1,41 m) e a segunda área com as verticais mais espaçadas (3 m x 3 m). Em ambas as áreas o tratamento foi realizado até a profundidade de -12 m, com a finalidade de atingir apenas as duas camadas superficiais de argila mole. Após a execução da técnica realizaram-se ensaios de campo (sondagens à percussão, pressiométrico, prova de carga estática) e ensaios de laboratório (adensamento e triaxial-UU), que permitiriam avaliar os parâmetros geotécnicos antes e após o tratamento. Assim, evidenciou-se maior incremento de resistência não-drenada (S_u) e módulo de deformabilidade não-drenado (E_u) na primeira área, onde o espaçamento das verticais com bulbos de compressão foi mais denso. O monitoramento da técnica realizou-se através da instrumentação geotécnica (placas de recalque, piezômetros e inclinômetros) instalada na área do tratamento. Com os dados de monitoramento dos recalques e através do método de Asaoka foi possível estimar o recalque total esperado, que quando comparado com o recalque estimado antes do tratamento a partir da teoria de Terzaghi, verifica-se que haverá uma redução no recalque atribuída à técnica de CPR *grouting*, estimando que ocorrerá somente 20% do recalque previsto sem o tratamento.

Palavras-chave: Consolidação Profunda Radial. CRP *grouting*. Compressibilidade. Recalque.

ABSTRACT

Technical Consolidation Deep Radial, more recently called CPR grouting is applied in the treatment of soft soil. This technique consists of spiking of prefabricated vertical drains in the soil mass, followed by compression forming bulbs with high pressures vertical axis along the depth of treatment, generating process of densification and radial confinement in the soil, promoting the direction of water to the drains previously installed. This technique was used for improvement the behavior of soft soils on the left bank of the Itajaí-Açu river, in the city of Navegantes, state of Santa Catarina. In this place they were held field tests (standard penetration test, cone, piezocone, dilatometer, vane and pressuremeter) and laboratory tests (characterization, oedometer and triaxial-CU). The tests results indicated the existence of three layers of clay in the study area, the first two surface layers showed very soft to soft consistency and the deeper layer showed medium consistency. The CPR grouting was performed in two areas, the first area with vertical mesh with denser compression bulbs (1,41 m x 1,41 m) and the second area with more widely spaced vertical (3 m x 3 m). In both areas the treatment was carried out to a depth of -12 m, in order to reach only the two surface layers of soft clay. After the technical execution were held field tests (standard penetration test, pressuremeter, static loading test) and laboratory tests (oedometer and triaxial-UU), that allow to evaluate the geotechnical parameters before and after treatment. Thus, showed a greater increase in undrained strength and undrained deformability modulus in the first area, where the spacing of vertical compression bulbs was denser. The monitoring technique is performed by instrumentation geotechnical installed in the area of treatment (settlement plates, piezometer and inclinometers). With the monitoring data of settlements and through the Asaoka method was possible to estimate the expected total settlement, when compared with the estimated settlement before treatment from the theory of Terzaghi, it appears that there will be a reduction in settlement assigned to CPR grouting technique, estimating that occurs only 20% of the settlement provided without treatment.

Key words: Deep Radial Consolidation. CRP grouting. Compressibility. Settlement.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - ESQUEMA DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	27
FIGURA 2 - MÉTODOS CONSTRUTIVOS SOBRE SOLOS MOLES.....	29
FIGURA 3 - ATERRO LEVE COM ISOPOR	30
FIGURA 4 - BERMAS DE EQUILÍBRIO	30
FIGURA 5 - CONSTRUÇÃO POR ETAPAS	30
FIGURA 6 - TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO COM GEODRENOS E SOBRECARGA TEMPORÁRIA.....	31
FIGURA 7 - SISTEMA DE CONSOLIDAÇÃO A VÁCUO.....	32
FIGURA 8 - ATERRO ESTAQUEADO.....	32
FIGURA 9 - REFORÇO COM GEOSSÍNTETICOS NA BASE DE ATERRO SOBRE SOLO MOLE.....	33
FIGURA 10 - ESQUEMA CONSTRUTIVO DE COLUNAS DE BRITA.....	33
FIGURA 11 - COLUNAS <i>RINGTRAC</i> NO MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES PARA IMPLANTAÇÃO DE ATERRO.....	34
FIGURA 12 - ESQUEMA GERAL DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS MOLES COM MISTURA COM CIMENTO SECO	35
FIGURA 13 - ESQUEMA DO PROCESSO DE EXECUÇÃO DO CPR <i>GROUTING</i>	36
FIGURA 14 - DISPOSIÇÃO DA INSTALAÇÃO DOS GEODRENOS (A) MALHA QUADRADA (B) MALHA TRIANGULAR.....	37
FIGURA 15 - FORMAÇÃO DOS BULBOS DE COMPRESSÃO.....	38
FIGURA 16 - FORMAS DOS BULBOS APÓS ESCAVAÇÃO	38
FIGURA 17 - ESQUEMA DE CÉLULA UNITÁRIA PARA MALHA TRIANGULAR	40
FIGURA 18 - VOLUME ELEMENTAR DE SOLO A) SOLO NATURAL, B) SOLO APÓS CPR <i>GROUTING</i>	41
FIGURA 19 - PLANO DE RUPTURA CÔNICO ACIMA DO BULBO DE ARGAMASSA	47
FIGURA 20 - DISPOSIÇÃO DE DRENOS VERTICAIS: (A) MALHA QUADRADA; (B) MALHA TRIANGULAR	51
FIGURA 21 - RESULTADO ENSAIO DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA	53
FIGURA 22 - DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO VERTICAL PELO MÉTODO DE TAYLOR.....	54

FIGURA 23 - DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO PELO MÉTODO DO ENGENHEIRO PACHECO SILVA.....	56
FIGURA 24 - VARIAÇÃO DO GRAU MEIO DE ADENSAMENTO COM O FATOR DE TEMPO	59
FIGURA 25 - CONSTRUÇÃO GRÁFICA DO MÉTODO DE ASAOKA (1978).....	61
FIGURA 26- QUATRO SISTEMAS DE ILHAS BARREIRA – LAGUNA REGISTRADOS NA PLANÍCIE COSTEIRA DO RIO GRANDE DO SUL	63
FIGURA 27 - LOCALIZAÇÃO ÁREA DE ESTUDO	64
FIGURA 28 - MAPA GEOLÓGICO DA FOLHA ITAJAÍ	65
FIGURA 29 - LOCALIZAÇÃO DE ENSAIOS DA ÁREA DE ESTUDO	66
FIGURA 30 - PERFIL GEOTÉCNICO A-1.....	69
FIGURA 31 - PERFIL GEOTÉCNICO 2.....	70
FIGURA 32 - PERFIL GEOTÉCNICO 8.....	71
FIGURA 33 - GRÁFICO DE ISO-ESPESSURAS DE ARGILA MOLE (CAMADA 1 E 2)	72
FIGURA 34 - PERFIL SIMPLIFICADO DA ESTRATIGRAFIA NA ÁREA DE ESTUDO	73
FIGURA 35 - CORRELAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO EM FUNÇÃO N_{SPT} PARA SOLOS COESIVOS E GRANULARES	74
FIGURA 36 - RESISTÊNCIA DE PONTA DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE REALIZADOS	77
FIGURA 37 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS NO ENSAIO CPTU.....	78
FIGURA 38 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS CPTU S03 E S04.....	79
FIGURA 39 - CURVAS DO ÍNDICE DE CLASSIFICAÇÃO NO ÁBACO NORMALIZADO	79
FIGURA 40 - PERFIL DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO NO ENSAIO CPTU-P1....	80
FIGURA 41 - PERFIL DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO NO ENSAIO CPTU-P5....	81
FIGURA 42 - VALORES DO FATOR DE CONE DAS CAMADAS DE ARGILA ...	82
FIGURA 43 - COMPARATIVOS DE VALORES DO FATOR DE CONE COM ALGUMAS PESQUISAS BRASILEIRAS	83
FIGURA 44 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO	84
FIGURA 45 - CORRELAÇÕES DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS EM DIFERENTES ENSAIOS NO POÇO P1	86

FIGURA 46 - CORRELAÇÕES DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS EM DIFERENTES ENSAIOS NO POÇO P5	87
FIGURA 47 - VALORES DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL OBTIDOS ATRAVÉS DE ENSAIO CPTU	89
FIGURA 48 - FAIXA DE VALORES DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL DE ALGUNS ESTADOS BRASILEIROS	90
FIGURA 49 - RESULTADO DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA INDEFORMADA E AMOLGADA NOS ENSAIOS DE PALHETA	91
FIGURA 50 - VALORES DE SENSIBILIDADE	93
FIGURA 51 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO OBTIDOS NOS ENSAIOS DE PALHETA.....	94
FIGURA 52 - VALORES DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA OBTIDOS NOS ENSAIOS DILATOMÉTRICOS.....	96
FIGURA 53 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO OBTIDOS NOS ENSAIOS DILATOMÉTRICOS.....	96
FIGURA 54 - VALORES DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE NÃO-DRENADO OBTIDOS NOS ENSAIOS DILATOMÉTRICOS	97
FIGURA 55 - VALORES RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA OBTIDOS NOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS	99
FIGURA 56 - CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA	102
FIGURA 57 - LIMITES DE CONSISTÊNCIA E UMIDADE.....	103
FIGURA 58 - ÍNDICE DE PLASTICIDADE	104
FIGURA 59 - ATIVIDADE DOS SOLOS NA ÁREA DE ESTUDO.....	105
FIGURA 60 - CORRELAÇÃO ENTRE VALORES DE LIMITE LIQUIDO E ÍNDICE DE COMPRESSÃO.....	105
FIGURA 61 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM AMOSTRAS DE BOA QUALIDADE.....	111
FIGURA 62 - ÍNDICES DE COMPRESSÃO	112
FIGURA 63 - ÍNDICES DE RECOMPRESSÃO	113
FIGURA 64 - ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL.....	113
FIGURA 65 - VALORES DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO	114
FIGURA 66 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO	115
FIGURA 67 - COEFICIENTE DE ADENSAMENTO VERTICAL	115

FIGURA 68 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO OBTIDOS EM TODOS OS ENSAIOS.....	117
FIGURA 69 - CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL E ÍNDICE DE COMPRESSÃO	118
FIGURA 70 - VALORES DE MÓDULO DE DEFORMABILIDADE NÃO- DRENADO.....	119
FIGURA 71 - VALORES DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA OBTIDOS EM TODOS OS ENSAIOS.....	120
FIGURA 72 - LOCAIS DE TRATAMENTO COM A TÉCNICA CPR <i>GROUTING</i>	126
FIGURA 73 - CONFIGURAÇÃO DA MALHA DO TRATAMENTO EM PLANTA DA ÁREA 1.....	127
FIGURA 74 - CONFIGURAÇÃO DA MALHA DO TRATAMENTO EM PLANTA DA ÁREA 2.....	127
FIGURA 75 - ESQUEMA DAS VERTICAIS COM BULBOS DE COMPRESSÃO DO SOLO	128
FIGURA 76 - PRESSÃO PARA INJEÇÃO DE BULBO DE 700 LITROS EM SOLOS COM DIFERENTES PROPRIEDADES	129
FIGURA 77 - LOCALIZAÇÃO INSTRUMENTAÇÃO NAS ÁREAS DE TRATAMENTO	131
FIGURA 78 - RESULTADOS DO PIEZÔMETRO PZ-2469.....	132
FIGURA 79 - RESULTADOS DO PIEZÔMETRO PZ-7475.....	132
FIGURA 80 - LEITURA DE RECALQUES MONITORADOS (PR-01 A PR-6).....	133
FIGURA 81 - ESTIMATIVA DE RECALQUE TOTAL PELO MÉTODO ASAOKA (PR-01 A PR-06).....	134
FIGURA 82 - VISTA EM PLANTA DA POSIÇÃO DO INCLINÔMETRO EM RELAÇÃO AOS BULBOS.....	136
FIGURA 83 - RESULTADOS DOS S IN-01 E IN-02.....	136
FIGURA 84 - RESULTADOS DOS INCLINÔMETROS IN-03 E IN-04	137
FIGURA 85 - PERFIL DE DISTORÇÃO INCLINÔMETRO IN-03.....	138
FIGURA 86 - LOCALIZAÇÃO DE ENSAIOS APÓS TRATAMENTO COM A TÉCNICA CPR <i>GROUTING</i>	140
FIGURA 87 - ENSAIO SPT ANTES E APÓS O TRATAMENTO COM CPR <i>GROUTING</i>	141

FIGURA 88 - RESULTADO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS ANTES E APÓS O TRATAMENTO ÁREA 1.....	143
FIGURA 89 - RESULTADO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS ANTES E APÓS O TRATAMENTO ÁREA 2.....	143
FIGURA 90 - ÍNDICE DE RIGIDEZ ANTES E APÓS O TRATAMENTO COM CPR <i>GROUTING</i>	144
FIGURA 91 - ENSAIOS ANTES E APÓS O TRATAMENTO	145
FIGURA 92 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	146
FIGURA 93 - CÁLCULO DO VOLUME DA CÉLULA UNITÁRIA NA ÁREA 1..	148
FIGURA 94 - CÁLCULO DO VOLUME DA CÉLULA UNITÁRIA NA ÁREA 2..	148
FIGURA 95 - GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA NA ÁREA 1 (ENSAIOS E ESTIMATIVA).....	149
FIGURA 96 - GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA NA ÁREA 2 (ENSAIOS E ESTIMATIVA).....	150
FIGURA 97 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM CORPOS DE PROVA DO <i>GEOGROUT</i>	151
FIGURA 98 - EVOLUÇÃO DOS RECALQUES ANTES E APÓS O TRATAMENTO (CAMADAS 1 E 2).....	153

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO, PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS E RECOMENDAÇÕES	45
QUADRO 2 - CRITÉRIO PARA CLASSIFICAÇÃO DA QUALIDADE DA AMOSTRA A PARTIR DE	46
QUADRO 3 - MÉTODOS DE CÁLCULO PARA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	60
QUADRO 4 - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E ENSAIOS REALIZADOS	65
QUADRO 5 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS SEGUNDO O N_{SPT}	67
QUADRO 6 - ÍNDICES PARA CORRELAÇÕES E_U	75
QUADRO 7 - CORRELAÇÃO DE N_{SPT} NAS CAMADAS DE ARGILA	75
QUADRO 8 - FATOR TEMPO T	88
QUADRO 9 - RAZÃO ENTRE AS PERMEABILIDADES EM ARGILAS	89
QUADRO 10 - CLASSIFICAÇÃO DA SENSIBILIDADE	92
QUADRO 11 - VALORES DE REFERÊNCIA DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS	98
QUADRO 12 - RESULTADOS DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS	99
QUADRO 13 - CLASSIFICAÇÃO QUALITATIVA DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE	100
QUADRO 14 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	101
QUADRO 15 - PARÂMETROS DA FASE DE RUPTURA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS-CU	107
QUADRO 16 - VALORES DO PARÂMETRO DE SKEMPTON PARA ARGILAS	109
QUADRO 17 - CLASSIFICAÇÃO DO SOLO SEGUNDO O PARÂMETRO DE SKEMPTON	109
QUADRO 18 - QUALIDADE DAS AMOSTRAS NA ÁREA DE ESTUDO	110
QUADRO 19 - CORRELAÇÃO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA NA ÁREA DE ESTUDO	121
QUADRO 20 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE NAS AMOSTRAS COM BOA QUALIDADE	122
QUADRO 21 - RECALQUES ESTIMADOS PARA AS CAMADAS DE ARGILA SEM TRATAMENTO	123

QUADRO 22 - TEMPOS NECESSÁRIOS PARA ATINGIR 90% DO RECALQUE PRIMÁRIO.....	124
QUADRO 23 - MATERIAIS UTILIZADOS NO TRATAMENTO COM A TÉCNICA CPR <i>GROUTING</i> NAS ÁREAS 1 E 2	130
QUADRO 24 - ESTIMATIVAS DOS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO APÓS O TRATAMENTO	135
QUADRO 25 - DESLOCAMENTO MÁXIMOS NAS LEITURAS DOS INCLINÔMETROS	137
QUADRO 26 - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E ENSAIOS REALIZADOS APÓS TRATAMENTO	139
QUADRO 27 - RESULTADOS DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS APÓS O TRATAMENTO	142
QUADRO 28 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE ANTES E APÓS O TRATAMENTO	145
QUADRO 29- RESULTADOS DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA APÓS O TRATAMENTO COM CPR <i>GROUTING</i>	147
QUADRO 30 - ESTIMATIVA DO GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA	149
QUADRO 31 - RECALQUES ESTIMADOS ANTES E APÓS O TRATAMENTO COM CPR <i>GROUTING</i>	151
QUADRO 32 - RECALQUES ESTIMADOS PARA AS CAMADAS DE ARGILA APÓS O TRATAMENTO	152
QUADRO 33 - EVOLUÇÃO DO RECALQUE APÓS O TRATAMENTO (CAMADAS 1 E 2).....	152

LISTA DE SÍMBOLOS

A_p	-	Atrito medido no ensaio palheta
a	-	Largura do geodreno
A	-	Área da célula unitária
a_c	-	Relação das áreas do cone
A_n	-	Área neta
A_t	-	Área total
A_f	-	Parâmetro de Skempton
b	-	Espessura do geodreno
B_q	-	Parâmetro de classificação de solos (CPTU)
c'	-	Coesão efetiva do solo
c_c	-	Índice de compressão
c_h	-	Coeficiente de adensamento horizontal
CR	-	Parâmetros de compressibilidade na condição “virgem”
c_r	-	Índice de recompressão
c_s	-	Índice de expansão
c_v	-	Coeficiente de adensamento vertical
c_α	-	Coeficiente de compressão secundária
D	-	Diâmetro da palheta
d	-	Distorção no ponto em % (inclinômetro)
d_e	-	Diâmetro de influência de um dreno
d_w	-	Diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular
E	-	Módulo de deformabilidade
e	-	Índice de vazios do solo tratado
e_0	-	Índice de vazios inicial
E_D	-	Módulo dilatométrico
e_m	-	Índice de vazios médio
e_o	-	Índice de vazios inicial
E_u	-	Módulo de deformabilidade não-drenado
e_{vo}	-	Índice de vazios correspondente à tensão efetiva in situ (σ'_{v0})
F	-	Fator de distribuição das tensões ensaio de placa

$F(n)$	-	Função da densidade de drenos
F_r	-	Razão de atrito
f_s	-	Atrito lateral
G	-	Módulo cisalhante
G_s	-	Massa específica dos grãos
h	-	Altura da célula unitária
h_{arg}	-	Espessura da camada de argila
H_0	-	Espessura inicial da camada de solo compressível
H_d	-	Metade da altura média do corpo de prova
IC	-	Índice de consistência
I_c	-	Índice de classificação do material
I_D	-	Índice de material
IP	-	Índice de plasticidade
I_r	-	Índice de rigidez
k	-	Permeabilidade
K_D	-	Índice de tensão horizontal
k_h	-	Condutividade hidráulica horizontal
k_v	-	Condutividade hidráulica vertical
l	-	Espaçamento entre geodrenos
LL	-	Limites de liquidez
LP	-	Limite de plasticidade
M	-	Torque máximo medido
N_{kt}	-	Fator de cone
P_0, P_1, P_2	-	Pressões corrigidas ensaio dilatométrico
p_{atm}	-	Pressão atmosférica.
P_L	-	Pressão limite
P_L^*	-	Pressão limite líquida
Q	-	Índices para correlações $E_u \times N_{SPT}$
q_c	-	Resistência de ponta medida no ensaio
q_t	-	Resistência mobilizada no ensaio
Q_t	-	Parâmetro de classificação de solos (CPTU)
r	-	Raio do prato de carga
R	-	Raio do piezocone

RR	-	Parâmetros de compressibilidade nas condições de “recompressão”
R_s		Razão de substituição do <i>geogROUT</i>
S	-	Espaçamento entre geodrenos
s	-	Deslocamento vertical
s_α	-	Recalque total
s_i	-	Recalque no tempo t
s_{i-1}	-	Recalque no tempo $t-\Delta t$
S_u	-	Resistência não-drenada
T	-	Fator tempo
t	-	Tempo de dissipação (normalmente adotado 50%)
t_{90}	-	Fator tempo corresponde ao tempo em que ocorreu 90% de recalque
t_f	-	Tempo final (tempo associado à vida útil da obra)
T_h	-	Fator tempo para drenagem horizontal
t_p	-	Tempo relativo ao final do adensamento primário
u_2	-	Poro-pressão medida no ensaio CPTU
U_h	-	Porcentagem média de adensamento horizontal
U_v	-	Porcentagem média de adensamento vertical
V	-	Volume final do solo tratado
V_0	-	Volume na condição natural
V_c	-	Diminuição do volume de solo devido ao adensamento
V_g	-	Volume de <i>geogROUT</i> introduzido
V_s	-	Volume dos sólidos
V_{sh}	-	Diminuição de volume de <i>geogROUT</i> devido à retração
V_v	-	Volume de vazios final do solo tratado
V_{v0}	-	Volume inicial (natural) dos vazios
w	-	Umidade natural do solo
$z1, z2$	-	Profundidades dos deslocamentos dos pontos 1 e 2

LISTA DE SÍMBOLOS GREGOS

α	-	Índices para correlações $E_u \times N_{SPT}$
$\beta 1$	-	Inclinação da reta do gráfico $s_i \times s_{i-1}$
Δe	-	Variação do índice de vazios (início do ensaio até atingir e_{vo})
Δt	-	Intervalo de tempo
Δu_f	-	Poro-pressão
ΔV	-	Variação de volume
ϵ_{sh}	-	Deformação por retração
ϕ	-	Ângulo de atrito
ϕ'	-	Ângulo de atrito efetivo
γ	-	Peso específico do solo
γ_w	-	Massa específica da água
λ	-	Inclinação da reta de compressão virgem
λ_c	-	Deformação por adensamento
ν	-	Coefficiente de Poisson
σ'_{vf}	-	Tensão efetiva vertical final
σ'_{vo}	-	Tensão efetiva vertical inicial.
σ'_{df}	-	Tensão desviadora corrigida ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)
Δe	-	Decréscimo de índice de vazios (início do ensaio de adensamento até atingir e_{vo})
$\delta h1, \delta h2$	-	Deslocamentos horizontais no solo nos pontos 1 e 2
η	-	Eficiência de compensação
θ	-	Ângulo do plano de ruptura com a horizontal
σ'_{vm}	-	Máxima tensão vertical já experimentada pelo solo
ρ	-	Recalque
ρ_s	-	Recalque secundário
σ'_1	-	Tensão efetiva principal maior
σ'_3	-	Tensão efetiva principal menor
μ	-	Fator de correlação empírico (ensaio de palheta)

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação brasileira de normas técnicas
CD	Ensaio de compressão triaxial adensado e drenado
COBRAMSEG	Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica
CPR	Consolidação profunda radial
CPTU	Ensaio de piezocone (<i>Piezocone penetration test</i>)
CU	Ensaio de compressão triaxial adensado e não-drenado
DMT	Ensaio dilatométrico
DNER	Departamento nacional de estradas de rodagem
DNIT	Departamento nacional de infraestrutura de transportes
DPL	Penetrômetro dinâmico leve
IN	Inclinômetro
INPI	Instituto nacional da propriedade industrial
NA	Normalmente adensado
N.A.	Nível de água
N _{SPT}	Número de golpes dos 30 cm finais da sondagem à percussão
OCR	Razão de pré-adensamento (<i>Overconsolidation ratio</i>)
PMT	Ensaio pressiométrico
PVC	Policloreto de vinil
PR	Placa de recalque
PZ	Piezômetro
RN	Referência de nível
SC	Santa Catarina
SPT	Sondagem à percussão (<i>Standard penetration test</i>)
TIN	<i>Triangulated irregular network</i>
USCS	Sistema unificado de classificado de solos
UU	Ensaio de compressão triaxial não-adensado e não-drenado
VT	<i>Vane test</i> (Palheta)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	24
1.1	OBJETIVOS.....	24
1.2	JUSTIFICATIVA	25
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	28
2.1	SOLO MOLE	28
2.2	SOLUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	28
2.3	CPR <i>GROUTING</i>	35
2.3.1	Metodologia de execução.....	36
2.3.1.1	Aterro de conquista	36
2.3.1.2	Cravação de geodrenos.....	36
2.3.1.3	Preparação de <i>geogROUT</i>	37
2.3.1.4	Formação dos bulbos de compressão	37
2.3.2	Incremento da resistência não-drenada	39
2.3.2.1	Razão de substituição	39
2.3.2.2	Eficiência de compensação.....	40
2.3.2.3	Variação do índice de vazios	41
2.3.2.4	Incremento da resistência não-drenada	42
2.3.3	Estudos anteriores.....	43
2.4	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	44
2.4.1	Investigações preliminares	44
2.4.2	Investigações complementares	44
2.5	AMOSTRAGEM EM SOLOS MOLES	46
2.6	TEORIA DO PLANO DE RUPTURA CÔNICO	46
2.7	ADENSAMENTO	48
2.7.1	Teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi.....	48
2.7.2	Adensamento com drenagem radial.....	49
2.8	ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO.....	52
2.8.1	Obtenção do coeficiente de adensamento	53
2.8.1.1	Método de Taylor	53
2.8.2	Razão de pré-adensamento.....	55
2.8.2.1	Determinação da tensão de pré-adensamento	55

2.9	RECALQUES.....	56
2.9.1	Recalque imediato.....	57
2.9.2	Recalque por adensamento primário.....	57
2.9.3	Recalque por compressão secundária	58
2.10	EVOLUÇÃO DOS RECALQUES NO TEMPO	59
2.10.1	Drenagem unidimensional.....	59
2.11	PREVISÕES DE RECALQUE ATRAVÉS DE DADOS DE MONITORAMENTO	60
3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO.....	62
3.1	GEOLOGIA REGIONAL	62
3.1.1	Formação das planícies costeiras brasileiras	62
3.1.2	Geologia área e estudo	63
3.2	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	65
3.2.1	<i>Standard penetration test</i> (SPT).....	67
3.2.2	Ensaio de piezocone (CPTU).....	75
3.2.3	Ensaio de palheta (VT).....	90
3.2.4	Ensaio dilatométricos (DMT)	94
3.2.5	Ensaio pressiométricos (PMT).....	97
3.2.6	Ensaio de caracterização	100
3.2.7	Ensaio triaxial -CU	106
3.2.8	Avaliação da qualidade das amostras indeformadas.....	110
3.2.9	Ensaio de adensamento oedométrico	111
3.3	PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE.....	116
3.3.1	Índice de vazios inicial.....	116
3.3.2	Razão de pré-adensamento.....	117
3.3.3	Coeficiente de adensamento.....	118
3.3.4	Índices de compressibilidade.....	118
3.3.5	Módulo de deformabilidade não-drenado	119
3.4	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA	120
3.5	CÁLCULO DO RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO.....	122
3.5.1	Evolução do recalque com o tempo.....	123
4	TRATAMENTO DO SOLO E INSTRUMENTAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO	125
4.1	TRATAMENTO COM A TÉCNICA DE CPR <i>GROUTING</i>	125

4.1.1	Geometria em planta	126
4.1.2	Perfil do tratamento	127
4.1.3	Formação dos bulbos de compressão.....	128
4.2	MONITORAMENTO DO TRATAMENTO.....	130
4.2.1	Piezômetros	131
4.2.2	Placas de recalque.....	133
4.2.3	Inclinômetros.....	135
5	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS	139
5.1	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS APÓS O TRATAMENTO	139
5.1.1	<i>Standard penetration test</i> (SPT).....	140
5.1.2	Ensaio pressiométrico (PMT).....	142
5.1.3	Ensaio de adensamento oedométrico	144
5.1.4	Ensaio triaxial -UU	145
5.1.5	Ensaio de prova de carga estática.....	146
5.2	ESTIMATIVA DE GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA.....	148
5.3	ENSAIOS DO <i>GEOGROUT</i>	150
5.4	COMPARATIVO DE RECALQUES	151
6	CONCLUSÕES	154
7	REFERÊNCIAS	159

1 INTRODUÇÃO

O Brasil alcançou um desenvolvimento nos últimos anos que provocou uma crescente demanda por implantação de obras, como construção e duplicação de rodovias, construção e ampliação de pistas aeroportuárias e de retroáreas portuárias. Esse fator condiciona a ocupação de áreas antes julgadas inapropriadas, por apresentar subsolo com baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, usualmente denominados como solos moles, que são formações comumente encontradas ao longo de toda a costa brasileira.

A imposição de um carregamento sobre solos de alta compressibilidade e baixa resistência pode gerar ruptura da fundação ou recalque excessivo. A magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo são consideradas na escolha da metodologia construtiva a ser adotada para a implantação de um determinado tipo de infraestrutura sobre o solo mole. Em geral, edificações domiciliares ou comerciais e aterros para ferrovias não aceitam recalques significativos; em contrapartida, nas obras de infraestrutura rodoviária, admite-se o convívio com pequenos recalques por adensamento.

A área de estudo nesta dissertação é a margem esquerda do rio Itajaí-Açu, na região litorânea de Santa Catarina. O local caracteriza-se pela presença de solos moles, onde através de campanhas de ensaios de campo constataram-se espessuras aproximadas de 10 m de argila mole. A técnica que foi utilizada para melhorar a capacidade de suporte da fundação foi a Consolidação Profunda Radial ou CPR *grouting* que consiste na cravação de drenos verticais pré-fabricados seguidos da formação de verticais de enrijecimento do solo, com formação de bulbos de compressão, via expansão de cavidades, bombeando-se *geogROUT* com pressão elevada, ao longo da profundidade do depósito de solo mole.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral desta dissertação é avaliar o comportamento do tratamento do solo executado na margem do rio Itajaí-Açu, através da avaliação dos resultados obtidos em ensaios de campo e laboratório, antes e após a aplicação da técnica do CPR *grouting*.

Entre os objetivos específicos, estão:

- Caracterização geotécnica da área de estudo antes do tratamento através de ensaios de campo (sondagem à percussão, piezocone, dilatométrico, palheta, pressiométrico) e ensaios de laboratório (adensamento, caracterização e triaxial);
- Avaliação do ganho de resistência não-drenada (S_u) e do módulo deformabilidade não-drenado (E_u), através dos ensaios de campo e de laboratório realizados após o tratamento do solo com a técnica do CRP *grouting*;
- Estimativa do ganho da resistência não-drenada do solo tratado com a técnica CPR *grouting* através da metodologia de cálculo proposta pela empresa ENGEGRAUT;
- Avaliação dos coeficientes de compressibilidade antes e após o tratamento com a técnica do CRP *grouting*;
- Avaliação dos recalques previstos na área com o tratamento do CPR *grouting* em comparação com os recalques previstos sem o tratamento.

1.2 JUSTIFICATIVA

Constantes problemas são apresentados em relação a recalques sobre solos moles, como por exemplo, a cidade de Santos em São Paulo, onde houve uma mobilização dos proprietários de edificações para recuperação das estruturas, com ônus altíssimo, a fim de evitar o colapso das edificações. Outros problemas com recalques que variam de poucos centímetros até metros apresentam-se nas rodovias, os quais geram instabilidade no corpo do aterro provocando rupturas.

Devido a inúmeros problemas verificados nos trechos rodoviários da malha brasileira construída sobre solos moles, o antigo Departamento Nacional de Estradas de rodagens (DNER) atualmente DNIT Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, tomou a iniciativa de desenvolver uma norma de procedimentos sobre este assunto, de modo a oferecer aos projetistas uma fonte de consulta. Assim a DNER-PRO 381 (1998), abrange as condições mínimas para projetos sobre solos moles, apresenta análises de comportamento e alternativas de solução.

A utilização de drenos verticais para acelerar os recalques teve um grande impulso com a disponibilidade de geodrenos no mercado geotêxtil, e gerou novidades nas técnicas de construção de aterros sobre solos moles nas últimas décadas. A técnica do CPR *grouting* incorporou a experiência da utilização de dreno vertical pré-fabricado, introduzindo este elemento ao processo, seu emprego visa a acelerar a dissipação de poro-

pressão, reduzindo os comprimentos de drenagem, e assim reduzindo também o tempo para que ocorra o processo de adensamento.

A técnica do CPR *grouting* aplica-se desde 2008 no tratamento de solos moles no Brasil e a necessidade de conhecimento dos resultados atribuídos à técnica gerou a concepção desta dissertação, que visa realizar um comparativo de resultados de ensaios realizados antes e após a aplicação da técnica.

Independentemente da solução adotada para o tratamento dos solos moles, seja esta visando satisfazer condições de estabilidade ou redução dos recalques, é de fundamental importância a correta interpretação dos ensaios de campo e laboratório.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Além do capítulo primeiro de introdução, em que são apresentados objetivos e justificativas do tema, a presente dissertação é composta por outros cinco capítulos.

O capítulo 2 aborda a revisão bibliográfica com a finalidade de inserir os conhecimentos teóricos. Nele faz-se uma abordagem acerca das diferentes alternativas de solução de aterros sobre solos moles, com ênfase na técnica de CPR *grouting*, conclusões de dissertações realizadas anteriormente com esta técnica. Também apresentam-se aspectos relativos ao adensamento, recalques e monitoramento.

O capítulo 3 aborda a caracterização geotécnica da área de estudo. Apresenta a análise dos parâmetros geotécnicos obtidos nas campanhas de sondagens, com comparações entre resultados dos diferentes ensaios visando uma melhor avaliação.

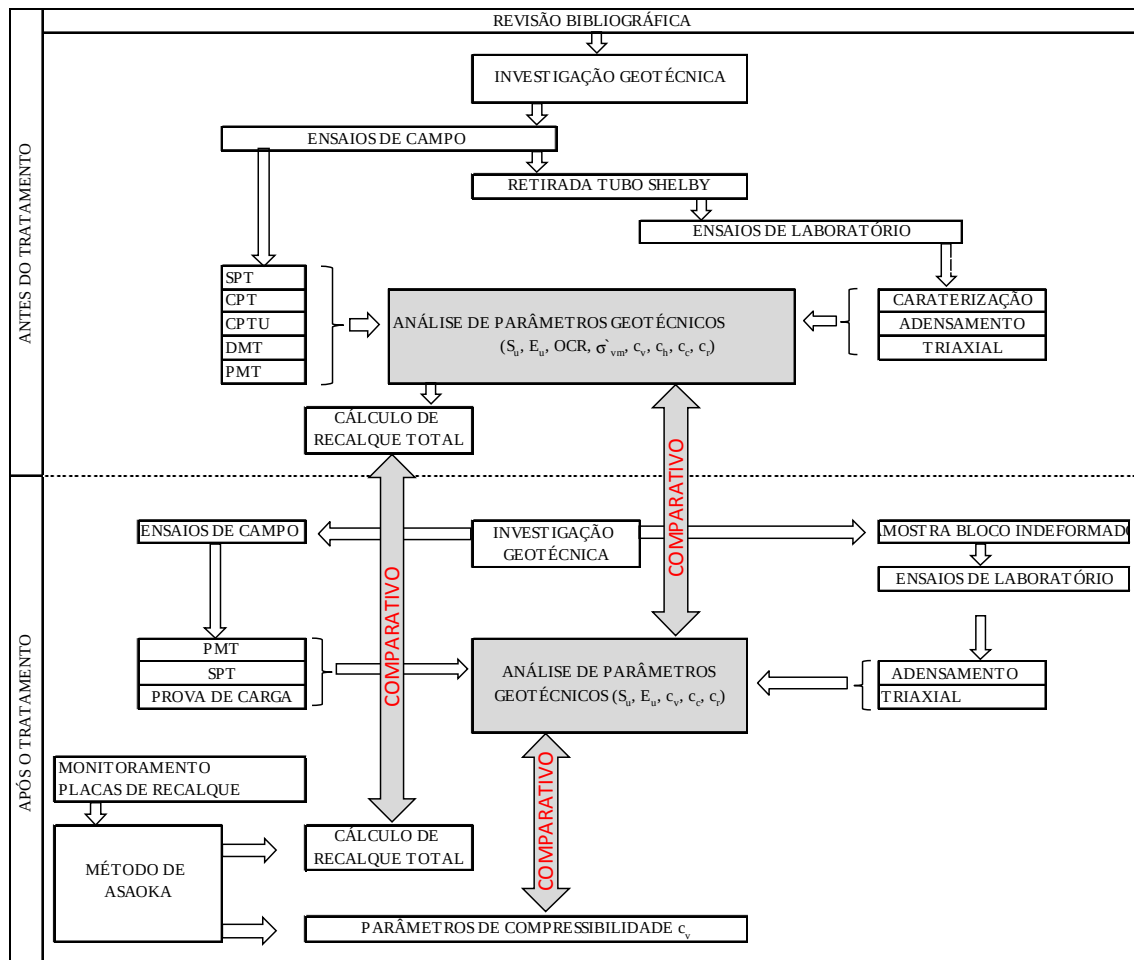
No capítulo 4 apresenta-se o tratamento do solo mole com a técnica do CPR *grouting*, instrumentação implementada e monitoramento realizado na área de estudo.

O capítulo 5 contém a apresentação e a discussão dos resultados, apresentando um comparativo dos parâmetros geotécnicos antes e após o tratamento.

O capítulo 6 expõe as conclusões gerais decorrentes do trabalho desenvolvido e indica recomendações para trabalhos futuros.

Na figura 1 apresenta-se um esquema para melhor entendimento das principais atividades realizadas no desenvolvimento da dissertação.

FIGURA 1 - ESQUEMA DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA



FONTE: A autora (2016).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados aspectos relevantes das diferentes alternativas de soluções de aterros sobre solos moles, com ênfase na técnica da Consolidação Profunda Radial (CPR *grouting*), também apresenta-se um breve resumo: de investigações geotécnicas; de avaliação de qualidade de amostras em solos moles; de aspectos relativos ao adensamento e de estimativas de recalques obtidos através de ensaios de adensamento e de dados do monitoramento com placas de recalque.

2.1 SOLO MOLE

Trata-se de solo de origem sedimentar (aluvionar), com resistência ao cisalhamento extremamente baixa, saturado (N.A. elevado), relativamente homogêneo em toda a profundidade do depósito. São solos muito compressíveis (característica relativa à sua capacidade de deformar).

A NBR 7250 (1982) refere-se ao solo mole como à consistência de solo predominantemente argiloso-siltoso e com o valor do N_{SPT} entre 3 e 5.

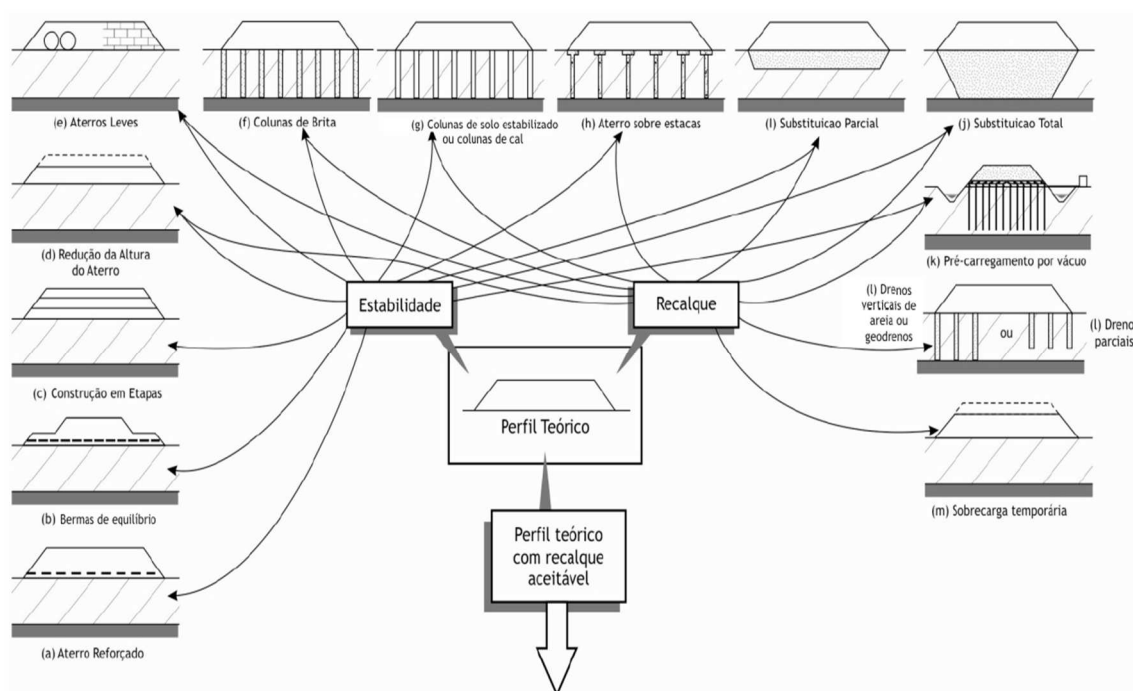
Os solos ditos “muito mole” (N_{SPT} entre 0 e 2) apresentam todas as características destacadas acima, porém em condições de comportamento ainda mais desfavoráveis. Também a estes solos é comum referir-se de uma forma generalizada como “solo mole”.

2.2 SOLUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

A escolha do método construtivo mais adequado de fundação de aterros sobre solos moles está associada a fatores como: características geotécnicas do depósito, disponibilidade de insumos, prazos construtivos, custos etc.

Alguns métodos de solução de solos moles tendem a minimizar os problemas de recalques e outros aumentam a estabilidade dos aterros, sendo que, na maioria dos casos, contemplam ambos. A seguir apresenta-se na figura 2 esquemas ilustrativos das soluções sobre solos moles com o direcionamento em quanto à solução de problemas de recalques e de estabilidade dos aterros.

FIGURA 2 - MÉTODOS CONSTRUTIVOS SOBRE SOLOS MOLES

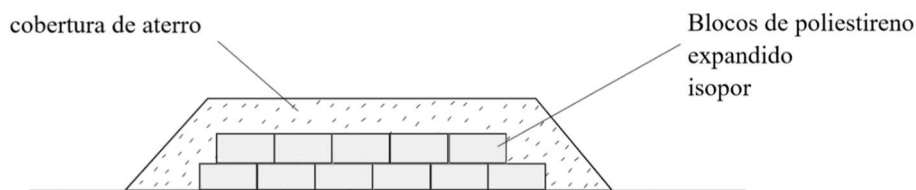


FONTE: LEROUÉIL, 1994 *apud* ALMEIDA; MARQUES, 2010.

A norma DNER-PRO 381 (1998) apresenta alguns dos métodos construtivos de soluções de fundações sobre solos moles. Explica-se, em breve resumo, estas alternativas de soluções contempladas na norma:

- Substituição parcial ou total da camada mole. Consiste na remoção parcial ou total de solo mole e substituição por material apropriado, aplica-se comumente em solos compressíveis com espessura de até 3 m de profundidade e em extensões inferiores a 200 m. A implantação desta solução é a mais apropriada se existir material de empréstimo para o reaterro próximo à obra e também se existir bota-fora para o despejo do material para a não ocorrência de problemas ambientais.
- Aterros leves. Baseia-se na utilização de materiais com peso específico baixo (materiais leves) na conformação de aterros sobre solos moles, e assim consegue-se a diminuição da tensão vertical e dos recalques (ver figura 3). Entre os materiais leves mais utilizados estão: poliestireno expandido, tubos metálicos tipo Armco ou tubos de concreto justapostos para deixar vazios no interior do aterro.

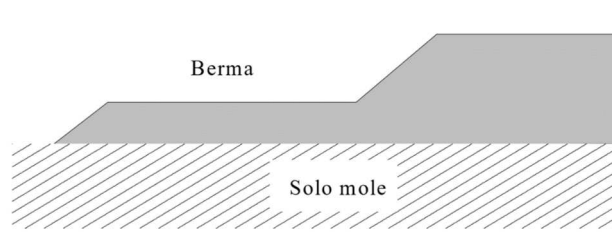
FIGURA 3 - ATERRO LEVE COM ISOPOR



FONTE: DNER-PRO 381 (1998).

- Bermas de equilíbrio. São aterros laterais ao aterro principal, executado para equilibrar o peso exercido pelo maciço do aterro principal sobre o solo mole, como mostrado na figura 4. A berma apropriada para cada aterro obtém-se através de tentativas da modificação geométrica da berma, até conseguir o fator de segurança desejado.

FIGURA 4 - BERMAS DE EQUILÍBRIO



FONTE: DNER-PRO 381 (1998).

- Construção por etapas. Consiste na construção do aterro com subdivisão da altura de aterro em duas ou três etapas. A primeira etapa é a construção do aterro até a altura crítica, na qual o aterro é estável, seguindo-se de um período de repouso para dissipar parte das poro-pressões através do processo de adensamento, e dessa forma o solo mole ganha resistência. Uma vez que o solo ganhou a resistência estabelecida no projeto para garantir a estabilidade, pode ser executada uma segunda etapa do aterro (ver figura 5). Normalmente, esta técnica precisa de longos tempos de permanência devido à baixa condutividade hidráulica dos solos moles.

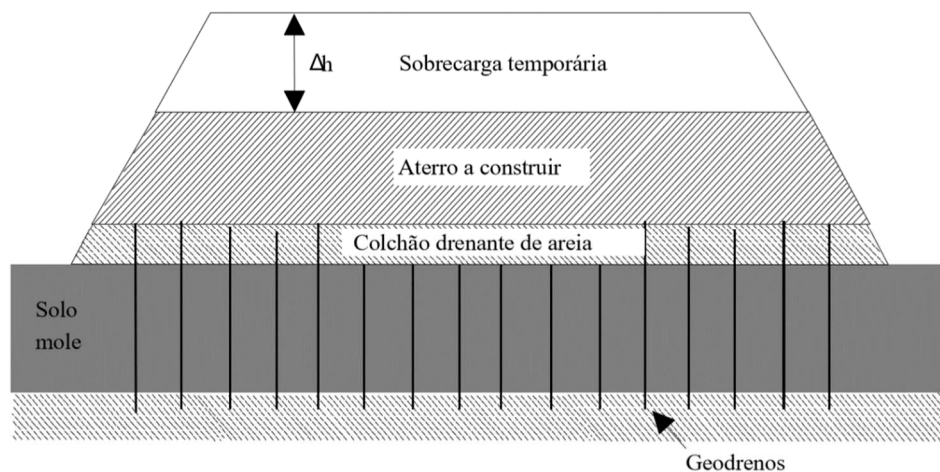
FIGURA 5 - CONSTRUÇÃO POR ETAPAS



FONTE: DNER-PRO 381 (1998).

- Pré-carregamento ou sobrecarga temporária. Baseia-se na aplicação de uma sobrecarga temporária, usualmente entre 25 a 30% do peso do aterro para acelerar os recalques. Estudos de adensamento determinam o tempo de permanência da sobrecarga, e, com instrumentação de campo, realizam-se verificações da evolução dos recalques e dissipação de poro-pressões. Esta técnica é normalmente eficaz em solos silto-arenosos, mas é pouco eficiente em camadas espessas de solo argiloso de baixa permeabilidade.
- Geodrenos e sobrecarga temporária. Nesta técnica são implantados no terreno verticalmente geodrenos formando uma malha, com a finalidade de drenar e promover o adensamento vertical da camada de argila mole. Segue-se com a aplicação da sobrecarga temporária que foi explicada no item anterior. Os drenos absorvem e filtram a água da camada de solo mole comprimida por o aterro temporário, tornando assim, o solo mais denso e minimizando os recalques ao longo do tempo (ver figura 6).

FIGURA 6 - TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO COM GEODRENOS E SOBRECARGA TEMPORÁRIA

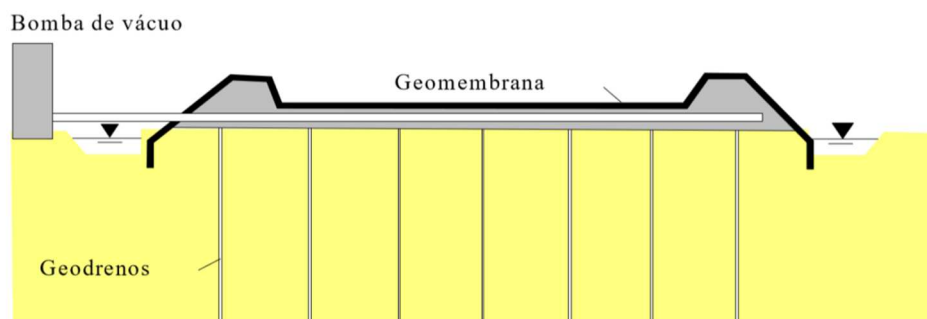


FONTE: DNER-PRO 381 (1998).

- Geodrenos e sucção a vácuo. Consiste na drenagem da água através da inserção de geodrenos verticais pré-fabricados associados a canos de um coletor conectado a um sistema a vácuo, que conduz a água até as valas que estão escavadas no perímetro do aterro, sendo que a base da vala deve estar localizada abaixo do nível da água, como ilustrado na figura 7. Esta alternativa torna-se

viável quando a espessura de aterro máxima for 4 m, quando a camada estiver o mais próximo da superfície e quando o custo de sobrecarga é elevado.

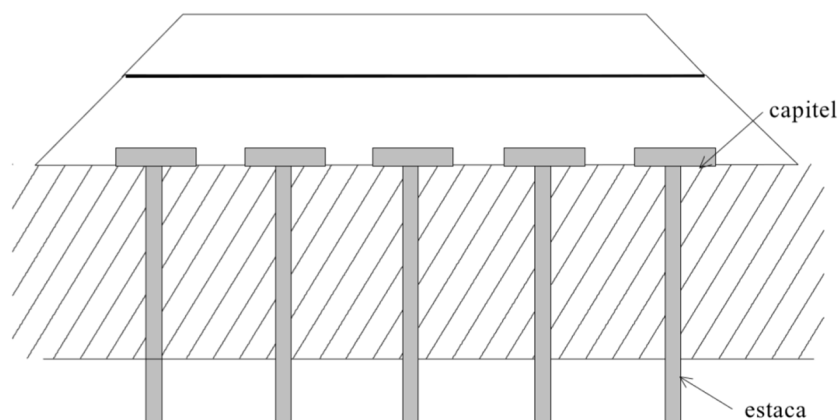
FIGURA 7 - SISTEMA DE CONSOLIDAÇÃO A VÁCUO



FONTE: DNER-PRO 381 (1998).

- Aterro estaqueado. Baseia-se na transferência da carga do aterro através de estacas, a um substrato mais resistente, aliviando a camada mole e evitando os recalques. As estacas em geral são pré-moldadas de concreto armado ou madeira tratada, dispostas em malha quadrada cujo topo recebe um capitel de concreto armado como ilustrado na figura 8.

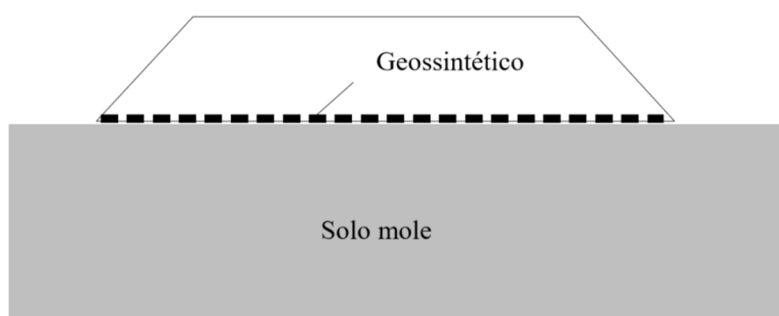
FIGURA 8 - ATERRO ESTAQUEADO



FONTE: DNER-PRO 381 (1998).

- Aterro reforçado com geossintéticos. Baseia-se na colocação de geossintéticos Na base de aterros sobre solos moles (ver figura 9), promovendo assim uma iteração solo-geossintético que aumenta a resistência à tração do solo e reduz os deslocamentos laterais. Esta técnica não tem influência significativa nos recalques.

FIGURA 9 - REFORÇO COM GEOSSÍNTETICOS NA BASE DE ATERRO SOBRE SOLO MOLE

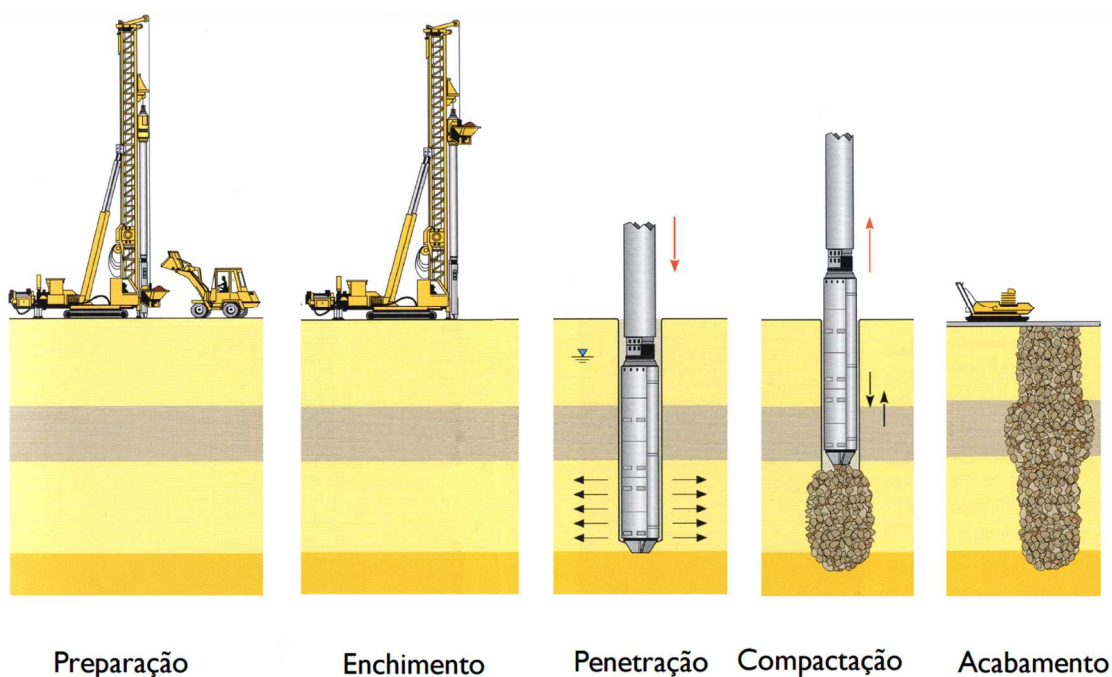


FONTE: DNER-PRO 381 (1998).

As técnicas mencionadas até o momento encontram-se mais detalhadas na norma DNER-PRO 381 (1998), no entanto existem outras técnicas como as apresentadas a seguir:

- Colunas de brita. A técnica consiste na introdução de colunas de brita por vibrocompactação na camada de solos mole através de equipamentos especiais. O procedimento esquemático da instalação está ilustrado na figura 10. A permeabilidade da brita transforma as colunas em grandes drenos verticais, acelerando a expulsão da água existente no solo e proporcionando aceleração dos recalques do terreno.

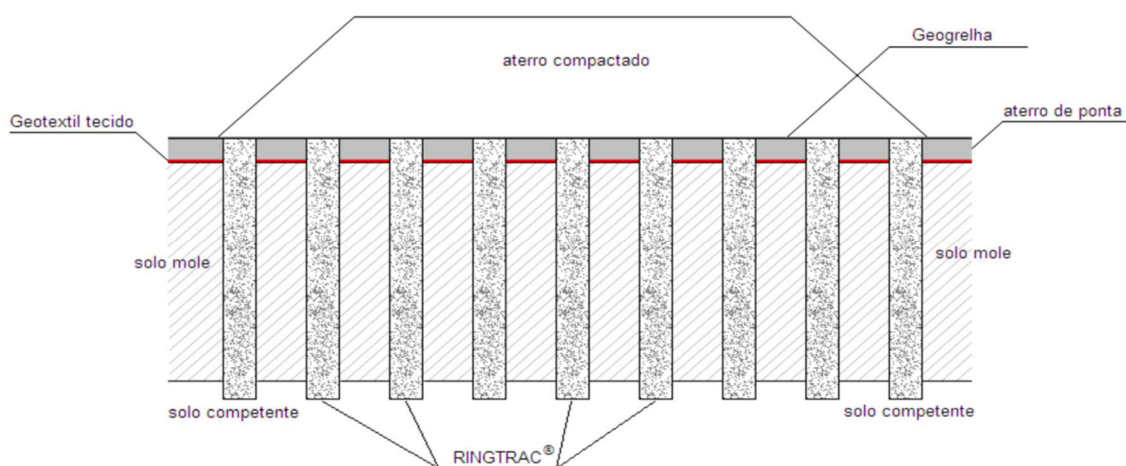
FIGURA 10 - ESQUEMA CONSTRUTIVO DE COLUNAS DE BRITA



FONTE: KELLER (2015).

- Colunas de areia confinadas por geossintético (Ringtrac). Trata-se de uma coluna de areia compactada e confinada por geossintético de alta performance. A coluna de areia é compactada através da vibração por intermédio de vibrador acoplado a uma camisa metálica, que serve inicialmente como uma fôrma para a configuração da coluna, no diâmetro desejado, moldada in loco e envolvida, ou confinada por um geossintético de elevado módulo de rigidez e baixa fluência, com formato tubular contínuo sem costura. (STABTECNO, 2015). A figura 11 mostra uma ilustração do emprego de colunas *ringtrac* no melhoramento de solos moles para implantação de um aterro.

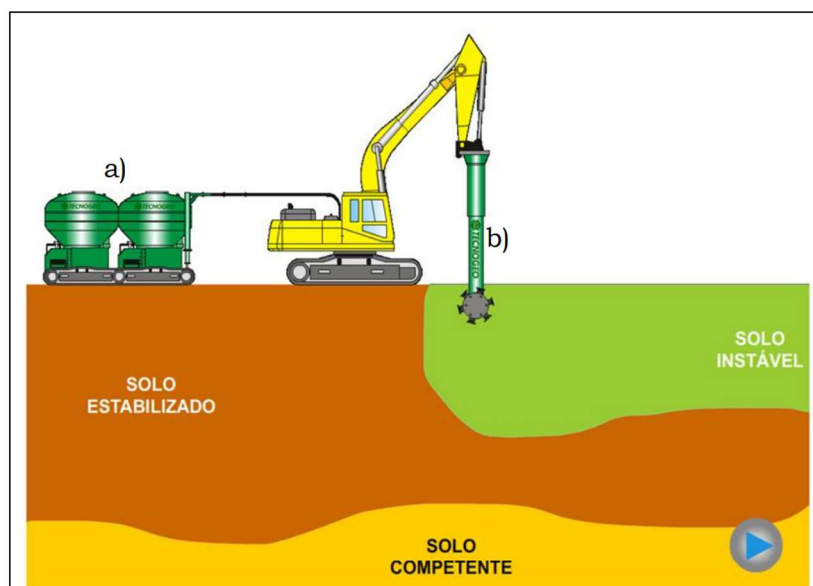
FIGURA 11 - COLUNAS *RINGTRAC* NO MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES PARA IMPLANTAÇÃO DE ATERRO



FONTE: STABTECNO (2015).

- Estabilização de massa (STABTEC). Esta técnica consiste em misturar a camada de solo mole com cimento, sempre em condição de solos saturados, submersos no lençol freático local. O cimento reage com a água contida no solo, endurecendo a mistura. Sua aplicação está limitada ao alcance da lança. Na figura 12 observam-se em “a)” os tanques de armazenamento de cimento seco, em “b)” a cabeça injetora, que penetra na camada de solo mole várias vezes, dosificando o cimento seco até obter uma mistura homogênea.

FIGURA 12 - ESQUEMA GERAL DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS MOLES COM MISTURA COM CIMENTO SECO



FONTE: STABTECNO (2015a).

2.3 CPR GROUTING

O método conhecido como Consolidação Profunda Radial ou mais recentemente pela abreviação “CPR *grouting*” apresenta-se como uma nova técnica de tratamento de solos moles, desenvolvida pela empresa ENGEGRAUT, cuja patente data desde 21/08/2009 no Instituto Nacional de Propriedade Industrial (INPI).

O CPR *grouting* aplica-se especificamente aos solos moles, baseia-se na teoria de adensamento dos solos. Dentro deste contexto, a técnica cria inicialmente, um ambiente drenante artificial no solo argiloso para, a seguir, comprimir e confinar o solo via expansão de cavidades devido à formação de bulbos de compressão com *geogROUT*. O resultado é o adensamento do solo, que impõe resistência devido ao processo de confinamento, aumentando a rigidez e, conseqüentemente diminuição dos recalques.

A figura 13 ilustra o procedimento da técnica do CPR *grouting* e mostra um esquema do direcionamento do fluxo de água através do geodrenos.

FIGURA 13 - ESQUEMA DO PROCESSO DE EXECUÇÃO DO CPR *GROUTING*

FONTE: ENGEGRAUT (2016c).

2.3.1 Metodologia de execução

O processo de execução da técnica do *CRP grouting* é constituído das seguintes etapas: aterro de conquista (quando necessário), cravação de geodrenos, preparação de *geogROUT* e formação de bulbos de compressão no solo.

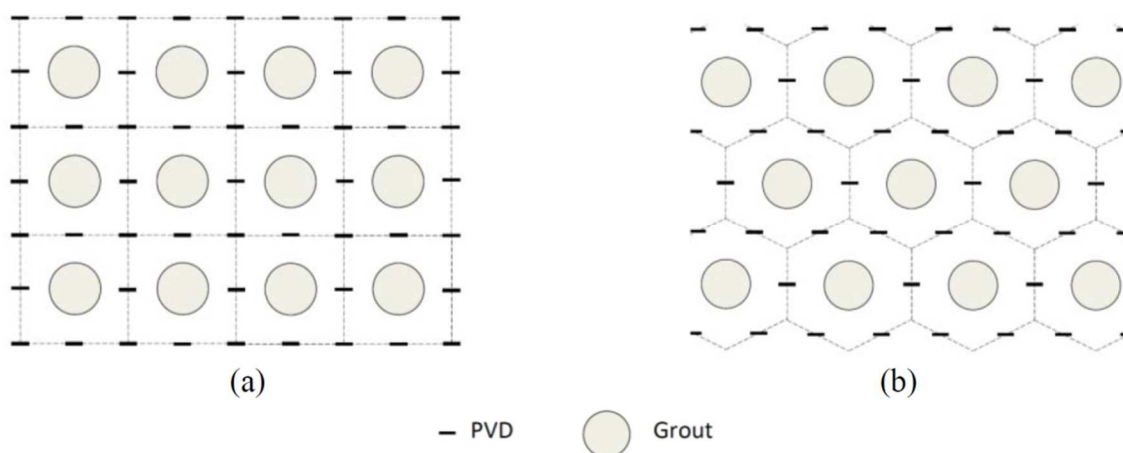
2.3.1.1 Aterro de conquista

Em obras onde a área a ser tratada apresenta características de camada superficial mole a muito mole, com nível d'água próximo ao nível do terreno, realiza-se uma preparação prévia do terreno para o acesso dos equipamentos e veículos empregados na execução do *CPR grouting*, a esta preparação prévia do terreno comumente denomina-se “aterro de conquista”.

2.3.1.2 Cravação de geodrenos

Os geodrenos instalam-se em toda a área de aplicação da técnica com o espaçamento e profundidade previstos em projeto. A figura 14 ilustra a disposição da instalação dos geodrenos em planta nos formatos mais comuns de execução da técnica, em malha quadrada e em malha triangular.

FIGURA 14 - DISPOSIÇÃO DA INSTALAÇÃO DOS GEODRENOS
(A) MALHA QUADRADA (B) MALHA TRIANGULAR



FONTE: CIRONE (2016).

Quando o perfil do terreno apresenta camada superficial resistente, é necessária a execução de um furo de dimensões compatíveis com as dimensões do mandril (comumente chamado de pré-furo), para atravessar a camada resistente e atingir o topo da camada de solo mole e assim permitir a instalação dos geodrenos.

2.3.1.3 Preparação de *geogROUT*

O *geogROUT* é composto por areias naturais ou pó de pedra, pedrisco, areia siltosa ou areia silto-argilosa, com ou sem inclusão de cimento portland, previamente dimensionados segundo estudo laboratorial. (ENGEGRAUT, 2012). Os materiais são misturados com água e batidos dentro do caminhão betoneira, a consistência do *geogROUT* tem que ser adequada para proporcionar o bombeamento. O controle tecnológico da consistência da argamassa realiza-se através do ensaio da determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone pela NBR NM67 (1998). Segundo a ENGEGRAUT (2012), o “slump” testado não poderá ser superior a 5 cm, de modo a impedir a movimentação da massa dentro do solo.

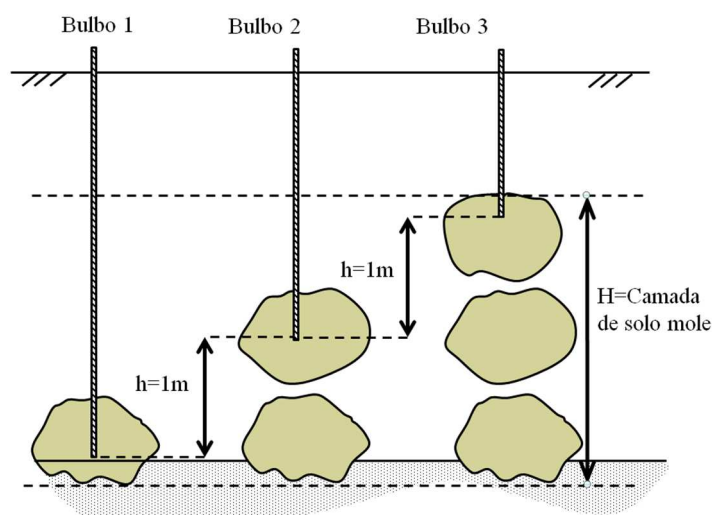
2.3.1.4 Formação dos bulbos de compressão

A formação dos bulbos de compressão no solo é feita via expansão das cavidades, bombeando-se o *geogROUT* num alinhamento vertical, para isso procede-se a cravação do tubo de bombeamento até chegar à profundidade de tratamento do solo. O posicionamento do primeiro bulbo e dos subsequentes é de baixo para cima, como

mostrado na figura 15. Em média, necessita-se de 1 minuto para a formação de cada bulbo de compressão.

O volume de cada bulbo, assim como sua pressão de trabalho, é previamente dimensionada, e está em função das particularidades de cada obra, como o tipo de solo e da obra a ser construída. Para o controle da pressão de formação de cada bulbo é instalado um manômetro próximo à entrada do tubo metálico.

FIGURA 15 - FORMAÇÃO DOS BULBOS DE COMPRESSÃO



FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT (2016b).

Os bulbos de compressão podem obter formas variáveis, as quais dependerão das propriedades das camadas presentes no perfil do solo a ser tratado. A figura 16 mostra os bulbos extraídos da área de tratamento com CPR *grouting* após a escavação.

FIGURA 16 - FORMAS DOS BULBOS APÓS ESCAVAÇÃO



FONTE: ENGEGRAUT (2016b).

2.3.2 Incremento da resistência não-drenada

A metodologia de cálculo para o aumento da resistência não-drenada atribuído à técnica do CRP *grouting* foi apresentada pela empresa ENGEGRAUT no “Seminário de Argilas Moles - Modelagem e cálculo para enrijecimento com CRP *grouting*”, que realizou-se na cidade de Curitiba no dia 29 de junho de 2016, a mesma será apresentada no XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2016) em Belo Horizonte, Minas Gerais.

O procedimento consiste inicialmente em definir a razão de substituição do *geogROUT* em uma célula unitária, a seguir é estimada a variação do índice de vazios atribuído à inserção do *geogROUT* no solo, logo aplica-se a teoria de estado crítico para determinar o incremento da resistência não-drenada em função da diminuição do índice de vazios. O resultado é uma equação de previsão do ganho da resistência não-drenada em função dos dados do índice compressão (c_c), índice de vazios inicial (e_0) e razão de substituição do *geogROUT* (R_s). Este procedimento apresenta-se com mais detalhes nos subitens seguintes.

2.3.2.1 Razão de substituição

A razão de substituição (R_s) define-se como o “volume dos bulbos expandidos dentro de uma célula unitária indeformada” representada na Equação 1.

$$R_s = \frac{V_g}{A \cdot h} \quad (1)$$

Onde:

V_g - Volume de *geogROUT* introduzido;

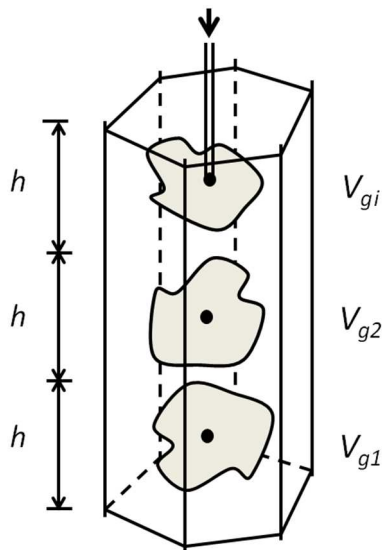
A - Área da célula unitária;

h - Altura da célula unitária.

A célula unitária define-se como o “volume de controle padrão, delimitado por um contorno drenante”. A determinação da área da célula unitária para malha quadrada é definida como $A = 4.S^2$ e para malha triangular $A = 2.S^2/\cos(30^\circ)$, onde S é o espaçamento entre geodrenos.

A figura 17 ilustra a representação esquemática do processo de expansão dentro de uma célula unitária para malha triangular.

FIGURA 17 - ESQUEMA DE CÉLULA UNITÁRIA PARA MALHA TRIANGULAR



FONTE: CIRONE (2016).

2.3.2.2 Eficiência de compensação

Na literatura, a eficiência de compensação de um solo tratado com a técnica do *grouting* define-se como o volume de solo elevado (ou compensado) atribuído ao volume de *geogroout* expandido. A eficiência é de 100%, quando o volume de solo que cresce é igual ao volume de *geogroout* introduzido, isto ocorre quando impede-se o deslocamento na condição não-drenada do solo. Nas argilas, a eficiência de compensação 100% não ocorre, pois diminui devido ao processo de adensamento, com consequentes recalques, além da retração do *geogroout*. Levando em conta estes aspectos, Komiya *et al.* (2001) propuseram a expressão representada na equação 2 para a eficiência de compensação.

$$\eta = \frac{\text{Volume elevado}}{\text{Volume expandido}} = \frac{V_g - V_c - V_{sh}}{V_g} = 1 - \lambda_c - \varepsilon_{sh} \quad (2)$$

Sendo:

η - Eficiência de compensação;

V_g - Volume de *geogroout* introduzido;

V_c - Diminuição do volume de solo devido ao adensamento;

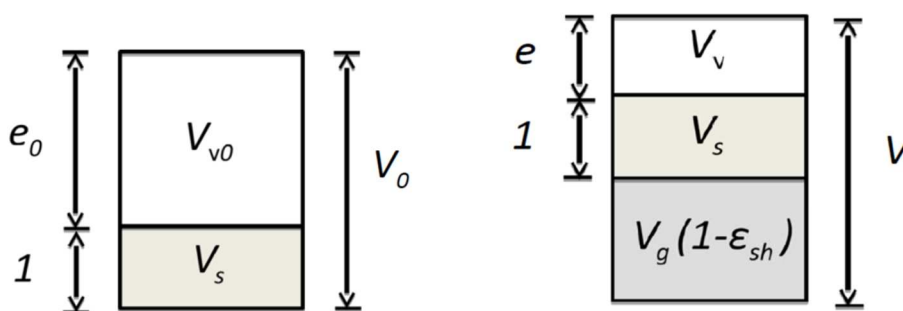
V_{sh} - Diminuição de volume de *geogrou*t devido à retração.

Os parâmetros $\lambda_c = V_c/V_g$ e $\varepsilon_{sh} = V_{sh}/V_g$ quantificam as deformações por adensamento e retração, respectivamente.

2.3.2.3 Variação do índice de vazios

A variação do índice de vazios atribuído à expansão da cavidade do *geogrou*t deduz-se através de considerações da mecânica dos solos. A figura 18 mostra de maneira esquemática um elemento de solo antes e após da aplicação do CPR *grouting*, onde identificam-se as seguintes variáveis.

FIGURA 18 - VOLUME ELEMENTAR DE SOLO A) SOLO NATURAL, B) SOLO APÓS CPR *GROUTING*



FONTE: CIRONE (2016).

Em que:

V_0 - Volume na condição natural;

V_{v0} - Volume inicial (natural) dos vazios;

V_s - Volume dos sólidos;

V - Volume final do solo tratado;

V_v - Volume de vazios final do solo tratado;

e_0 - Índice de vazios inicial;

e - Índice de vazios do solo tratado.

O processo de expansão de cavidades, com a formação dos bulbos de compressão, induz enormes deformações no solo e, como resultado, há uma variação de volume no elemento. (CIRONE, 2016).

Utilizando a definição de eficiência de compensação, o volume final pode expressar-se como $V = V_0 + \eta \cdot V_g$, onde η definiu-se na equação 2. Assumindo que os

sólidos são incompressíveis, o volume final pode expressar-se como $V = V_s + V_v + V_g \cdot (1 - \varepsilon_{sh})$. Logo, a variação de volume representa-se na equação 3:

$$\Delta V = V - V_0 = (V_v - V_{v0}) + V_g \cdot (1 - \varepsilon_{sh}) \quad (3)$$

Dividindo ambos os lados da Equação 3 por $V_0 = V_s \cdot (1 + e_0)$ e considerando $\Delta V / V_0 = \eta \cdot R_s$, a equação 3 pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \eta \cdot R_s = \frac{(e - e_0)}{1 + e_0} + R_s \cdot (1 - \varepsilon_{sh}) \quad (4)$$

Adicionando +1 em ambos os lados da equação 4 e combinando com a equação 2 obtém-se a seguinte expressão:

$$e = (1 - \lambda_c \cdot R_s) \cdot (1 + e_0) - 1 \quad (5)$$

Introduzindo a hipótese de que não haja deformação de volume permanente no elemento de solo, com $\eta = 0$, e que não ocorra retração no *geogROUT*, $\varepsilon_{sh} = 0$, λ_c é igual a 1, assim a equação 5 pode ser simplificar-se na seguinte forma:

$$e = (1 - R_s) \cdot (1 + e_0) - 1 \quad (6)$$

Esta expressão permite estimar, de maneira simplificada, o índice de vazios final, após o processo de compressão do solo e a consequente dissipação do excesso de poro-pressão. (CIRONE, 2016).

2.3.2.4 Incremento da resistência não-drenada

Segundo Wood (1990), o aumento da resistência não-drenada é consequência direta da diminuição do índice de vazios e pode estimar-se pela teoria do estado crítico. Segundo Au *et al.* (2007), a razão do incremento da resistência não-drenada média (S_u / S_{u0}) pode expressar-se pela equação 7.

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \exp\left(\frac{e_0 - e}{\lambda}\right) \quad (7)$$

Onde:

λ - Inclinação da reta de compressão virgem ($c_c/\ln 10 = c_c/2,3$).

A equação 5 também expressa-se de outra maneira $e_0 - e = \lambda_c.R_s.(1 + e_0)$ e substituindo-se na equação 7 obtém-se:

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \exp\left(2,3.\lambda_c.R_s \frac{1 + e_0}{c_c}\right) \quad (8)$$

Esta expressão permite estimar o incremento da resistência não-drenada após o tratamento com a técnica do CPR *grouting*.

2.3.3 Estudos anteriores

Nogueira (2010) apresentou os resultados dos ensaios em área de aplicação do CPR *grouting* no Rodoanel trecho Sul, em São Paulo, junto à represa Billings, e próximo à interligação com a rodovia dos Imigrantes. A análise de resistência foi feita com base nos resultados de ensaios com penetrômetro dinâmico leve (DPL) e sondagem à percussão (SPT). A avaliação dos resultados de DPL neste local indicou um aumento de 150% da resistência não-drenada na camada tratada, enquanto que os resultados de SPT acarretaram em um aumento de 155% da resistência não-drenada. Nogueira (2010) concluiu por meio da análise conjunta dos dois tipos de ensaio, ter ocorrido um ganho global de resistência não-drenada de 150%. A análise de recalques indicou que o CPR *grouting* reduziu em média 40% a magnitude dos recalques esperados na área tratada.

Mello (2013) relata que a técnica do CPR *grouting* que se aplicou no tratamento de espessas camadas de argila mole no Parque do Cantagalo, junto à lagoa Rodrigo de Freitas, em Rio de Janeiro, com a finalidade de estabilizar os recalques que há anos ocorrem naquela região. O estudo permitiu concluir, por meio da análise de instrumentação geotécnica instalada na área tratada, que o recalque máximo previsto devido à execução do CPR *grouting* é de 43 cm e o tempo máximo de estabilização de cerca de 2.100 dias.

Riccio, Baroni e Almeida (2013) descrevem o melhoramento com a técnica do CPR *grouting* na fundação do parque olímpico da Cidade do Rock, na região localizada no Bairro Barra da Tijuca zona oeste do Rio de Janeiro, com área de 250.000 m², onde realizam-se grandes eventos, como Rock *in* Rio e Olimpíadas 2016. No estudo foram realizados ensaios pressiométricos antes e após o tratamento, e os resultados mostraram que houve um ganho na resistência não-drenada médio de 180%.

Ottolini (2015) analisou instrumentação do solo tratado com a técnica do CPR *grouting* na avenida Miguel Antônio Fernandes, no Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro. Os deslocamentos verticais médios medidos no aterro com a técnica do CPR *grouting* foram 15,1 cm enquanto a estimativa de recalque sem tratamento foi de 51 cm.

2.4 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

As investigações geotécnicas iniciam-se com reconhecimento inicial dos depósitos de solos moles por meio de mapas geológicos, e banco de dados de investigações em áreas próximas. As fases seguintes consistem em investigações preliminares e complementares.

2.4.1 Investigações preliminares

As investigações preliminares consistem essencialmente na realização de sondagens à percussão, normatizadas pela NBR 6484 (1980), visando a definição dos tipos de solos, das espessuras das camadas e dos perfis geológico-geotécnico. A principal informação na investigação preliminar é a definição da espessura das camadas de argila mole. Ainda nesta fase é comum a determinação da umidade natural e dos limites de Atterberg das amostras retiradas no amostrador do SPT, já que a medida de umidade tem baixo custo e permite a correlação com parâmetros do solo.

2.4.2 Investigações complementares

Após a identificação das camadas através das investigações preliminares, são executadas as investigações complementares para obtenção de parâmetros geotécnicos por meio de ensaios de campo e de laboratório. São usualmente realizados ensaios de palheta, de piezocone e dilatômetro de Marchetti.

O quadro 1 apresenta os principais parâmetros geotécnicos obtidos através de ensaios de laboratório e ensaios de campo.

QUADRO 1 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO, PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS E RECOMENDAÇÕES

Tipo	Ensaio	Objetivo	Principais parâmetros obtidos	Outros parâmetros	Observações e recomendações
Laboratório	Caracterização completa	Caracterização geral do solo; interpretação dos demais ensaios	W_n , LL, LP, G_s , curva granulométrica	Estimativa de compressibilidade	Recomenda-se a determinação do teor de matéria orgânica em solos muito orgânicos e turfa
	Adensamento	Cálculo de recalque e de recalques x tempo	c_c , c_s , σ_{vm} , c_v , e_0	E_{oed} e c_α	Essencial para cálculo de magnitude e velocidade de recalques pode ser substituído pelo ensaio contínuo CRS
	Triaxial UU	Cálculo de estabilidade (S_u é afetado pelo amolgamento)	S_u		É mais afetado pelo amolgamento do que o ensaio CU
	Triaxial CU	Cálculo de estabilidade; parâmetros para cálculo de deformabilidade	S_u , c' , ϕ'	E_u	Recomenda-se o ensaio de adensamento anisotrópico
Campo	Palheta	Cálculos de estabilidade	S_u , S_t	OCR	Essencial para determinação da resistência não-drenada da argila
	Piezocone (CPTU)	Estratigrafia; recalques x tempo (a partir do ensaio de dissipação)	Estimativa do perfil de S_u , c_h , c_v	Perfil de OCR, K_0 , E_{oed} , S_t	Ensaio recomendado pela baixa relação custo/benefício favorável
	Tbar	Resistência não-drenada	Estimativa do perfil de S_u		Não requer correção de poro-pressão; mais comumente usado em <i>offshore</i>
	Dilatômetro (DMT)	Ensaio complementar, em geral	S_u , OCR, K_0	c_h , E_{oed}	Menos comum em argilas muito moles
	Pressiômetro (PMT)	Ensaio complementar, em geral	S_u , G_0	c_h	Menos comum em argilas muito moles

FONTE: Adaptado de ALMEIDA; MARQUES, 2010.

2.5 AMOSTRAGEM EM SOLOS MOLES

A amostragem de solo mole envolve um número variado de operações que podem alterar o estado de tensões do solo e induzem o amolgamento do solo.

A confiabilidade dos resultados dos ensaios de laboratório em solos moles é dependente da integridade das amostras indeformadas e da extrusão do solo do amostrador. Os resultados dos ensaios de adensamento são muito dependentes da qualidade da amostra. Assim, para avaliação da qualidade das amostras, Lunne *et al.* (1997), Sandroni (2006) e Coutinho (2007) propuseram critérios baseados na relação $\Delta e/e_o$, em que o Δe é a variação do índice de vazios obtido nos ensaios de adensamento referente ao início do ensaio, até atingir e_{vo} correspondente à tensão efetiva *in situ* (σ'_{vo}). O quadro 2 apresenta os critérios para classificação da qualidade das amostras.

QUADRO 2 - CRITÉRIO PARA CLASSIFICAÇÃO DA QUALIDADE DA AMOSTRA A PARTIR DE $\Delta e/e_o$

Autor	OCR	Qualidade da amostra			
		Excelente-Muito boa	Boa-Regular	Ruim	Muito Ruim
Lunne <i>et al</i> (1997)	1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
	2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,1	>0,10
Sandroni (2006)	<2	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,1	>0,10
Coutinho (2007)	1-2,5	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14

FONTE: ALMEIDA; MARQUES (2010).

O amolgamento de uma amostra diminui a permeabilidade e, consequentemente, o coeficiente de adensamento vertical, o que pode causar uma avaliação equivocada da evolução dos recalques com o tempo, ou seja, os prazos previstos para estabilização, com base em amostras amolgadas, podem ser maiores (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Também uma amostra de má qualidade apresentará menor tensão de pré-adensamento.

2.6 TEORIA DO PLANO DE RUPTURA CÔNICO

A teoria do plano de ruptura cônico fornece um modelo analítico que descreve a pressão de expansão na condição de ruptura, onde a formação do bulbo é modelado segundo uma expansão de cavidade esférica em um meio isotrópico contínuo elasto-plástico e o solo no entorno da cavidade se comporta elasticamente, até o início do escoamento, quando então é governado pelo critério de Mohr-Coulomb.

Assume-se que a pressão para a formação do bulbo de compressão do solo é uniformemente distribuída, e ao aumentar o raio do bulbo, o solo sofre um incremento de pressão. Assim, a pressão máxima limite para um determinado raio pode ser determinado com base nos estudos de Graf (1969 e 1992), na qual a força exercida pelo bulbo que se expande é igualada com o peso do cone do solo mais a resistência tangencial na superfície do cone. A figura 19 ilustra o esquema gráfico da teoria do plano de ruptura cônico e na equação 9 apresenta-se a expressão de Wong (1974) para a formulação desta teoria.

$$P = \gamma \cdot h \frac{(h/R) + 3(h/R) \cdot \tan \theta + 3 \cdot \tan^2 \theta}{3 \cdot \tan^2 \theta} \cdot \left[1 + \frac{2(1 - \sin \phi) \cdot \cos(180 - (\theta + \phi))}{\cos \phi \cdot \cos \theta} \right] \quad (9)$$

Onde:

P - Pressão de injeção;

R - Raio do bulbo esférico (bulbo de injeção);

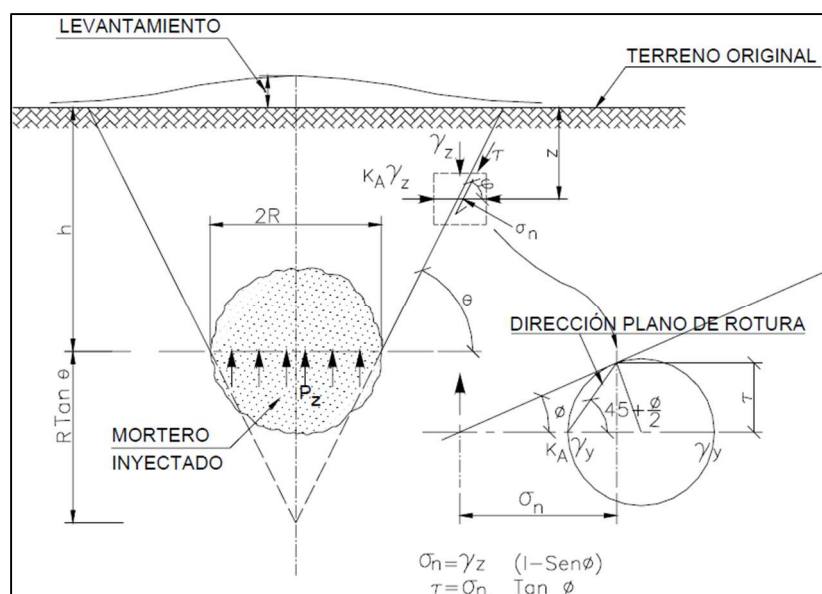
ϕ - Ângulo de atrito interno do solo;

γ - Peso específico do solo;

h - profundidade de injeção;

θ - ângulo do plano de ruptura com a horizontal.

FIGURA 19 - PLANO DE RUPTURA CÔNICO ACIMA DO BULBO DE ARGAMASSA



FONTE: HENRIQUES (2007).

2.7 ADENSAMENTO

O adensamento do solo é o fenômeno pelo qual os recalques ocorrem com expulsão da água dos vazios do solo. (PINTO 2006). Quando uma camada de solo saturado é submetida a um aumento de tensão, a poro-pressão aumenta repentinamente. Em solos arenosos que são muito permeáveis, a drenagem causada pelo aumento na poro-pressão ocorre imediatamente. A drenagem da água dos poros é acompanhada por uma redução no volume da massa de solo, o que resulta em recalque. Por causa da drenagem rápida da água dos poros em solos arenosos, o recalque elástico e o adensamento ocorrem simultaneamente. No momento em que uma camada de argila compressível saturada é submetida a um aumento de tensão, o recalque elástico ocorre imediatamente. Como a condutividade hidráulica da argila é significativamente menor do que a areia, o excesso de poro-pressão gerado pelo carregamento gradualmente se dissipa, durante um longo período. Assim, a mudança de volume associada (ou seja, o adensamento) na argila pode continuar por um longo tempo após o recalque elástico. (DAS, 2007).

A maneira como ocorre esta transferência de poro-pressão para a estrutura sólida do solo, com a consequente redução de volume, constitui a teoria de adensamento, desenvolvida por Terzaghi.

2.7.1 Teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi

A teoria do adensamento unidimensional foi desenvolvida por Terzaghi a fim de estudar o processo de adensamento dos solos e a transferência gradual de esforços da água (poro-pressão) para o sólido. Esta teoria clássica se baseia nas seguintes hipóteses:

- O solo é totalmente saturado;
- A compressão é unidimensional;
- O fluxo de água é unidimensional;
- O solo é homogêneo;
- As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- O fluxo é governado pela Lei de Darcy;

- As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

O objetivo da teoria é determinar, para qualquer instante e em qualquer posição da camada que está adensando, o grau de adensamento, ou seja, as deformações, os índices de vazios, as tensões efetivas e as pressões neutras correspondentes. (PINTO, 2006).

A velocidade do processo de transferência de tensões entre a água (poro-pressão) e o arcabouço sólido (tensão efetiva) é diretamente afetada pelo valor do coeficiente de adensamento vertical c_v , como se mostra na equação diferencial do adensamento (equação 10).

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (10)$$

Esta equação diferencial indica a variação da pressão, ao longo da profundidade, através do tempo.

2.7.2 Adensamento com drenagem radial

A utilização dos drenos verticais promove a aceleração dos recalques ao diminuir o caminho de drenagem dentro da massa de solo compressível para cerca da metade da distância horizontal entre drenos. (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Os drenos verticais de areia foram utilizados pela primeira vez em 1920, na Califórnia nos Estados Unidos, e nos anos 1970 começaram a serem usados os drenos pré-fabricados (geodrenos), que consistem em um núcleo de PVC com um filtro de geotêxtil ao redor.

Com a instalação dos drenos verticais, a direção do fluxo de água no interior da massa de solo passa de predominantemente vertical para predominantemente horizontal. A água coletada pelos elementos verticais é encaminhada para superfície, através de colchão drenante para facilitar a saída da água.

Os aspectos teóricos e práticos relacionados à utilização de drenos verticais são abordados por Magman (1983) e Holt *et al.* (1991). A equação 11 representa a drenagem radial transformada em coordenadas cilíndricas, onde r é a distancia radial medida do centro de drenagem até o ponto considerado.

$$\partial u \frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (11)$$

Barron (1948) resolveu a equação 11, para um cilindro e solo com dreno vertical, assim obtém-se o grau de adensamento médio da camada U_h .

$$U_h = 1 - e^{-[8 \cdot T_h / F(n)]} \quad (12)$$

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad (13)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3 \cdot n^2 - 1}{4 \cdot n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (14)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (15)$$

Sendo:

d_e - Diâmetro de influência de um dreno (1,13.l para distribuição de malha quadrada e 1,05.l para distribuição de malha triangular);

l - Espaçamento entre geodrenos;

d_w - Diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular;

T_h - Fator tempo para drenagem horizontal;

$F(n)$ - Função da densidade de drenos.

O diâmetro equivalente do geodreno é dado pela equação 16:

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (16)$$

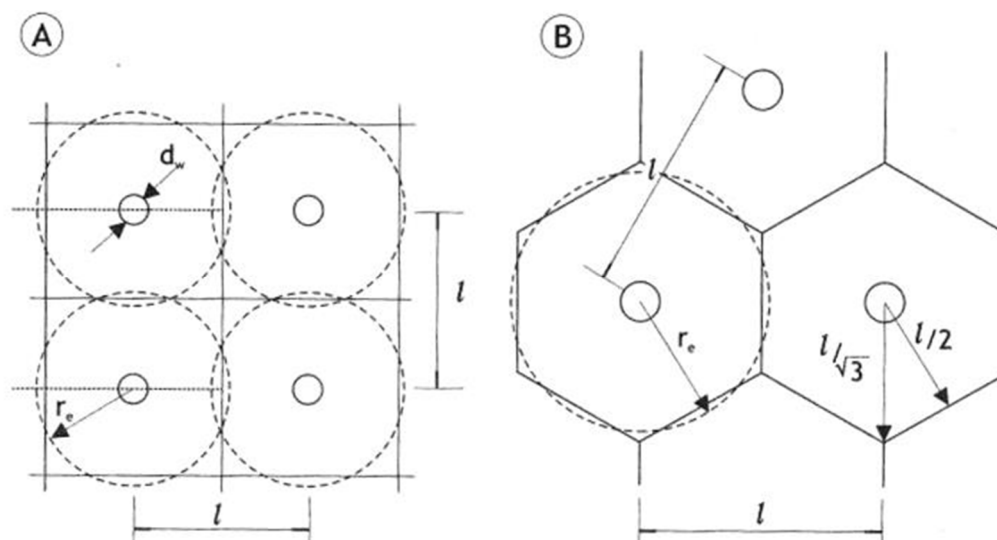
onde,

a - Largura do geodreno;

b - Espessura do geodreno.

A figura 20 ilustra a disposição da malha de geodrenos.

FIGURA 20 - DISPOSIÇÃO DE DRENOS VERTICAIS: (A) MALHA QUADRADA; (B) MALHA TRIANGULAR



FONTE: ALMEIDA; MARQUES (2010).

Almeida e Marques (2010) descrevem alguns fatores importantes que devem considerar-se no dimensionamento do sistema de drenos, como;

- Influência do amolgamento que ocorre durante a cravação para instalação do geodrenos. O amolgamento faz com que o solo imediatamente em contato com o dreno, tenha sua permeabilidade diminuída. Este fato faz com que a eficiência do sistema de drenagem seja prejudicada. Este efeito do amolgamento é considerado acrescentando um fator F_s à função de densidade de drenos $F(n)$. O fator F_s está em função da permeabilidade horizontal da zona intacta, do diâmetro da área afetada pelo amolgamento e das dimensões do mandril de cravação.
- Verificação da resistência de descarga do geodreno, para isso é necessário acrescer o valor de $F(n)$ por um valor que está em função da profundidade de instalação do geodreno, da condutividade hidráulica horizontal e da capacidade de descarga do geodreno. No entanto segundo Hanso (2004), a maioria dos geodrenos disponíveis no mercado tem capacidade de descarga suficiente, de forma a tornar essa questão desprezível em projeto.

2.8 ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO

O ensaio de adensamento oedométrico, também conhecido como ensaio de compressão confinada ou ensaio de adensamento, é o mais antigo e mais conhecido para a determinação de parâmetros de compressibilidade do solo. O ensaio consiste na compressão de uma amostra de solo, compactada ou indeformada, pela aplicação de valores crescentes de tensão vertical e sob a condição de deformação radial nula.

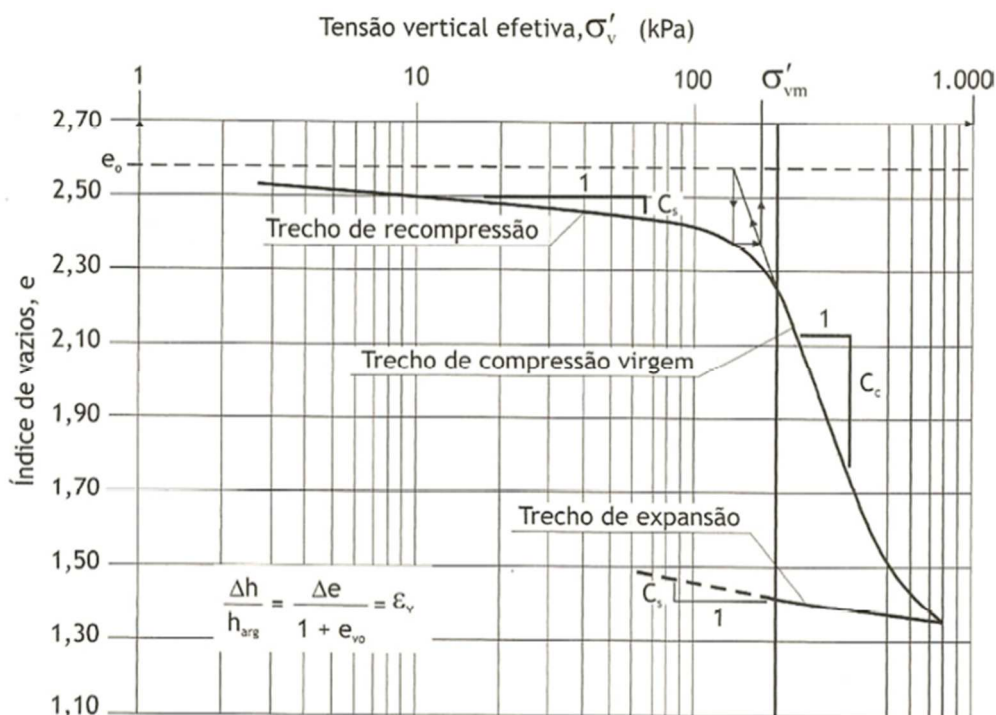
O ensaio requer que um elemento de solo, mantido lateralmente confinado, seja axialmente carregado em incrementos, com pressão mantida constante em cada incremento, até que todo excesso de pressão na água dos poros tenha sido dissipado. Durante o processo de compressão, medidas de variação de altura da amostra são feitas, e estes dados são usados no cálculo dos parâmetros que descrevem a relação entre a pressão efetiva e o índice de vazios, e a evolução das deformações em função do tempo. (NBR 12007, 1990).

A tensão vertical máxima a ser aplicada deve ser escolhida em função da história de tensões do solo e da altura de aterro a ser aplicada. No caso de argilas muito moles, pode-se iniciar com tensões verticais baixas, por exemplo, de 1,5 kPa ou 3 kPa, dobrando-se a carga em sequência até atingir a tensão vertical necessária, que mesmo para aterros baixos deve ser da ordem de 400 kPa, no mínimo. Esse nível de tensões permite a melhor definição da curva virgem e também avaliar a qualidade da amostra, pois amostras de argilas moles de boa qualidade têm trecho virgem com clara curvatura no gráfico σ'_{v0} versus e . (ALMEIDA; MARQUES 2010).

O resultado do ensaio de adensamento é o gráfico da curva de índice de vazios em função do logaritmo das pressões aplicadas, como ilustrado na figura 21. O primeiro trecho da curva apresenta um comportamento aproximadamente elástico e pode ser ajustado por uma reta. A inclinação desta primeira reta fornece o índice de recompressão (c_r) do solo.

Na figura 21 percebe-se que a partir de determinada tensão há uma intensificação das deformações, este trecho também pode ser definido por uma reta denominada reta virgem, neste estágio as deformações não são mais recuperáveis, a inclinação da reta virgem fornece o índice de compressão (c_c). Se houver o descarregamento do solo, surge outro trecho cuja inclinação fornece o índice de expansão (c_s).

FIGURA 21 - RESULTADO ENSAIO DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA



FONTE: ALMEIDA; MARQUES (2010).

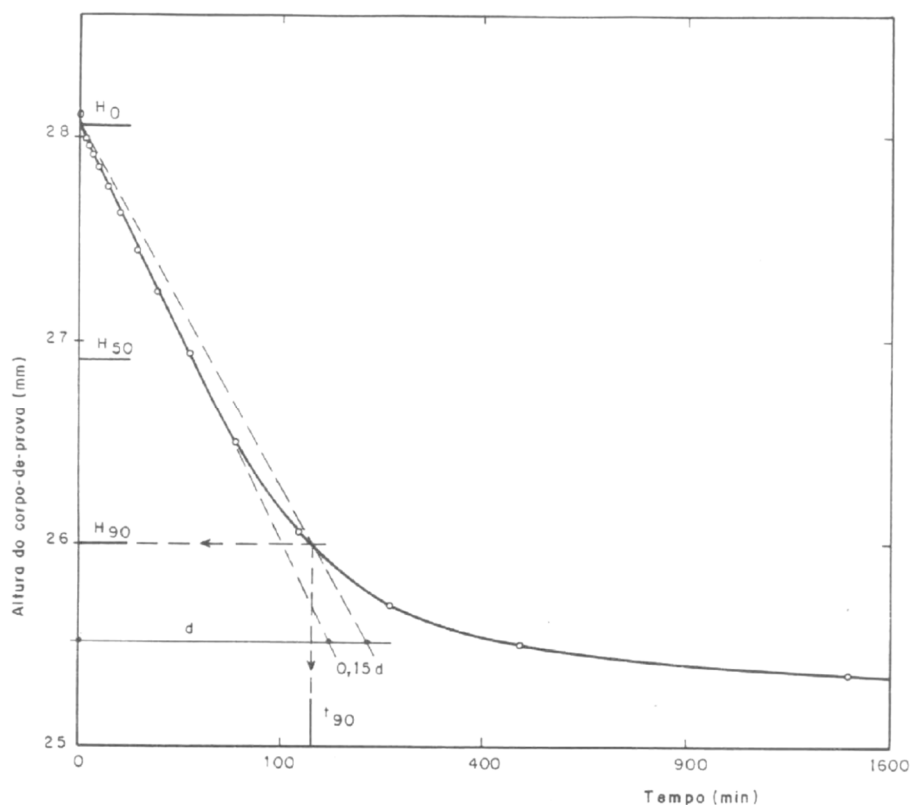
2.8.1 Obtenção do coeficiente de adensamento

O valor do coeficiente de adensamento vertical c_v pode ser determinado a partir do ensaio de adensamento. Em cada estágio do carregamento traça-se a curva leitura do extensômetro pelo logaritmo do tempo ou pela raiz quadrada do tempo, onde é possível calcular o valor de c_v de maneira gráfica, pelo método de Taylor (raiz de t) e de Casagrande ($\log t$), ambas as maneiras de determinar o coeficiente encontram-se descritas na NBR 12007 (1990). A seguir somente será apresentada a metodologia de obtenção do coeficiente de adensamento de Taylor, já que foi a metodologia utilizada nesta dissertação.

2.8.1.1 Método de Taylor

Este método baseia-se na curva da altura do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo e carregamento, esta representação realça o trecho inicial da curva que, por ser parabólico, apresenta-se como uma reta quando os dados do ensaio são colocados em função da raiz quadrada do tempo, como mostrado na figura 22. Pinto (2006) descreve este método da seguinte maneira:

FIGURA 22 - DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO VERTICAL PELO MÉTODO DE TAYLOR



Fonte: NBR 12007 (1990).

- A interseção da linha reta com o eixo das ordenadas indica a altura do corpo de prova antes do adensamento. A diferença entre este ponto e a altura do corpo de prova antes do carregamento indica a compressão inicial;
- Do início do adensamento primário, traça-se uma reta com abscissas iguais a 1,15 vezes as abscissas correspondentes da reta inicial;
- A interseção desta reta com a curva do ensaio indica o ponto em que teriam ocorrido 90% dos recalques. Tal afirmativa é decorrente da equação parabólica da parte inicial da curva de adensamento para $U = 0,9$, $T = 0,64$, cuja raiz quadrada é 0,80. Pela solução da teoria do adensamento, para $U = 0,9$, $T = 0,848$, cuja raiz quadrada é 0,92, ou seja, 15% maior do que 0,80;
- Definido o ponto correspondente a 90% de recalque, o tempo, t_{90} , é determinado, e o coeficiente de adensamento pode, então, ser calculado pela equação 17.

$$c_v = \frac{0,848 \cdot H_d^2}{t_{90}} \quad (17)$$

Onde:

t_{90} - Tempo em que ocorreu 90% de recalque;

H_d - Metade da altura média do corpo de prova.

O coeficiente de adensamento varia para os diversos incrementos de carga. Seu cálculo é feito para cada estágio de carregamento.

2.8.2 Razão de pré-adensamento

A razão de pré-adensamento de um solo é definida como a relação entre a máxima tensão vertical já experimentada pelo solo e a tensão vertical efetiva atual de campo, ou seja, é a razão entre a tensão de pré-adensamento do solo (obtida em laboratório) e a tensão vertical que atua hoje no solo, conforme ilustrado na equação 18:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (18)$$

em que,

OCR - Razão de pré-adensamento (*overconsolidation ratio*);

σ'_{vm} - Máxima tensão vertical já experimentada pelo solo;

σ'_{v0} - Tensão efetiva vertical.

Quando tensão de pré-adensamento é igual à tensão efetiva existente no solo ($OCR = 1$), indica que este solo nunca esteve submetido anteriormente a maiores tensões, e diz-se que este solo é normalmente adensado.

Quando a tensão de pré-adensamento é maior do que a tensão efetiva existente no solo ($OCR > 1$), indica que o solo esteve no passado sujeito a tensões maiores do que as atuais. Segundo Pinto (2006), eventualmente teria havido uma camada de solo sobreposta à atual que teria sido removida por erosão. Neste caso, diz-se que este solo é pré-adensado.

Pode ocorrer, esporadicamente, que a tensão de pré-adensamento determinada no ensaio seja inferior à tensão efetiva que se julgaria existir sobre a amostra, com base nos dados do perfil do subsolo. Isto ocorre quando o solo se encontra em processo de adensamento devido a carregamentos recentes. (PINTO, 2006).

2.8.2.1 Determinação da tensão de pré-adensamento

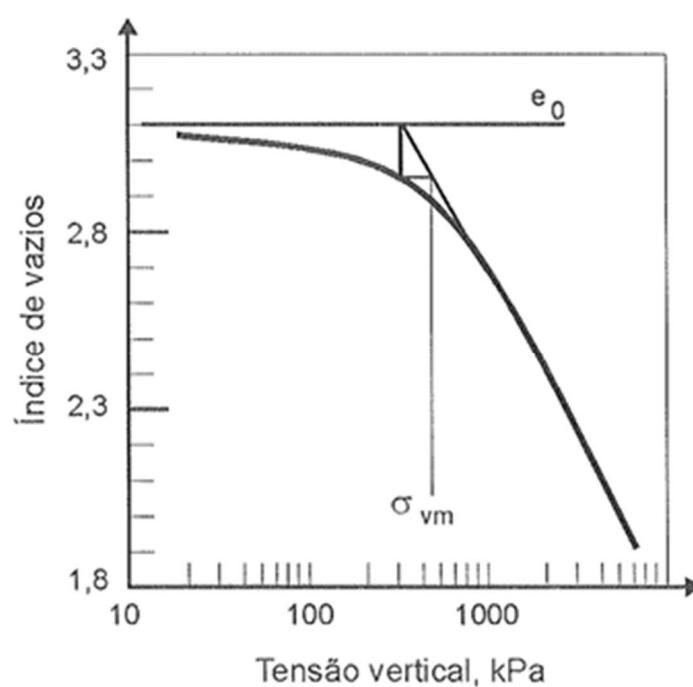
A tensão de pré-adensamento não pode ser determinada com precisão, entretanto existem vários métodos empíricos que permitem estimar o valor mais

provável. Os métodos mais empregados no Brasil são o do professor Casagrande e o do Engenheiro Pacheco Silva, a explicação de ambos os métodos pode ser encontrada na NBR 12007 (1990).

No desenvolvimento do estudo foi utilizado o método de Pacheco Silva, a gráfica do método está ilustrada na figura 23, e o procedimento pode ser simplificado da maneira seguinte:

- Prolonga-se a reta virgem até o encontro com uma horizontal traçada do índice de vazios inicial;
- Do ponto de interseção baixa-se uma vertical até a curva;
- Deste último ponto traça-se uma horizontal até o prolongamento da reta virgem, este ponto é a tensão de pré-adensamento σ'_{vm} .

FIGURA 23 - DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO PELO MÉTODO DO ENGENHEIRO PACHECO SILVA



FONTE: PINTO (2006).

2.9 RECALQUES

Os recalques são usualmente divididos em três tipos; recalques imediatos, recalque por adensamento primário e recalques por compressão secundária. Neste sentido Almeida e Marques (2010) descreveram cada um deles.

2.9.1 Recalque imediato

Recalque imediato ou recalque elástico ou recalque inicial, possui suas formulações fundamentadas na teoria da elasticidade, para a determinação das deformações. Ele ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento, através da deformação elástica dos solos, sem alteração no teor de umidade, ou seja, não há saída de água (recalque não-drenado).

Em geral, o recalque imediato é de pequena magnitude, quando comparado ao recalque por adensamento. (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

2.9.2 Recalque por adensamento primário

O recalque por adensamento primário é resultado de uma mudança de volume nos solos coesivos saturados provocados pela saída da água que ocupa os vazios do solo, atribuído a um aumento de tensão.

A magnitude do recalque em solos normalmente adensados ($OCR = 1,0$) é expresso pela equação 19:

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot c_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \quad (19)$$

sendo,

H_0 - Espessura inicial da camada de solo compressível;

e_0 - Índice de vazios inicial;

c_c - Índice de compressão;

σ'_{vf} - Tensão efetiva vertical final;

σ'_{vo} - Tensão efetiva vertical inicial.

A magnitude do recalque em solos pré-adensados e com tensão efetiva vertical final menor à tensão de pré-adensamento é estimado pela equação 20.

Se $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$:

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot c_r \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \quad (20)$$

sendo,

σ'_{vm} - Tensão efetiva de pré-adensamento;

c_r - Índice de recompressão.

A magnitude do recalque em solos pré-adensados e com tensão efetiva vertical final maior à tensão de pré-adensamento é estimado pela equação 21.

Se $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$:

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot \left[c_r \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + c_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] \quad (21)$$

2.9.3 Recalque por compressão secundária

A abordagem tradicional da compressão secundária realizada em Almeida e Marques (2010) considera que esta se manifesta após o adensamento primário, portanto não são atribuídas à dissipação da poro-pressão.

A estimativa da magnitude de compressão secundária é calculada para cada incremento de tensão vertical, e está em função do coeficiente de compressão secundária c_{α} como expressado na equação 22.

$$\rho_s = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot c_{\alpha} \cdot \log \frac{t_f}{t_p} \quad (22)$$

onde,

e_0 - Índice de vazios inicial;

H_0 - Espessura inicial da camada de solo compressível;

c_{α} - Coeficiente de compressão secundária;

t_f - Tempo final (tempo associado à vida útil da obra);

t_p - Tempo relativo ao final do adensamento primário.

Esta abordagem é de fácil utilização; porém, a magnitude dos recalques secundários obtidos com o tempo, por esta metodologia, também é questionável, pois considera que o secundário não tem fim, já que c_{α} é considerado constante, ou seja, o índice de vazios tenderia a valores negativos com o tempo, o que não é fisicamente possível. (ALMEIDA; MARQUES 2010).

2.10 EVOLUÇÃO DOS RECALQUES NO TEMPO

2.10.1 Drenagem unidimensional

O cálculo de recalque, para o caso de drenagem vertical, é realizado segundo a Teoria de Terzaghi, e o cálculo do recalque em um determinado tempo t é realizado multiplicando-se o recalque por adensamento primário Δh pela porcentagem média de adensamento vertical U_v , como mostra-se na equação 23.

$$\Delta h(t) = U_v \cdot \Delta h \quad (23)$$

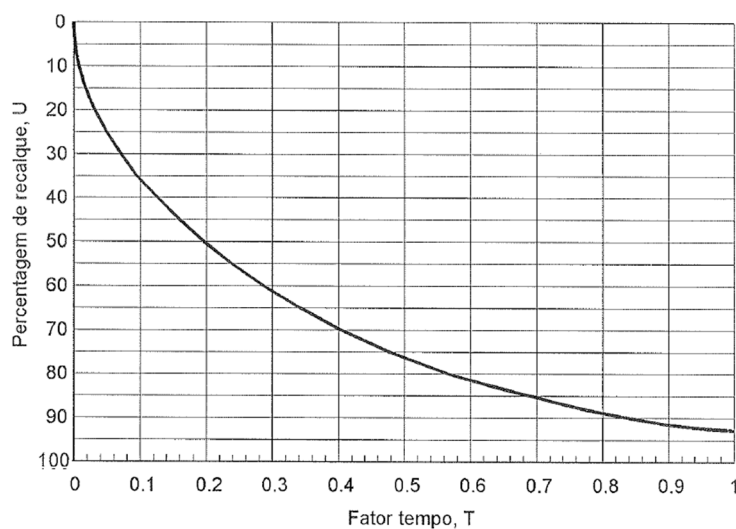
Sendo,

U_v - Porcentagem média de adensamento vertical;

Δh - Adensamento primário.

Onde $U\%$ é função do fator tempo T , conforme mostrado na figura 24.

FIGURA 24 - VARIAÇÃO DO GRAU MEIO DE ADENSAMENTO COM O FATOR DE TEMPO



FONTE: PINTO (2006).

O fator tempo é função do fator de adensamento (c_v) e da distância de drenagem (h_d):

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (24)$$

onde,

c_v - Coeficiente de adensamento vertical;

t - Tempo no qual se quer estimar os recalques;

H_d - Distância de drenagem.

A distância de drenagem H_d é igual à espessura h_{arg} da camada de argila, no caso de drenagem em apenas uma face, e igual $h_{arg}/2$, no caso de camada drenante em ambas faces.

2.11 PREVISÕES DE RECALQUE ATRAVÉS DE DADOS DE MONITORAMENTO

Existem vários métodos para avaliação do desempenho dos recalques de aterros sobre solos moles, conforme apresentados no quadro 3.

QUADRO 3 - MÉTODOS DE CÁLCULO PARA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Método de cálculo	Dados necessários	Parâmetros obtidos
Ellstein (1971)	$s(t)$	s_{α}, c_v
Long e Carey (1978)	$s(t)$	s_{α}, c_h
Tan (1971)	$s(t)$	s_{α}
Asaoka (1978)	$s(t)$	s_{α}, c_v, c_h
Scott (1961)	$s(t)$	c_v, c_h
Escario e Uriel (1961)	$s(t)$ e s_{α}	c_h
Orleach (1983)	Δu	c_v, c_h

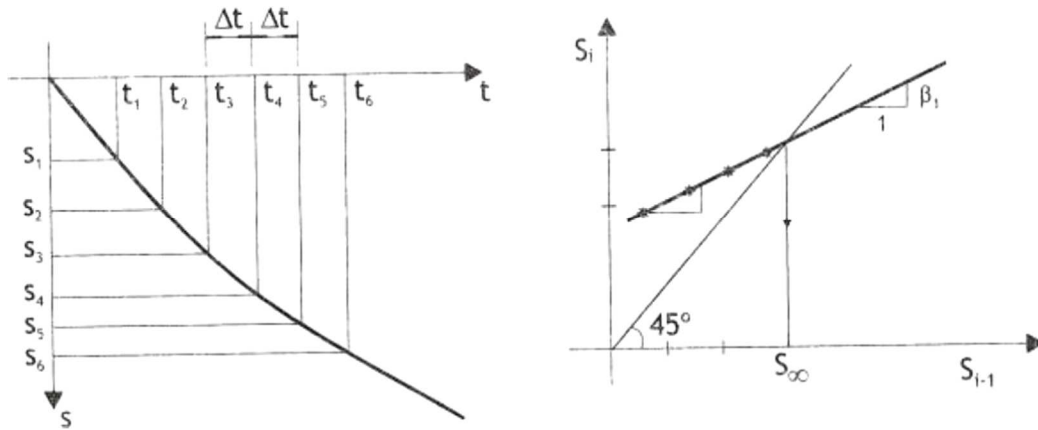
FONTE: ALMEIDA; MARQUES (2010).

O método proposto por Asaoka (1978) trata-se de um método prático e de fácil de aplicação para estimativa de recalques totais e coeficientes de adensamento “*in situ*” através de dados de observações de recalque em campo.

O método está baseado na elaboração de gráficos (ver figura 25) e o procedimento é descrito a seguir:

- 1) Traçar a curva $s \times t$, através dos dados observados;
- 2) Divisão da curva em segmentos igualmente espaçados de Δt , e plotá-los $s_i \times s_{i-1}$;
- 3) Ajustar os pontos do gráfico em uma reta e determinar o coeficiente angular da reta β_1 ;
- 4) Traçar uma reta a 45° entre a ordenada s_i e abcissa s_{i-1} para obtenção do recalque máximo através da interseção das retas para tempo infinito s_{α} ;
- 5) Cálculo de c_v e c_h a partir de equações.

FIGURA 25 - CONSTRUÇÃO GRÁFICA DO MÉTODO DE ASAOKA (1978)



FONTE: ALMEIDA; MARQUES (2010).

Considerando somente a drenagem vertical através da equação 25.

$$c_v = -\frac{5}{12} h_d^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (25)$$

Considerando drenagem puramente radial através da equação 26.

$$c_h = -\frac{f(n)}{8} d_e^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (26)$$

Considerando drenagem combinada, atribuindo-se o valor de c_v para a determinação de c_h através da equação 27.

$$c_h = \frac{-d_e^2 \cdot F(n)}{8} \left(\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} + \frac{\pi^2 \cdot c_v}{4 \cdot h_d^2} \right) \quad (27)$$

Onde:

d_e - Diâmetro de influência de um dreno;

Δt - Intervalo de tempo;

β_1 - Inclinação da reta do gráfico $s_i \times s_{i-1}$;

$F(n)$ - Função da densidade de drenos;

H_d - Distância de drenagem.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO

Neste capítulo são apresentados aspectos referentes à formação geológica-geotécnica do solo na área de estudo. São avaliadas a resistência ao cisalhamento não-drenado e parâmetros de compressibilidade das camadas de argila, baseados em uma vasta campanha de ensaios de campo combinada a ensaios de laboratório, que fizeram parte do estudo que tinha por objetivo propor alternativas construtivas para o tratamento do solo visando estabilizar os recalques. Apresenta-se também uma estimativa do recalque por adensamento primário e a estabilização do recalque com o tempo, baseados nos parâmetros de compressibilidade.

3.1 GEOLOGIA REGIONAL

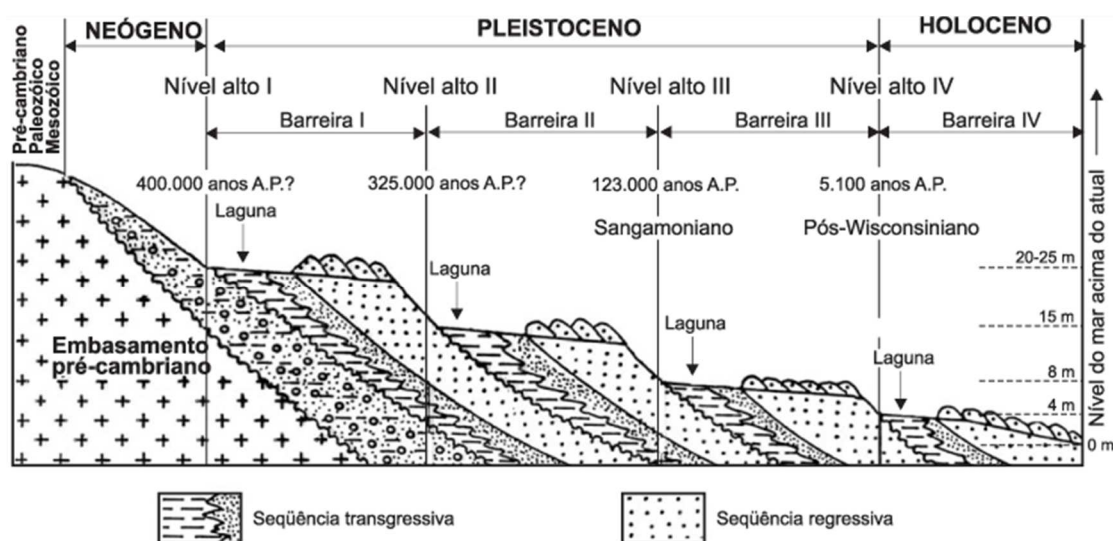
3.1.1 Formação das planícies costeiras Brasileiras

Na borda leste do estado de Santa Catarina, os relevos estão dispostos em meio às planícies litorâneas, junto ao oceano Atlântico, onde ocorrem processos ambientais sedimentares que evidenciam a predominância de processos marinhos e eólicos.

A principal causa de formação das planícies costeiras brasileiras é a glacioeustasia (variações do nível relativo do mar devido aos fenômenos glaciais) de natureza climática. Nos estágios glaciais (fases de expansão das geleiras), verificou-se o descenso do nível relativo do mar. Contrariamente, nos estágios interglaciais (fase de retração das geleiras), constata-se ascensão do nível relativo do mar. Outro fator que influenciou nas alterações do nível relativo do mar pode ter sido os fenômenos de tectonoeustasia, referidos às variações dos níveis do mar por movimentos crustais, mesmo que ocorridos em locais distantes tiveram influência nas variações do nível relativo do mar regionais.

Segundo Suguio (2003), a ingressão do mar em direção ao continente, denominado transgressão e a regressão subsequente, deram origem à formação de uma paisagem de sistemas de ilhas barreira e lagunas durante as épocas de Pleistoceno e Holoceno nas baixadas litorâneas brasileiras, como mostrado na figura 26.

FIGURA 26- QUATRO SISTEMAS DE ILHAS BARREIRA – LAGUNA REGISTRADOS NA PLANÍCIE COSTEIRA DO RIO GRANDE DO SUL



FONTE: WILWOCK *et al.*, 1986 *apud* SUGUIO, 2003.

Segundo Suguio e Martin (1978), os primeiros depósitos mostrados na figura 26 (os mais profundos), denominados argilas transicionais (argilas) ou areais transicionais (Areias), apresentam-se fortemente sobreadensados, devido a eventos erosivos após a última glaciação. Formações recentes, nos últimos 7 mil anos correspondem à formação dos deltas intralagunares ou intraestuarinas, que é quando um rio desemboca nas lagoas, despejando suas águas e sedimentos nestas lagoas, formados por retrabalhamento sedimentar. Estes sedimentos apresentam-se menos sobreadensados com características intermediárias entre os primeiros depósitos e os de recente formação como os mangues, que geralmente apresentam-se normalmente adensados.

3.1.2 Geologia área e estudo

A área de estudo está localizada no município de Navegantes, Santa Catarina, na margem esquerda do rio Itajaí-Açu (ver figura 27). A formação do solo nesta área é de origem fluvial, predomina nas margens sedimentos de meandros influenciados pela dinâmica do rio.

FIGURA 27 - LOCALIZAÇÃO ÁREA DE ESTUDO



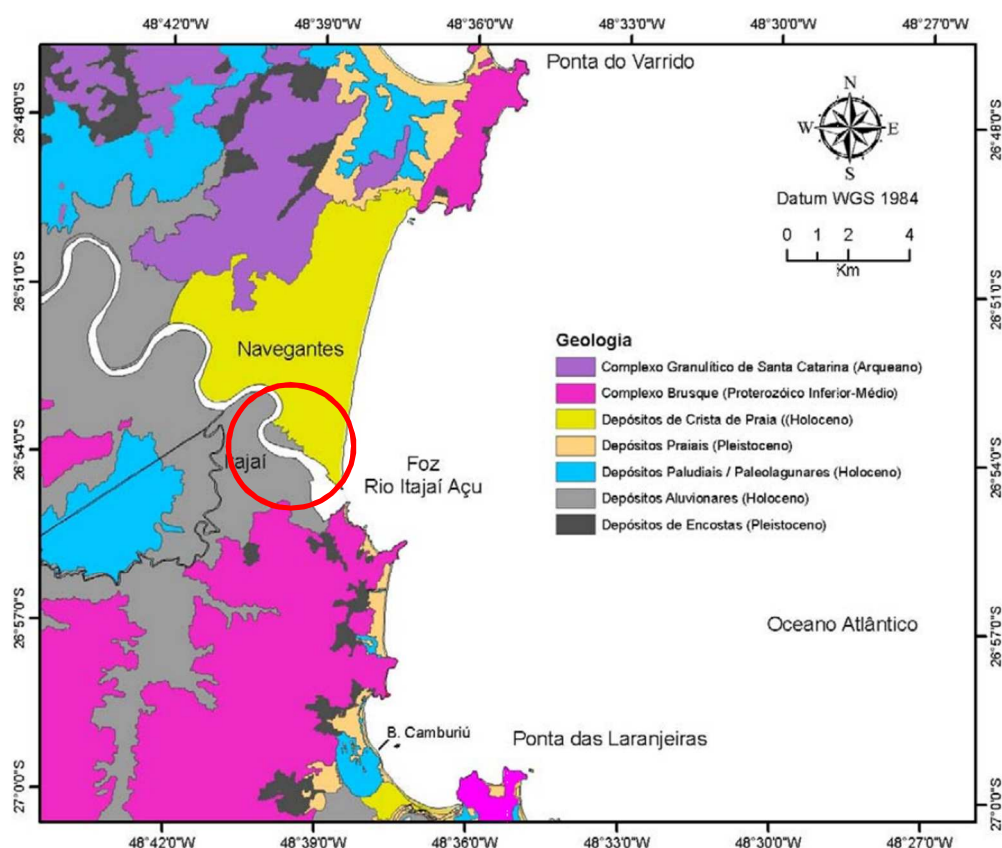
FONTE: Adaptado de GOOGLE EARTH, 2004.

A dinâmica meandrante do rio ocorre devido à sua localização numa planície larga (ver figura 28) e de baixa declividade ($< 3^\circ$), assim, com energia hidráulica baixa o rio “serpenteia” até chegar ao mar, promovendo escavações nas margens côncavas e deposição nas margens convexas, atribuindo à área de estudo uma heterogeneidade horizontal.

A variabilidade hidrológica na bacia de contribuição promove uma heterogeneidade vertical do solo, já que durante as cheias que resultam em inundações do rio, apenas os sedimentos mais finos transbordam para fora da calha principal, onde ocorre a decantação dos sedimentos mais finos (silte e argila) que resultam em argilas com baixa capacidade de suporte (solos moles), podendo haver estratificações e intercalações com areias finas.

Assim, sobre um mesmo local podem ocorrer sedimentos arenosos e cascalheira de fundo de canal, areias de meandros e argilas de planícies de inundação, resultando em uma distribuição complexa e de difícil previsão de ocorrência do ponto de vista geológico-geotécnico.

FIGURA 28 - MAPA GEOLÓGICO DA FOLHA ITAJAÍ



FONTE: CARUSO; ARAÚJO (2001).

3.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

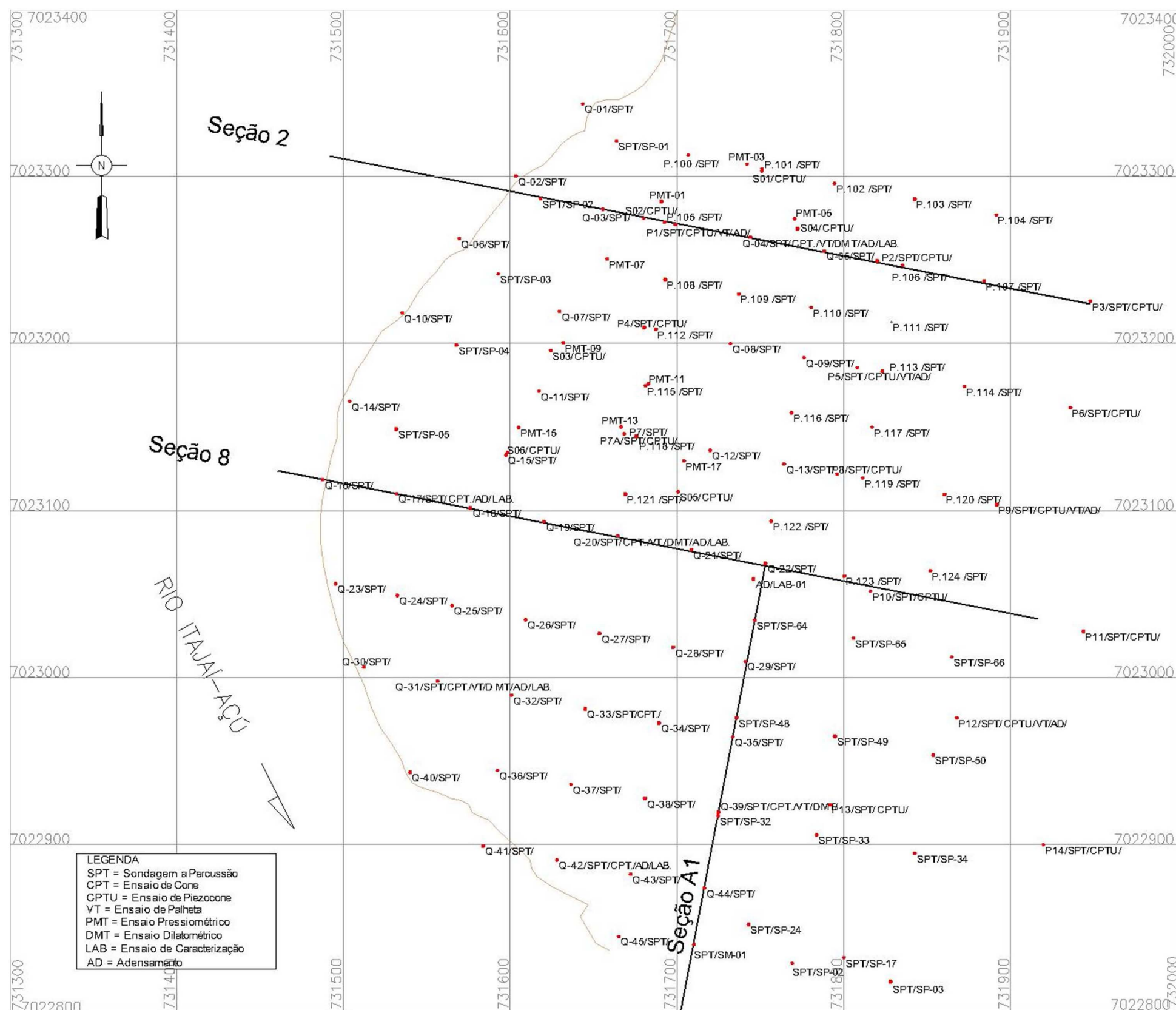
A campanha de investigação para análise geotécnica do local de estudo consistiu em ensaios de campo (SPT, CPT, CPTU, VT, DMT e PMT) e de laboratório (caracterização, adensamento e triaxial-CU). No quadro 4 são mostrados os tipos de ensaios realizados, e a localização das investigações realizadas mostra-se a figura 29.

QUADRO 4 - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E ENSAIOS REALIZADOS

Ensaio	Descrição	Quantidade
Ensaio de Campo	Sondagem à percussão (SPT)	104
	Ensaio de cone (CPT)	7
	Ensaio de piezocone (CPTU)	20
	Dilatométrico (DMT)	4
	Palheta (VT)	8
	Pressiométrico (PMT)	9
Ensaio de Laboratório	Adensamento	37
	Ensaio de caracterização	23
	Triaxial-CU	20

FONTE: A autora (2016).

FIGURA 29 - LOCALIZAÇÃO DE ENSAIOS DA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: A autora (2016).

A seguir são apresentados resultados e análises dos ensaios de campo e de laboratório realizados na área de estudo, assim como a correlação com parâmetros geotécnicos determinados nestes ensaios.

Como visto anteriormente a área de estudo caracteriza-se por apresentar heterogeneidade no perfil geológico-geotécnico, por tanto os parâmetros do solo serão sempre que possíveis apresentados relacionados à profundidade do ensaio realizado.

3.2.1 *Standard penetration test* (SPT)

Standard penetration test (SPT) ou sondagem à percussão é o ensaio de campo mais empregado no Brasil por se tratar de uma ferramenta econômica e rotineira que permite gerar perfis geológico-geotécnicos e nível freático. O ensaio é normalizado através da NBR 6484 (2001) e consiste na cravação do amostrador no fundo da escavação, usando peso de 65 kg, caído de uma altura de 750 mm. O valor de N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer penetrar o amostrador 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm, nos casos em que não ocorre a penetração dos 300 mm os resultados são apresentados sob a forma de frações ordinárias. A NBR 7250 (1982) identifica classificação dos solos em função do N_{SPT} como mostrado no quadro 5.

QUADRO 5 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS SEGUNDO O N_{SPT}

Solo	N_{SPT}	Designação
Areias e Siltes Arenosos	<4	Fofo
	5 a 8	Pouco compacto
	9 a 18	Medianamente Compacto
	19 a 40	Compacto
	>40	Muito Compacto
Argilas e Siltes Argilosos	<2	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Médio
	11 a 19	Rija
	>19	Dura

FONTE: NBR 7250 (1982).

Os ensaios SPT permitiram observar que o nível d'água em todas as sondagens está próximo ao nível do terreno, assim os materiais da área estão saturados. O nível predominante do terreno é a cota 3,50 m, e em alguns locais encontram-se depositados superficialmente material proveniente de construções anteriores. Até uma profundidade de 50 m não foram observadas ocorrências de solo de alteração de rocha, indicando que à área de estudo está sobre sedimentos da planície costeira.

Os ensaios SPT apresentam-se consistentes com os ensaios CPTU, como ilustrado nas figuras 30, 31 e 32 dos perfis geotécnicos, onde ambos ensaios de campo apresentam uma sequência de camadas de argila e areia.

De maneira geral, as sondagens indicam a ocorrência de camada superficial de argila orgânica com presença de silte de consistência muito mole, N_{SPT} médio de 2, com espessura aproximada variando de 1 a 4 metros. Esta primeira camada encontra-se em alguns locais misturada com silte (argila siltosa). Sob esta camada apresenta-se uma camada de silte ou areia com espessura 1 a 3 metros. Inferior a esta camada encontra-se outra camada de argila com espessura aproximada de 2 a 6 metros, com N_{SPT} médio de 4.

Sob a camada de argila observa-se a presença de camadas intercaladas de areias fofas a medianamente compactas e camadas de argila/silte com presença de areia. Esta camada arenosa localizada entre as profundidades aproximadamente -10 m e cota -25 m, em geral apresenta-se perto das margens do rio Itajaí-Açu com estrutura fofa, com N_{SPT} variando de 0 a 4, atribuída possivelmente ao fenômeno hidro-geológico. Nos locais mais afastados da margem esta camada ganha compacidade, encontrando-se medianamente compacta a compacta. Na figura 32 da seção transversal do perfil geológico 8 consegue-se distinguir esta variabilidade de compacidade da areia.

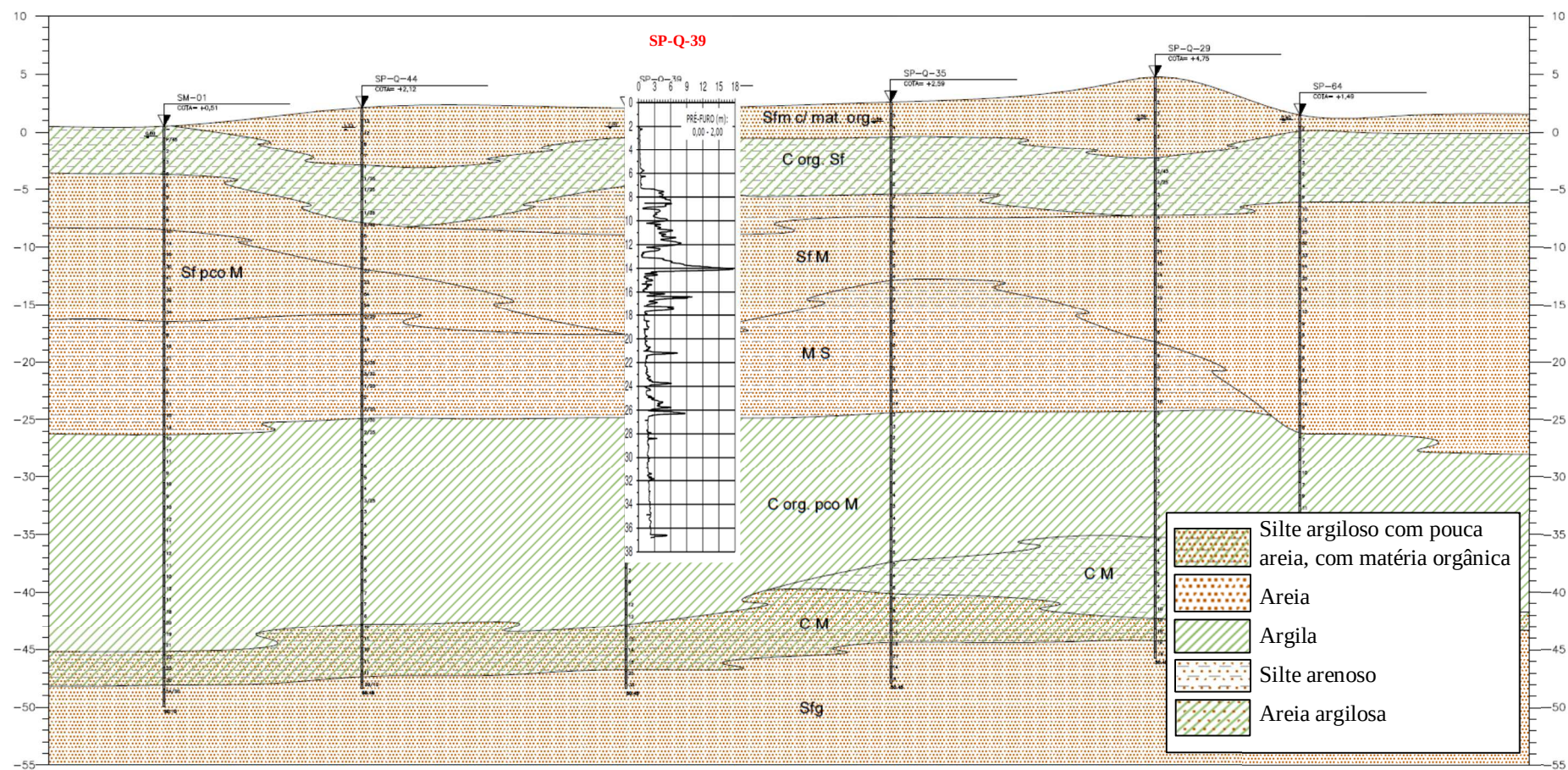
Após a camada de areia ocorre uma camada de argila orgânica siltosa ou arenosa, de consistência mole a consistência rija, com N_{SPT} variando em média de 5 a 15 e espessura aproximada de 5 a 20 metros.

Por fim sob esta camada existe uma camada de areia fina a grossa medianamente compacta a compacta. Estas camadas resistentes ocorrem a partir cota -45,00 m.

Em termos geológicos, os materiais são semelhantes, mas em termos geotécnicos as argilas que ocorrem em profundidade apresentam parâmetros de resistência maiores que os das argilas superficiais, pois suportam atualmente a carga dos sedimentos superiores.

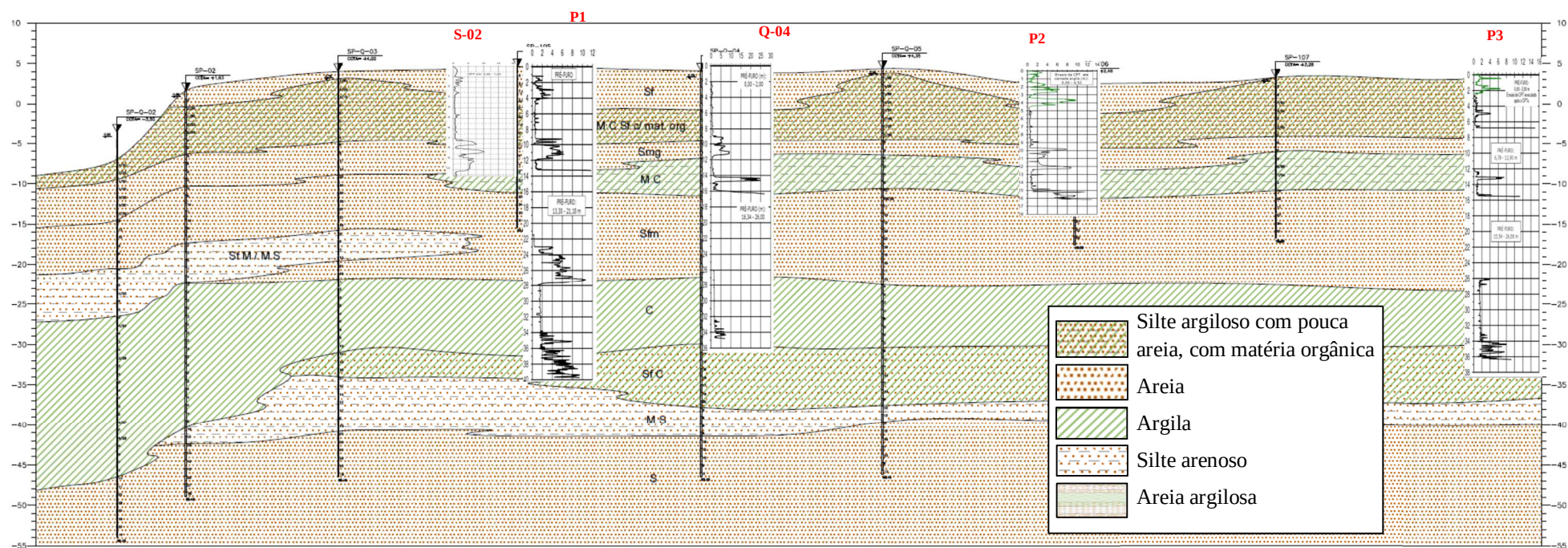
Os perfis geotécnicos das figuras 30, 31 e 32 mostram a alternância de camadas, tanto na vertical como horizontalmente, atribuídos à formação sedimentar influenciada pela dinâmica meandrante do rio.

FIGURA 30 - PERFIL GEOTÉCNICO A-1



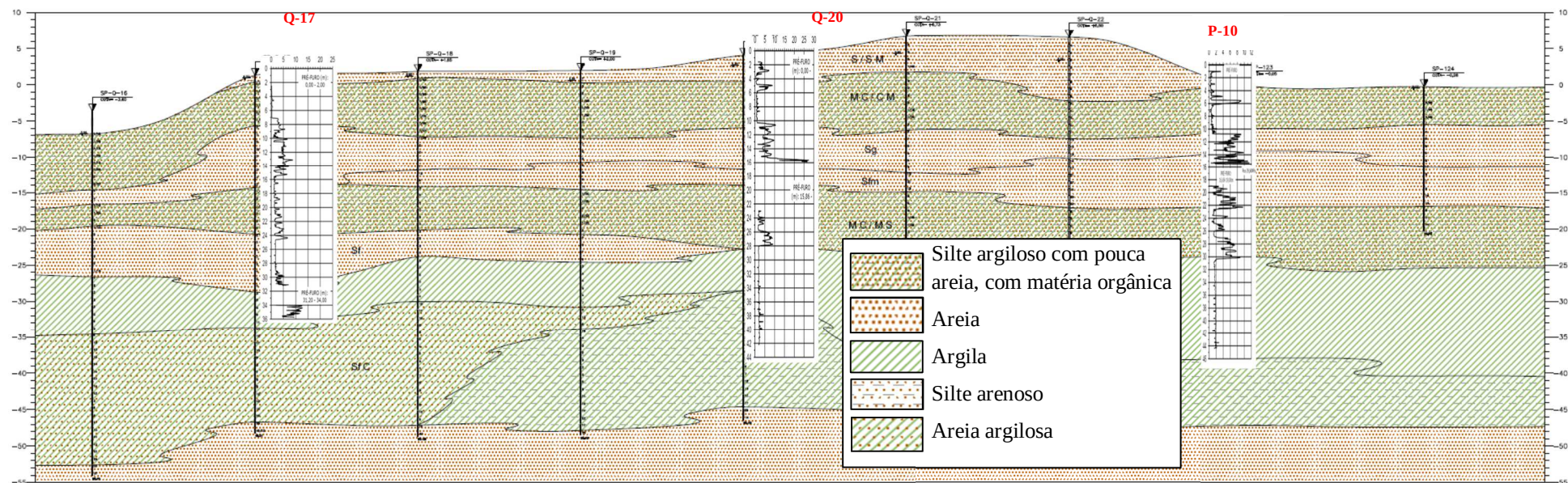
FONTE: Adaptado de PORTONAVE, 2014.

FIGURA 31 - PERFIL GEOTÉCNICO 2



FONTE: Adaptado de PORTONAVE, 2014.

FIGURA 32 - PERFIL GEOTÉCNICO 8

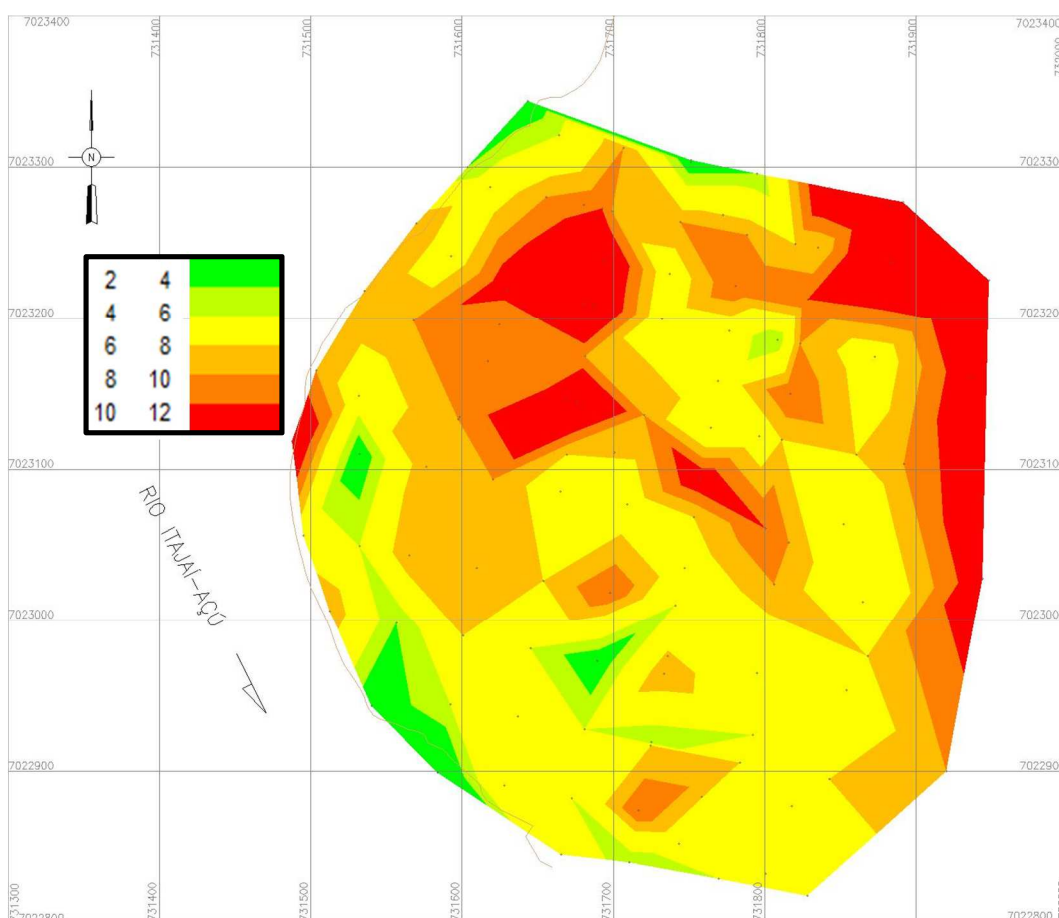


FONTE: Adaptado de PORTONAVE, 2014

Foi elaborado o mapa de iso-espessuras das camadas de argila mole superficial até uma profundidade de cota -15 m, com dados dos ensaios SPT, mostrado na figura 33 onde ressaltam-se poucos locais com espessura de 12 m, sendo a espessura média 6 m.

O mapa de iso-espessura foi criado no software Civil3d versão *trial* com interpolação TIN (*Triangulated Irregular Network*) que cria uma superfície formada por triângulos não sobrepostos a partir de pontos amostrais próximos (neste caso os ensaios SPT). A principal desvantagem da interpolação TIN é que as superfícies não são suaves e podem apresentar uma aparência denteada, como mostrado na figura 33.

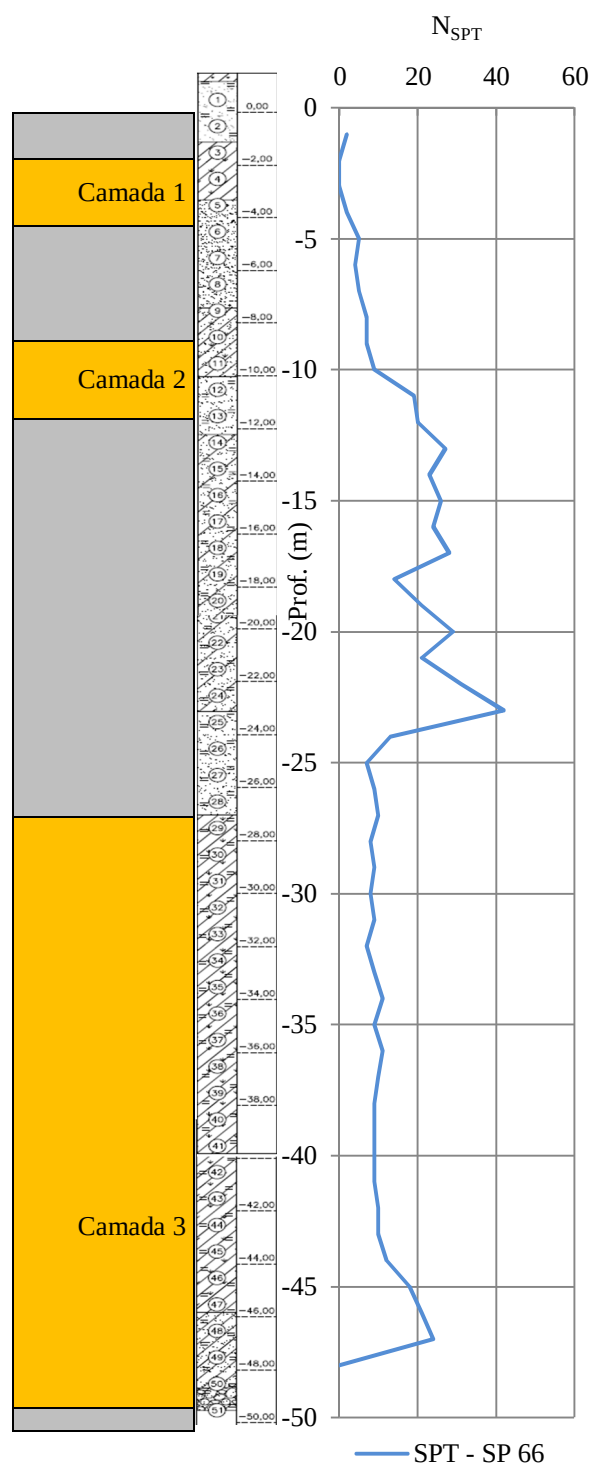
FIGURA 33 - GRÁFICO DE ISO-ESPESSURAS DE ARGILA MOLE (CAMADA 1 E 2)



FONTE: A autora (2016).

Com os resultados dos ensaios SPT, foram confirmadas presença de três camadas de argila na área de estudo, compatíveis com estratigrafia apresentada no estudo por Dyminski *et al*, 2006. Na figura 34 se ilustra a estratigrafia da sondagem SP-66, mostrando as três camadas de argila presentes no perfil estratigráfico na área de estudo.

FIGURA 34 - PERFIL SIMPLIFICADO DA ESTRATIGRAFIA NA ÁREA DE ESTUDO

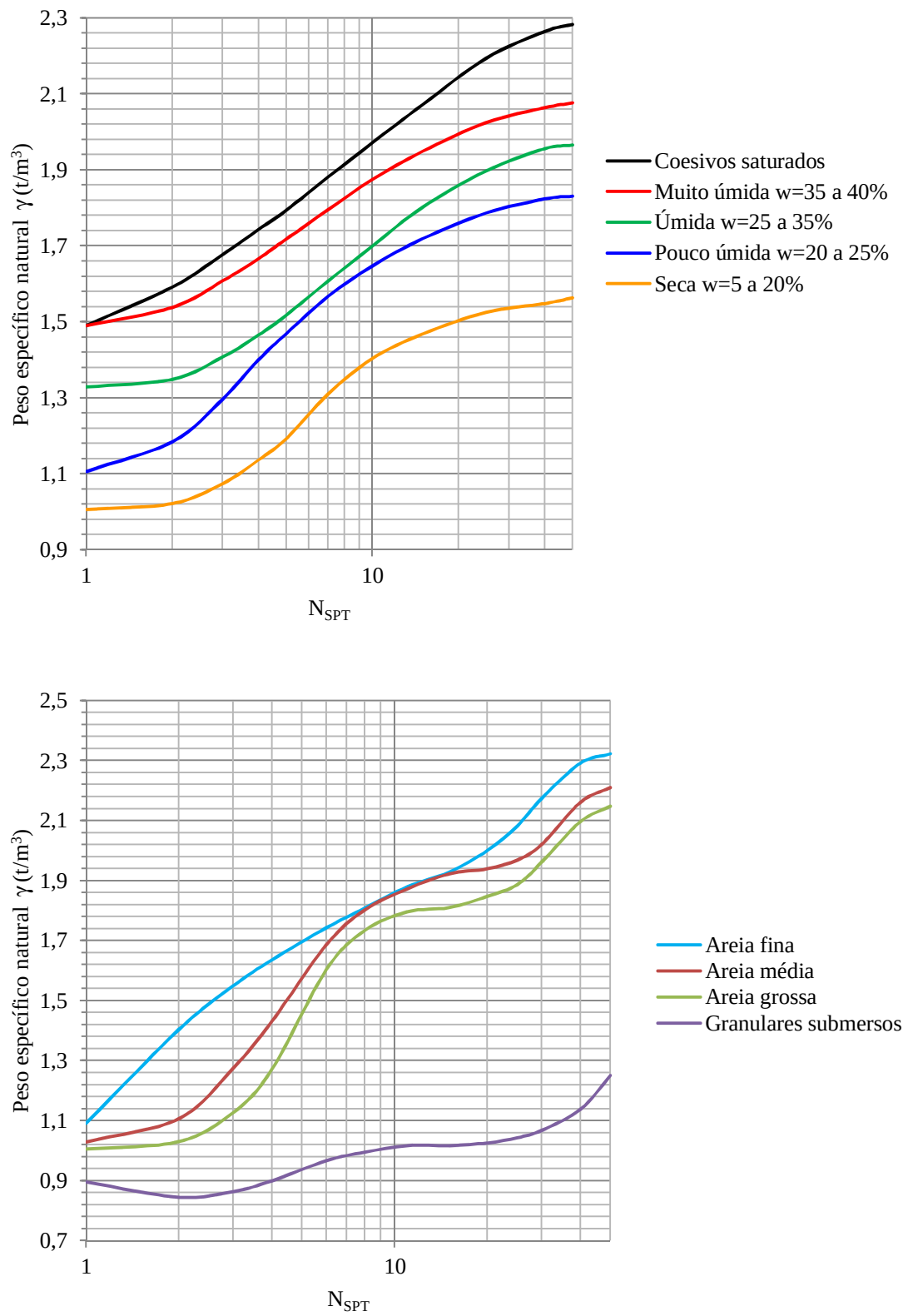


FONTE: A autora (2016).

Existem algumas correlações em função de do N_{SPT} que permitem estimar alguns parâmetros do solo como:

- Correlação do peso específico. O peso específico natural (γ_n) pode ser estimado através do N_{SPT} a partir dos gráficos apresentados na figura 35.

FIGURA 35 - CORRELAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO EM FUNÇÃO N_{SPT} PARA SOLOS COESIVOS E GRANULARES



FONTE: Adaptado de BERBERIAN, 2001.

- Módulo de deformabilidade não-drenado. Teixeira e Godoy (1998) apresentam a correlação de E_u em função do N_{SPT} , como mostrado na equação 28 onde α e Q estão apresentados no quadro 6.

$$E_u = \alpha \cdot Q \cdot N_{SPT} \quad (28)$$

QUADRO 6 - ÍNDICES PARA CORRELAÇÕES E_u

Solo	Q (MPa)	α
Argila Siltosa	0,2	7
Argila Arenosa	0,3	
Silte Argiloso	0,25	5
Silte	0,35	
Silte Arenoso	0,45	
Areia Argilosa	0,55	3
Areia Siltosa	0,7	
Areia	0,9	
Areia com pedregulhos	1,1	

FONTE: TEIXEIRA; GODOY (1998).

O valor de peso específico e módulo de deformabilidade obtidos com as correlações mostradas anteriormente será apresentado nas figuras 45 e 46, onde são comparados com parâmetros obtidos com outros ensaios de campo e de laboratório.

A seguir são apresentados no quadro 7 os valores de N_{SPT} mínimos e máximos para as 3 camadas de argilas e também são apresentadas correlações do peso específico.

QUADRO 7 - CORRELAÇÃO DE N_{SPT} NAS CAMADAS DE ARGILA

Camada	Profundidade (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)
Camada 1	1 - 5	0 - 7	15-18
Camada 2	7 - 11	1 - 12	15-20
Camada 3	27 - 41	2 - 17	16-21,5

FONTE: A autora (2016).

Em função do N_{SPT} que os ensaios mostram das três camadas de argila, verifica-se que as camadas de argila superficiais (camadas 1 e 2) são consideradas as mais compressíveis, esperando destas camadas maior contribuição nos recalques.

3.2.2 Ensaios de piezocone (CPTU)

Os ensaios de penetração de cone com medida de poro-pressão (CPTU) são utilizados para determinação estratigráfica de perfil do solo, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas

moles. O ensaio consiste em linhas gerais na cravação da sonda de medição no terreno a uma velocidade constante de 2 cm/s. Na medida que se procede à introdução da sonda no solo, efetua-se a cada 2 cm de profundidade a medição automática das informações de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), poro-pressão na base (u_2) e ângulo de inclinação da ponteira cônica em relação à vertical.

O ensaio de dissipação de poro-pressão tem por objetivo medir o tempo para dissipar a poro-pressão gerada pela penetração do cone. Consiste na paralisação da penetração da ponteira cônica com consequente dissipação dos excessos de poro-pressões que possam ter sido gerados. A evolução das poro-pressões é monitorada ao longo do tempo, empregando-se o sistema de aquisição. Os ensaios de dissipação são realizados com vistas à estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (c_h). A duração dos ensaios busca atender a 50% de dissipação dos excessos de poro-pressão.

Schnaid (2000) indica para argilas moles a necessidade da correção da resistência de ponta (q_c) devido à ação da poro-pressão nas ranhuras do cone. Desta forma, a resistência real mobilizada (q_t) pode ser calculada pela equação 29.

$$q_t = q_c + u_2.(1 - a_c) \quad (29)$$

Onde:

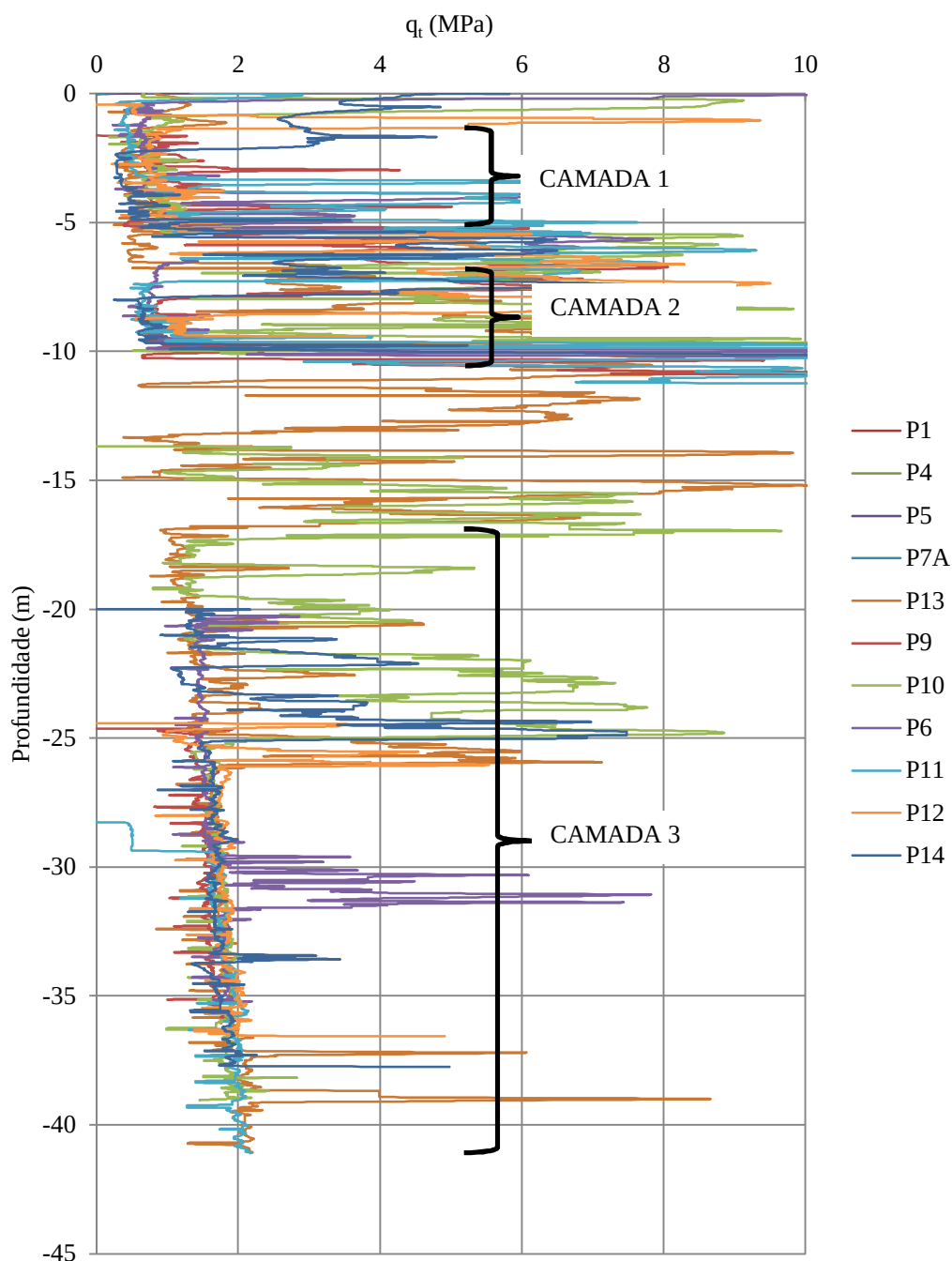
- q_t - Resistência real mobilizada;
- q_c - Resistência de ponta medida no ensaio;
- u_2 - Poro-pressão medida no ensaio;
- a_c - Relação das áreas do cone (A_n / A_t);
- A_n - Área neta;
- A_t - Área total.

Os ensaios CPTU realizados a área de estudo identificaram diferenças de comportamento mecânico entre as camadas de argila mole superficial (aproximadamente até os 12 m) e camada profunda (após os 20 m), esta última com melhores características mecânicas, como ilustra a figura 36, onde é apresentado comparativo da resistência de ponta de todos os ensaios CPTU. De maneira geral, identificam-se as três camadas de solo mole, a primeira e a segunda camada apresentam valores de q_t menores à unidade 0,25 e 0,4 respetivamente, e a terceira camada de solo mole, após os 20 metros, apresentam valores de q_t em média 1,8. Desta forma, as

camadas 1 e 2 podem ser consideradas mais compressíveis que a camada 3, confirmando a análise realizada com base nos ensaios de sondagem à percussão (SPT).

Nos trechos muito resistentes, foram realizados pré-furos para dar continuidade com o ensaio na camada inferior, grande parte destes pré-furos foi realizado entre a profundidade -10 m até a -20 m, como é ilustrado na figura 36 onde são mostrados os resultados de ensaios de piezocone.

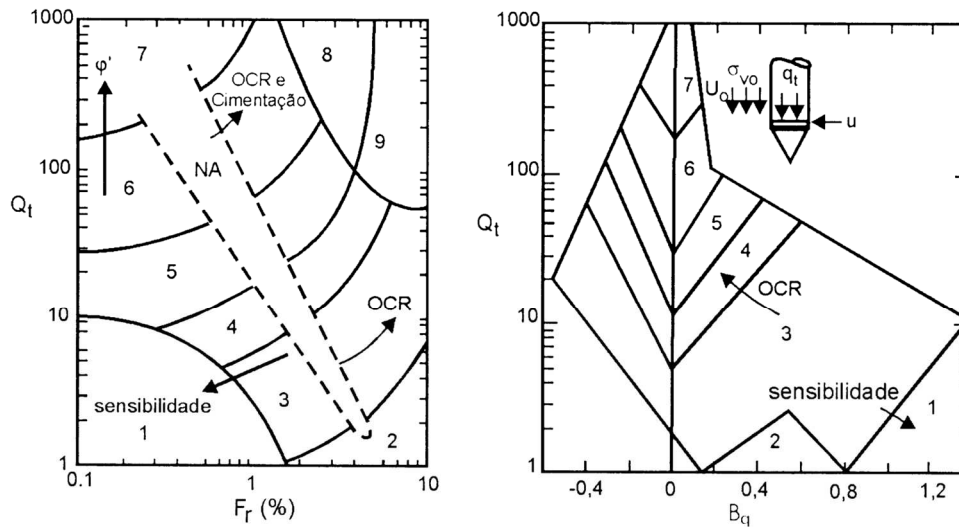
FIGURA 36 - RESISTÊNCIA DE PONTA DOS ENSAIOS DE PIEZOCONES REALIZADOS



FONTE: Adaptado de PORTONAVE, 2014.

Diversos autores apresentaram propostas de classificação dos solos através dos dados do CPTU, como a de Robertson e Campanella (1983) que relaciona o tipo de solo de acordo com a resistência de ponta (q_c) e razão de atrito (f_s). A figura 37 apresenta as formulações e gráficos para a classificação dos solos.

FIGURA 37 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS NO ENSAIO CPTU



Zona	Tipo de Solo
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico – Turfa
3	Argilas - Argilas para silte argiloso
4	Mistura de silte – Argila siltosa para silte argiloso
5	Mistura de areia – Areia siltosa para silte arenoso
6	Areias – Areia limpa para silte arenoso.
7	Areia pedregulhosa para areia
8	Areia muito compacta para areia argilosa
9	Solo fino duro.

FONTE: ROBERTSON *et al.* 1986 apud SCHNAID, 2000.

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma'_{vo}} \quad (30)$$

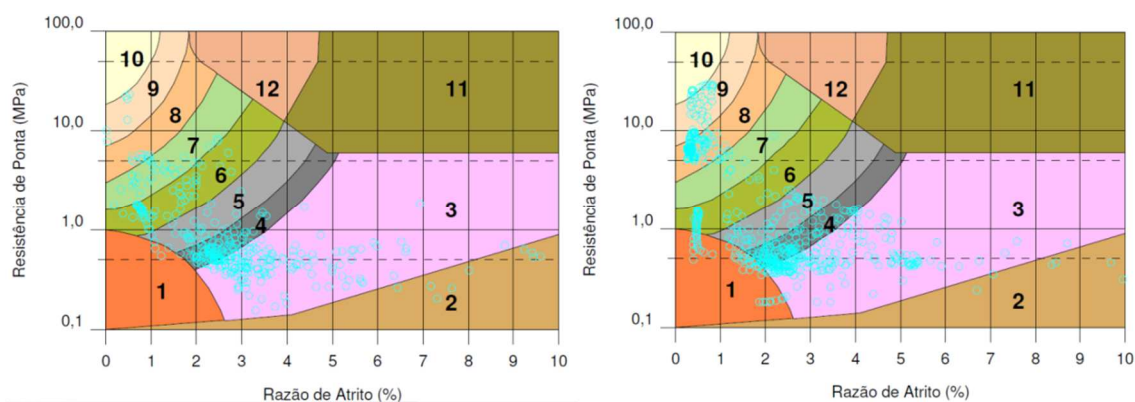
$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{vo}} \quad (31)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_{vo}} \quad (32)$$

A figura 38 mostra a classificação de dois ensaios CPTU, onde são identificados os diferentes materiais presentes no perfil do ensaio, e observa-se que

existe maior presença de argila que os siltes e areia, no entanto neste gráfico é impossível distinguir a profundidade da ocorrência dos materiais.

FIGURA 38 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS CPTU S03 E S04

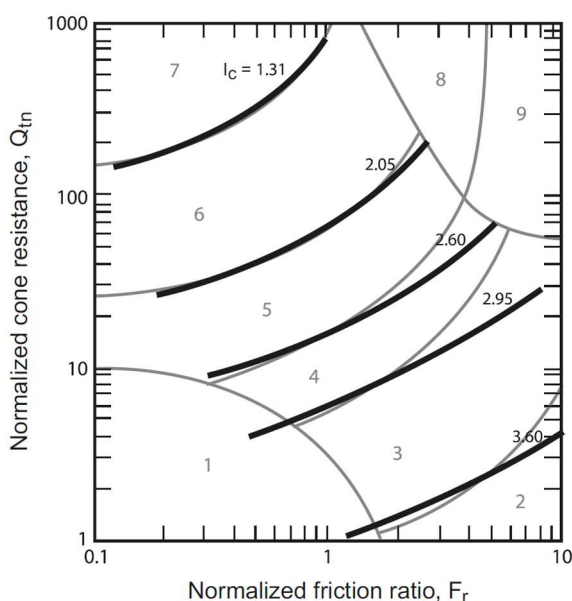


FONTE: PORTONAVE (2014).

Para facilitar o tratamento dos dados considerando a profundidade, Jefferies e Davies (1993) definiram o índice de classificação do material (I_c) em função dos parâmetros Q_t , B_q e F_r , o qual permite avaliar qualitativamente o comportamento típico do solo. Robertson e Wride (1998) modificaram a definição de I_c para aplicá-lo ao ábaco $Q_t - F_r$ de Robertson *et al.* (1986), conforme a equação 33 e a figura 39, onde I_c é essencialmente o raio de círculos concêntricos que definem as fronteiras do tipo de solo.

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (33)$$

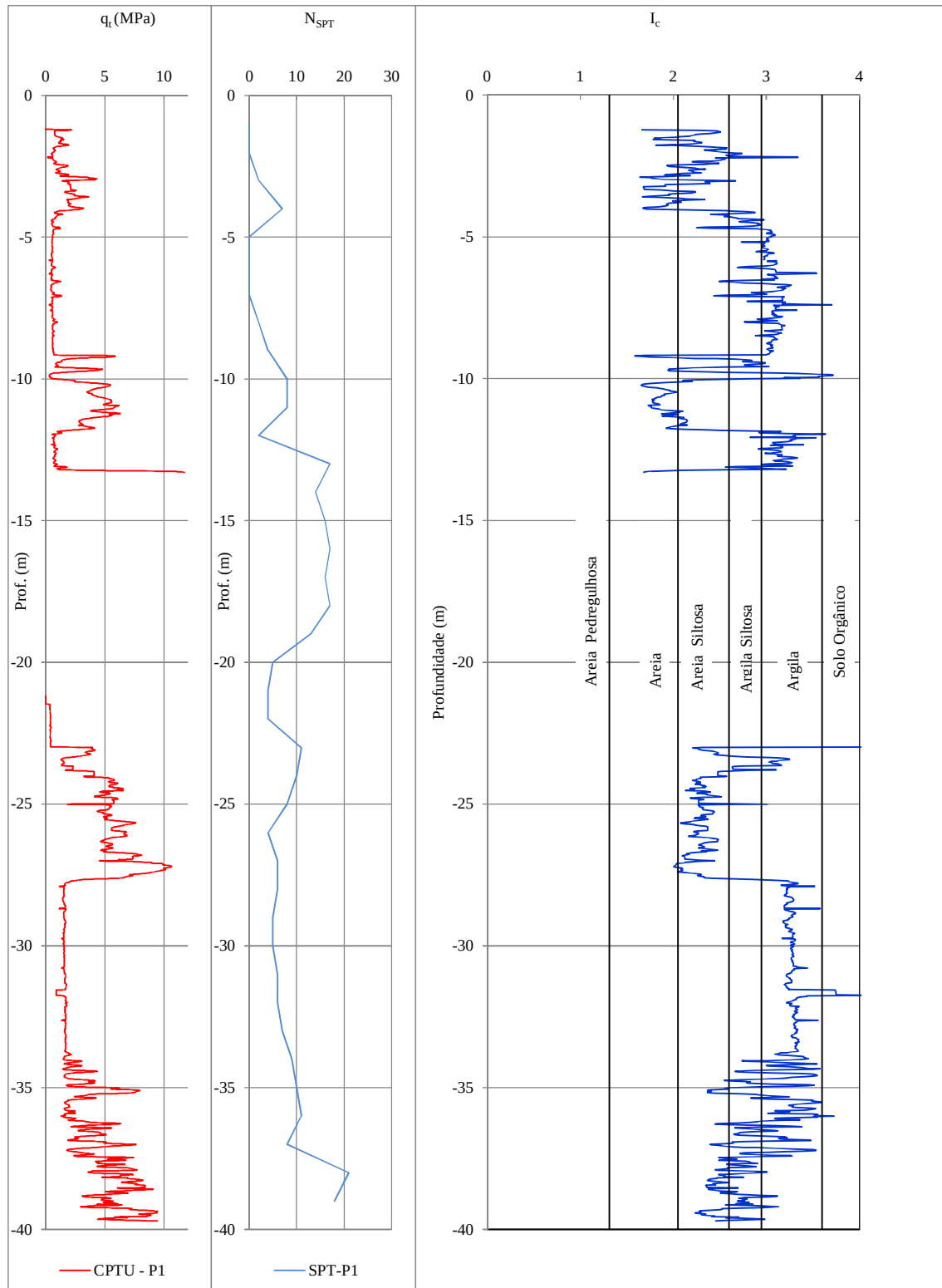
FIGURA 39 - CURVAS DO ÍNDICE DE CLASSIFICAÇÃO NO ÁBACO NORMALIZADO



FONTE: ROBERTSON (2009).

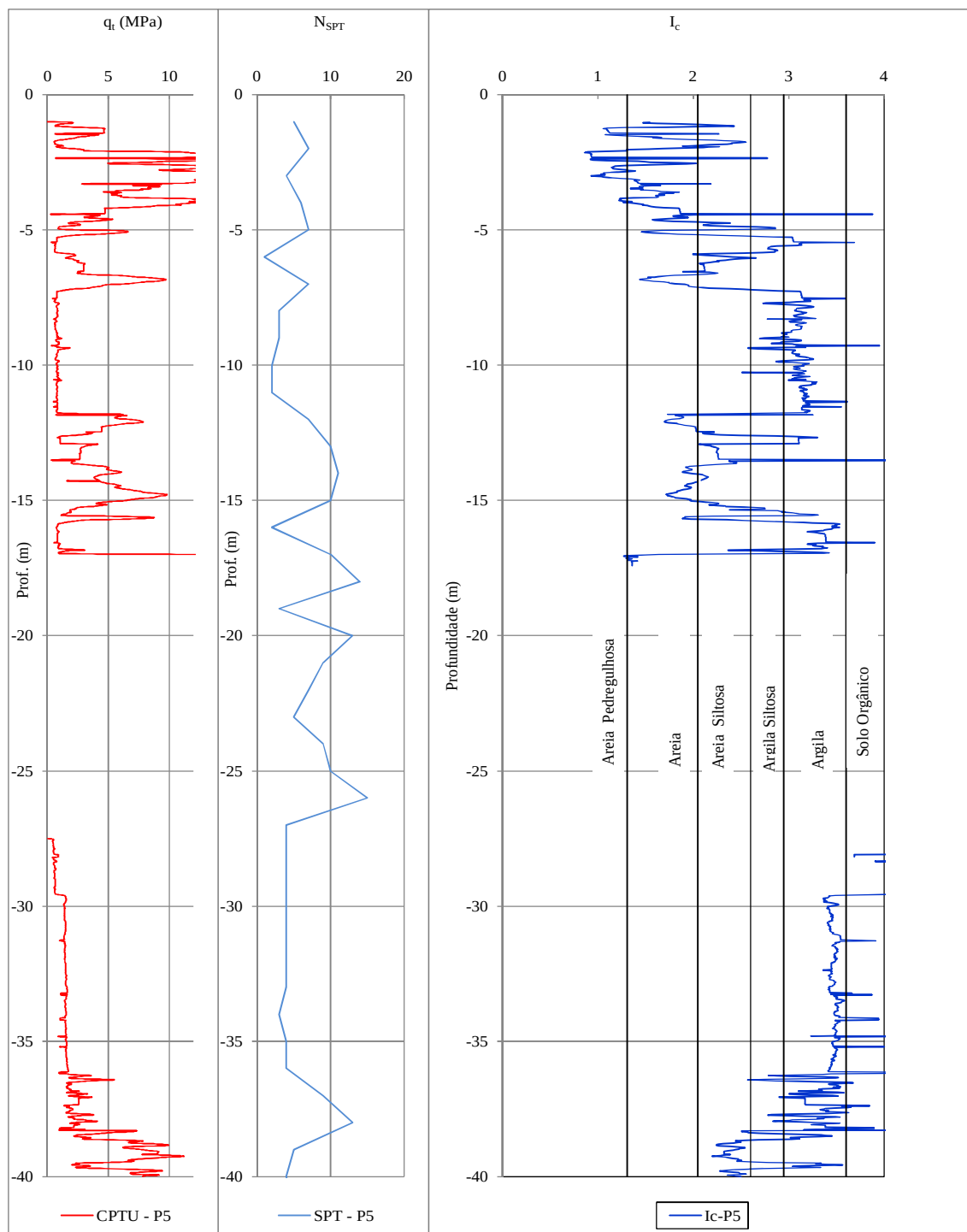
Assim, foi realizada a classificação através do índice classificação do material (I_c) ilustrado nas figuras 40 e 41 onde são identificados com clareza a mudança dos materiais no perfil do solo e correlação com o N_{SPT} .

FIGURA 40 - PERFIL DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO NO ENSAIO CPTU-P1



FONTE: A autora (2016).

FIGURA 41 - PERFIL DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO NO ENSAIO CPTU-P5



FONTE: A autora (2016).

Existem correlações usuais empregadas na interpretação de ensaio de cone e piezocone, como: a resistência não-drenada, história de tensões, peso específico, módulo de deformabilidade e coeficiente de adensamento horizontal, que são apresentados a seguir.

A resistência não-drenada (S_u) pode ser estimada a partir da equação 34:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (34)$$

em que,

q_t - Resistência real mobilizada;

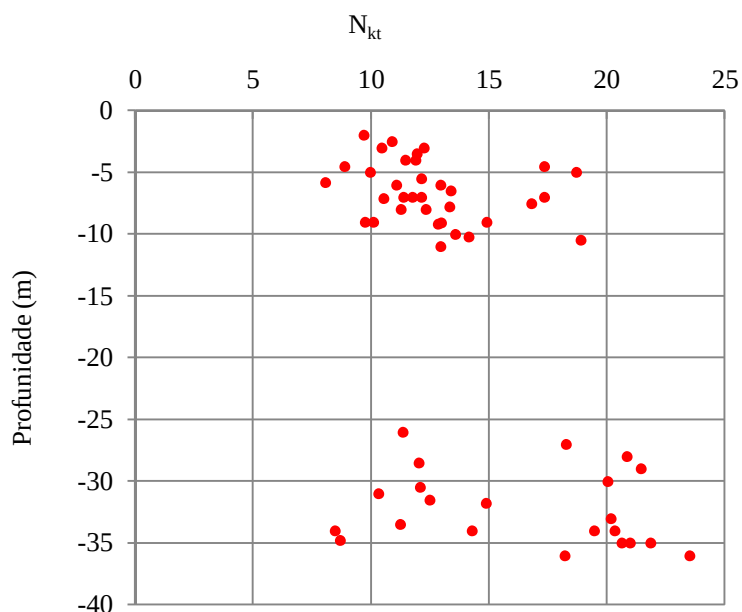
σ_{v0} - Tensão vertical total;

N_{kt} - Fator de cone.

Os valores do fator de cone (N_{kt}) de acordo com Schnaid (2000) não são constantes com a profundidade e variam com as propriedades do depósito (anisotropia de resistência, índice de rigidez e índice de plasticidade). Os valores de N_{kt} obtidos na prática brasileira encontra-se entre 8 e 20.

Foram estimados os valores de N_{kt} para as camadas 1, 2 e 3 com auxílio dos ensaios de palheta, mostrados na figura 42, onde se observa dois grupos de valores diferentes, para as camadas 1 e 2 o valor médio do fator de cone N_{kt} é 12 com desvio padrão de 2,67, e para a camada 3 o valor médio de N_{kt} é 17 com desvio padrão de 5,36.

FIGURA 42 - VALORES DO FATOR DE CONE DAS CAMADAS DE ARGILA

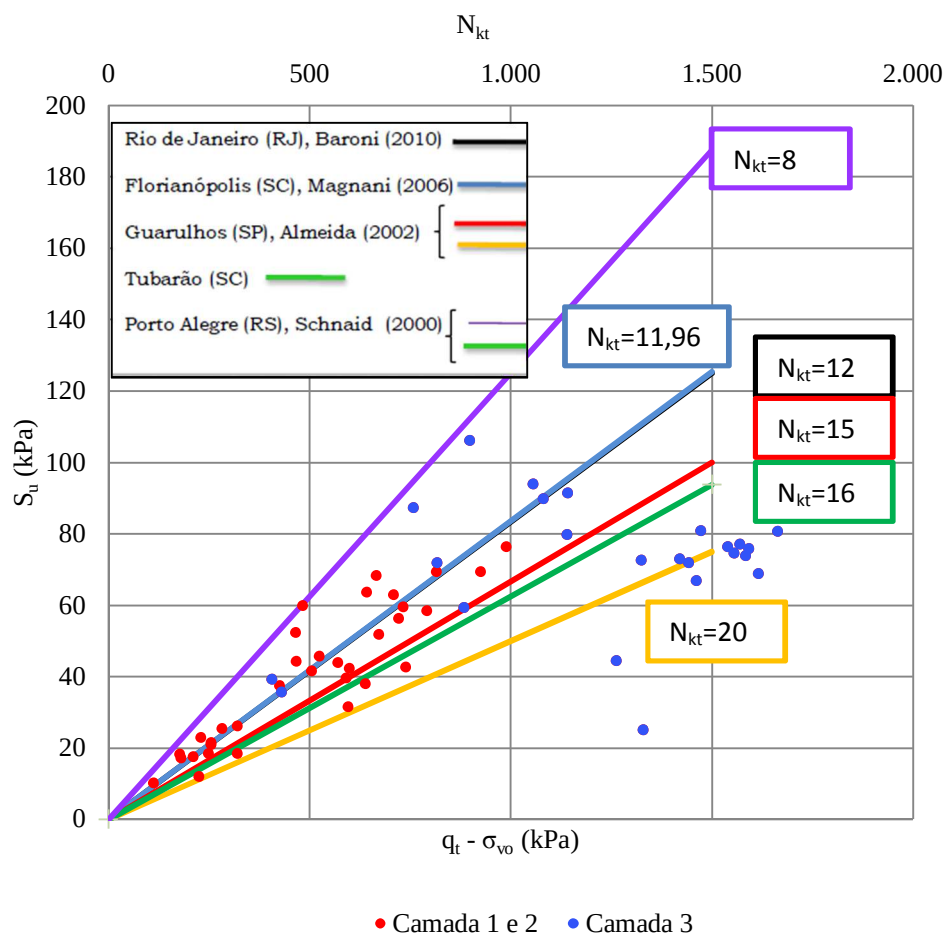


FONTE: A autora (2016).

Na figura 43 foram comparados os dados do fator de cone (N_{kt}) obtidos na área de estudo com algumas pesquisas brasileiras anteriores. Nesta figura foram

diferenciados os valores de N_{kt} da camada superficial e da camada mais profunda, e verificou-se que os valores encontram-se dentro dos intervalos já estudados.

FIGURA 43 - COMPARATIVOS DE VALORES DO FATOR DE CONE COM ALGUMAS PESQUISAS BRASILEIRAS



FONTE: Adaptado de MASSOCCO, 2013.

Entre as muitas proposições existentes para estimativa da história de tensões Schnaid (2000) recomenda a proposta por Chen e Mayne (1996) fundamentados em análises de mais de 1200 ensaios, e expressada na equação 35

$$OCR = 0,305 \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (35)$$

Sendo:

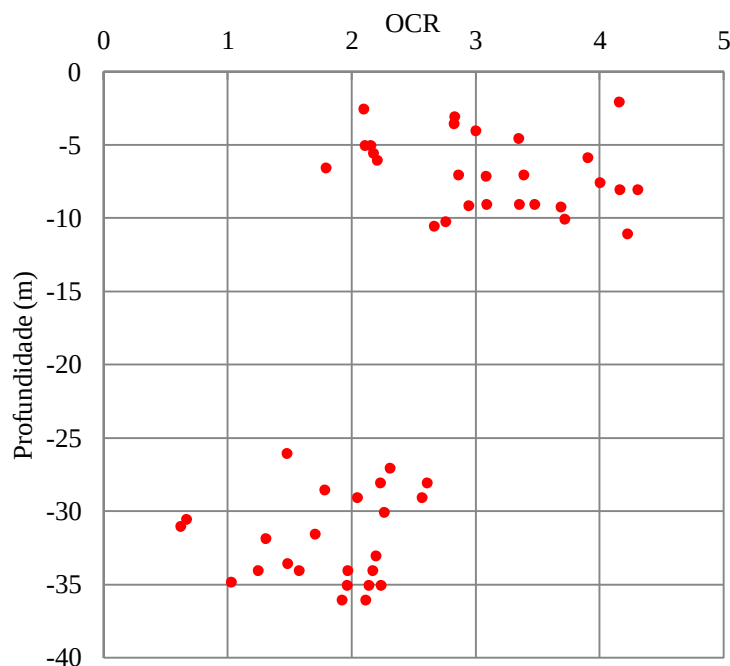
q_t - resistência real mobilizada;

σ_{v0} - tensão vertical total;

σ'_{v0} - tensão vertical efetiva.

A figura 44 mostra os valores calculados da razão de pré-adensamento, nas mesmas profundidades dos ensaios de palheta, verifica-se que a camada superficial de argila encontrasse pré-adensada e a camada mais profunda de argila encontra-se levemente pré-adensada.

FIGURA 44 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO



FONTE: A autora (2016).

Os valores da razão de pré-adensamento obtidos através do ensaio de cone não foram considerados para caracterizar os solos na área de estudo, já que estes valores devem ser tratados com prudência segundo Schnaid (2000), devido a que os ensaios de cone são insensíveis aos fatores de história de tensões e deformações cisalhantes.

O peso específico natural (γ_n) pode ser obtido através da correlação apresentada por Robertson e Cabal (2010) mostrado na equação 36 :

$$\frac{\gamma_n}{\gamma_w} = 0,27 \cdot \log\left(\frac{f_s}{q_c}\right) + 0,36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_{atm}}\right) + 1,236 \quad (36)$$

em que,

p_{atm} - Pressão atmosférica;

Os valores obtidos neste estudo do peso específico natural com esta correlação foram menores que os obtidos por adensamento e correlação de N_{SPT} , como mostrado

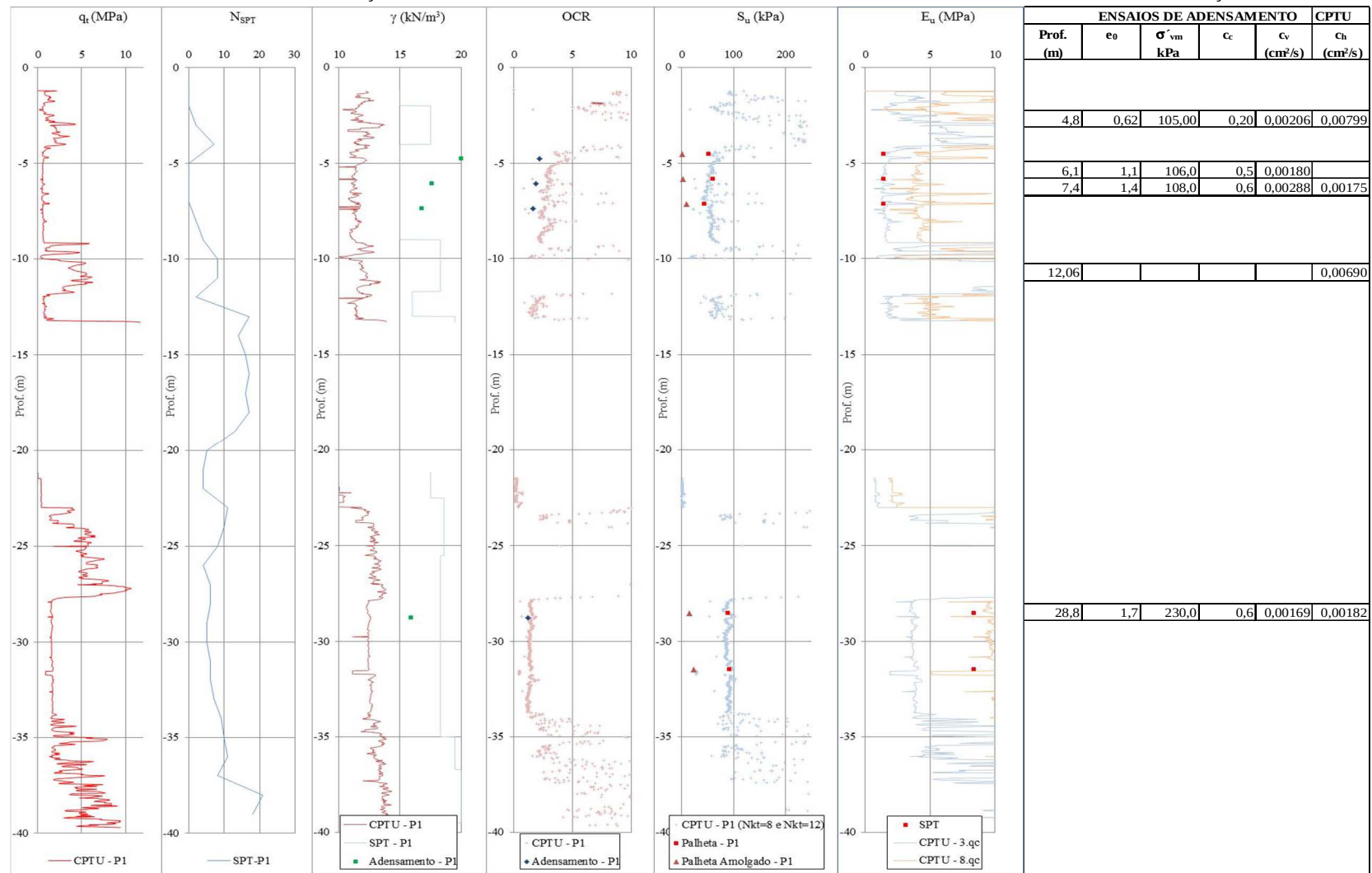
nas figuras 45 e 46. Assim, para as demais correlações que dependem deste parâmetro, foi adotado o valor por correlação de N_{SPT} .

Bowles (1988) apresenta várias formulações correlacionando a resistência de ponta q_c com o módulo de deformabilidade não-drenado (E_u) para diferentes materiais, para argilas moles ou siltes argilosos expressado na equação 37.

$$E_u = 3 \text{ a } 8 \cdot q_c \quad (37)$$

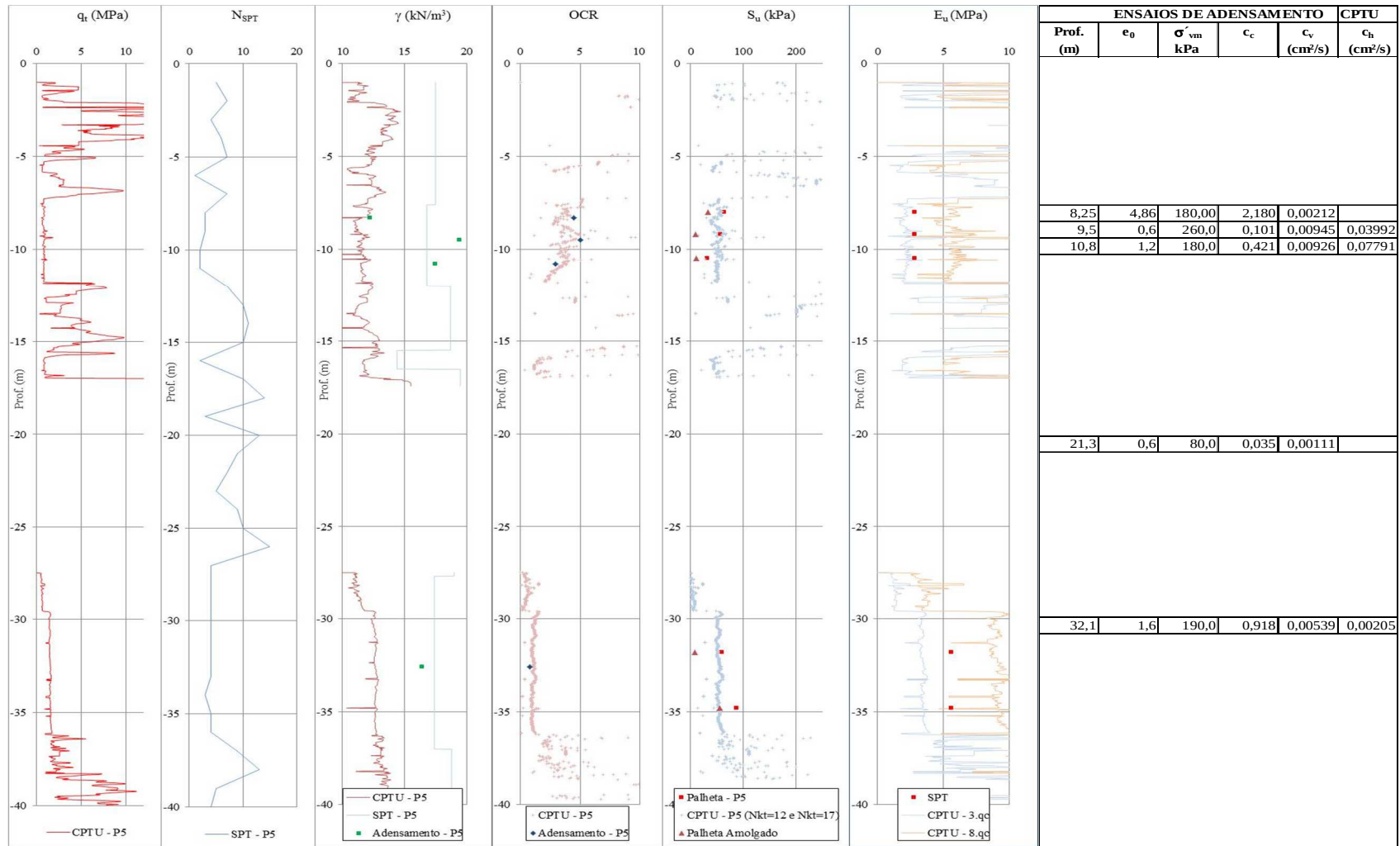
As figuras 39 e 40 mostram os gráficos de parâmetros geotécnicos, γ_n , OCR, S_u e E_u obtidos a partir do ensaio de CPTU, nestes gráficos também são ilustrados parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento, palheta e SPT, e pode-se concluir que os parâmetros obtidos através de vários ensaios apresentam-se coerentes. Na lateral do gráfico são mostrados os parâmetros obtidos do ensaio de adensamento (e_0 , σ'_{vm} , c_c e c_v), e também os valores obtidos do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) obtido através do ensaio de dissipação de poro-pressão.

FIGURA 45 - CORRELAÇÕES DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS EM DIFERENTES ENSAIOS NO POÇO P1



FONTE: A autora (2016).

FIGURA 46 - CORRELAÇÕES DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS EM DIFERENTES ENSAIOS NO POÇO P5



FONTE: A autora (2016).

Para a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) Danziger e Schnaid (2000) recomendam o método proposto por Houlsby e Teh (1988) representado na equação 38.

$$c_h = \frac{T \cdot R^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t} \quad (38)$$

Onde:

T - Fator tempo;

R - Raio do piezocone;

T - Tempo de dissipação (normalmente adotado 50%);

I_r - Índice de rigidez (G/S_u) em geral usa-se $G = E_u/3$;

G - Módulo de cisalhamento do solo.

O quadro 8 apresenta os valores do fator tempo (T) em função da posição do elemento poroso no piezocone, sendo ele localizado na face, base ou fuste do cone.

QUADRO 8 - FATOR TEMPO T

1-U (%)	Posição do filtro				
	Vértice do Cone	Face do cone	Base do cone	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,11	1,46
60	0,154	0,226	0,439	1,65	2,14
70	0,345	0,463	0,804	2,43	3,24
80	0,829	1,04	1,6	4,1	5,24

FONTE: HOULSBY; TEH (1988).

Os valores obtidos do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) por este procedimento representam a propriedade do solo na região pré-adensada, devido às altas deformações do solo ao redor do cone durante a inserção. Jamiolkowski *et al.* (1985) na equação 39 apresentam a formulação para a correção do valor de c_h de forma a corresponder ao comportamento na região normalmente adensada.

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} c_h(piezocone) \quad (39)$$

Onde, RR e CR são os parâmetros de compressibilidade nas condições de “recompressão” e “virgem”.

Os valores de RR/CR variam na faixa entre 0,13 e 0,15, de acordo com Jamiolkowski *et al.* (1985). O valor de $c_h(NA)$ pode ser então convertido em coeficiente de adensamento vertical $c_v(NA)$ no trecho NA proporcionalmente à razão entre os coeficientes de permeabilidade nas direções horizontal e vertical, de acordo com a equação 40.

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} c_h(NA) \quad (40)$$

Onde k_v e k_h são os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal, respectivamente. Os valores típicos para a razão k_v/k_h estão apresentados no quadro 9.

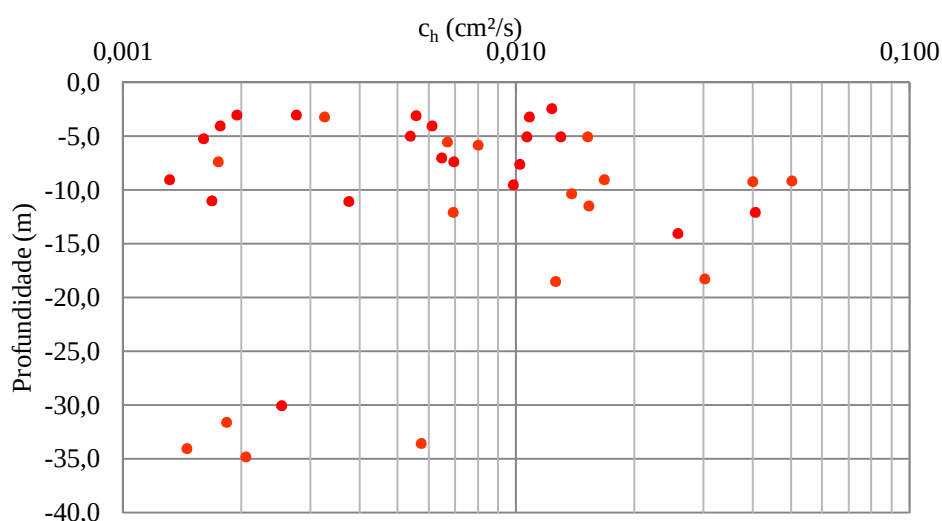
QUADRO 9 - RAZÃO ENTRE AS PERMEABILIDADES EM ARGILAS

Natureza da argila	k_h/k_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósito com ocorrência de várias lentes de material permeável	3,0 a 15,0

FONTE: LADD *et al.*, (1977).

Foram estimados os coeficientes de adensamento horizontal (c_h) para as diferentes profundidades através dos ensaios de dissipação, e os resultados são mostrados na figura 47.

FIGURA 47 - VALORES DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL OBTIDOS ATRAVÉS DE ENSAIO CPTU

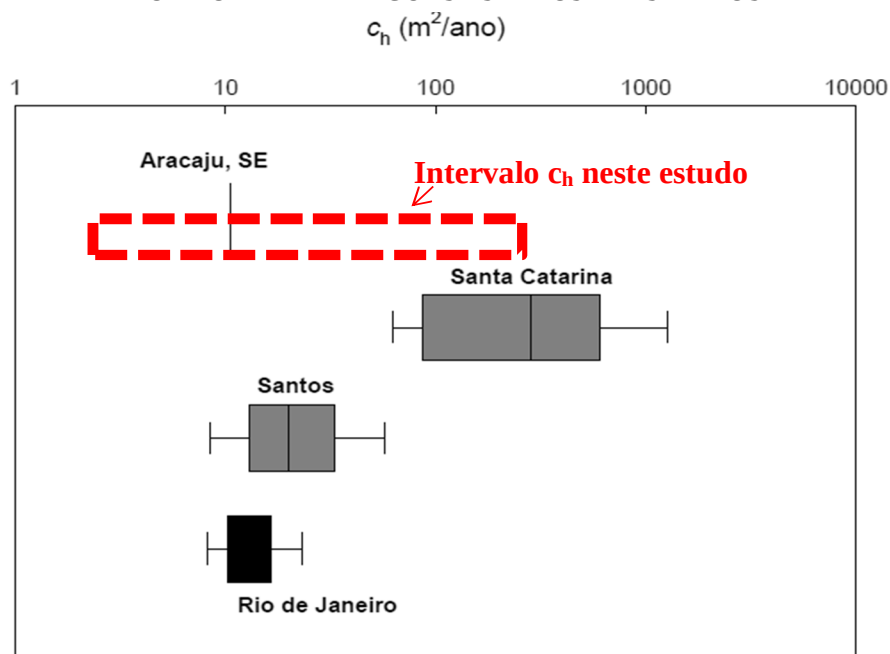


FONTE: A autora (2016).

Ortigão (2007) apresentou a variação do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) em alguns estados brasileiros, e quando comparado com os dados obtidos nesta

dissertação, observa-se que a variação de c_h no estado de Santa Catarina segundo Ortigão (2007) varia de 80 até 700 m²/ano, valores superiores à amplitude dos valores de coeficientes obtidos nesta dissertação estudo 2,5 até 215 m²/ano (ver figura 48).

FIGURA 48 - FAIXA DE VALORES DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL DE ALGUNS ESTADOS BRASILEIROS



FONTE: Adaptado de ORTIGÃO, 2007.

3.2.3 Ensaios de palheta (VT)

O ensaio utiliza uma palheta de seção cruciforme que é cravada em argilas saturadas, de consistência mole a rijas e é submetida ao torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não-drenadas. O ensaio é normatizado pela NBR 10905 (1989). Tradicionalmente o ensaio é empregado na determinação da resistência não-drenada (S_u) de depósitos de argila moles, mas também podem ser estimados valores de sensibilidade e valores da razão de pré-adensamento.

A expressão que define a resistência não-drenada (S_u) fornecida pelo ensaio de palheta é mostrada na equação 41, que está em função do torque necessário para cisalhar o solo por rotação e da geometria da palheta.

$$S_u = \frac{0,86 \cdot (M - A_p)}{\pi \cdot D^3} \quad (41)$$

Onde:

M - Torque máximo medido (Nm);

A_p - Atrito medido (Nm);

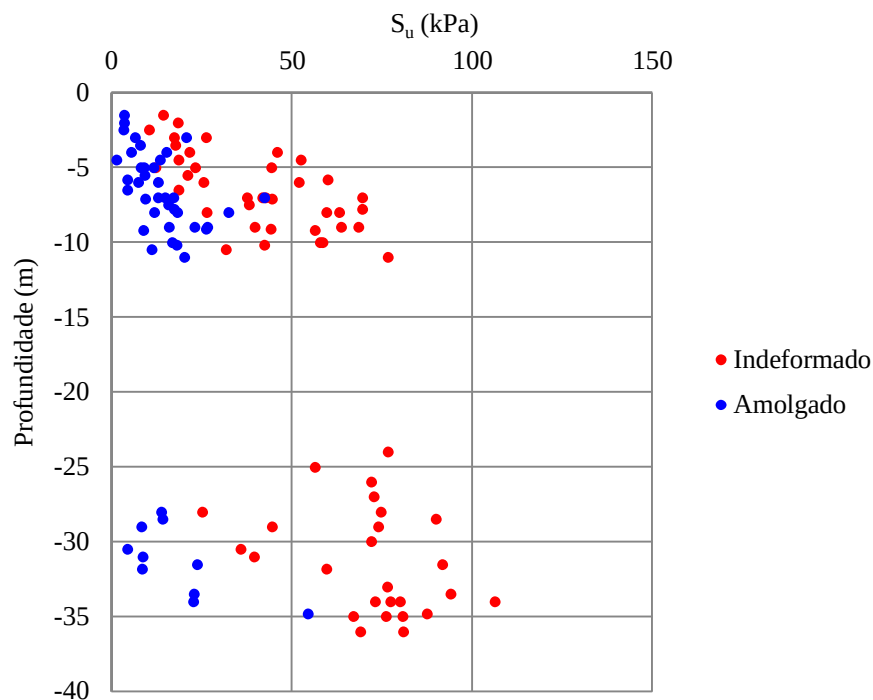
D - Diâmetro da palheta (m).

O valor de resistência não-drenada amolgada S_{ur} é obtido pela mesma fórmula, utilizando-se o valor de torque correspondente à condição amolgada.

Segundo Schnaid (2000), existem fatores que influenciam nos resultados do ensaio, como velocidade do carregamento, anisotropia e fluência, que sugerem a necessidade de correção da resistência medida, conforme proposto por Bjerrum (1973), onde o $S_{u(\text{corrigido})} = \mu \cdot S_u$, sendo μ o fator de correlação empírico baseado na retro-análise de ruptura de aterros e escavações em depósitos argilosos. Na experiência brasileira não existem consenso quanto a necessidade da aplicação desta correção.

Os resultados da resistência não-drenada dos ensaios de palheta na área de estudo são mostrados na figura 49, de maneira geral mostram incremento do valor em função da profundidade, observa-se para a camada 1 o valor de resistência não-drenado médio de 20 kPa e para a camada 2 o S_u varia entre 40 e 70 kPa, e para a camada 3 o valor de S_u próximo a 80 kPa, todos estes valores para a condição indeformada. Ressalta-se que os valores mostrados na figura 49 não foram corrigidos como sugerido por Bjerrum (1973).

FIGURA 49 - RESULTADO DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA INDEFORMADA E AMOLGADA NOS ENSAIOS DE PALHETA



FONTE: A autora (2016).

O ensaio de palheta além de obter o parâmetro da resistência ao cisalhamento não-drenado, permite obter também a resistência ao cisalhamento não-drenado quando o solo encontra-se amolgado, assim é possível obter a sensibilidade, que é definida como o quociente entre a resistência ao cisalhamento indeformada e a resistência amolgada como expressado na equação 42.

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (42)$$

Onde:

S_t - Sensibilidade;

S_u - Resistência ao cisalhamento não-drenada indeformada;

S_{ur} - Resistência ao cisalhamento não-drenada amolgada.

A resistência ao cisalhamento não-drenado amolgado é calculada com a equação 41 apresentada anteriormente, com a ressalva de adotar o valor do torque correspondente à condição amolgada. A NBR 6502 (1995) define intervalos de sensibilidade para classificação da argila quanto à sua sensibilidade, como mostrado no quadro 10.

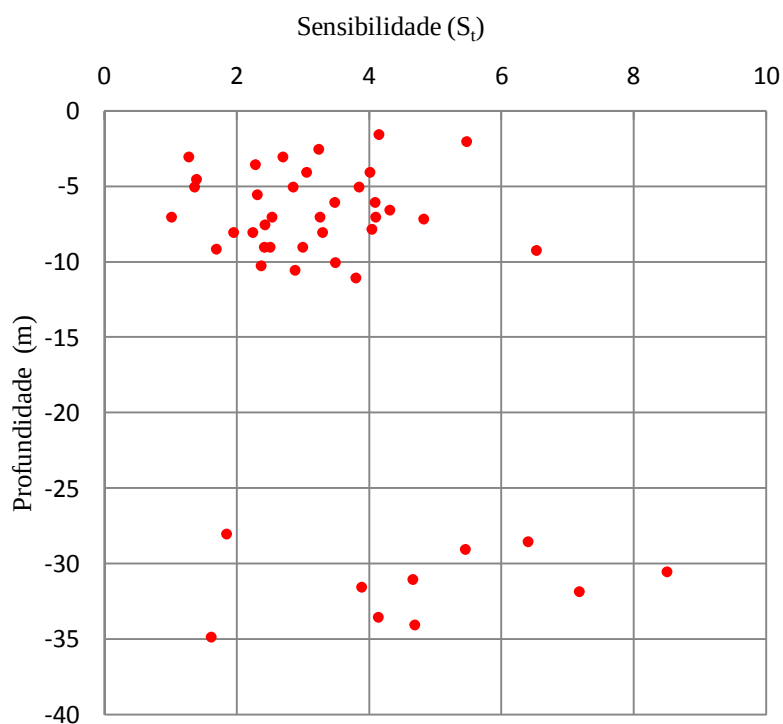
QUADRO 10 - CLASSIFICAÇÃO DA SENSIBILIDADE

Argilas	Sensibilidade
Insensíveis	<1
Baixa sensibilidade	1 a 2
Média sensibilidade	2 a 4
Sensíveis	4 a 8
Muito sensíveis	>8

FONTE: NBR 6502 (1995).

Considerando os valores de sensibilidade na área de estudo (ver figura 50), observa-se de maneira geral que as camadas 1 e 2 (camadas superficiais) são classificadas como de sensibilidade baixa com valores de S_t entre 2 e 4. Por outro lado a camada 3 (camada profunda) é classificada como de sensibilidade média, com S_t entre 4 e 8, isto quer dizer que nesta camada será maior a perda de resistência quando a argila for amolgada.

FIGURA 50 - VALORES DE SENSIBILIDADE



FONTE: A autora (2016).

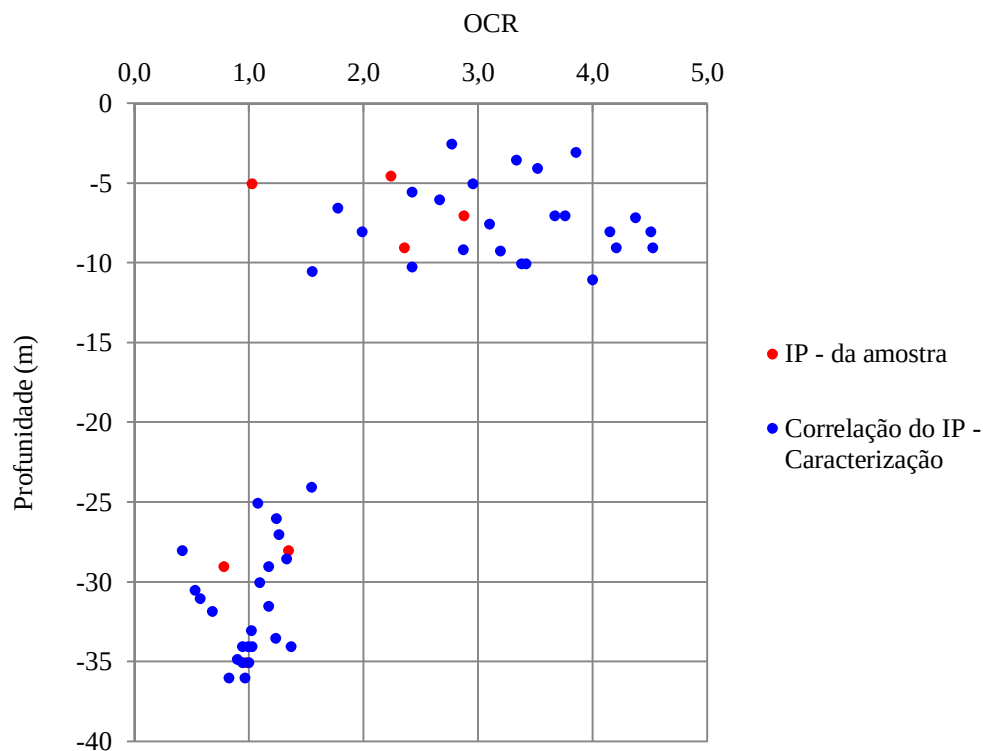
Com base no parâmetro de índice de plasticidade (IP) do ensaio de caracterização, pode ser calculado o valor da razão de pré-adensamento (OCR) através da correlação proposta por Mayne e Mitchell (1988), mostrada nas equações 43 e 44, onde o valor de α decresce com o aumento do índice de plasticidade.

$$OCR = \alpha \frac{S_u}{\sigma'_v} \quad (43)$$

$$\alpha = 22. (IP)^{-0.48} \quad (44)$$

A figura 51 ilustra os valores de OCR obtidos através do ensaio de palheta na área de estudo, em geral mostram que as duas camadas superficiais de argila encontram-se pré-adensadas e a camada mais profunda apresenta-se próxima a normalmente adensada. Os dados em vermelho mostram o valor de OCR obtido com dados de índice de plasticidade (IP) direto dos ensaios de caracterização, e os dados em azul mostram os valores de OCR obtidos com a correlação do índice de plasticidade com a profundidade nos ensaios de caracterização.

FIGURA 51 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO OBTIDOS NOS ENSAIOS DE PALHETA



FONTE: A autora (2016).

3.2.4 Ensaios dilatométricos (DMT)

O ensaio dilatométrico (DMT) consiste na aplicação de pressões ao solo através de uma membrana metálica de 6,0 cm de diâmetro, instalada na face lateral de uma lâmina de aço inoxidável. Utiliza-se a pressão de gás nitrogênio para expandir a membrana, que atinge um valor máximo de deslocamento de 1,10 mm em seu centro. Devido à rigidez da membrana de aço e eventuais imprecisões no sistema de medição, recomenda-se a correção das pressões medidas, originando-se as pressões corrigidas P_0 , P_1 , P_2 . Isto permite medir as pressões do início e fim dessa expansão e, assim, determinar os chamados parâmetros intermediários: I_D (índice de material), E_D (módulo dilatométrico) e K_D (índice de tensão horizontal), através das equações 45, 46 e 47.

$$E_D = 34,7. (P_1 - P_0) \quad (45)$$

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (46)$$

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (47)$$

Existem correlações semi-empíricas entre os índices dilatométricos anteriormente descritos e as principais propriedades de comportamento dos solos, como a resistência não-drenada, razão de pré-adensamento e módulo de deformabilidade não-drenado;

- Resistência não-drenada. A resistência ao cisalhamento não-drenada proposta por Ladd *et al.* (1977) é expressa na equação 48.

$$S_u = 0,22 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (48)$$

- História de tensões. Marchetti (1980) sugere que o perfil de variação de K_D com a profundidade é um indicativo da história de tensões do solo expressado através da equação 49.

$$OCR = (0,5 \cdot K_D)^{1,56} \quad I_D < 1,2 \quad (49)$$

- O módulo de deformabilidade não-drenado. Pode ser estimado em função do módulo dilatométrico e do índice do material, segundo Briaud e Miran (1992), como expressado na equação 50.

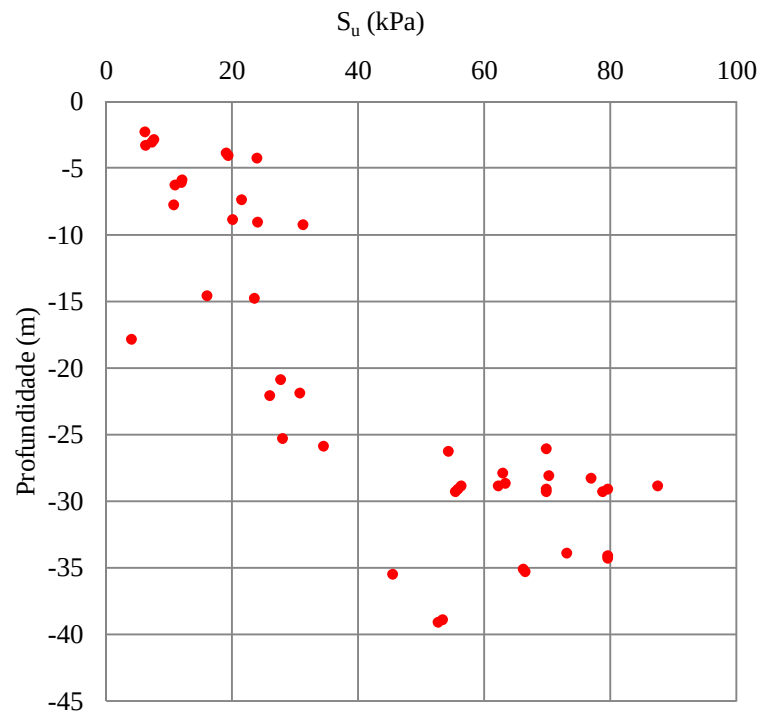
$$E_u = 0,75 \cdot E_D \quad I_D \leq 0,9 \quad (50)$$

A resistência não-drenada estimada através dos ensaios dilatométricos (ver figura 52), igualmente aos ensaios de palheta, mostram um incremento em função da profundidade. O valor médio de S_u na camada superficial (camadas 1 e 2) é 20 kPa e na camada mais profunda o valor de S_u é próximo a 70 kPa.

A figura 53, de maneira geral, indica valores da razão de pré-adensamento similares nas camadas de argila (camada superficial e profunda) com OCR entre 1 e 2, salvo três pontos na camada superficial, que mostram valores de OCR entre 3 e 4. Isto demonstra a heterogeneidade das camadas superficiais na área de estudo.

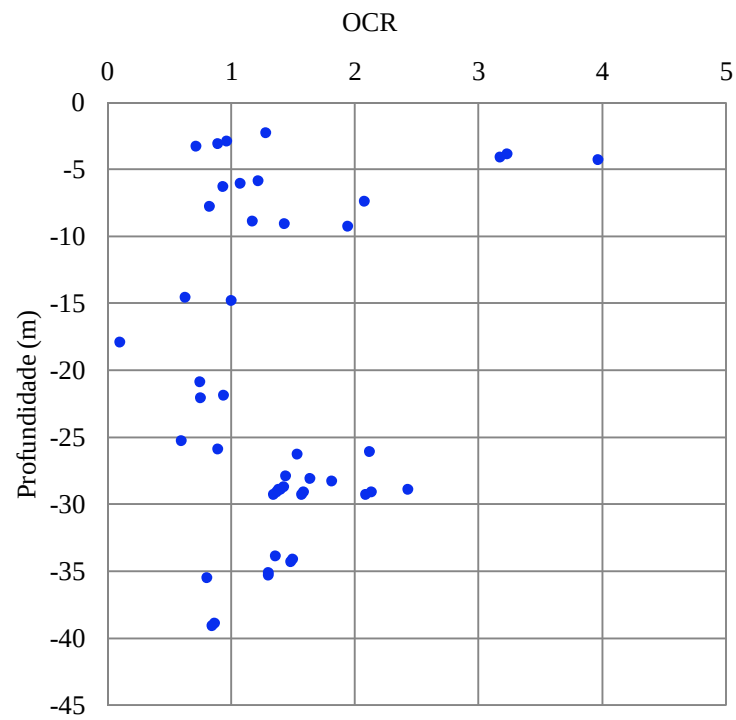
A figura 54 mostra os valores de módulo de deformabilidade não-drenado e indicam o incremento dos valores em função da profundidade.

FIGURA 52 - VALORES DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA OBTIDOS NOS ENSAIOS DILATOMÉTRICOS



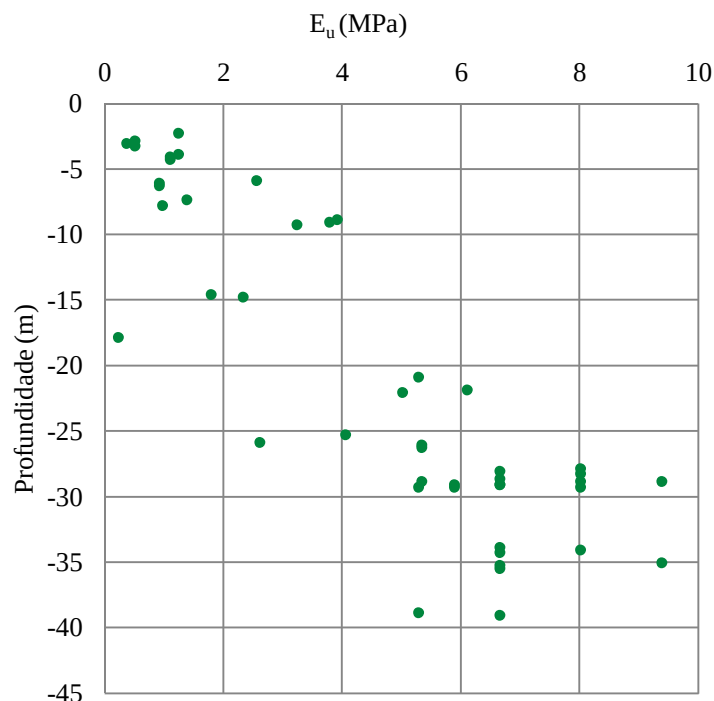
FONTE: A autora (2016).

FIGURA 53 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO OBTIDOS NOS ENSAIOS DILATOMÉTRICOS



FONTE: A autora (2016).

FIGURA 54 - VALORES DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE NÃO-DRENADO OBTIDOS NOS ENSAIOS DILATOMÉTRICOS



FONTE: A autora (2016).

Os parâmetros obtidos nos ensaios dilatométricos são comparados com os obtidos nos outros ensaios mais adiante, nos itens 3.3 e 3.4 dos parâmetros de compressibilidade e da resistência não-drenada.

3.2.5 Ensaios pressiométricos (PMT)

O ensaio pressiométrico foi desenvolvido na França por Menard, usado para determinação “*in situ*” principalmente do módulo de elasticidade e da resistência ao cisalhamento de solos e rochas. O ensaio é normatizado pela ASTM D4719 (2000).

O ensaio consiste em efetuar uma de carga horizontal em campo, através de uma sonda que se introduz por um furo até a profundidade onde se requer o ensaio. Uma vez posicionada na profundidade de ensaio, a sonda é inflada em incrementos de volume-pressão, e estes dados são plotados para determinar a pressão limite (P_L) e o módulo de deformação pressiométrico (E_M). Os rangos dos parâmetros do ensaio pressiométrico esperados para diferentes tipos de solos foram tabulados por Briaud (1992).

QUADRO 11 - VALORES DE REFERÊNCIA DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

Parâmetros (kPa)	Argilas				
	Mole	Média	Dura	Muito dura	Rija
P_L^*	0 - 200	200 - 400	400 - 800	800 - 1600	>1600
E_M	0 - 2500	2500 - 5000	5000 - 12000	12000 - 25000	>25000
Parâmetros (kPa)	Areias				
	Fofa	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	
P_L^*	0 - 500	500 - 1500	1500 - 2500	>2500	
E_M	0 - 3500	3500 - 12000	12000 - 22500	>22500	

FONTE: Adaptado de BRIAUD, 1992.

Diversas correlações têm sido propostas para a estimativa da resistência não-drenada (S_u), a partir da obtenção dos parâmetros pressiométricos em solos coesivos, sendo as mais usuais aquelas que se baseiam em valores de pressões limites. A fórmula proposta por Briaud *et al.* (1985) foi utilizada pela empresa ENGEGRAUT para o cálculo da resistência não-drenada.

$$\frac{S_u}{p_{atm}} = 0,21 \cdot \left(\frac{P_L^*}{p_{atm}} \right)^{0,75} \quad (51)$$

Onde:

p_{atm} - Pressão atmosférica;

P_L^* - Pressão limite líquida ($P_L^* = P_L - \sigma_{v0}$);

P_L - Pressão limite;

σ_{v0} - Tensão efetiva vertical inicial.

De acordo com Schnaid (2000) obtém-se o valor de S_u a partir da curva que relaciona pressão e $\ln(\Delta V/V)$ onde a resistência não-drenada é a declividade da reta obtida através dessa relação em valor absoluto. O quadro 12 apresenta os valores calculados de resistência não-drenada (S_u) pelo método proposto por Briaud *et al.* (1985) e Schnaid (2000) realizados pela ENGEGRAUT.

Para a obtenção do módulo de deformabilidade é necessário primeiramente estimar do módulo cisalhante, que é determinado através do ensaio pressiométrico com ciclos de carga e descarga. O módulo de deformabilidade é obtido através da equação 52.

$$E = 2 \cdot G(1 + \nu) \quad (52)$$

Onde:

G - Módulo cisalhante;

ν - Coeficiente de Poisson.

O coeficiente de Poisson está em função do tipo de solo, assim, para argilas não saturadas é usualmente utilizado de 0,1 a 0,3, e para argilas saturadas 0,4 a 0,5, nesta dissertação foi utilizado o valor de 0,5.

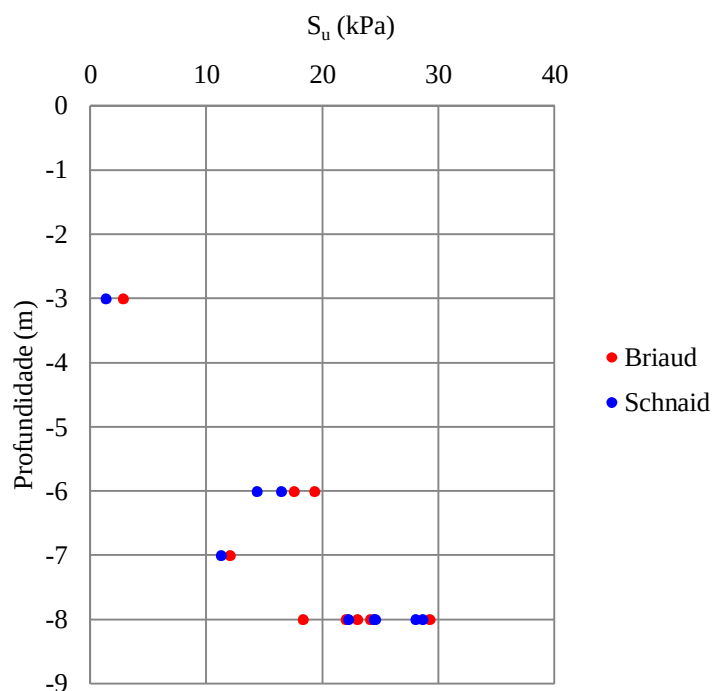
QUADRO 12 - RESULTADOS DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

Data	Ensaio	Prof. (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	S_u (kPa) Briaud	S_u (kPa) Schnaid	G (kPa)	E_u (kPa)	Classif. de consistência (Briaud, 1992)
08/out/14	PMT-01	7	753	121	12	11,2	305	916	Argila mole
08/dez/14	PMT-03	8	1.463	203	24,1	24,4	682	2.045	Argila mole
08/out/14	PMT-05	3	428	41	2,8	1,3	173	520	Argila mole
09/dez/14	PMT-07	8	1.858	196	23	28,6	775	2.325	Argila mole
24/nov/14	PMT-09	6	862	142	17,5	14,3	410	1.230	Argila mole
11/dez/14	PMT-11	8	1.541	166	18,3	24,5	549	1.646	Argila mole
08/out/14	PMT-13	8	1.012	189	22	22,2	460	1.380	Argila mole
16/dez/14	PMT-15	8	1.629	238	29,2	28	685	2.055	Argila mole
24/nov/14	PMT-17	6	1.123	153	19,3	16,4	450	1.350	Argila mole

FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

A figura 55 ilustra os valores de resistência não-drenada em função da profundidade e mostra que a resistência média segundo a metodologia Schnaid (2000) é ligeiramente menor que a calculada pela formula de Briaud *et al.* (1985).

FIGURA 55 - VALORES RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA OBTIDOS NOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS



FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

O valor médio da resistência não-drenada da camada 2 entre os 6 e 8 m de profundidades é 18 kPa.

3.2.6 Ensaio de caracterização

Realizaram-se ensaios de caracterização do solo das amostras retiradas com o amostrador *Shelby*, cujos ensaios de laboratório foram limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), ensaio de sedimentação e peso específico dos grãos (Gs). Os resultados destes ensaios mostram-se no quadro 14, onde o peso específico natural (γ) foi obtido dos ensaios de adensamento.

Os limites de Atterberg indicam a influência dos finos argilosos no comportamento do solo. Assim, o valor médio de IP das amostras é igual a 48%, assim as camadas de argila são classificadas com plasticidade muito alta segundo Burmister (1949), como apresenta-se no quadro 13.

QUADRO 13 - CLASSIFICAÇÃO QUALITATIVA DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE

IP	Descrição
0	Não - plástico
1 - 5	Ligeiramente plástico
5 - 10	Plasticidade baixa
10 - 20	Plasticidade média
20 - 40	Plasticidade alta
>40	Plasticidade muito alta

FONTE: BURMISTER (1949).

O termo plasticidade é definido na NBR 6502 (1995) como sendo a propriedade do solo que em determinadas condições de umidade pode sofrer grandes deformações permanentes, sem sofrer ruptura ou apreciável variação de volume.

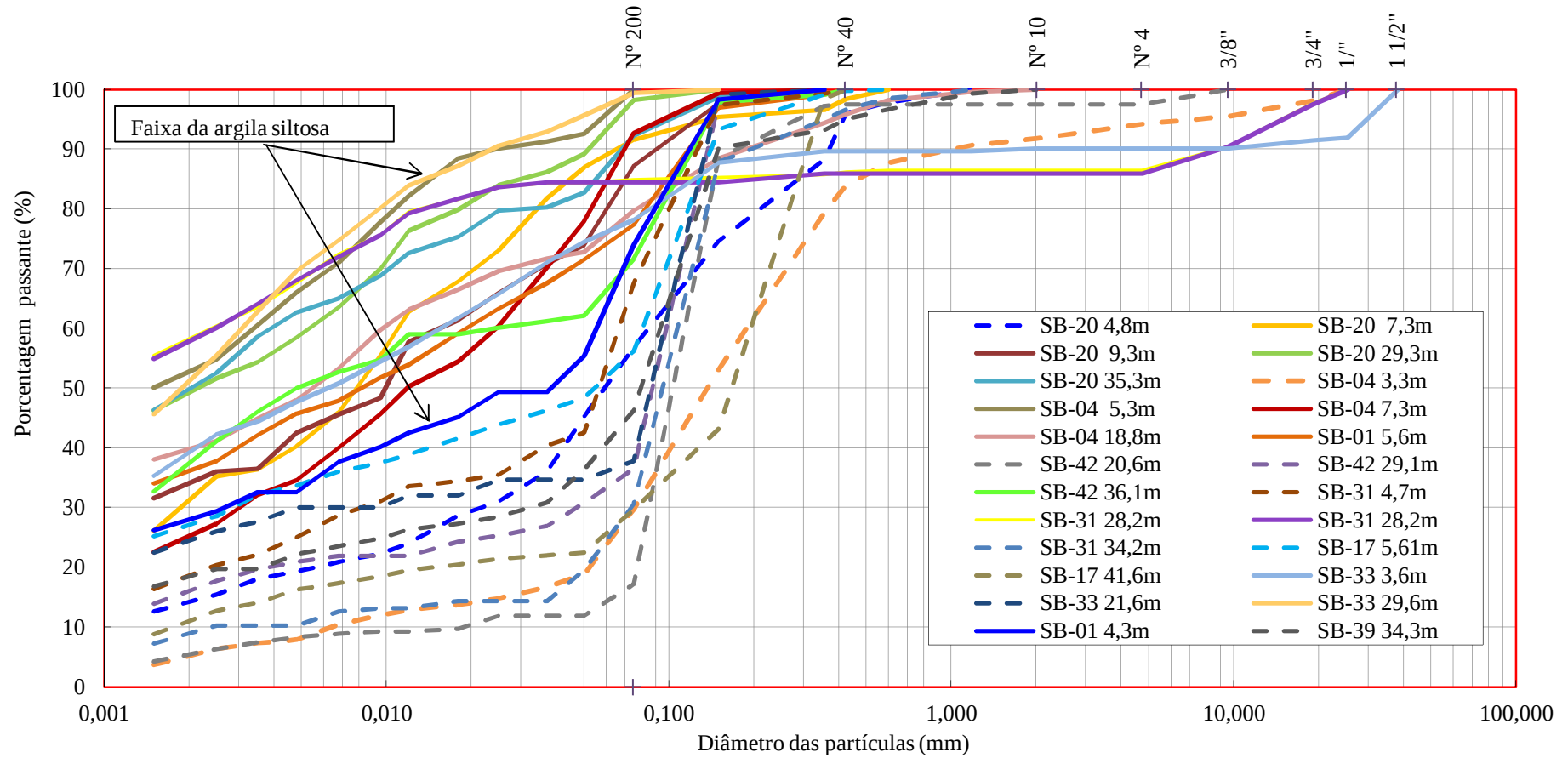
A figura 56 representa as curvas granulométricas das amostras apresentadas no quadro 14, nesta se visualizam claramente as amostras com elevado teor de areias e siltes, com baixa compressibilidade (curvas tracejadas). Assim é definida a faixa granulométrica da argila siltosa com alta compressibilidade na área de tratamento, e verifica-se que em média é constituída de 36% de silte, de 41% de argila e de 23% de areia.

QUADRO 14 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Furo	Prof. (m)	Granulometria						Parâmetros geotécnicos						
		Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)	USCS	Umidade natural w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Gs (g/cm ³)	γ (kN/m ³)
SB-1	4,3	27,90	16,30	54,90	0,90	0,10		MH		80	48	32	2,59	
	5,65	36,00	37,20	24,70	1,90	0,20		MH		61	39	22	2,58	
Q-04	3,4	5,40	7,00	53,90	21,40	3,60	9,00	SC	27,1	28	15	13	2,69	18,5
	5,3	52,60	40,10	7,20				CH	43,1	91	37	54	2,67	17,4
	7,4	25,00	52,80	21,90	0,40			MH	87,8	73	34	39	2,6	14,6
	18,8	39,90	32,80	18,80	6,70	1,90		CH	68,9	98	41	57	2,65	14,9
Q-17	5,6	26,90	23,10	46,00	3,70	0,30		ML	61,9	50	32	18	2,64	15,3
	41,6	11,80	53,40	5,70	28,60	0,40		SM		48	33	15	2,62	
Q-20	4,8	14,10	29,50	37,70	16,70	1,40	0,50	ML	45,3	46	38	8	2,6	17,0
	7,3	32,50	51,90	9,00	5,20	1,40		MH	150	95	51	44	2,31	11,7
	9,3	35,10	39,90	23,90	1,20			MH	56	85	38	47	2,61	15,6
	29,3	49,80	41,50	8,50	0,20			CH	70,4	90	38	52	2,64	14,6
	35,3	50,00	33,20	16,00	0,50	0,20		MH	63,7	94	42	52	2,59	15,5
Q-31	4,8	18,80	47,60	15,80	17,70	0,10		SM	95,3	109	64	45	2,63	14,4
	28,3	58,50	25,60	1,00	0,80	0,30	14,00	MH	87,4	99	46	53	2,56	14,6
	34,6	9,20	25,60	56,00	7,60	1,40			35,8				2,65	18,1
Q-33	3,7	40,30	34,10	14,00	1,50	0,20	10,00	CH		76	35	41	2,53	
	21,7	25,00	10,90	63,60	0,40	0,10		SM		29	24	5	2,64	
	29,7	51,80	47,30	0,80	0,10			MH		109	46	63	2,59	
Q-39	34,3	19,20	26,70	45,90	4,70	3,50							2,66	
Q-42	20,7	5,50	7,30	79,80	4,50		3,00		32				2,66	18,3
	29,1	16,40	13,00	69,30	1,00	0,30		SC	34,9	31	23	8	2,67	17,6
	36,2	36,70	19,30	40,70	1,10	0,20		CH	82,8	110	39	71	2,59	14,0

FONTE: A autora (2016).

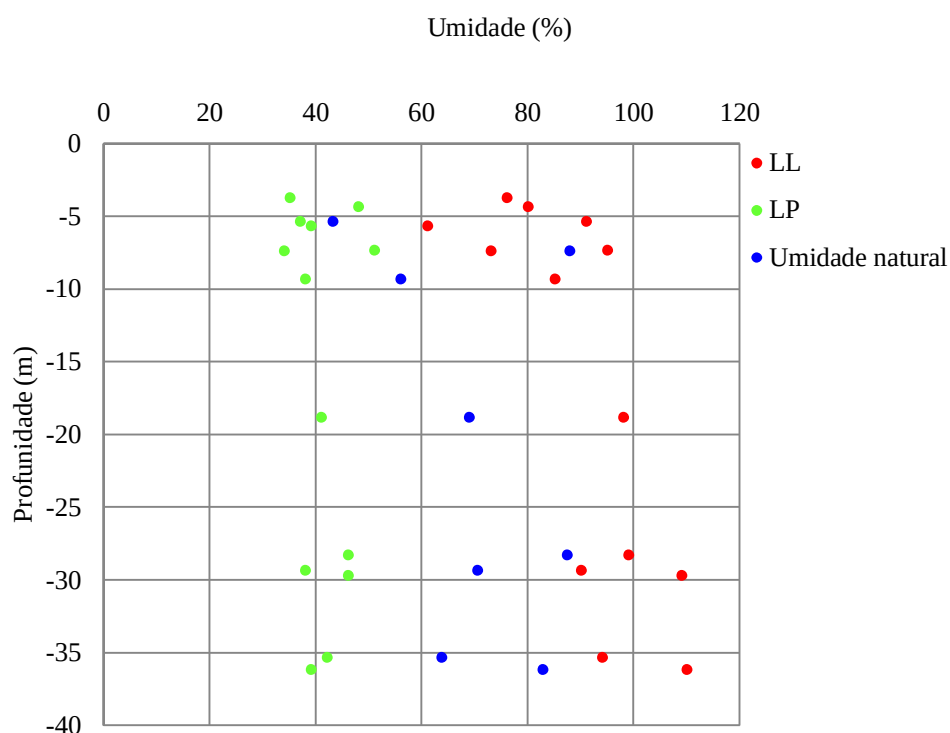
FIGURA 56 - CURVAS DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA



FONTE: A autora (2016).

Os limites de consistência e umidade das amostras ilustram-se na figura 57, da qual foram excluídas as amostras com teor elevado de areias e siltes (curvas tracejadas), e mostram um valor médio do teor de umidade natural de 79 %, muito próximo ao valor médio do limite de liquidez de 89 %, portanto as camadas de argila encontram-se no estado plástico.

FIGURA 57 - LIMITES DE CONSISTÊNCIA E UMIDADE



FONTE: A autora (2016).

Com os valores médios do limite de liquidez, do índice de plasticidade e da umidade natural, calculou-se o índice de consistência (IC), para isto utilizou-se a expressão da equação 53, cujo resultado foi de $IC = 0,22$, este valor classifica as camadas de argila da área de estudo com consistência mole.

$$\frac{(LL - w)}{IP} = IC \quad (53)$$

em que,

LL - Limite líquido;

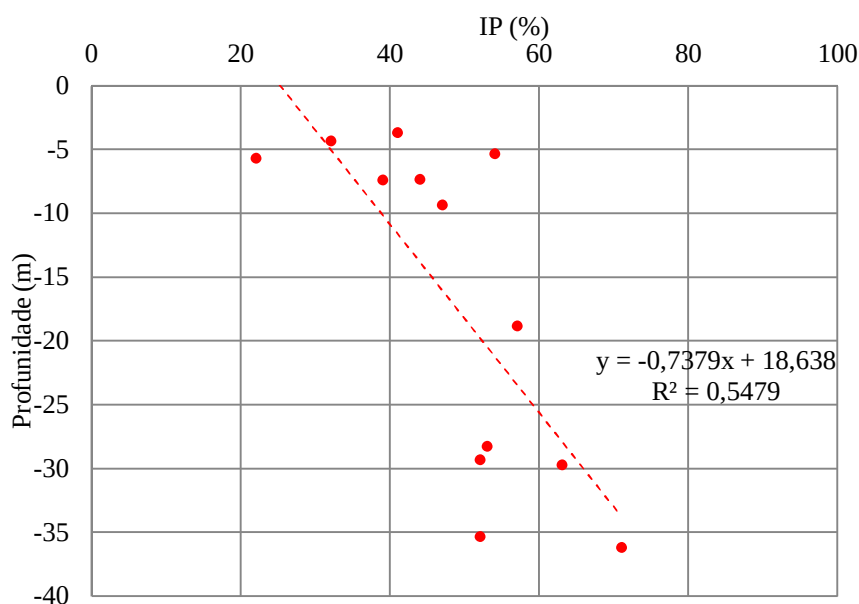
w - Umidade natural;

IC - Índice de consistência;

IP - Índice plástico.

A figura 58 mostra que existe um incremento do índice de plasticidade em função da profundidade. Com os valores desta figura realizou-se uma correlação do IP com a profundidade tendo como objetivo de auxiliar na obtenção da razão de pré-adensamento no ensaio palheta, através da correlação proposta por Mayne e Mitchell (1988).

FIGURA 58 - ÍNDICE DE PLASTICIDADE



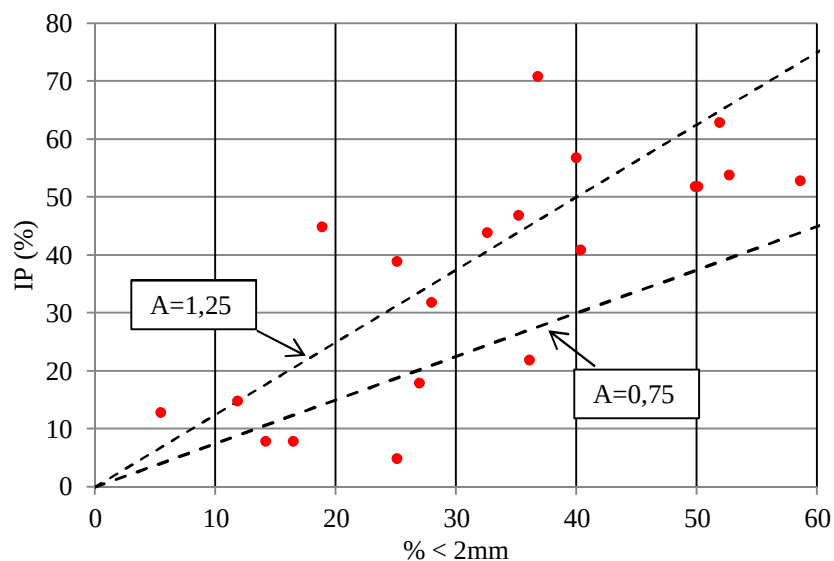
FONTE: A autora (2016).

Skempton (1953) mostrou que o índice de atividade (*A*) dos solos argilosos determina o comportamento do solo coesivo, o índice de atividade é calculado conforme a equação 54. Assim, um solo pode ter pequena percentagem de argila e apresentar um comportamento de solo coesivo, o que indica que a argila é muito ativa. Para índice de atividade entre 0,75 e 1,25 a argila é considerada normal, menor que 0,75 é considerada inativa e acima de 1,25 a argila é ativa.

$$A = \frac{IP}{\text{Fração de argila}} \quad (54)$$

A figura 59 mostra os índices de atividade das amostras que variam desde 0,2 até 2,41, com os valores da figura verifica-se que as camadas superficiais de argila mostram maior atividade que a camada mais profunda. Em geral as amostras com índice de plasticidade até 30 % apresentam-se inativas, e os solos com índice de plasticidade acima de 30 % mostram-se entre normalmente ativa ou ativas, com índice de atividade próximo a 1,25.

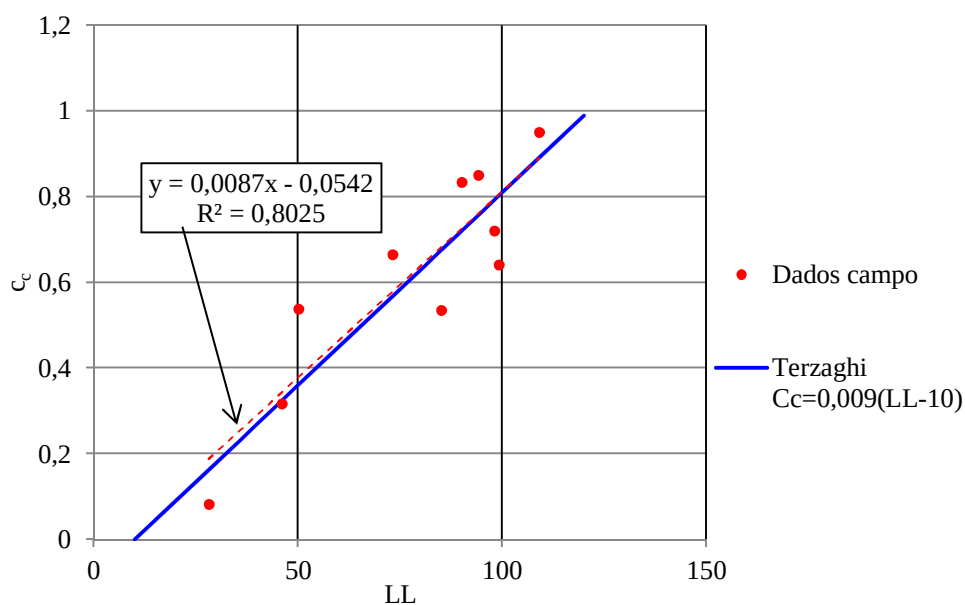
FIGURA 59 - ATIVIDADE DOS SOLOS NA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: A autora (2016).

Alguns autores têm proposto correlações visando obter parâmetros que usualmente são resultantes de ensaios que necessitam de maior tempo e custo para a sua execução, em função de valores de ensaios mais simples e de rápida obtenção, como teor de umidade, limites de consistência e índice de vazios. Na posse de parâmetros de limite líquido (LL) nos ensaios de caracterização e de índice de compressão (c_c) obtidos dos ensaios de adensamento, foi realizada a correlação LL e o c_c para a área de estudo, esta correlação apresenta-se na figura 60.

FIGURA 60 - CORRELAÇÃO ENTRE VALORES DE LIMITE LIQUIDO E ÍNDICE DE COMPRESSÃO



FONTE: A autora (2016).

A figura 60 mostra que quanto maior o valor do limite de liquidez, o valor do coeficiente de compressibilidade aumenta. Observa-se também no gráfico, que a correlação dos dados na área de estudo é muito próxima à correlação apresentada por Terzaghi.

3.2.7 Ensaio triaxial -CU

Realizaram-se ensaios triaxiais do tipo adensado e não-drenado (CU) em amostras coletadas com amostrador *shelby*. Todos os ensaios realizados em corpos de prova de com 38 mm de diâmetro e 76 mm de altura. Os corpos de prova foram adensados isotropicamente com tensões efetivas de 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa. Os resultados da fase de ruptura realizados com o critério de tensão desviadora máxima mostram-se no quadro 15.

Com os dados da fase de ruptura foi possível calcular os parâmetros de resistência do solo através das envoltórias de tensão efetiva, os valores obtidos de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo mostram-se no quadro 15. Também com os dados da fase de ruptura do ensaio foi possível calcular o parâmetro de Skempton (A_f) através da equação 55.

$$A_f = \frac{\Delta u_f}{\sigma_{df}} \quad (55)$$

Onde:

Δu_f - Poro-pressão;

σ_{df} - Tensão desviadora corrigida ($\sigma'_1 - \sigma'_3$);

σ'_3 - Tensão efetiva principal menor;

σ'_1 - Tensão efetiva principal maior.

QUADRO 15 - PARÂMETROS DA FASE DE RUPTURA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS-CU

Furo	Prof. (m)	Pressão efetiva final (kPa)	Tensão desviadora corrigida (kPa)	Deformação axial (%)	Porosidade (kPa)	Tensão efetiva principal menor - σ'_3 (kPa)	Tensão efetiva principal maior - σ'_1 (kPa)	A_f	c' (kPa)	ϕ' (°)
SB-20	4,8	50	81	9,86	33	15	96	0,41	15,25	28,99
		150	139	13,57	99	49	188	0,71		
		300	238	8,95	202	99	337	0,85		
SB-20	7,3	50	141	8,09	39	10	151	0,28	27,39	37,45
		150	194	9	136	16	210	0,7		
		300	233	10,01	253	39	272	1,09		
SB-20	9,3	50	85	6,75	24	25	110	0,28	1,99	37,10
		150	160	11,33	101	50	210	0,63		
		300	77	7,06	170	95	172	2,2		
SB-20	29,3	50	46	13,65	28	21	67	0,62	7,45	21,42
		150	83	8,14	38	112	195	0,46		
		300	177	7,92	166	134	311	0,94		
SB-20	35,3	50	96	11,64	31	19	115	0,32	16,32	30,42
		150	209	11,7	50	100	309	0,24		
		300	254	6,71	203	96	350	0,8		
SB-04	5,325	50	35	7,6	18	35	70	0,51	3,39	16,16
		150	83	11,88	35	115	198	0,42		
		300	100	14,19	182	118	218	1,82		
SB-04	3,35	50	124	18,43	-7	50	174	-0,06	10,94	27,85
		150	193	16,36	38	109	302	0,2		
		300	238	10,37	183	115	353	0,77		
SB-04	7,35	50	84	7,99	34	15	99	0,41	24,40	19,47
		150	118	9,18	100	49	167	0,85		
		300	128	13,96	135	160	288	1,05		
SB-04	18,8	50	41	5,76	28	21	62	0,69	4,34	22,98
		150	92	7,02	110	40	132	1,2		
		300	155	6,96	190	110	265	1,23		
SB-42	20,65	50	469	13,92	-129	179	648	-0,27	105,82	19,02
		150	842	12,7	-200	350	1192	-0,24		
		300	737	9,45	-157	454	1191	-0,21		
SB-42	29,1	50	469	13,92	-129	179	648	-0,27	105,82	19,02

Furo	Prof. (m)	Pressão efetiva final (kPa)	Tensão desviadora corrigida (kPa)	Deformação axial (%)	Poropressão (kPa)	Tensão efetiva principal menor - σ'_3 (kPa)	Tensão efetiva principal maior - σ'_1 (kPa)	A_f	c' (kPa)	ϕ' (°)
		150	842	12,7	-200	350	1192	-0,24		
		300	737	9,45	-157	454	1191	-0,21		
SB-42	36,15	50	91	3,16	39	10	101	0,43	39,82	6,61
		150	189	2,66	93	55	244	0,49		
		300	124	3,24	167	133	257	1,35		
SB-31	4,76	50	53	13,16	37	16	69	0,7	13,53	19,33
		150	90	14,05	96	55	145	1,07		
		300	148	7,12	189	111	259	1,28		
SB-31	28,26	50	42	7,86	29	20	62	0,7	8,15	18,91
		150	107	8,31	109	37	144	1,02		
		300	136	6,09	176	118	254	1,29		
SB-31	34,26	50	92	17,61	35	15	107	0,38	14,14	34,23
		150	172	11,03	82	58	230	0,48		
		300	290	13,11	208	92	382	0,72		
SB-17	5,61	50	39	10,91	34	16	55	0,87	4,82	24,70
		150	62	17,45	92	58	120	1,48		
		300	160	8,83	193	101	261	1,2		
SB-17	41,61	50	148	12,93	-15	81	229	-0,1	14,59	23,00
		150	100	1,28	54	97	197	0,54		
		300	351	9,9	64	240	591	0,18		
SB-33	3,68	50	54	14,07	39	13	67	0,72	10,21	26,52
		150	113	8,15	12	139	252	0,11		
		300	246	7,5	168	132	378	0,68		
SB-33	29,68	50	86	9,67	19	34	120	0,22	3,56	31,26
		150	86	10,21	2	148	234	0,02		
		300	306	13,41	158	136	442	0,52		
SB-39	4,3	50	39	12,38	22	29	68	0,57	6,51	15,37
		150	74	18,21	121	36	110	1,64		
		300	187	9,22	90	237	424	0,48		
SB-39	34,3	50	164	19,89	5	75	239	0,03	0,00	32,65
		150	409	11,79	-30	180	589	-0,07		
		300	465	13,99	116	180	645	0,25		

FONTE: A autora (2016).

No quadro 15 verifica-se que quanto maior a tensão confinante, maior é o valor do parâmetro A_f . Deste quadro foram extraídas as amostras com tensão de confinamento próxima à tensão efetiva vertical do solo, e classificada segundo os intervalos de valores do parâmetro de Skempton (A_f) para os diferentes tipos de argilas. O parâmetro A_f varia em função do tipo de solo, dos níveis de tensões e do histórico de tensões, sendo os valores padrões de A_f mostram-se no quadro 16.

QUADRO 16 - VALORES DO PARÂMETRO DE SKEMPTON PARA ARGILAS

Tipo de argila	A_f
Normalmente adensada	0,5 a 1
Argila arenosa compactada	0,25 a 0,75
Levemente pré-adensada	0 a 0,5
Argila pedregulhosa compactada	-0,25 a 0,25
Argila altamente pré-adensada	-0,5 a 0

FONTE: BUDHU (1999).

O resultado da classificação em função do parâmetro A_f mostram-se no quadro 17, no qual diferenciaram-se as amostras com conteúdo de areia. De maneira geral, a classificação mostra camadas de argila normalmente adensada a levemente adensada.

QUADRO 17 - CLASSIFICAÇÃO DO SOLO SEGUNDO O PARÂMETRO DE SKEMPTON

Furo	Prof. (m)	A_f	Classificação
SB-04	3,35	-0,06	Argila pedregulhosa compactada
SB-33	3,68	0,72	Normalmente adensada
SB-39	4,3	0,57	Normalmente adensada
SB-31	4,76	0,7	Argila arenosa compactada
SB-20	4,8	0,41	Argila pedregulhosa compactada
SB-04	5,325	0,51	Normalmente adensada
SB-17	5,61	0,87	Argila arenosa compactada
SB-20	7,3	0,28	Levemente adensada
SB-04	7,35	0,41	Levemente adensada
SB-20	9,3	0,28	Levemente adensada
SB-42	20,65	-0,24	Argila pedregulhosa compactada
SB-31	28,26	1,02	Normalmente adensada
SB-42	29,1	-0,24	Argila pedregulhosa compactada
SB-20	29,3	0,46	Levemente adensada
SB-33	29,68	0,02	Levemente adensada
SB-31	34,26	0,48	Argila arenosa compactada
SB-39	34,3	0,25	Argila arenosa compactada
SB-20	35,3	0,8	Normalmente adensada
SB-42	36,15	0,49	Levemente adensada
SB-17	41,61	0,18	Argila pedregulhosa compactada

FONTE: A autora (2016).

3.2.8 Avaliação da qualidade das amostras indeformadas

Foram realizadas coletas das amostras através de amostrador tipo *shelby* e a qualidade das amostras foram avaliadas com os critérios definidos por Lunne *et al.* (1997), por Coutinho (2007) e por Sandroni (2006). Os resultados da avaliação da qualidade das amostras ilustram-se no quadro 18.

QUADRO 18 - QUALIDADE DAS AMOSTRAS NA ÁREA DE ESTUDO

Furo	Prof. (m)	σ'_{vm}	e_0	e_{v0}	OCR	$\Delta e/e_0$	Lunne <i>et al.</i> (1997)	Sandroni (2006)	Coutinho (2007)
Q-04	3,4	60	0,81	0,80	1,67	0,01235	Excelente - Muito Boa	Excelente - Muito Boa	Excelente - Muito Boa
	5,3	78	1,15	1,08	1,54	0,06522	Boa - Regular	Ruim	Boa - Regular
	7,4	88	2,29	2,04	1,47	0,10917	Ruim	Muito Ruim	Ruim
	18,8	72	1,94	1,61	0,62	0,1701	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
Q-17	5,6	14	1,75	1,45	0,42	0,17143	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
Q-20	4,8	80	1,18	1,09	1,66	0,07627	Ruim	Ruim	Boa - Regular
	7,3	130	3,81	3,65	2,09	0,0499	Boa - Regular	Boa - Regular	Excelente - Muito Boa
	9,3	70	1,56	1,33	1,10	0,15064	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	29,3	98	2,03	1,63	0,63	0,19951	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	35,3	190	1,70	1,51	1,01	0,11176	Ruim	Muito Ruim	Ruim
Q-31	4,8	26	2,51	2,21	1,01	0,11952	Ruim	Muito Ruim	Ruim
	28,3	9,7	2,25	1,35	0,07	0,4	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	34,6	71	0,95	0,75	0,38	0,21053	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
Q-42	5,6	6	2,49	2,00	0,20	0,19679	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	20,7	108	0,87	0,81	0,70	0,07241	Ruim	Ruim	Boa - Regular
	29,1	110	1,01	0,85	0,50	0,16337	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	36,2	302	2,32	1,98	1,22	0,14655	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
SP1	4,8	105	0,62	0,55	2,21	0,1081	Muito Ruim	Muito Ruim	Ruim
	6,1	106	1,13	0,90	1,85	0,20354	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	7,4	108	1,40	1,16	1,63	0,17214	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	28,8	230	1,69	1,47	1,19	0,13136	Ruim	Muito Ruim	Ruim
SP5	8,3	180	4,86	4,72	4,48	0,0288	Boa - Regular	Excelente - Muito Boa	Excelente - Muito Boa
	9,5	260	0,56	0,53	2,32	0,0453	Boa - Regular	Boa - Regular	Excelente - Muito Boa
	10,8	180	1,18	1,12	2,93	0,0607	Boa - Regular	Ruim	Boa - Regular
	21,3	80	0,59	0,55	0,47	0,0661	Boa - Regular	Ruim	Boa - Regular
	32,1	190	1,57	1,16	0,79	0,26115	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
SP9	8,1	89	0,85	0,66	1,00	0,22353	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	9,4	140	1,18	0,96	1,42	0,19068	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	10,5	180	1,43	1,30	1,70	0,09091	Ruim	Ruim	Ruim
	19,3	185	0,84	0,71	1,00	0,15119	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	31,3	100	2,18	1,28	0,41	0,41284	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	34,3	302	2,27	1,80	1,17	0,20705	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
SP12	7,3	203	4,17	4,01	2,56	0,0384	Boa - Regular	Boa - Regular	Excelente - Muito Boa
	9,3	105	1,42	1,13	1,16	0,20423	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	11,3	180	1,45	1,22	1,75	0,1586	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	30,8	75	2,88	1,53	0,41	0,46875	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
	33,8	203	1,56	1,26	1,00	0,19231	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim

FONTE: A autora (2016).

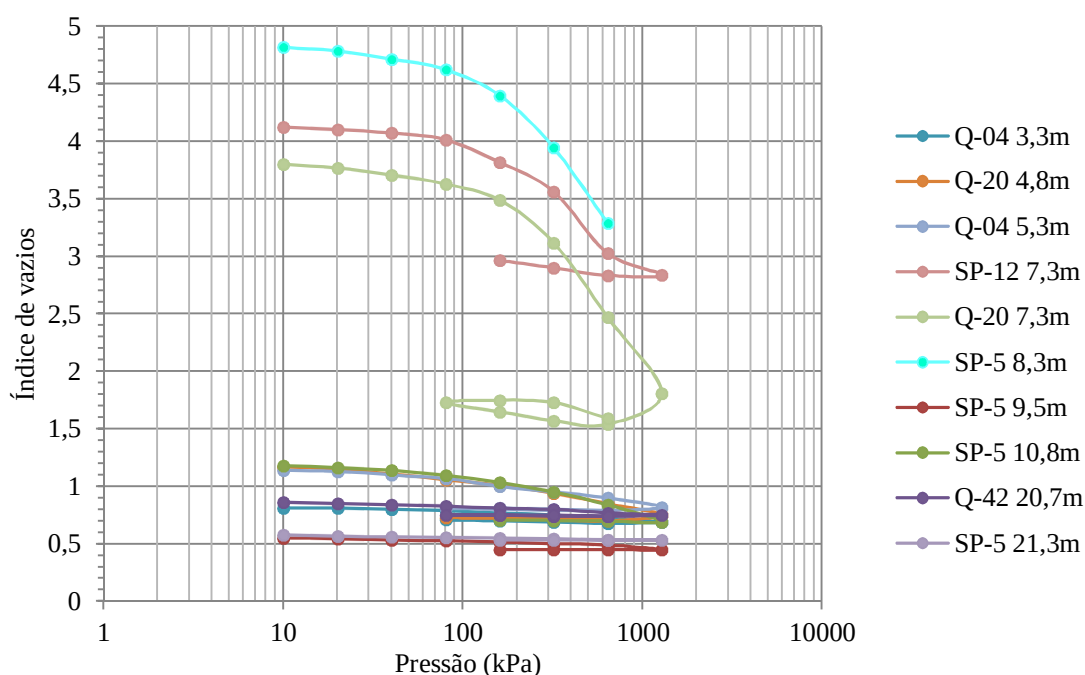
De acordo com os resultados do quadro 18, cerca de 70% das amostras coletadas apresentaram resultados insatisfatórios de qualidade (ruim e muito ruim). Na camada mais profunda, entre os 25 m e 40 m de profundidade, não apresentaram amostras com qualidade boa.

3.2.9 Ensaios de adensamento oedométrico

Durante a sondagem retiraram-se amostras indeformadas da argila mole através de amostradores tipo *shelby* a diferentes profundidades, e foram realizados ensaios de adensamento convencionais visando à obtenção das características de compressibilidade do solo estudado. A maioria dos ensaios realizou-se com os estágios 6,5; 10; 20; 40; 80; 160; 320; 640 e 1280 kPa.

Apesar de muitas amostras apresentarem resultados insatisfatórios em quanto à qualidade das amostras coletadas, apresentam-se todos os valores dos parâmetros obtidos através do ensaio de adensamento, com a distinção entre os resultados provenientes de amostras com qualidade boa e com qualidade ruim. A figura 61 ilustra os ensaios de adensamento realizados com amostras de qualidade boa, esta figura mostra uma grande variabilidade das curvas de compressão edométricas, encontrando amostras com índice de vazios inicial (e_0) entre 0,56 e 4,86.

FIGURA 61 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM AMOSTRAS DE BOA QUALIDADE



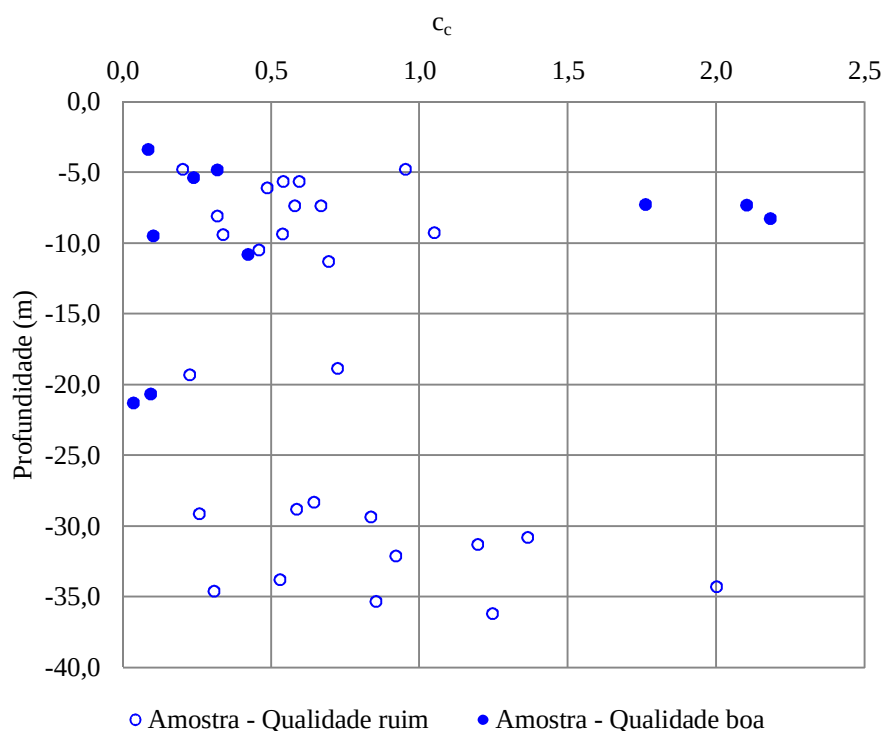
FONTE: A autora (2016).

A partir das curvas de compressão obtiveram-se: o índice de compressão (c_c) que corresponde à inclinação da reta virgem; o índice de recompressão (c_r) representado pela inclinação do trecho de descarregamento; e a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) que foram estimadas pelo método Pacheco Silva (1970).

Ladd (1973) relaciona os efeitos das amostras com qualidade ruim sobre a curva de compressão edométrica, os quais descrevem-se na sequência.

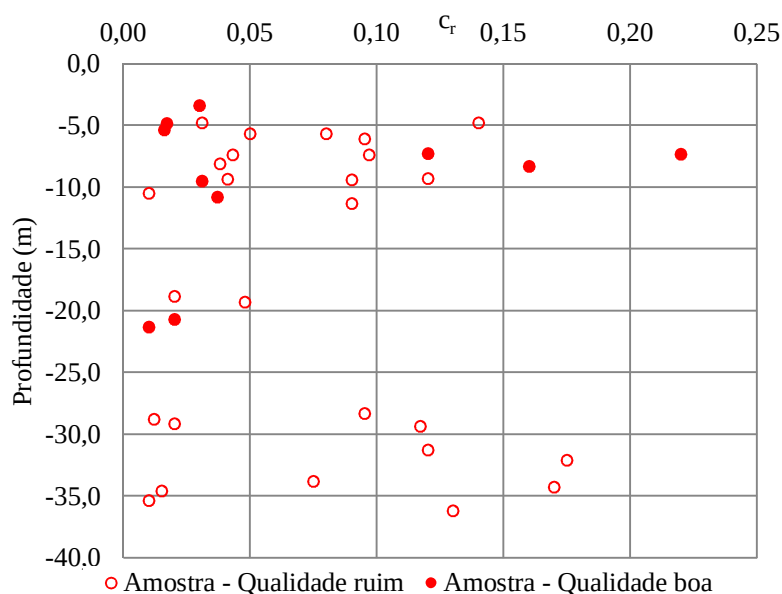
As amostras com qualidade ruim reduzem a compressibilidade no trecho de compressão virgem (c_c) e aumentam a compressibilidade no domínio da recompressão (c_r). (LADD 1973). As figuras 62 e 63 mostram a variabilidade dos valores do índice de compressão e recompressão na camada superficial de solo, considerando as amostras de qualidade boa, os valores de c_c variam entre 0,03 e 2,18 e os valores de c_r variam entre 0,01 e 0,22.

FIGURA 62 - ÍNDICES DE COMPRESSÃO



FONTE: A autora (2016).

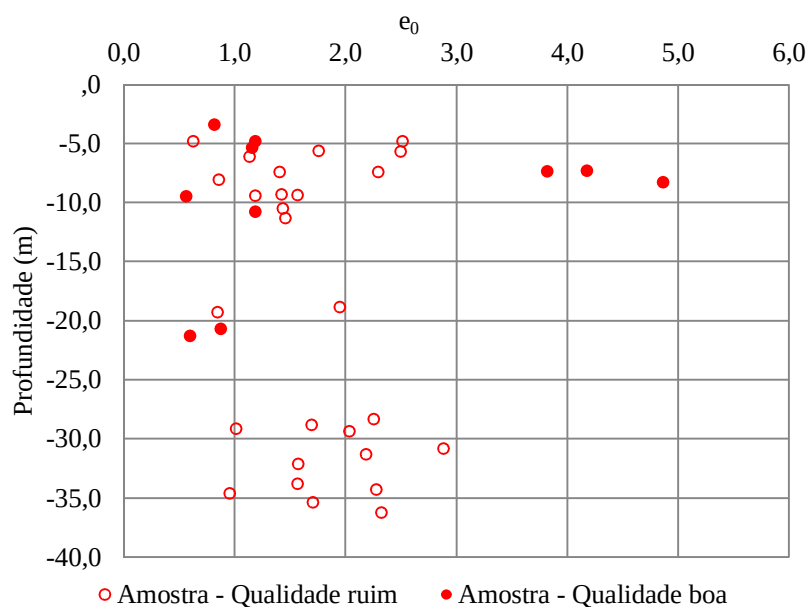
FIGURA 63 - ÍNDICES DE RECOMPRESSÃO



FONTE: A autora (2016).

Segundo Ladd (1973), nas amostras com qualidade ruim, qualquer que seja a tensão vertical efetiva, o índice de vazios é sempre menor. A figura 64 mostra o índice de vazios para as amostras com qualidade boa e ruim. Considerando as amostras com qualidade boa, na camada superficial existem amostras com índice de vazios próximos a 1, e algumas amostras apresentam valores de e_0 entre 3,81 e 4,86, dados que confirmam a heterogeneidade geotécnica na área de estudo.

FIGURA 64 - ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL

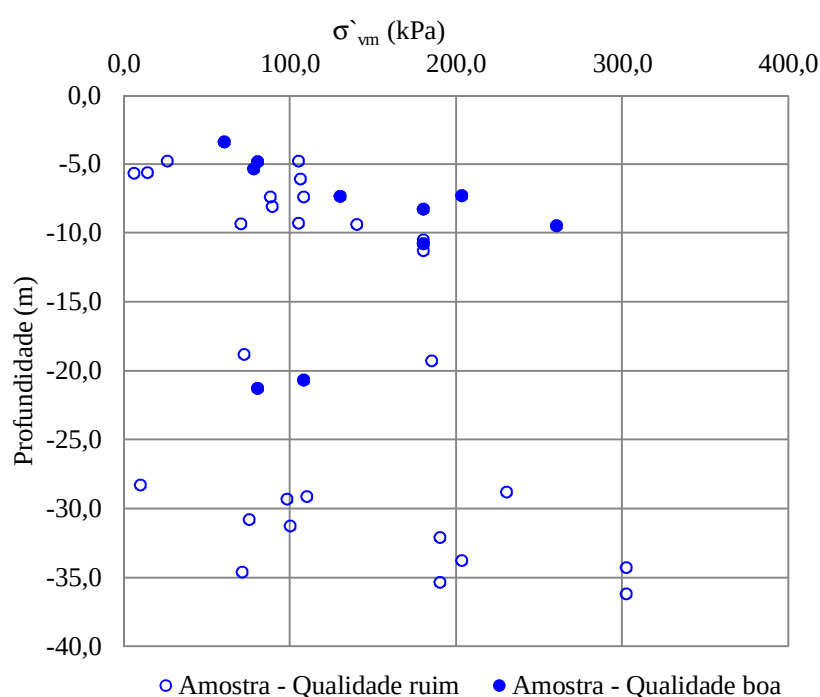


FONTE: A autora (2016).

Segundo Ladd (1973), nas amostras com qualidade ruim torna-se difícil a determinação da tensão de pré-adensamento σ'_{vm} , já que o amolgamento “suaviza” a passagem do domínio de recompressão para o domínio normalmente adensado. Também, nas amostras com qualidade ruim subestima-se o valor da tensão de pré-adensamento σ'_{vm} . Na figura 65 verifica-se a variabilidade da tensão de pré-adensamento da camada 2, mostrando valores de σ'_{vm} entre 60 kPa e 260 kPa.

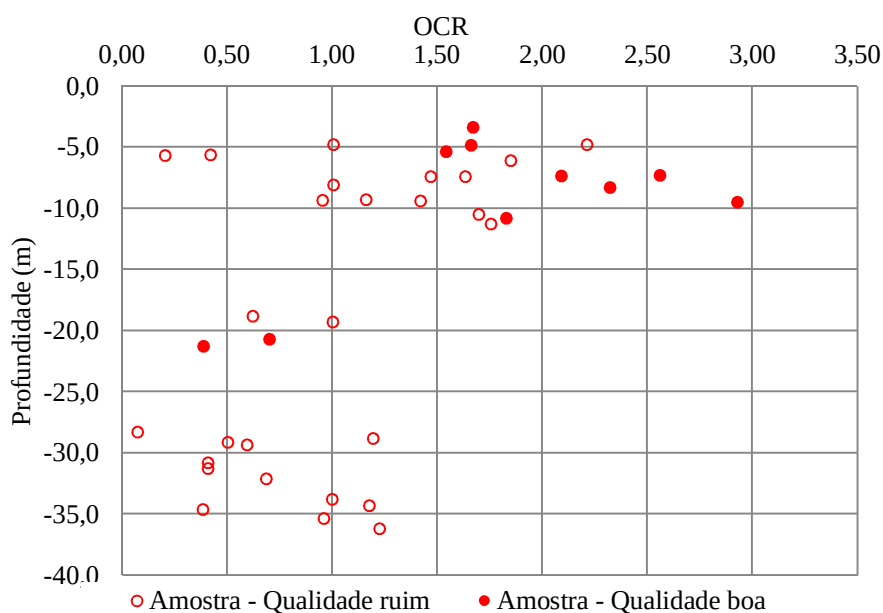
Da mesma maneira, os valores da razão de pré-adensamento na figura 66 também apresentam variabilidade nas camadas superficiais de argilas, com valores entre 0,39 e 2,93.

FIGURA 65 - VALORES DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO



FONTE: A autora (2016).

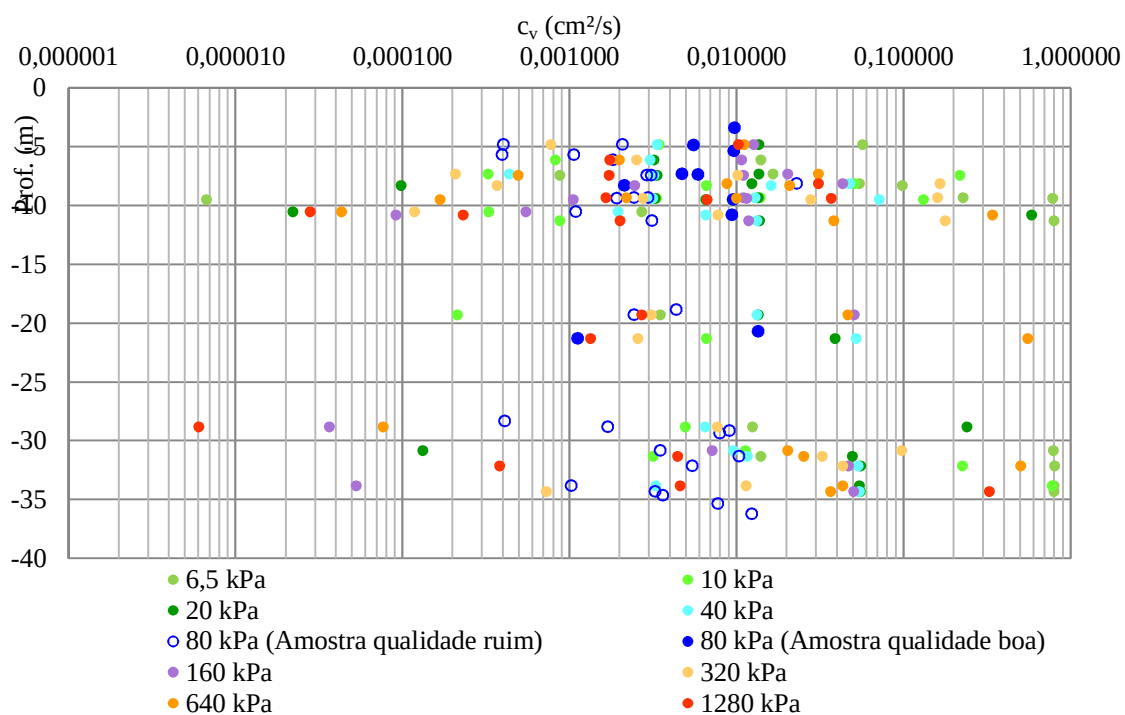
FIGURA 66 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO



FONTE: A autora (2016).

A partir dos resultados dos ensaios de adensamento oedométrico foi possível calcular os valores de coeficiente de adensamento vertical, os valores de c_v variam para os diversos incrementos de carga e o cálculo é realizado para cada estágio do carregamento, os valores de c_v mostram-se na figura 67.

FIGURA 67 - COEFICIENTE DE ADENSAMENTO VERTICAL



FONTE: A autora (2016).

Segundo Ladd (1973), as amostras com qualidade ruim apresentam menor permeabilidade e por sua vez resultam em valores minimizados do coeficiente de adensamento vertical c_v .

Considerando o valor de carregamento ao que será submetido o solo é próximo de 63 kPa, foram estimados os valores de coeficiente de adensamento vertical das amostras obtidas com qualidade boa e ruim para o carregamento de 80 kPa, como se ilustra na figura 67, onde os coeficientes apresentam valor mínimo de 0,0011 cm²/s e valor máximo de 0,013 cm²/s para as amostras de boa qualidade.

3.3 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

A compressibilidade é a propriedade que os solos têm de serem suscetíveis à compressão. O comportamento dos solos, submetidos a um carregamento, pode se avaliar por parâmetros de compressibilidade obtidos através de ensaios e de correlações. Diversos fatores afetam os valores dos parâmetros de compressibilidade, assim como: tipo de solo, estrutura do solo, nível de tensões e grau de saturação.

A seguir são apresentados os parâmetros de compressibilidade do solo na área de estudo, salientando a variação destes parâmetros nas camadas de argila ao longo da profundidade.

3.3.1 Índice de vazios inicial

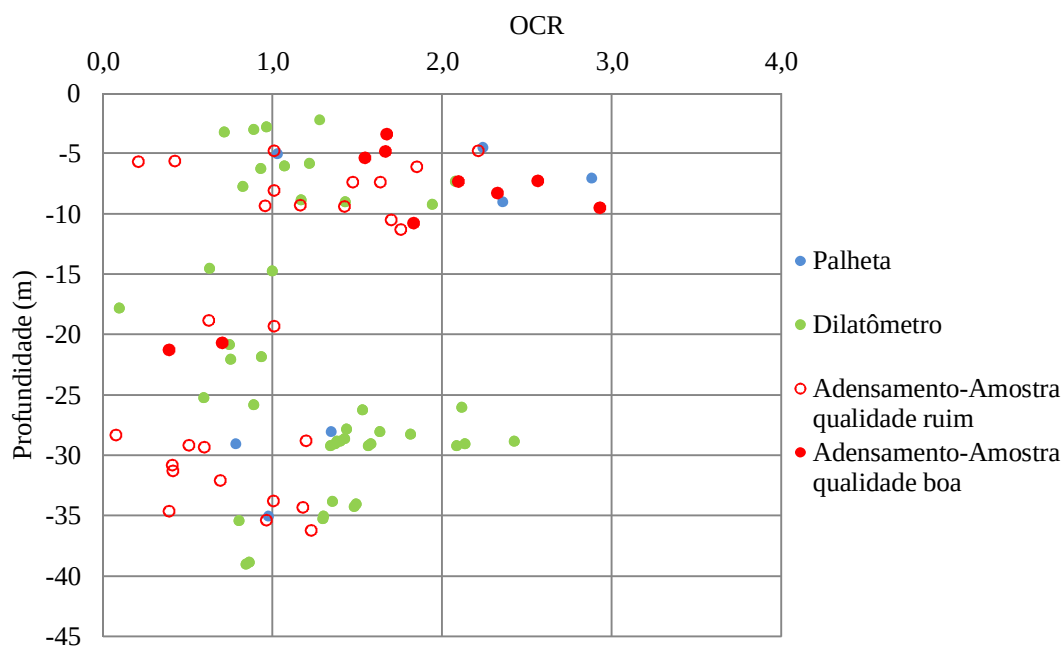
De acordo com Pinto (2006), as argilas sedimentares se formam sempre com elevados índices de vazios, e quando elas se apresentam com índices baixos, estes são consequência de um pré-adensamento.

Considerando os valores de índice de vazios nos ensaios de adensamento com amostras de boa qualidade que se apresentam na figura 64 (ilustrada no item 3.3), verifica-se que as camadas de argila apresentam as duas características citadas por Pinto (2006), alguns ensaios mostram índice de vazios elevado, próximo a 4, e outros ensaios mostram índice de vazios mais baixos de aproximadamente 1. Na mesma figura 64 é possível verificar que não há valores de índice de vazios inicial com amostras de boa qualidade na camada mais profunda de argila, e os dados das amostras com qualidade ruim apresentam em média, um índice de vazios inicial de 2.

3.3.2 Razão de pré-adensamento

A distribuição da razão de pré-adensamento com a profundidade ilustra-se na figura 68, nesta são considerados os valores obtidos através dos ensaios de palheta, de dilatômetro e de adensamento. Os valores obtidos através dos ensaios de adensamento com amostras de qualidade boa e ruim foram identificados. Ressalta-se que não foram considerados os valores da razão de pré-adensamento das sondagens à percussão (SPT) e os valores dos ensaios de piezocone (CPTU) para a estimativa da razão de pré-adensamento, já que estes ensaios não permitem obter informação confiável deste parâmetro, segundo Schnaid (2000).

FIGURA 68 - VALORES DA RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO OBTIDOS EM TODOS OS ENSAIOS



FONTE: A autora (2016).

Nas duas primeiras camadas de argila (camada 1 e 2) o valor de OCR varia até 3 e tem um valor médio de 1,4 com desvio padrão de 0,64. Na camada mais profunda (camada 3), a razão de pré-adensamento médio é 1,2 com desvio padrão de 0,51. Assim, as duas primeiras camadas de argila (até uma profundidade de 12 m) apresentam-se levemente pré-adensadas e a camada de argila mais profunda está próxima de normalmente adensada.

3.3.3 Coeficiente de adensamento

Os valores do coeficiente de adensamento vertical (c_v) obtidos através do ensaio de adensamento apresentaram grande variabilidade, como exposto na figura 67, e mostraram um c_v médio de $6,66\text{E-}03 \text{ cm}^2/\text{s}$ na camada superficial (camadas 1 e 2) para um carregamento de 80 kPa, considerando somente as amostras com qualidade boa.

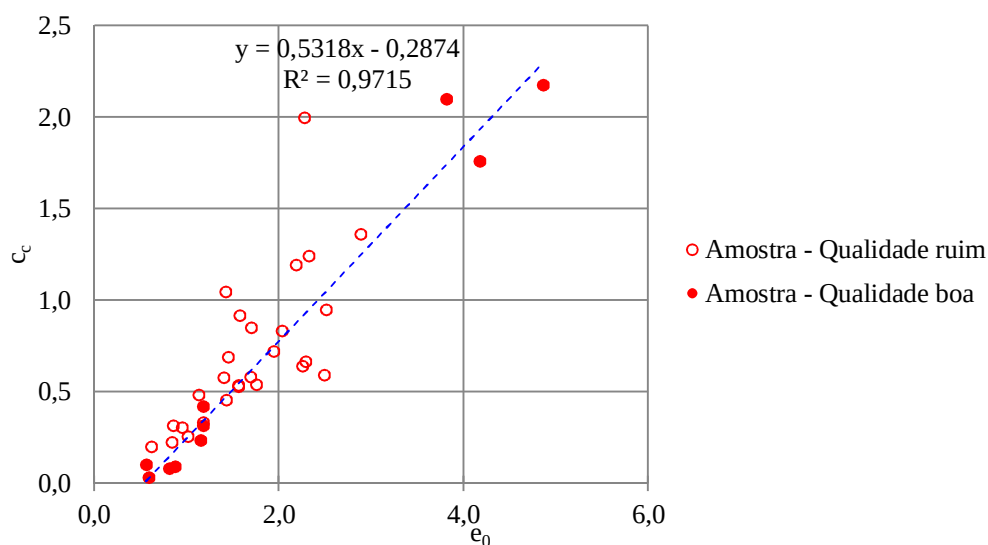
Os valores dos coeficientes de adensamento horizontal (c_h) obtidos através da dissipação dos ensaios de piezocone apresentaram um valor médio de $1,08\text{E-}02 \text{ cm}^2/\text{s}$, os coeficientes apresentaram grande variabilidade, encontrando valores entre $1,3\text{E-}03 \text{ cm}^2/\text{s}$ e $5,00\text{E-}02 \text{ cm}^2/\text{s}$, como mostrado na figura 47 (ilustrada no item 3.2.2).

3.3.4 Índices de compressibilidade

O índice de compressão (c_c) médio obtido dos ensaios de adensamento, considerando as amostras de qualidade boa, mostra para camada 1 de argila um valor médio de $c_c = 0,2$, para a camada 2 mostra um valor de $c_c = 2$ e para a camada mais profunda de argila (camada 3) mostra o valor de $c_c = 0,06$. A variabilidade deste parâmetro confirma a heterogeneidade na área de estudo.

Baseados nos resultados dos ensaios de adensamento realizou-se uma correlação entre o índice de compressão e o índice de vazios inicial (ver figura 69), e verifica-se que para os ensaios com amostra de qualidade boa e de qualidade ruim, a linha de tendência da correlação é praticamente a mesma.

FIGURA 69 - CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL E ÍNDICE DE COMPRESSÃO



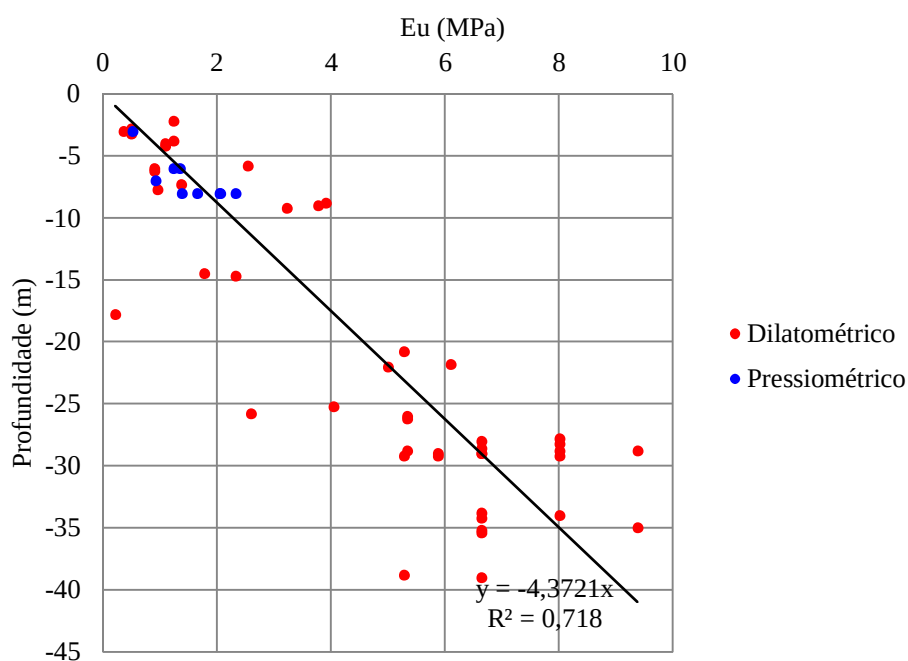
FONTE: A autora (2016).

O índice de recompressão (c_r) médio obtido dos ensaios de adensamento com coletas de amostra de boa qualidade, mostra para a camada 1 um valor médio de $c_r = 0,02$, para a camada 2 mostra o valor médio $c_r = 0,17$ e para a camada 3 mostra o valor médio $c_r = 0,02$, como ilustrado na figura 63 (ilustrada no item 3.2.9).

3.3.5 Módulo de deformabilidade não-drenado

Segundo Schnaid (2000), a previsão de deformabilidade das argilas normalmente adensadas e pré-adensadas depende fortemente do valor da tensão de pré-adensamento. Como o ensaio à percussão (SPT) não permite obter a informação confiável da tensão de pré-adensamento, não é recomendado utilizar o ensaio SPT para previsão do módulo de deformabilidade. Da mesma maneira, o ensaio de penetração do cone é insensível aos fatores da história de tensões, portanto, relações entre a resistência de ponta e módulo de deformabilidade devem ser tratadas com prudência. Assim, para a estimativa do módulo de deformabilidade não-drenado na área de estudo foram considerados somente resultados de ensaios dilatométricos e pressiométricos, como se mostra na figura 70.

FIGURA 70 - VALORES DE MÓDULO DE DEFORMABILIDADE NÃO-DRENADO



FONTE: A autora (2016).

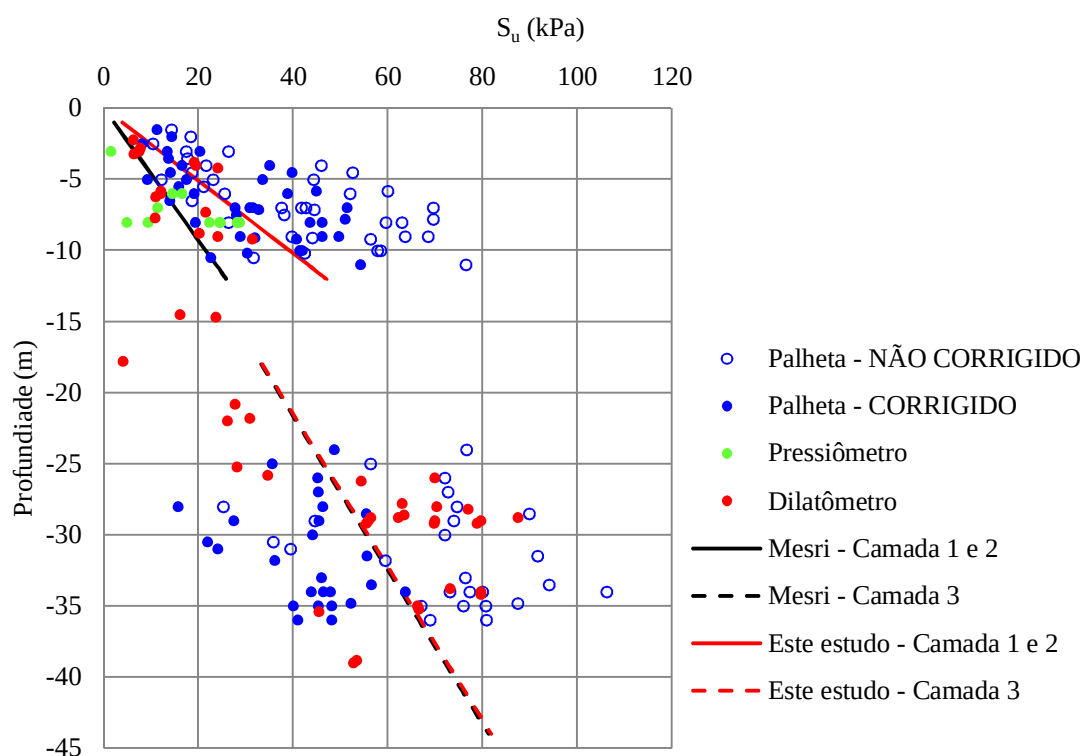
Verifica-se que o módulo de deformabilidade incrementa com a profundidade, mostrando para as camadas 1 e 2 (até uma profundidade de 10 m) o valor médio de $E_u = 1,5$ MPa, e para a camada 3 um valor médio de $E_u = 6,5$ MPa. Com estes valores as camadas 1 e 2 são classificadas como de consistência muito mole e a camada 3 é classificada como de consistência média.

3.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA

Existem casos em que é necessário conhecer a resistência do solo no estado em que este se encontra, ou a resistência não-drenada, no caso por exemplo, da estabilidade de um aterro construído sobre o solo mole, em que uma eventual ruptura ocorreria antes de qualquer drenagem do solo.

A figura 71 mostra os valores de resistência ao cisalhamento não-drenada obtidos através dos ensaios de palheta, dilatômetro e pressiômetro. Verificou-se que os valores do ensaio de palheta apresentaram-se maiores, portanto estes foram corrigidos com o fator de correção (redução) proposto por Bjerrum (1973), ambos resultados, os corrigidos e os não corrigidos ilustram-se na figura 71.

FIGURA 71 - VALORES DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA OBTIDOS EM TODOS OS ENSAIOS



FONTE: A autora (2016).

Na figura 71 mostra-se desenhada a correlação de Mesri (1989), na qual foi considerada a razão de pré-adensamento de 1,4 para a camada até 12 m de profundidade e $OCR = 1,2$ para a camada mais profunda. Realizando uma comparação entre os valores obtidos dos ensaios e a correlação de Mesri, observa-se de maneira geral que os valores de resistência não-drenada apresentam-se superiores à correlação de Mesri na camada até os 12 m de profundidade, e na camada mais profunda a resistência não-drenada apresenta valores similares à relação proposta por Mesri.

Realizaram-se correlações da resistência não-drenada para as camadas superficiais (camada 1 e 2) e para a camada mais profunda (camada 3), considerando os valores de resistência não-drenada obtidos através dos ensaio dilatométricos, pressiométricos e palheta corrigido, as correlações resultantes mostram-se no quadro 19. Ressalta-se que a correlação de Mesri (1989) também considera o fator de correção (redução) proposto por Bjerrum (1973).

QUADRO 19 - CORRELAÇÃO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA NA ÁREA DE ESTUDO

Camadas	Correlação Mesri (1989)	Esta Dissertação
Camadas 1 e 2	$S_u = 0,22. \sigma'_{vm}$	$S_u = 0,40. \sigma'_{vm}$
Camada 3	$S_u = 0,22. \sigma'_{vm}$	$S_u = 0,22. \sigma'_{vm}$

FONTE: A autora (2016).

Observou-se que existe uma relação entre a resistência não-drenada S_u e a razão de pré-adensamento OCR. Para depósitos de argila normalmente adensados a razão S_u/σ'_{vo} é da ordem de 0,25 (Bjerrum, 1973). No presente estudo, a camada superficial de argila apresentou uma razão média $S_u/\sigma'_{vo}=0,56$, mostrando que esta camada encontra-se pré-adensada, e a camada mais profunda entre 15 m e 40 m apresentou uma razão média de $S_u/\sigma'_{vo}=0,26$, mostrando um leve pré-adensamento.

A classificação de consistência segundo os intervalos de resistência não-drenada apresentado por Pinto (2006), classifica as camadas 1 e 2 m (até 10 m de profundidade) com consistência muito mole a mole, e a camada 3 (entre 25 m e 40 m de profundidade) com consistência média.

3.5 CÁLCULO DO RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO

O cálculo de recalques por adensamento primário foi realizado através da formulação clássica com índices de compressão, calculada em subcamadas correspondentes aos dados disponíveis de ensaio de adensamento. Para a obtenção dos índices de compressão e recompressão, selecionou-se as amostras que apresentaram melhor qualidade nos ensaios de adensamento (ver quadro 20). Desconsideraram-se os resultados dos ensaios de adensamento que não apresentaram qualidade boa, já que o amolgamento perturba a estrutura do solo, oferecendo parâmetros de compressibilidade equivocados, que podem afetar no cálculo dos recalques e na evolução destes com o tempo.

QUADRO 20 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE NAS AMOSTRAS COM BOA QUALIDADE

Ensaio	Prof. média (m)	c_c	c_r	e_0	c_v (80 kPa) (cm ² /s)
Q-04	-3,35	0,084	0,030	0,81	0,0096
Q-20	-4,8	0,318	0,017	1,18	0,0055
Q-04	-5,32	0,236	0,016	1,15	0,0095
SP12	-7,25	1,761	0,120	4,17	0,0047
Q-20	-7,3	2,100	0,220	3,81	0,0058
SP5	-8,25	2,180	0,160	4,86	0,0021
SP5	-9,45	0,101	0,031	0,56	0,0095
SP5	-10,75	0,421	0,037	1,18	0,0093
Q-42	-20,65	0,092	0,020	0,87	0,0134
SP5	-21,25	0,035	0,010	0,59	0,0011

FONTE: A autora (2016).

A solicitação do carregamento é 63,29 kPa, devido aos requerimentos da obra que será implantada. Os resultados do cálculo dos recalques primários estão apresentados no quadro 21, estes resultados mostram um recalque primário total estimado de 0,74 m, neste cálculo considerou-se o valor da razão de pré-adensamento médio obtido dos ensaios de palheta, dilatômetro e adensamento, para as camadas 1 e 2 o valor de OCR = 1,4, e para a camada mais profunda é de OCR = 1,2.

Os parâmetros de compressibilidade considerados para a camada 1, foram os correspondentes aos ensaios mostrados no quadro 20 entre as profundidades 3,35 m e 5,32 m, para a camada 2 considerou-se os dos ensaios entre as profundidades 7,25 m e 8,25 m e para a camada 3 foram considerados os ensaios nas profundidades 20,65 m e 21,25 m.

QUADRO 21 - RECALQUES ESTIMADOS PARA AS CAMADAS DE ARGILA SEM TRATAMENTO

Parâmetros	Unid.	Camada 1	Camada 2	Camada 3
Cota inicial		1,10	6,00	18,00
Cota final		4,85	12,25	40,00
Profundidade média da camada		2,98	9,13	29,00
H	m	3,75	6,25	22,00
σ'_{v0}	kPa	17,85	54,75	174,00
$\Delta\sigma_{v0}$	kPa	63,29	63,29	63,29
σ'_{vm}	kPa	24,99	76,65	208,80
c_c		0,21	2,01	0,06
c_r		0,02	0,17	0,02
e_0		1,05	4,28	0,73
ρ	m	0,20	0,48	0,06
ρ Total	m	0,74		

FONTE: A autora (2016).

Verificou-se que as camadas superficiais de argila (camada 1 e camada 2) com espessura aproximada de 10 m apresentaram a maior parcela do recalque previsto, com um valor de 0,68 m, e a camada mais profunda de argila com 22 m de espessura apresentou um recalque previsto de 0,06 m, a pequena magnitude deste último valor atribui-se aos parâmetros de compressibilidade da camada 3, já que a espessura de 22 m considera-se elevada.

3.5.1 Evolução do recalque com o tempo

A evolução dos recalques com relação ao tempo foi estabelecida com base na teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi utilizando a equação 24. Foram utilizados os parâmetros dos ensaios de adensamento com obtenção dos valores de c_v pelo método de Taylor para o carregamento de 80 kPa, que é próximo ao carregamento a qual o solo será sometido.

Os resultados do tempo necessário para ocorrência dos 90% do recalque primário apresentam-se no quadro 22, onde se observa que a camada de solo mole superficial (camadas 1 e 2) necessita de um tempo menor para atingir um adensamento de 90%, isto devido às espessuras das camadas de argila serem pequenas. O tempo de estabilização da camada 3 é o maior, isso deve-se à espessura da camada ser de 22 m.

QUADRO 22 - TEMPOS NECESSÁRIOS PARA ATINGIR 90% DO RECALQUE PRIMÁRIO

Parâmetros	Camada 1	Camada 2	Camada 3
U%	90	90	90
T _v	0,848		
H (m)	3,75	6,25	22,00
H _d (m)	1,88	3,13	11,00
c _v (cm ² /s)	0,00820	0,00420	0,00723
t (s)	3635670,7	19726655,6	141919778,7
t (anos)	0,12	0,63	4,50
t (meses)	1,38	7,51	54,00
t (dias)	42,08	228,32	1642,59

FONTE: A autora (2016).

O tempo de estabilização dos recalques foi de aproximadamente 1,4 meses para a camada 1, de 7,5 meses para camada 2 e de 54 meses para a camada 3.

4 TRATAMENTO DO SOLO E INSTRUMENTAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO

Este capítulo apresenta as características do tratamento no solo mole com a técnica do *CPR grouting* na margem esquerda do rio Itajaí-Açu, mostra a configuração básica em planta e perfil dos bulbos de compressão e dos geodrenos aplicados no tratamento, também apresenta a instrumentação implantada para o monitoramento do tratamento.

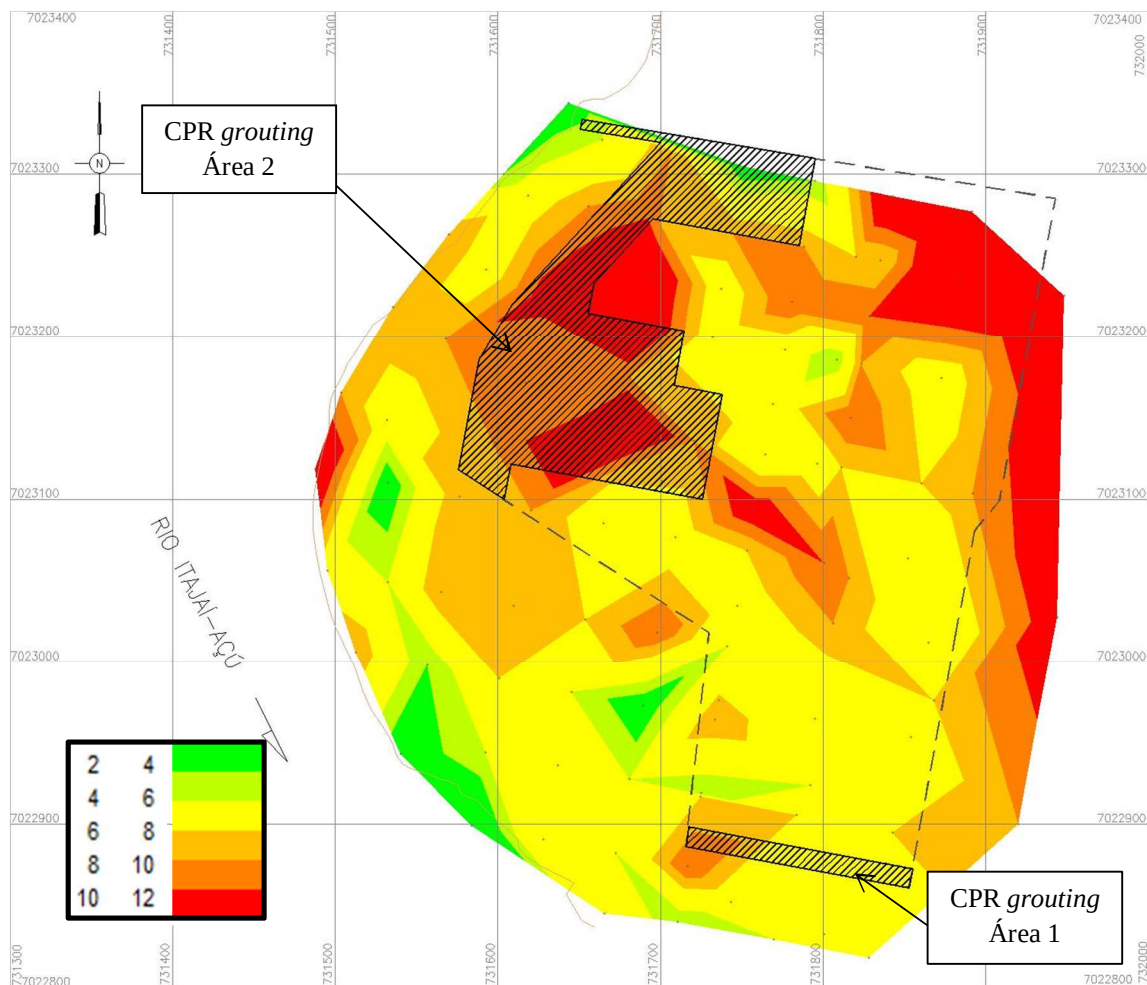
4.1 TRATAMENTO COM A TÉCNICA DE CPR *GROUTING*

Executaram-se duas técnicas para o tratamento do solo de fundação na área de estudo, atribuído aos parâmetros geotécnicos que influenciam diretamente na magnitude dos recalques. A primeira técnica foi a substituição de solo mole superficial até a cota -0,50 m por aterro compactado, a localização da região com esta solução está delimitada com linha tracejada na figura 72. A segunda técnica adotada é a do *CPR grouting*, executou-se até uma profundidade de -10 m em duas áreas, a figura 72 mostra estas duas áreas de tratamento em planta.

A primeira região (área 1) localizada ao sul como ilustra a figura 72, tem uma extensão de 130 m, por 12 m de largura, formando uma barreira, que se executou com o objetivo de minimizar a solicitação de esforços nas estacas existentes devido ao posteriores carregamentos na área de tratamento. As estacas existentes encontram-se afastadas a 10 m da área de tratamento. O tratamento nesta área executou-se em setembro de 2014.

A segunda área de tratamento com o *CPR grouting* (área 2) localiza-se próxima a margem do rio Itajaí-Açu, devido a presença de materiais com características geotécnicas desfavoráveis mais profundas (até a cota -10), o formato da área é irregular e foi executada em dezembro de 2014.

FIGURA 72 - LOCAIS DE TRATAMENTO COM A TÉCNICA CPR GROUTING

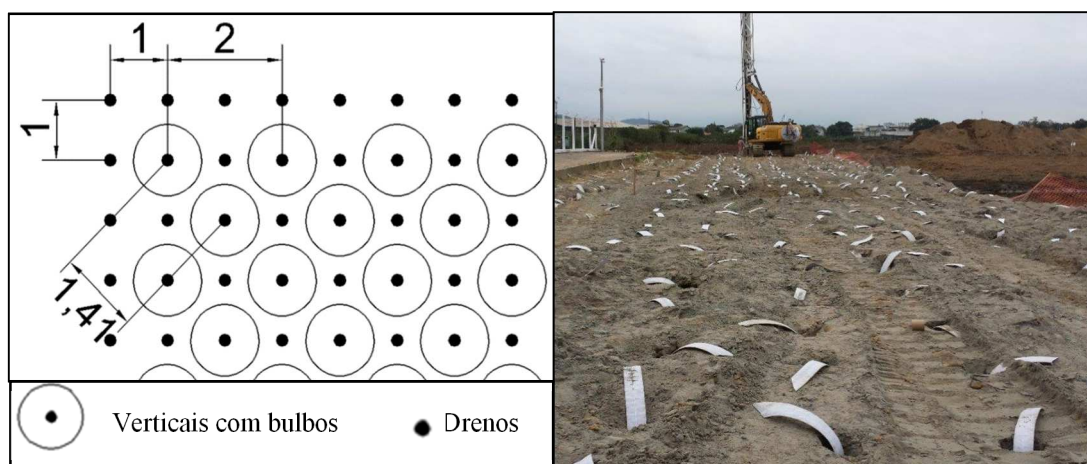


FONTE: A autora (2016).

4.1.1 Geometria em planta

A disposição da malha do tratamento na área 1 segue um formato quadrangular das verticais com bulbos de compressão, com lados iguais de 1,41 m. Os geodrenos também dispuseram-se em malha quadrangular e com espaçamento de 1,41 m, como ilustrado na figura 73.

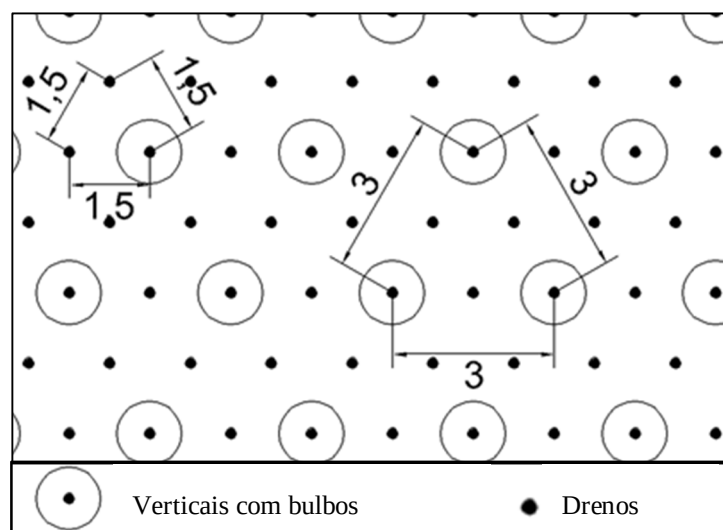
FIGURA 73 - CONFIGURAÇÃO DA MALHA DO TRATAMENTO EM PLANTA DA ÁREA 1



FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

A configuração em planta da área 2 segue um formato triangular das verticais com bulbos de compressão, com espaçamento 3 m x 3 m x 3 m. Os geodrenos foram dispostos em malha triangular, com espaçamento de 1,5 m x 1,5 m, como se ilustra na figura 74.

FIGURA 74 - CONFIGURAÇÃO DA MALHA DO TRATAMENTO EM PLANTA DA ÁREA 2



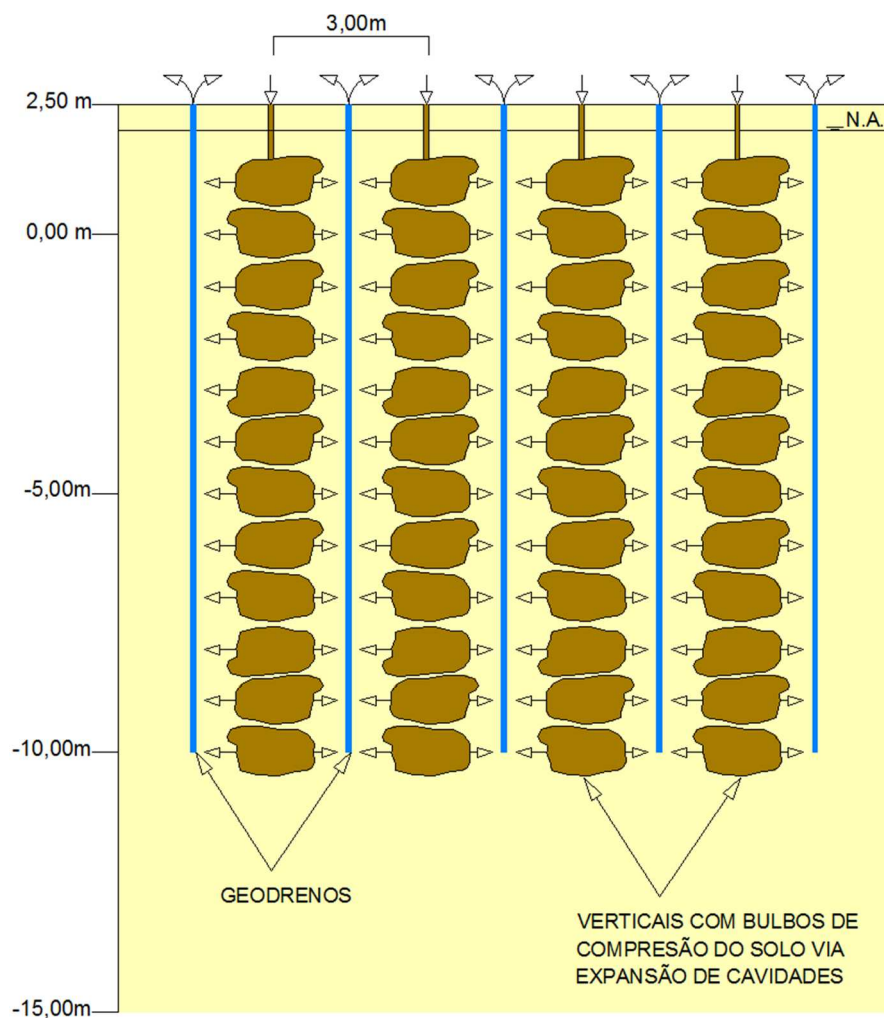
FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

4.1.2 Perfil do tratamento

O tratamento foi realizado até a cota -10 m em ambas as áreas de tratamento, com o objetivo de atingir as duas primeiras camadas de argila mole, os geodrenos foram cravados até a mesma profundidade (-10 m). A execução dos bulbos para a formação

das verticais teve início entre 9 e 10 m de profundidade, terminando entre 2 e 3 m abaixo do nível do terreno, como ilustrado na figura 75.

FIGURA 75 - ESQUEMA DAS VERTICAIS COM BULBOS DE COMPRESSÃO DO SOLO



FONTE: A autora (2016).

4.1.3 Formação dos bulbos de compressão

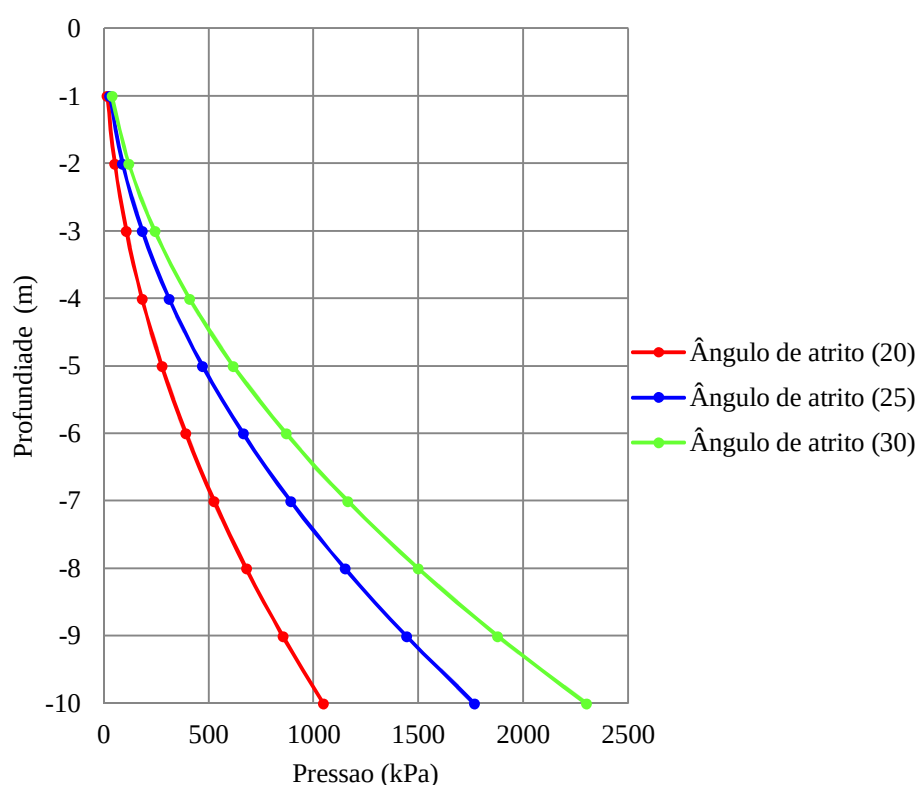
O dimensionamento que realizou a empresa ENGEGRAUT em função da solicitação de cargas na área de estudo, resultaram em pressões de formação dos bulbos de 500 kPa e um volume aproximado do bulbo de $0,7 \text{ m}^3$.

O controle realizado durante a execução da formação dos bulbos de compressão, segue dois critérios:

- deformação, com o estabelecimento do volume de *geogROUT* bombeado;
- tensão, com o estabelecimento da pressão para a formação do bulbo.

A formação de cada bulbo é controlada com um ou outro critério. O critério que se atingir primeiro é o indicativo de paralisação, erguendo-se a tubulação para formação do bulbo subsequente. Isto porque durante a execução da técnica, pode atravessar-se por camadas com parâmetros geotécnicos mais resistentes que o solo mole, por exemplo, uma camada de areia, que não aceita a mesma magnitude de deformação que o solo mole considerando a aplicação da mesma pressão. Este efeito pode explicar-se melhor através da figura 76, que mostra a pressão de injeção de um volume de 700 litros para materiais com ângulo de atrito entre 20° e 30° . As pressões da figura 76 foram obtidas através da formulação da teoria de ruptura cônica, aplicando a equação 9, e observa-se que para a injeção do mesmo volume em materiais menos resistentes são necessárias pressões menores, e em materiais mais resistentes são necessárias pressões maiores.

FIGURA 76 - PRESSÃO PARA INJEÇÃO DE BULBO DE 700 LITROS EM SOLOS COM DIFERENTES PROPRIEDADES



FONTE: A autora (2016).

Para o controle da pressão de formação de cada bulbo é instalado um manômetro próximo à entrada do tubo metálico. O tempo de formação de cada bulbo a

cada metro foi de 1 minuto, assim, uma vertical executou-se aproximadamente em 10 minutos.

O *geogROUT* utilizado na conformação dos bulbos de compressão teve uma composição de 188 kg de cimento, 150 litros de água, 1407 kg de areia e 646 kg de solo (estes dois últimos aproximados). Estas quantidades para conformar 1 m³ de *geogROUT*.

No quadro 23 mostram-se os quantitativos de materiais utilizados na execução da técnica do CPR *grouting* nas áreas de tratamento.

QUADRO 23 - MATERIAIS UTILIZADOS NO TRATAMENTO COM A TÉCNICA CPR *GROUTING* NAS ÁREAS 1 E 2

Características do CPR <i>grouting</i>	Área 1	Área 2
Número de geodrenos	1.296,0	9.234,0
Número de verticais de bulbos de compressão	594,0	2.591,0
Número de caminhões betoneira de 8,0 m ³	337,0	1.759,0
Volume (m ³) de <i>geogROUT</i> por vertical tratada	4,8	5,6

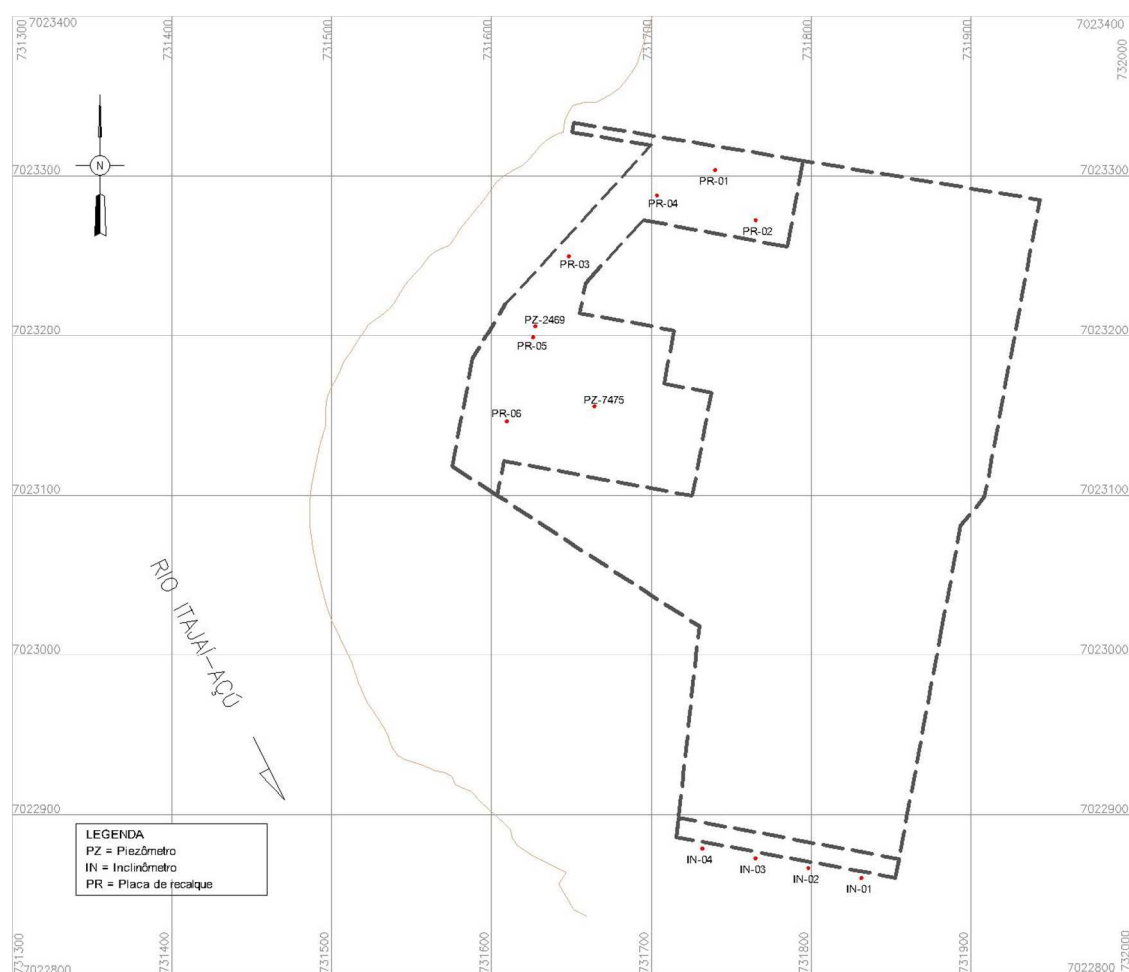
FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

4.2 MONITORAMENTO DO TRATAMENTO

O uso da instrumentação de campo é fortemente recomendado para obras executadas sobre solos moles, seja pela magnitude da obra, pela profundidade da camada, pela baixa resistência da camada ou pela necessidade de acompanhar os recalques.

Foram instalados instrumentos de campo a fim de monitorar poro-pressões, deslocamentos horizontais e verticais. A instrumentação geotécnica foi composta por 4 inclinômetros (área 1), por 6 placas de recalque (área 2), e por 2 piezômetros (área 2). A localização da instrumentação na área de tratamento mostra-se na figura 77.

FIGURA 77 - LOCALIZAÇÃO INSTRUMENTAÇÃO NAS ÁREAS DE TRATAMENTO

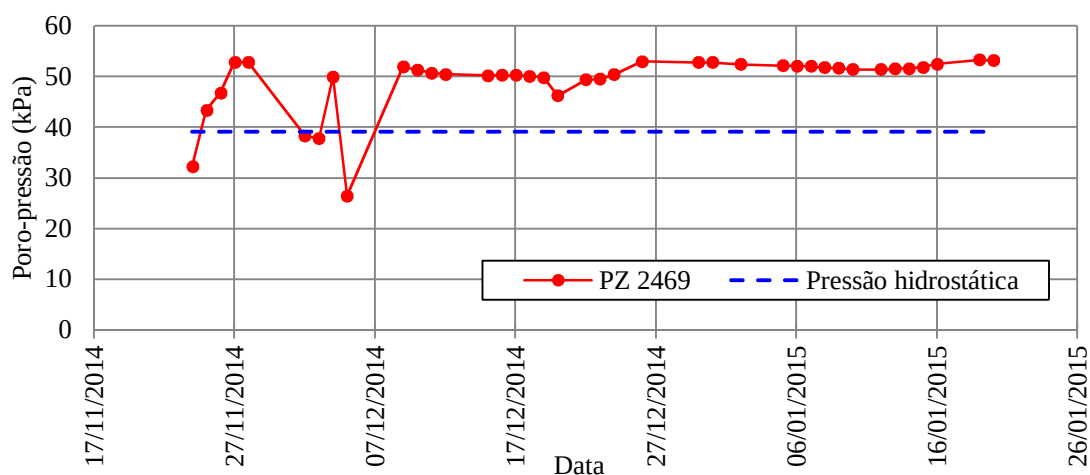


FONTE: A autora (2016).

4.2.1 Piezômetros

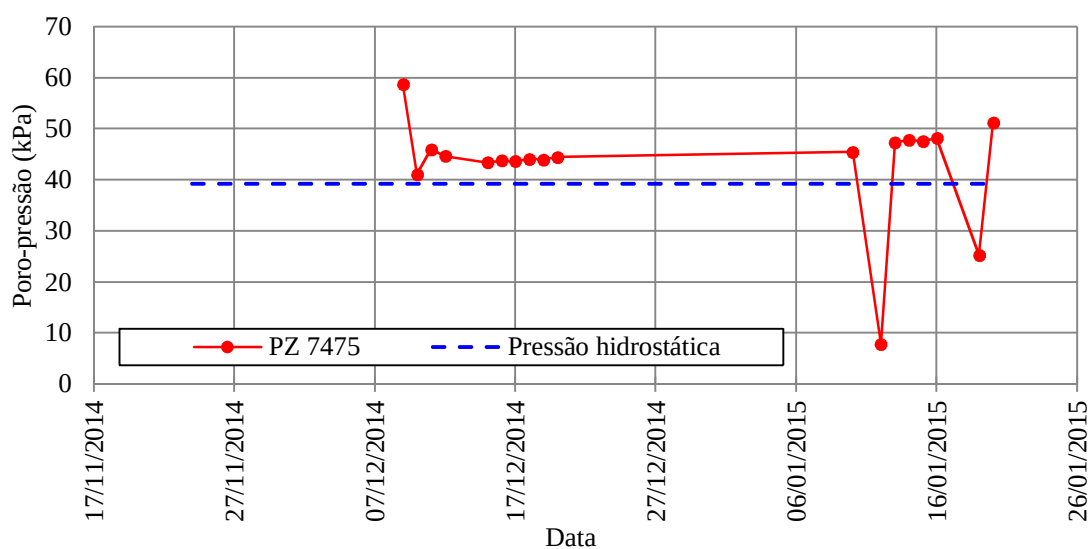
Para monitorar a poro-pressão foram utilizados piezômetros (PZ) do tipo corda vibrante. Durante a instalação foram executados pré-furos para introduzir o equipamento na camada de solo compressível. As figuras 78 e 79 mostram os valores do monitoramento da poro-pressão, nas figuras notam-se alguns valores com erro de leitura.

FIGURA 78 - RESULTADOS DO PIEZÔMETRO PZ-2469



FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

FIGURA 79 - RESULTADOS DO PIEZÔMETRO PZ-7475



FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

As figuras de modo geral mostram que houve um incremento de poro-pressão devido ao tratamento do solo com a técnica de *CPR grouting*. As leituras registradas, pelo piezômetro PZ-2496 mostram que houve uma pequena redução do excesso de poro-pressão em relação à maior leitura, esta redução possivelmente atribuído ao processo de adensamento na camada analisada.

Os piezômetros foram instalados afastados do ponto de aplicação do *geogROUT*. As pressões aplicadas ao solo para a formação dos bulbos é 500 kPa, e as leituras dos dois piezômetros registraram um incremento de poro-pressão entre 14 kPa e 20 kPa,

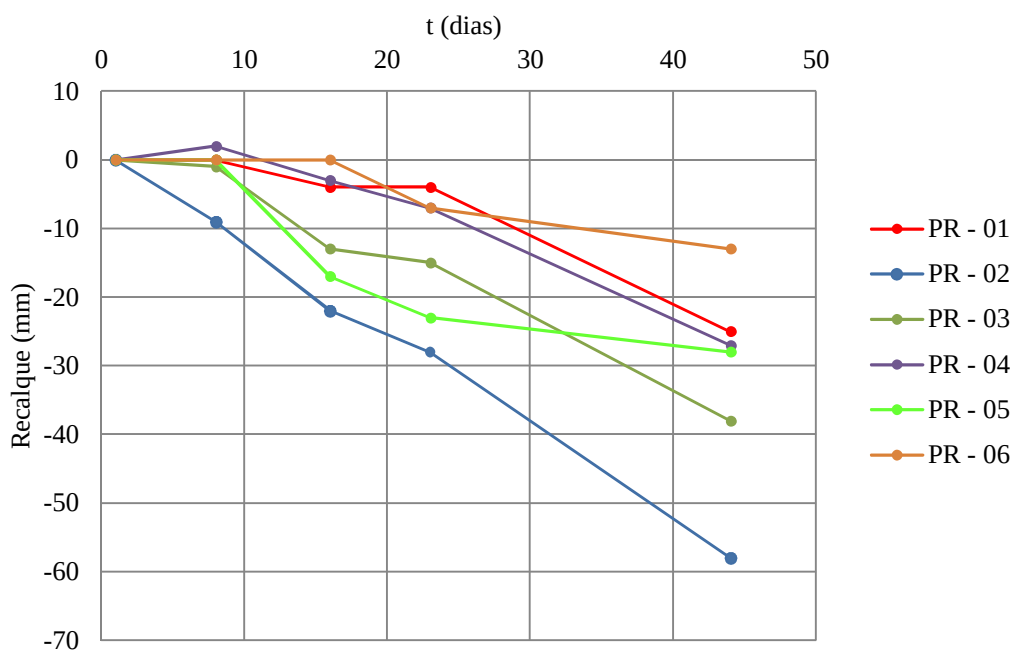
conclui-se que nem toda a pressão de injeção é transmitida ao solo que se encontra numa região mais distante do ponto de formação dos bulbos.

4.2.2 Placas de recalque

O monitoramento com placas de recalque tem como objetivo avaliar o desenvolvimento de recalques através de curvas recalque versus tempo e de velocidade versus tempo.

O acompanhamento dos recalques ocorridos na área do tratamento foi realizado através da instalação de 6 placas de recalque, a leitura dos recalques ou controle altimétrico foi realizado com nível óptico de precisão milimétrica. O referencial de nível fixo denominado RN foi localizado numa região estável. O resultado do monitoramento de recalques no tempo apresenta-se na figura 80.

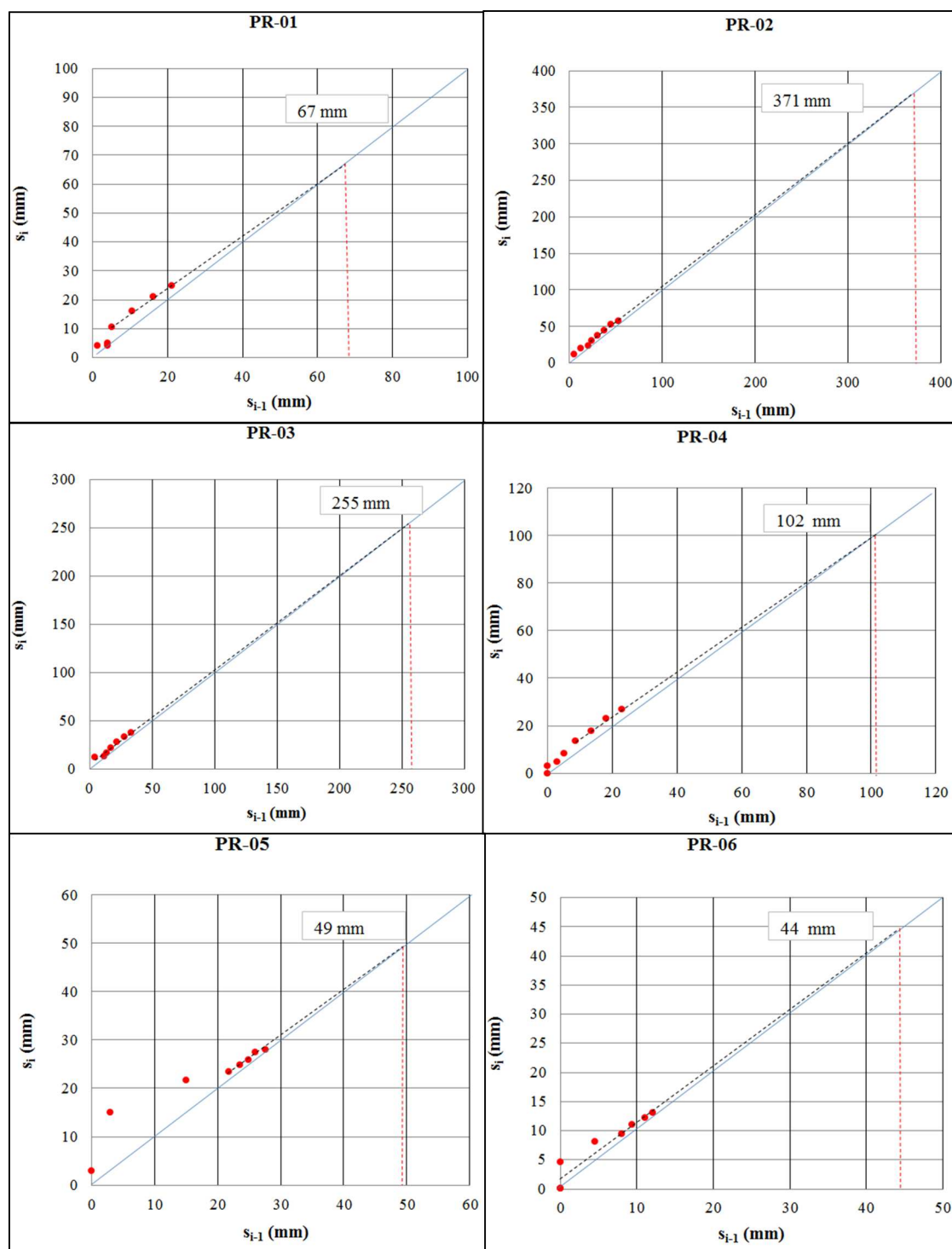
FIGURA 80 - LEITURA DE RECALQUES MONITORADOS (PR-01 A PR-6)



FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

A previsão do recalque total baseado nos dados de monitoramento através do método de Asaoka, prevê a construção de gráficos com dados do recalque observado em intervalos de tempo, onde a projeção destes valores intercepta-se com uma linha de 45° e obtém-se graficamente o recalque total estimado. Para a construção dos gráficos apresentados na figura 81 considerou-se um $\Delta t = 5$ dias, devido ao curto tempo de monitoramento dos recalques (45 dias).

FIGURA 81 - ESTIMATIVA DE RECALQUE TOTAL PELO MÉTODO ASAOKA (PR-01 A PR-06)



FONTE: A autora (2016).

O quadro 24 apresenta a inclinação β_1 obtida dos gráficos anteriores, bem como os coeficientes de adensamento obtidos através das equações 30 a 32.

QUADRO 24 - ESTIMATIVAS DOS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO APÓS O TRATAMENTO

Placas de recalque	s_{α} Asaoka	s_i (09-01-15) Monit.	s_i (09-01-15) ----- s_{α} (Asaoka)	β_1	c_v (Drenagem vertical)	c_h (Drenagem combinada)
	(mm)	(mm)			(cm ² /s)	(cm ² /s)
PR-01	67	25	0,37	0,9075	5,64E-02	2,48E-02
PR-02	371	58	0,16	0,9796	1,99E-02	5,72E-03
PR-03	255	38	0,15	0,9795	4,80E-02	1,08E-02
PR-04	102	27	0,26	0,9469	5,26E-02	1,51E-02
PR-05	49	28	0,57	0,9396	1,82E-02	1,36E-02
PR-06	44	13	0,30	0,957	1,53E-02	1,22E-02

FONTE: A autora (2016).

Os valores da altura da camada de argila (H_d), considerados na estimativa do coeficiente de adensamento obtiveram-se da análise de espessuras das camadas próximas as placas de recalque em estudo, e estas variam de 6 m até 12 m de espessura.

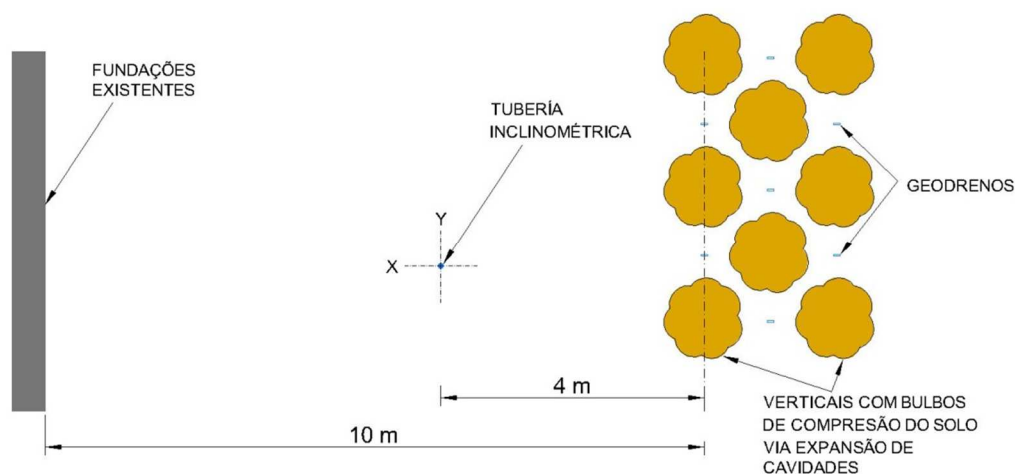
Pinto (2001) observou que tanto os valores de c_v como os recalques finais previstos pelo método de Asaoka são susceptíveis ao período de monitoramento. Para este estudo somente foram disponibilizados dados de 45 dias de monitoramento, e para validar os dados obtidos, verificou-se que o valor médio do coeficiente adensamento vertical (0,035 cm²/s) através do método de Asaoka está próximo ao valor obtido no ensaio de adensamento (0,029 cm²/s) após o tratamento.

4.2.3 Inclínômetros

Os inclinômetros instalaram-se antes da execução da técnica do CPR *grouting* na primeira área de tratamento (área 1), tornou-se necessário o monitoramento pela proximidade de 10 m entre a primeira linha de tratamento e as fundações existentes (ver figura 82). Os inclinômetros possibilitaram o monitoramento do deslocamento horizontal da massa de solo causadas pelo processo de expansão das cavidades da argamassa no solo.

Os tubos foram instalados até a profundidade de 12 m, de forma que a direção x-x ficasse perpendicular às verticais de tratamento, conforme mostrado no esquema da figura 82.

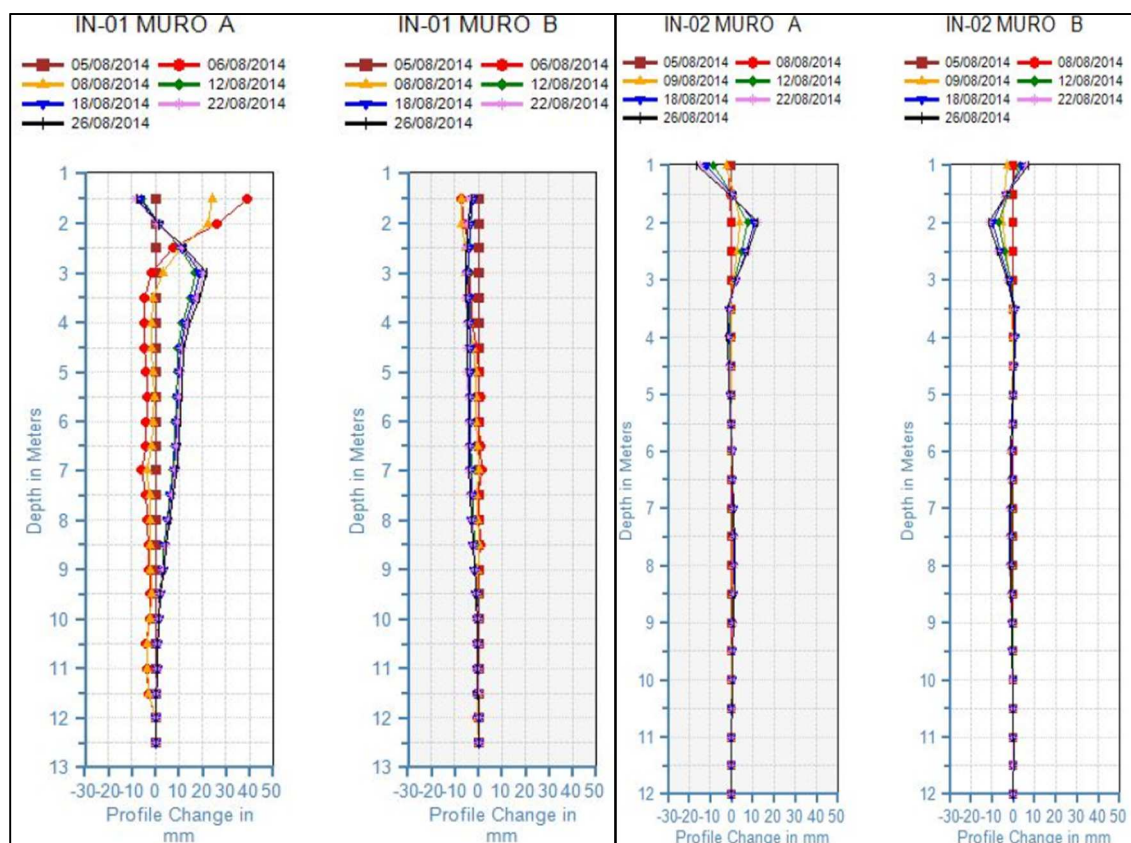
FIGURA 82 - VISTA EM PLANTA DA POSIÇÃO DO INCLINÔMETRO EM RELAÇÃO AOS BULBOS



FONTE: A autora (2016).

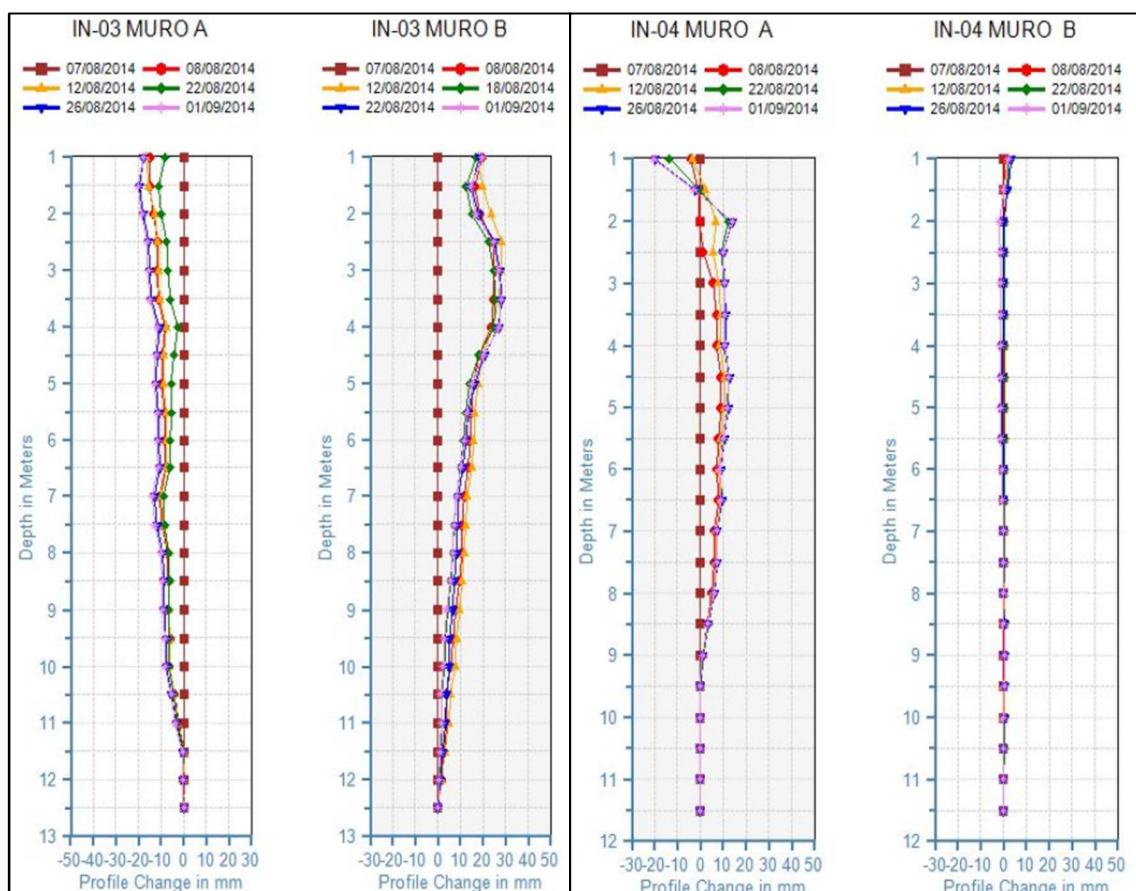
O monitoramento foi realizado entre os dias 06/08 a 01/09/14, e os resultados dos deslocamentos são mostrados nas figuras 83 e 84, as gráficas identificadas com a letra A mostram as leituras realizadas no eixo x-x, e as gráficas identificadas com a letra B mostram as leituras realizadas no eixo y-y.

FIGURA 83 - RESULTADOS DOS S IN-01 E IN-02



FONTE: ENGEGRAUT (2016).

FIGURA 84 - RESULTADOS DOS INCLINÔMETROS IN-03 E IN-04



FONTE: ENGEGRAUT (2016).

Nos inclinômetros IN-01 e IN-03 observam-se deslocamentos horizontais máximos na direção x-x da ordem de 21 mm. O inclinômetro IN-03 apresentou o maior deslocamento no eixo y-y na ordem de 30 mm, localizado entre os 2 m e 3 m de profundidade, e os deslocamentos no eixo y-y nos outros inclinômetros apresentaram-se expressivamente menores, como mostrado o quadro 25.

QUADRO 25 - DESLOCAMENTO MÁXIMOS NAS LEITURAS DOS INCLINÔMETROS

Inclinômetro	Deslocamento máximo (mm)	
	Direção x-x	Direção y-y
IN-01	21	8
IN-02	12	11
IN-03	21	30
IN-04	14	4

FONTE: A autora (2016).

Levando em conta que os deslocamentos apresentados no quadro 25 estão localizados a uma distância de 4 m do tratamento, considera-se que os deslocamentos

atribuídos à execução do CPR *grouting* a uma distância de 10 m serão menores, consequentemente as fundações existentes não serão afetadas.

Realizou-se uma avaliação das distorções ao longo do tubo do inclinômetro IN-03 já que este apresentou os maiores deslocamentos na direção x-x. A distorção é o arco tangente da reta que liga dois pontos consecutivos da curva de deslocamentos horizontais contra a profundidade e é expressada pela equação 56.

$$d = \arctg\left(\frac{\delta h_1 - \delta h_2}{z_1 - z_2}\right) \quad (56)$$

Onde:

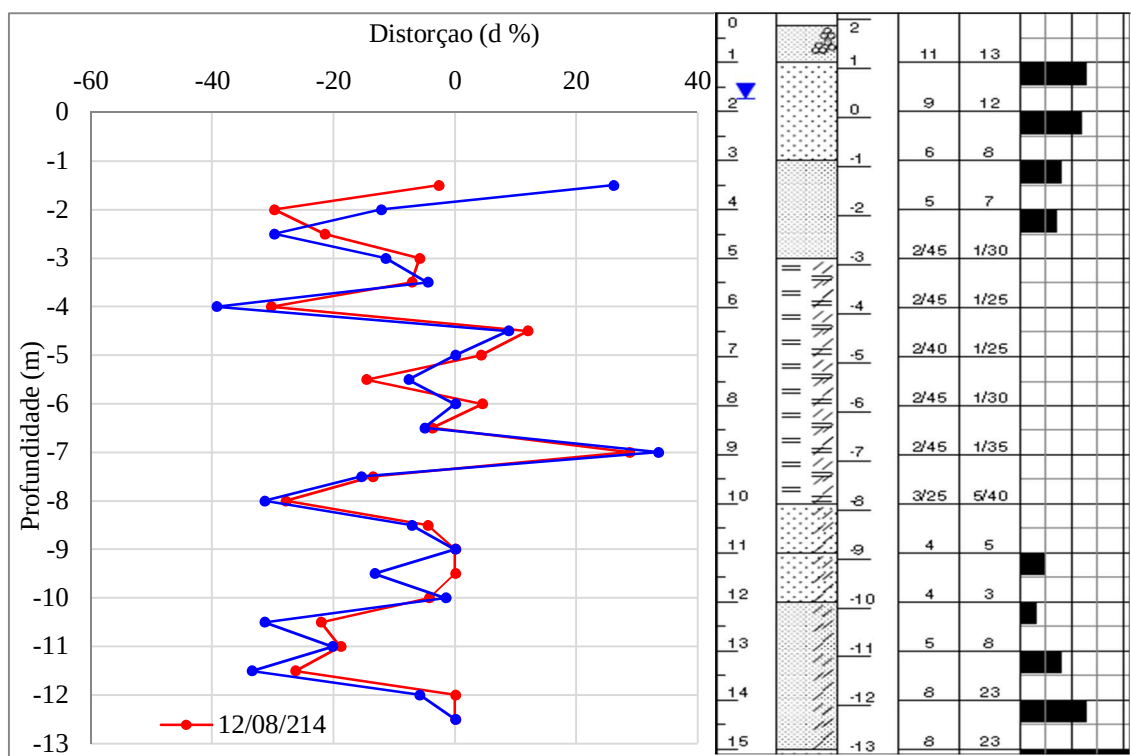
d - Distorção no ponto, em %;

$\delta h_1, \delta h_2$ - Deslocamentos horizontais no solo nos pontos 1 e 2, respectivamente;

z_1, z_2 - Profundidades dos deslocamentos dos pontos 1 e 2, respectivamente.

A figura 85 mostra o perfil da distorção junto ao perfil do SPT Q-44, este último mostra a camada mole vá desde os 3 m até aproximadamente 8 m de profundidade. O perfil da distorção mostra uma potencial superfície de ruptura que passa na cota 8 m, próxima à interface da camada de argila com da areia.

FIGURA 85 - PERFIL DE DISTORÇÃO INCLINÔMETRO IN-03



FONTE: A autora (2016).

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios de campo e de laboratório realizados após o tratamento do solo mole com a técnica do CPR *grouting*, e realiza-se uma comparação destes resultados, com os resultados dos ensaios realizados antes do tratamento, isto com a finalidade de avaliar o melhoramento das propriedades geotécnicas atribuídas ao tratamento.

Também, apresenta-se a estimativa de ganho de resistência não-drenada proposta pela empresa ENGEGRAUT, e compara-se com os resultados obtidos nos ensaios pressimétricos antes e após o tratamento.

Finalmente apresentam-se os resultados do recalque estimado através do monitoramento das placas de recalques e realiza-se uma comparação deste recalque, com o recalque estimado sem tratamento. Também estima-se o tempo de estabilização do recalque na área com o CPR *grouting* e compara-se com o tempo de estabilização dos recalques sem tratamento.

5.1 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS APÓS O TRATAMENTO

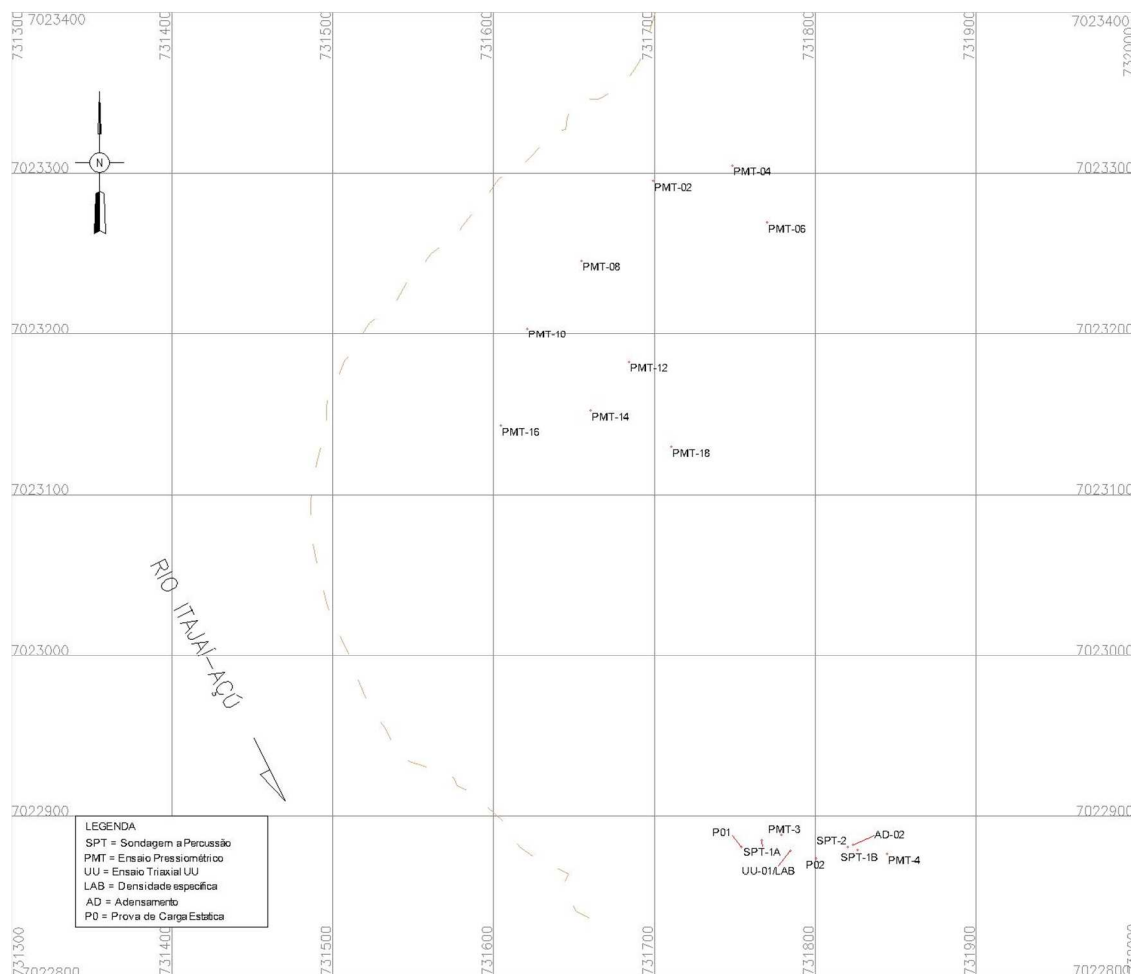
Ensaio pressiométricos realizam-se frequentemente para a avaliação do CPR *grouting*, através de comparação dos resultados de resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) e do módulo de deformabilidade antes e após o tratamento do solo. Além dos ensaios pressiométricos, realizaram-se ensaios de sondagens à percussão, ensaios de laboratório (adensamento e triaxial-UU) e duas provas de carga estática. O quadro 26 mostra os ensaios realizados após o tratamento e a figura 86 mostra a localização dos ensaios na área de estudo.

QUADRO 26 - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E ENSAIOS REALIZADOS APÓS TRATAMENTO

Ensaio	Descrição	Após o tratamento
Ensaio de Campo	Sondagem à percussão (SPT)	3
	Pressiométrico (PMT)	11
	Prova de carga	2
Ensaio de Laboratório	Adensamento	1
	Triaxial-UU	1

FONTE: A autora (2016).

FIGURA 86 - LOCALIZAÇÃO DE ENSAIOS APÓS TRATAMENTO COM A TÉCNICA CPR
GROUTING



FONTE: A autora (2016).

5.1.1 *Standard penetration test (SPT)*

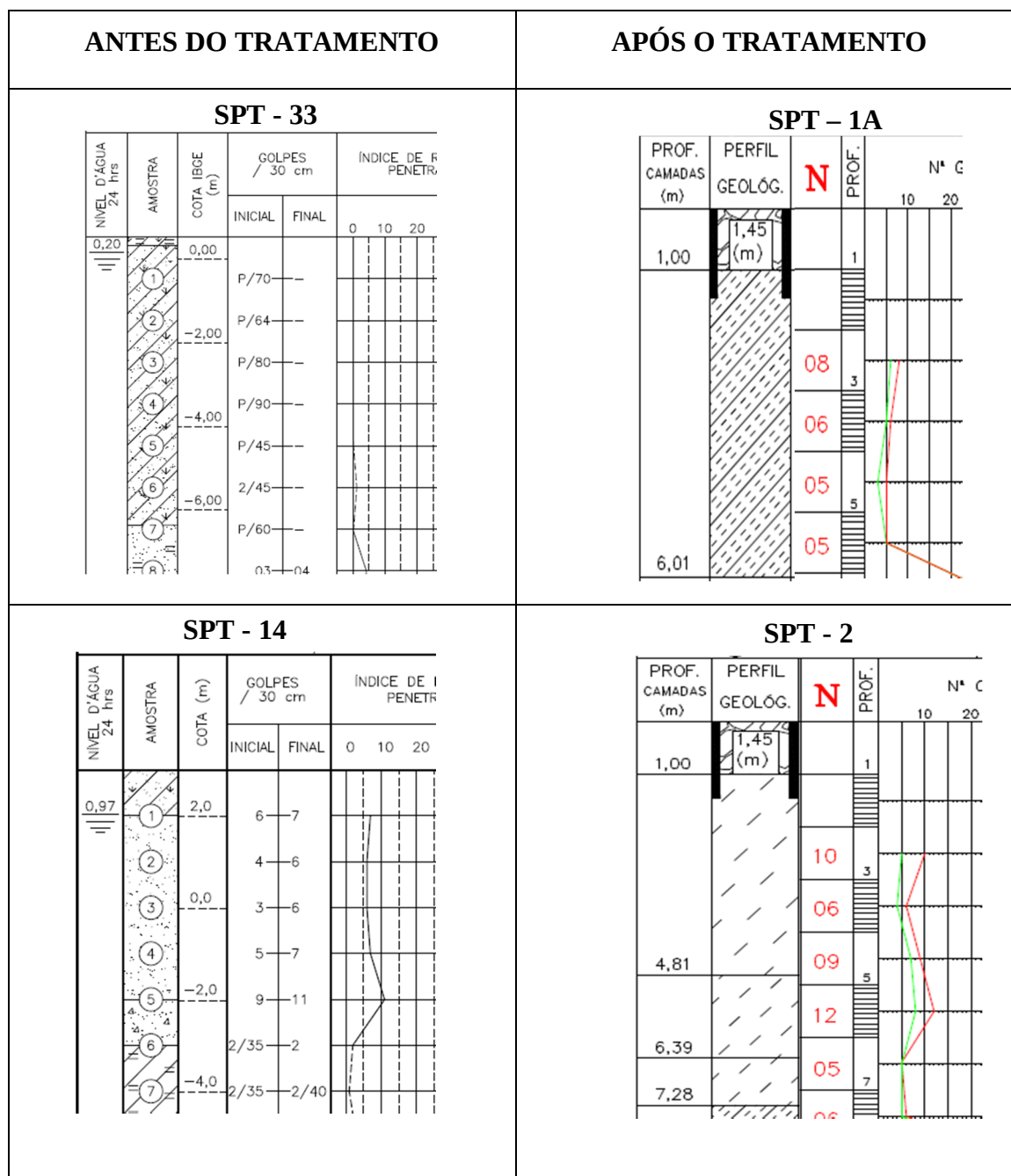
Foram realizados 3 ensaios *standard penetration test (SPT)* ou sondagem à percussão após o CPR *grouting*. Os dois primeiros ensaios, o SPT-1A e o SPT-1B mostram uma primeira camada de solo silte argiloso, com espessura de 6 m, e apresentam valores de N_{SPT} entre 5 e 8. O ensaio próximo a este local realizado antes do tratamento é o SP-33 e mostra a mesma camada de 6 m de argila mole, com valores de N_{SPT} igual a 0 (ver figura 87) . Portanto, o ensaio após o tratamento apresenta melhora na característica do solo, o qual passa de uma argila muito mole para argila com consistência média, considerando a NBR 7250 (1982).

O terceiro ensaio, SPT-2, apresenta uma primeira camada de areia, com espessura aproximada de 5 m com valores de N_{SPT} entre 6 e 12. O ensaio próximo a este

local realizado antes do tratamento é o SPT-14, e apresenta a mesma camada de areia com valores de N_{SPT} entre 6 e 11, portanto o ensaio após o tratamento não apresenta melhora considerável na característica do solo, já que esta se mantém como areia pouco a medianamente compacta, antes e após o tratamento.

A figura 87 mostra o comparativo do N_{SPT} antes e após o tratamento nos dois casos mencionados anteriormente, um no solo coesivo e outro na camada granular.

FIGURA 87 - ENSAIO SPT ANTES E APÓS O TRATAMENTO COM CPR GROUTING



FONTE: Adaptado de PORTONAVE, 2014.

5.1.2 Ensaios pressiométricos (PMT)

Foram realizados nove ensaios pressiométricos após o tratamento, os resultados apresentam-se no quadro 27.

QUADRO 27 - RESULTADOS DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS APÓS O TRATAMENTO

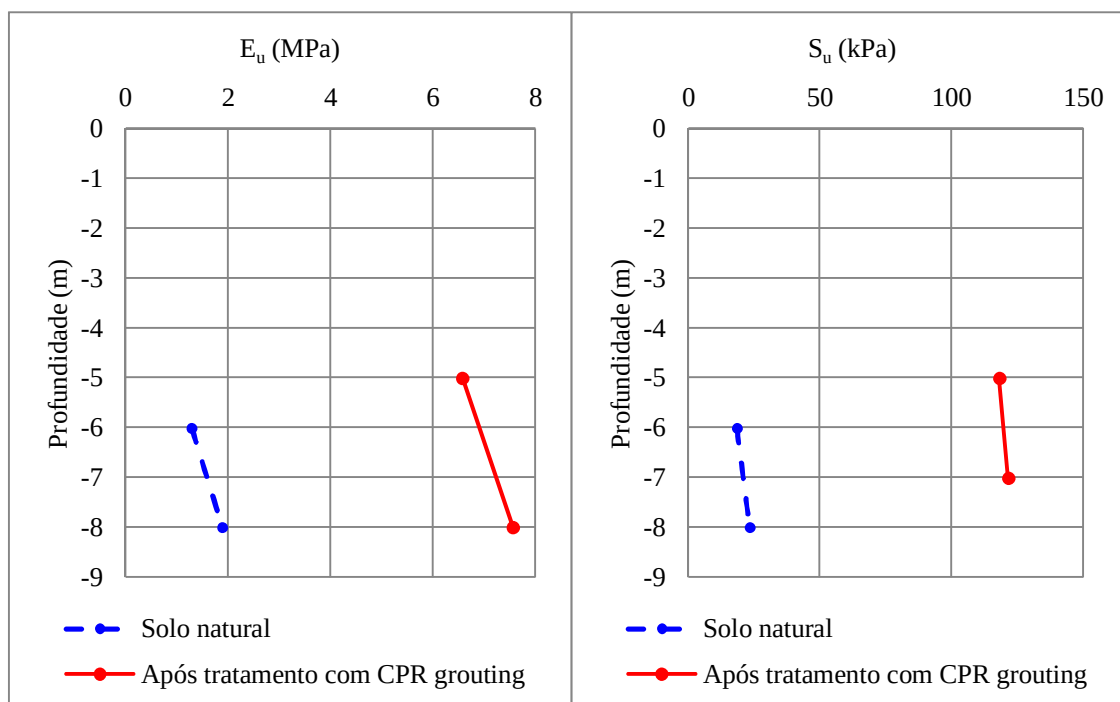
Data	Ensaio	Prof. (m)	Condição	E _M (kPa)	P _L (kPa)	S _u (kPa) Briaud	G (kPa)	E _u (kPa)	Consistência
05/set/14	PMT-03	5	Pós-CPR	10.732	1524	118	2.192	6.576	Argila Rija
05/set/14	PMT-04	7	Pós-CPR	9.392	1594	121,4	2.520	7.560	Argila Rija
06/ago/14	PMT-02	8	Pós-CPR	3.145	246	30,3	1.293	3.878	Argila média
28/nov/14	PMT-04	5	Pós-CPR	3.785	405	54	1.445	4.336	Argila média
27/nov/14	PMT-06	5	Pós-CPR	4.412	45	59,1	1.790	5.370	Argila média
01/dez/14	PMT-08	5	Pós-CPR	2.780	493	63,9	1.200	3.600	Argila média
15/dez/14	PMT-10	5	Pós-CPR	3.307	422	56	1.375	4.125	Argila média
08/jan/15	PMT-12	8	Pós-CPR	3.346	453	56,2	1.435	4.305	Argila média
09/jan/15	PMT-14	8	Pós-CPR	4.124	268	33,4	1.800	5.400	Argila média
12/dez/14	PMT-16	5	Pós-CPR	4.144	439	57,9	1.765	5.295	Argila média
16/jan/15	PMT-18	8	Pós-CPR	4.178	350	44	1.215	3.645	Argila média

FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

Salienta-se que os dois primeiros ensaios, que se realizaram em setembro correspondem à primeira área de tratamento (área 1), assim fez-se uma comparação entre os resultados dos ensaios antes e após o tratamento na área 1, como mostra a figura 88, e conclui-se que houve uma melhoria na resistência não-drenada (20 kPa para 120 kPa) de 600% e no módulo de deformabilidade (1,5 MPa para 7 MPa) de 450%.

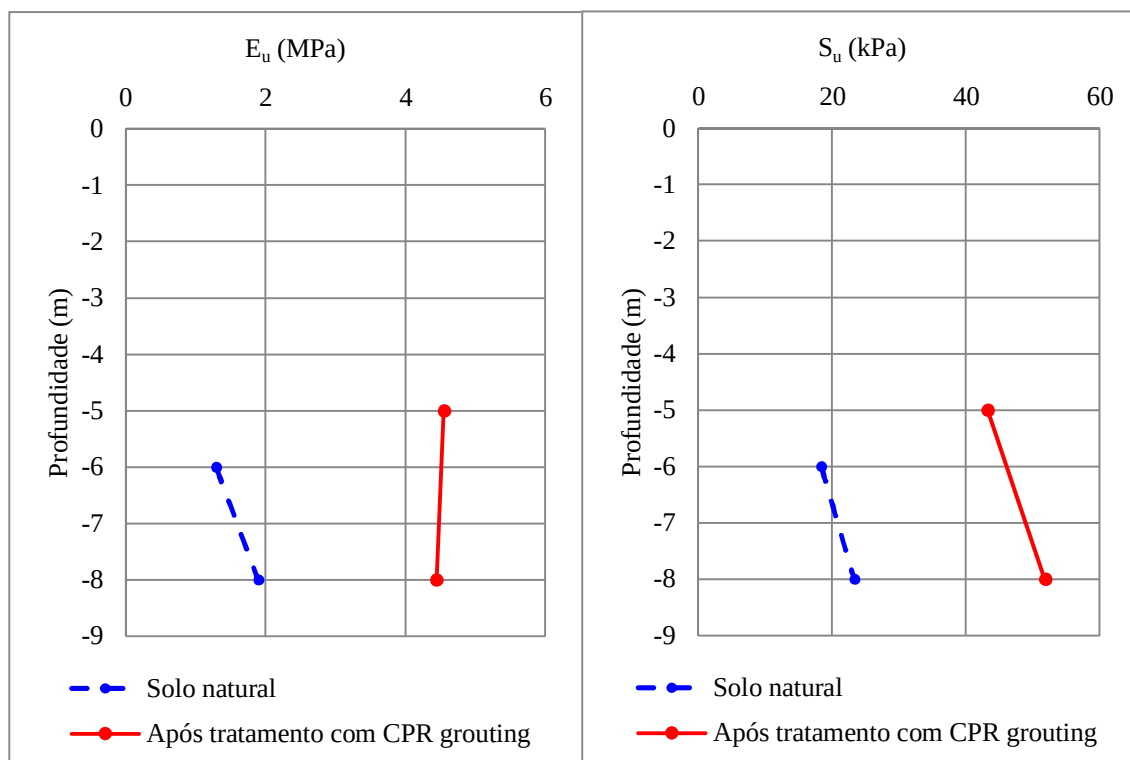
A figura 89, da mesma maneira, mostra uma comparação, entre os ensaios pressiométricos em solo natural e os realizados após o tratamento na área 2. A resistência não-drenada de 20 kPa antes do tratamento passou para 50 kPa, conclui-se que houve melhoria neste parâmetro de aproximadamente 250 %. Também, a figura 89 mostra uma comparação do módulo de deformabilidade (1,5 MPa para 4,5 MPa) e conclui-se que houve melhoria de quase 300% neste parâmetro.

FIGURA 88 - RESULTADO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS ANTES E APÓS O TRATAMENTO
ÁREA 1



FONTE: A autora (2016).

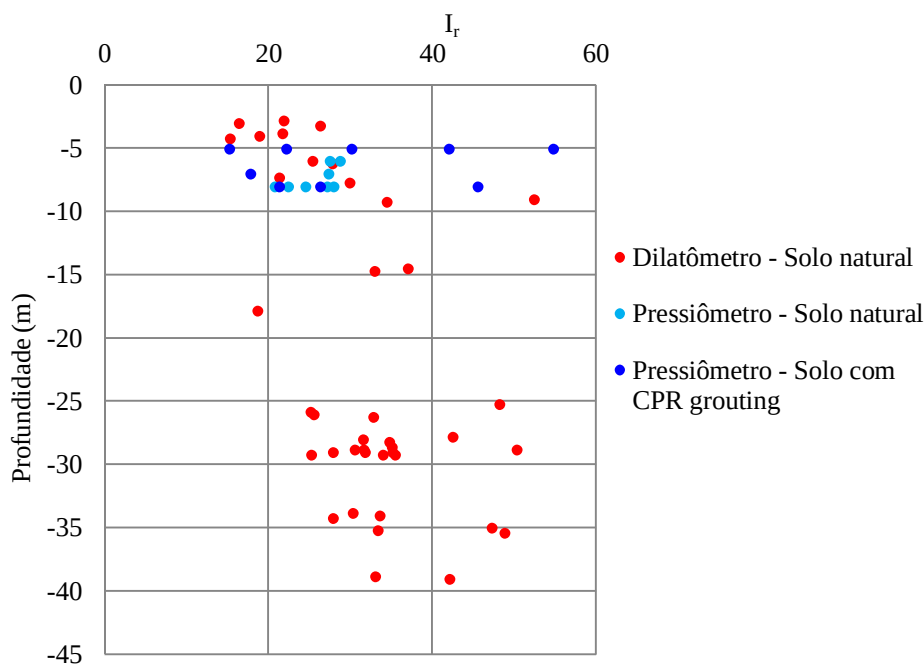
FIGURA 89 - RESULTADO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS ANTES E APÓS O TRATAMENTO
ÁREA 2



FONTE: A autora (2016).

Foi calculado o índice de rigidez do solo (G/S_u) através de resultados dos ensaios pressiométricos e dilatométricos antes e após o tratamento, e verificou-se que os valores estimados após o tratamento são muito próximos aos da condição natural, como mostrado na figura 90. O índice de rigidez médio é 28 para as camadas superficiais, e para a camada mais profunda o índice de rigidez médio é 37.

FIGURA 90 - ÍNDICE DE RIGIDEZ ANTES E APÓS O TRATAMENTO COM CPR *GROUTING*

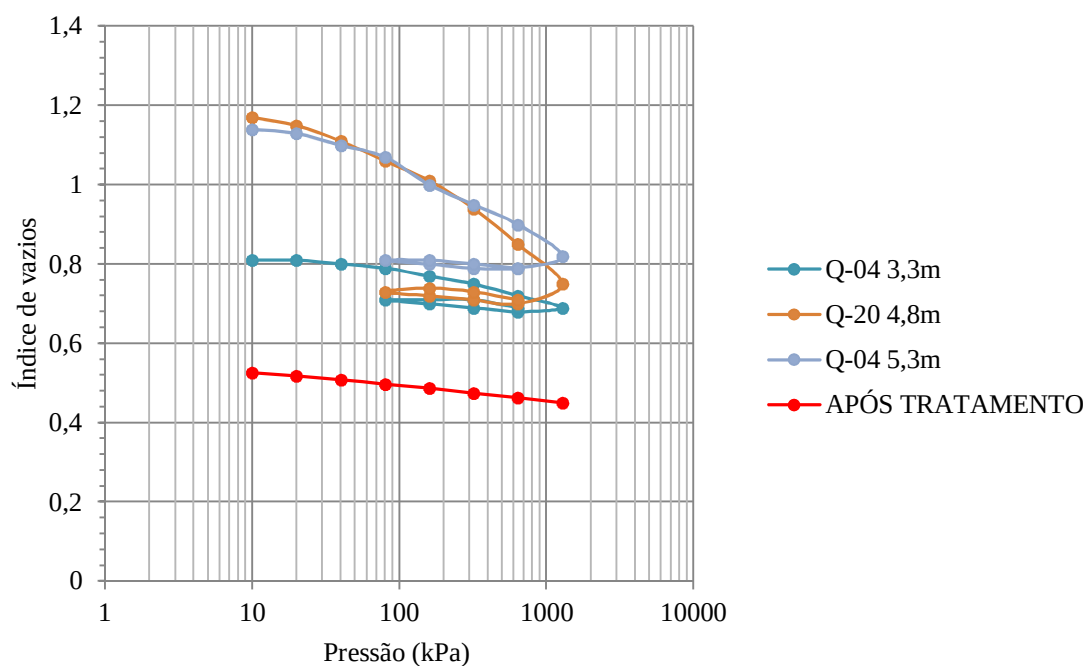


FONTE: A autora (2016).

5.1.3 Ensaios de adensamento oedométrico

Foi realizado ensaio de adensamento na amostra de bloco indeformado obtida a aproximadamente 1 metro de profundidade na área de tratamento após o tratamento com CRP *grouting*. A figura 91 apresenta os resultados dos ensaios realizados antes e após o tratamento, na qual observa-se que o ensaio após o tratamento apresenta a curva de compressão mais abatida, para os mesmos valores de tensão. Os ensaios de adensamento antes do tratamento mostrados na figura 91 correspondem aos avaliados com qualidade boa das amostras e aos mais próximos à superfície.

FIGURA 91 - ENSAIOS ANTES E APÓS O TRATAMENTO



FONTE: A autora (2016).

O quadro 28 mostra os parâmetros antes e após o tratamento com CPR *grouting*. O ensaio após o tratamento apresenta o valor de índice de compressão igual 0,04 e índice de vazios igual 0,5, sendo muito inferiores à média dos valores obtidos antes do tratamento para a camada 1 ($c_c=0,212$ e $e=1,05$). O valor do coeficiente de adensamento vertical c_v para o carregamento de 80 kPa é $0,029 \text{ cm}^2/\text{s}$, superior ao valor médio que apresenta o solo antes do tratamento ($c_v=0,0082 \text{ cm}^2/\text{s}$).

QUADRO 28 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE ANTES E APÓS O TRATAMENTO

Parâmetro	Antes do CPR <i>grouting</i>	Após o CPR <i>grouting</i>
e_0	1,05	0,5
c_c	0,212	0,04
$c_v \text{ (cm}^2/\text{s)}$	0,0082	0,029

FONTE: A autora (2016).

Analisando os resultados do quadro 28, conclui-se que o solo após o tratamento com a técnica CPR *grouting* apresentará menores recalques, e em menor tempo.

5.1.4 Ensaio triaxial -UU

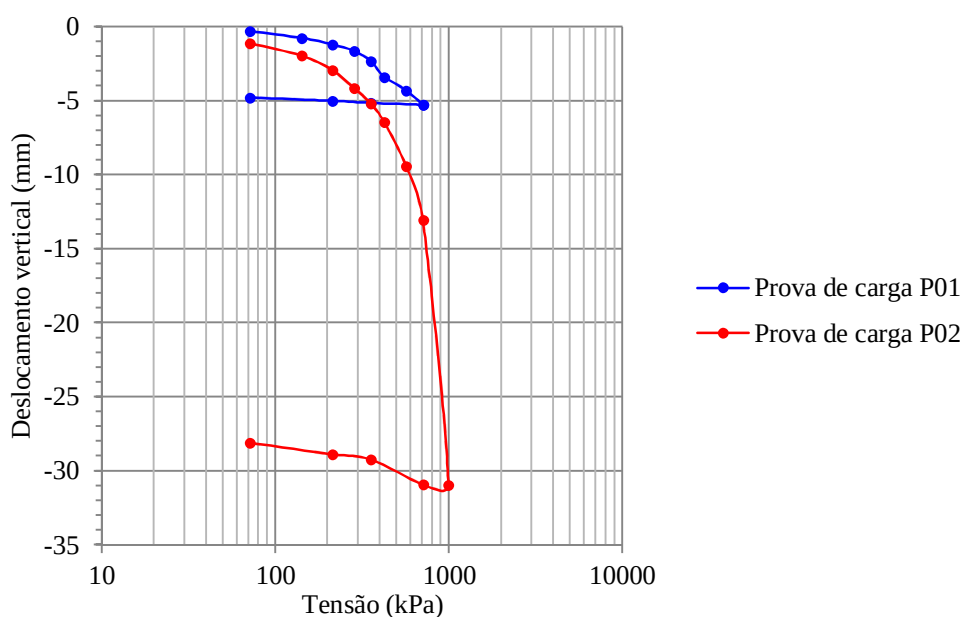
O ensaio Triaxial-UU (não-adensado e não-drenado) realizado com amostra de solo indeformada, obtida a aproximadamente a 1 m de profundidade na área 1,

apresenta um resultado de resistência não-drenada de 118 kPa, que considera-se elevada (tendo por base a resistência de argilas moles brasileiras). Este resultado é compatível com os resultados dos ensaios pressiométricos realizados na mesma área (área 1) como mostrado na figura 95.

5.1.5 Ensaios de prova de carga estática

Realizaram-se ensaios de prova de carga estática em placa circular assentada diretamente em solo, em dois locais, ambos dentro da área onde houve melhoramento com a técnica *CPR grouting*. O primeiro localizado próximo a uma vertical do tratamento, e o segundo localizado entre duas verticais. Os resultados dos ensaios de prova de carga mostram-se na figura 92.

FIGURA 92 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA



FONTE: Adaptado de PORTONAVE, 2014.

Os ensaios seguiram as recomendações da norma ASTM D1194 (1994). A placa utilizada possuía 30 cm de diâmetro, totalizando uma área de 0,07 m².

As informações das deflexões da placa de carga permitem calcular o módulo de deformabilidade da camada próxima à aplicação da carga. Para este cálculo aplicou-se a expressão desenvolvida por Boussinesq com base na teoria da elasticidade, conforme mostrado na equação 57.

$$E = \frac{F \cdot (1 - \nu^2) \cdot \sigma \cdot r}{s} \quad (57)$$

Onde:

F - Fator que depende da distribuição das tensões. Para distribuição uniforme $F = 2$, para placa rígida $F = \pi/2$, para distribuição parabólica em solo granular $F = 8/3$ e para distribuição parabólica em solo coesivo $F = 4/3$;

ν - Coeficiente de Poisson;

σ - Tensão aplicada (kPa);

r - Raio do prato de carga (mm);

s - Deslocamento vertical (mm);

E - Módulo de deformabilidade (kPa).

Os recalques resultantes do ensaio (P01) próximo à vertical do *CPR grouting* apresentam menores deslocamentos quando comparado ao ensaio localizado entre as verticais (P02), portanto com módulo de deformabilidade maior como mostrado no quadro 29.

QUADRO 29- RESULTADOS DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA APÓS O TRATAMENTO COM CPR *GROUTING*

Força (kN)	Tensão (kPa)	Deslocamento vertical (mm)		E (MPa)	
		P 01	P02	P 01	P02
5	71	-0,3	-1,1	41,82	11,41
10	141	-0,75	-1,95	33,22	12,78
15	212	-1,18	-2,91	31,75	12,87
20	283	-1,63	-4,13	30,68	12,11
25	354	-2,31	-5,18	27,08	12,08
30	424	-3,38	-6,44	22,17	11,63
40	566	-4,29	-9,42	23,31	10,62
50	707	-5,27	-13,04	23,71	9,58
		Média		29,22	11,63

FONTE: Adaptado de PORTONAVE, 2014.

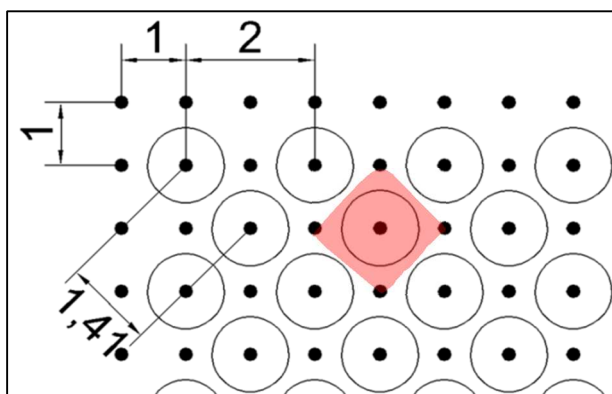
O quadro 29 mostra os valores médios do módulo de deformabilidade de 29 MPa para o ensaio próximo à vertical de CRP *grouting* e de 11 MPa para o ensaio localizado entre verticais. Conclui-se que houve uma melhora nas características do solo após o tratamento, e o solo mais próximo a vertical de bulbos apresenta melhores características que o solo localizado entre as verticais.

5.2 ESTIMATIVA DE GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Estimou-se o ganho de resistência não-drenada com a aplicação das equações 1 e 8 propostas pela empresa ENGEGRAUT, na equação 8 considerou-se a hipótese que não há deformação do volume no elemento de solo ($\eta = 0$), e que não ocorre retração no *geogROUT* ($\varepsilon_{sh} = 0$), portanto λ_c é igual a 1.

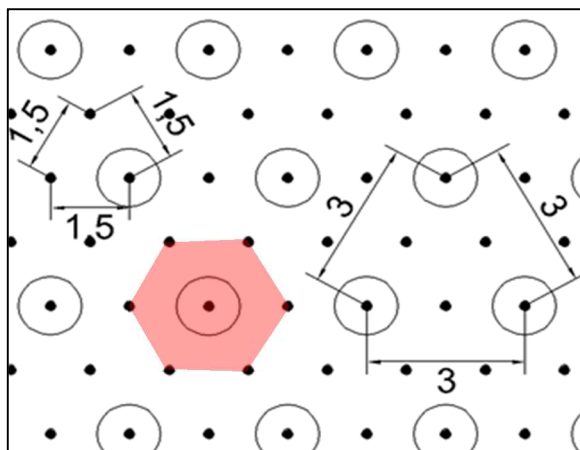
A razão de substituição dos tratamentos foi calculada a partir da estimativa do volume das células unitárias, como mostrado na figura 93 e 94, e do volume do *geogROUT* de $0,7 \text{ m}^3$ aplicado a cada metro de profundidade.

FIGURA 93 - CÁLCULO DO VOLUME DA CÉLULA UNITÁRIA NA ÁREA 1



FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

FIGURA 94 - CÁLCULO DO VOLUME DA CÉLULA UNITÁRIA NA ÁREA 2



FONTE: Adaptado de ENGEGRAUT, 2015.

Os índices de vazios iniciais (e_0) e os índices de compressão (c_c) considerados para a estimativa do ganho de resistência não-drenada correspondem à média dos

valores obtidos nos ensaios de adensamento que apresentaram qualidade boa na coleta das amostras Q-20, SP-12 e SP-05, entre as profundidades 7,3 m e 8,3 m. O quadro 30 apresenta a estimativa do ganho de resistência não-drenada após o tratamento com *CPR grouting*, e mostra, para a área 1, uma estimativa de ganho de resistência (S_u/S_{u0}) de 839% e, para a área 2, uma estimativa de ganho de resistência (S_u/S_{u0}) de 206%.

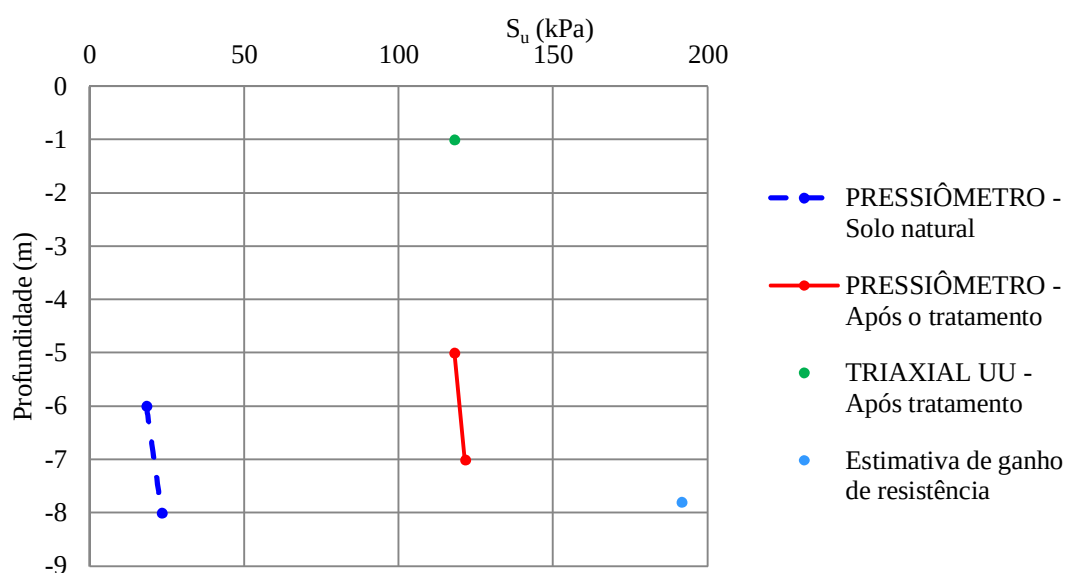
QUADRO 30 - ESTIMATIVA DO GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Área de tratamento	Volume da célula unitária (m^3)	Volume do <i>geogROUT</i> (m^3)	Razão de substituição R_s (%)	Índice de vazios inicial e_0	Índice de compressão c_c	Razão do incremento de resistência S_u/S_{u0}
1	1,99	0,7	0,352	4,28	2,01	8,39
2	5,85	0,7	0,120	4,28	2,01	2,06

FONTE: A autora (2016).

A figura 95 mostra os resultados do ganho de resistência não-drenada obtidos através de ensaios antes e após o tratamento na área 1. Os ensaios pressiométricos após o tratamento encontram-se compatíveis com o único ensaio triaxial-UU e que se realizou após o tratamento. Esta figura também mostra a estimativa do ganho de resistência calculado no quadro 30 e verifica-se que a estimativa é superior à mostrada nos ensaios realizados após o tratamento para a área 1.

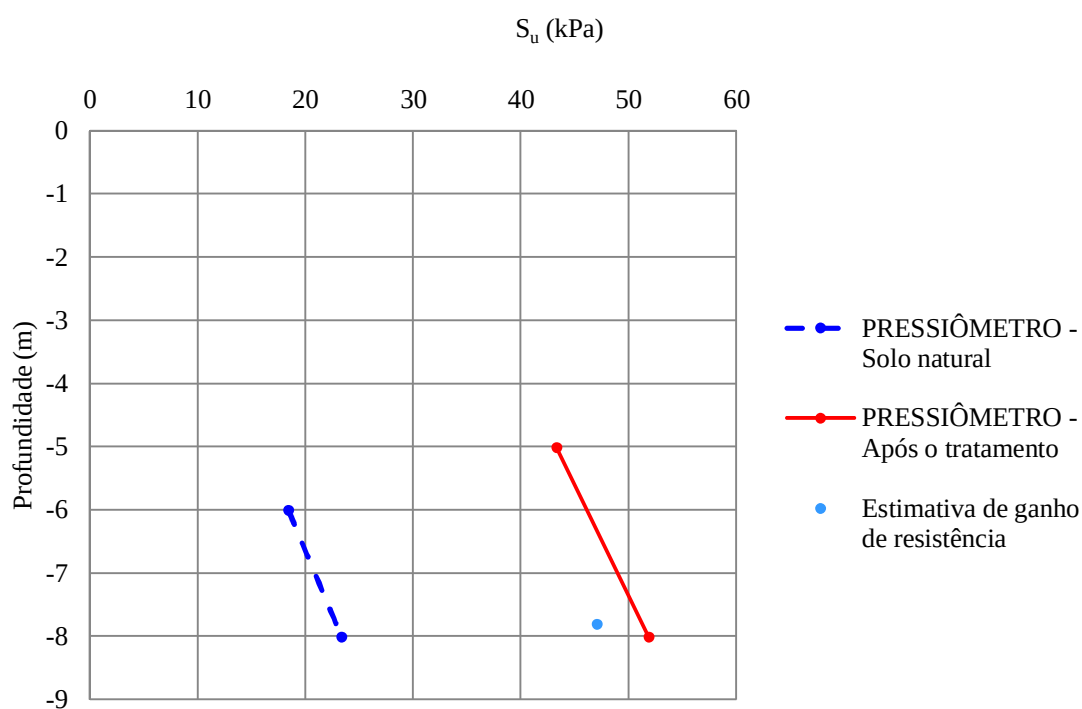
FIGURA 95 - GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA NA ÁREA 1 (ENSAIOS E ESTIMATIVA)



FONTE: A autora (2016).

A figura 96 mostra os resultados do ganho de resistência não-drenada obtidos através de ensaios antes e após o tratamento na área 2, a figura também ilustra a estimativa do ganho de resistência não-drenada calculado no quadro 30 e verifica-se que a estimativa é muito próxima à mostrada nos ensaios realizados após o tratamento.

FIGURA 96 - GANHO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA NA ÁREA 2 (ENSAIOS E ESTIMATIVA)



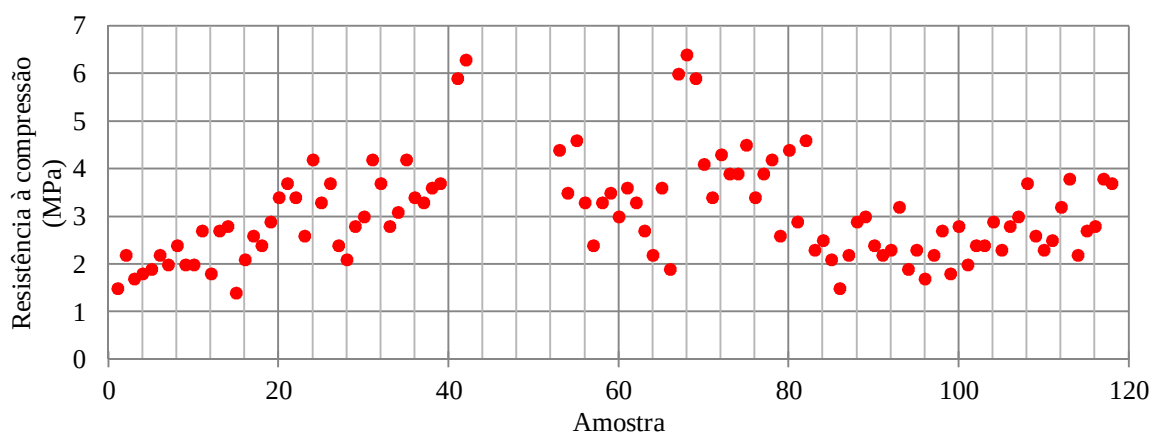
FONTE: A autora (2016).

5.3 ENSAIOS DO GEOGROUT

O *geogROUT* utilizado para a formação dos bulbos de compressão na execução da técnica CRP *grouting* foi constituído por: 188 kg de cimento, 150 l de água, 1407 kg de areia e 646 kg de solo, sendo os dois últimos aproximados.

A resistência à compressão simples foi realizado em 118 corpos prova rompidos aos 28 dias de idade. Os resultados dos ensaios mostraram uma resistência à compressão média de 3,0 MPa e um desvio padrão de 1,03. Os valores de resistência apresentaram elevada variabilidade, possivelmente atribuídos aos volumes aproximados de areia e solo utilizados na dosagem do *geogROUT*. Os resultados da resistência à compressão simples mostram-se na figura 97.

FIGURA 97 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM CORPOS DE PROVA DO *GEOGROUT*



FONTE: ENGEGRAUT (2015).

5.4 COMPARATIVO DE RECALQUES

O recalque antes do tratamento calculou-se através da formulação clássica, com a utilização dos índices de compressão obtidos através dos ensaios de adensamento que apresentaram avaliação de boa qualidade na coleta das amostras (SP-5, SP-12, Q-04, Q-20, Q-42) e com estimativa da solicitação de carregamento do solo 63,29 kPa. O recalque estimado após o tratamento corresponde à media dos recalques obtidos através do método gráfico de Asaoka para as placas de recalque PR-01 até PR-06. O quadro 31 apresenta os recalques estimados antes e após o tratamento

QUADRO 31 - RECALQUES ESTIMADOS ANTES E APÓS O TRATAMENTO COM CPR *GROUTING*

Recalque antes do tratamento (m)	Recalque após o tratamento (m)	Redução de recalque (%)
0,74	0,148	80%

FONTE: A autora (2016).

Os valores dos recalques mostrados no quadro 31 mostram que na área de tratamento ocorrerão somente 20 % dos recalques previstos pela teoria clássica.

Considerando a possível susceptibilidade dos resultados de recalque através do método de Asaoka atribuído ao reduzido tempo de monitoramento, procedeu-se a verificação do recalque através da formulação clássica utilizando os índices de compressão do ensaio de adensamento após o tratamento, como mostrado no quadro 32, e o resultado obtido é 15 cm, e é similar ao recalque estimado pelo método de Asaoka.

QUADRO 32 - RECALQUES ESTIMADOS PARA AS CAMADAS DE ARGILA APÓS O TRATAMENTO

Parâmetros	Unid.	Camada 1	Camada 2	Camada 3
Cota inicial		1,10	6,00	18,00
Cota final		4,85	12,25	40,00
Profundidade média da camada		2,98	9,13	29,00
H (m)	m	3,75	6,25	22,00
σ'_{vo}	kPa	17,85	54,75	174,00
$\Delta\sigma_{vo}$	kPa	63,29	63,29	63,29
σ'_{vm}	kPa	24,99	76,65	208,80
C_c		0,04	0,04	0,06
C_r		0,01	0,01	0,02
e_0		0,50	0,50	0,73
ρ	m	0,05	0,04	0,06
ρ Total	m	0,15		

FONTE: A autora (2016).

Com o valor do coeficiente de adensamento vertical, obtido no ensaio de adensamento após o tratamento, estimou-se o tempo de estabilização dos recalques somente das camadas 1 e 2 (ver quadro 33) na área de tratamento com o CPR *grouting*, e logo traçou-se a curva de tendência de recalque versus tempo, junto com a curva de estabilização dos recalques sem tratamento, esta última também somente para as camadas 1 e 2, como mostrado na figura 98.

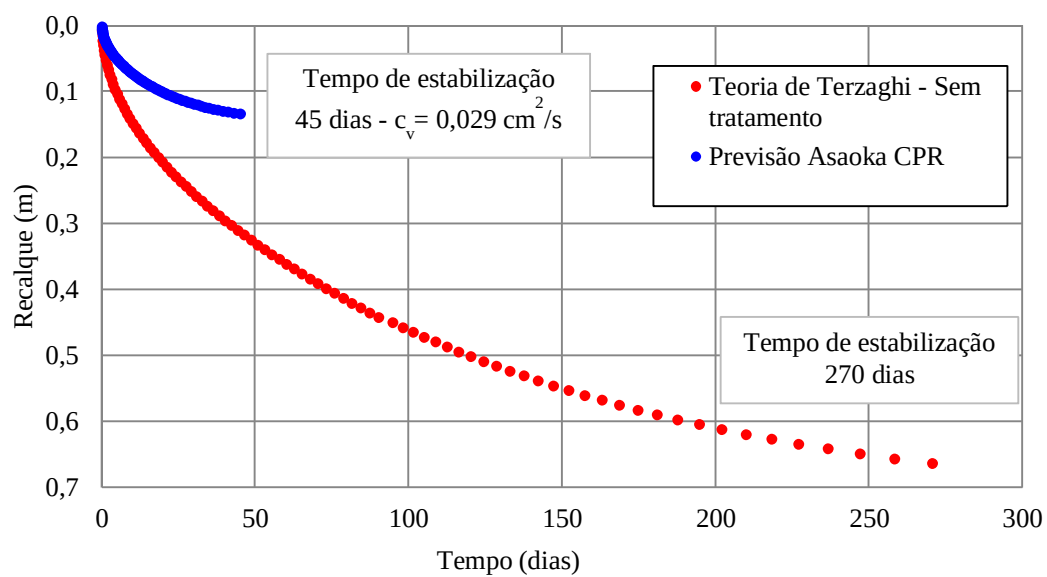
QUADRO 33 - EVOLUÇÃO DO RECALQUE APÓS O TRATAMENTO (CAMADAS 1 E 2)

Parâmetros	Camada 1	Camada 2
U%	90	90
T_v	0,848	
H (m)	3,75	6,25
H_d (m)	1,88	3,13
c_v (cm ² /s)	0,02900	0,02900
t (s)	1028017,2	2855603,4
t (anos)	0,03	0,09
t (meses)	0,39	1,09
t (dias)	11,90	33,05

FONTE: A autora (2016).

Os valores estimados do tempo de estabilização do recalque, sem e com o tratamento do CPR *grouting* é de 270 dias e 45 dias, respectivamente. A figura 98 permite visualizar a redução do tempo de estabilização de 225 dias, atribuído ao tratamento.

FIGURA 98 - EVOLUÇÃO DOS RECALQUES ANTES E APÓS O TRATAMENTO (CAMADAS 1 E 2)



FONTE: A autora (2016).

6 CONCLUSÕES

As principais conclusões do estudo realizado são apresentadas a seguir.

a) Caracterização geotécnica da área de estudo:

Analisaram-se ensaios de laboratório (caracterização, adensamento e triaxial-CU) e ensaios de campo (sondagens à percussão, palheta, cone, piezocone, dilatométrico e pressiométrico), verificando, de modo geral, coerência entre os resultados dos ensaios.

Identificaram-se através dos ensaios de campo (sondagens à percussão e ensaio de cone) três camadas de argila. A primeira camada com consistência muito mole, a segunda com consistência mole e a mais profunda com consistência média.

As camadas de argila encontram-se intercaladas entre camadas de silte/areia que nas proximidades da margem do rio apresentam-se com estrutura fofa, e nos locais mais afastados da margem ganham compacidade encontrando-se medianamente compacta a compacta.

A avaliação qualitativa do solo no ensaio de piezocone, através do índice de classificação do material (I_c), apresentou-se coerente quando comparado com o perfil do ensaio SPT, identificando com clareza a mudança dos materiais no perfil do solo.

Os valores de fator de cone (N_{kt}) obtidos a partir de correlações com ensaios de palheta para as camadas de argila superficiais foi $N_{kt}=12$ e para a camada de argila mais profunda foi $N_{kt}=17$.

Os ensaios de palheta mostraram que as duas primeiras camadas de argila tem sensibilidade baixa, e a camada de argila mais profunda tem sensibilidade média.

Os resultados dos ensaios de caracterização mostraram que as argilas possuem elevada plasticidade ($IP = 48\%$), e teor de umidade natural (79%) muito próximo ao limite de liquidez (89%), conferindo ao solo o estado plástico.

Realizou-se a avaliação da qualidade das amostras obtidas através dos resultados dos ensaios de adensamento e verificou-se que aproximadamente 70% das amostras apresentaram qualidade ruim. Os valores médios dos parâmetros de compressibilidade foram obtidos com ensaios de adensamento realizados com amostras que apresentaram qualidade boa.

Os parâmetros de índice de compressão e índice de vazios mostram à camada 2 com características mais compressíveis no perfil geotécnico ($c_c = 2,01$, $e_0 = 4,28$).

O coeficiente de adensamento vertical médio obtido a partir dos ensaios de adensamento para o carregamento de 80 kPa foi $c_v = 8,20\text{E-}03$ cm²/s para a camada 1, $c_v = 4,20\text{E-}03$ cm²/s para a camada 2, e para a camada mais profunda $c_v = 7,23\text{E-}03$ cm²/s. O valor do coeficiente de adensamento horizontal médio obtido através da dissipação do ensaio de piezocone foi $1,08\text{E-}02$ cm²/s.

A razão de pré-adensamento obtida através dos ensaios de adensamento, dilatométrico e palheta demonstraram que as duas primeiras camadas de argila são levemente pré-adensadas com um valor médio de OCR = 1,40 e a camada de argila mais profunda está mais próxima a ser normalmente adensada, com o valor médio de OCR = 1,20.

Os valores de resistência não-drenada (S_u) das camadas de argila foram obtidos através ensaios dilatométricos, pressiométricos e palheta, este último corrigido com o fator de redução proposto por Bjerrum (1973). Os valores da resistência não-drenada foram comparados com a relação proposta por Mesri (1989) $S_u = 0,22.\sigma'_{vm}$ e verificou-se de maneira geral que os valores de resistência não-drenada apresentam-se maiores à proposta por Mesri para as camadas 1 e 2, com uma correlação $S_u = 0,40.\sigma'_{vm}$, e para a camada mais profunda a resistência não-drenada apresenta valores similares à relação proposta por Mesri $S_u = 0,22.\sigma'_{vm}$.

A média dos valores de módulo de deformabilidade não-drenada (E_u) obtidos nos ensaios dilatométricos e pressiométricos mostram para as duas camadas superficiais (camada 1 e 2) um valor de $E_u = 1,5$ MPa e para a camada mais profunda (camada 3) $E_u = 6,5$ MPa.

O recalque total previsto sem tratamento considerando as três camadas de argilas na área de estudo foi de 0,74 m. As camadas superficiais de argila mole (camadas 1 e 2) apresentaram a maior parcela do recalque com 0,68 m. Observou-se que as camadas superficiais (camadas 1 e 2) precisarão de um tempo de 8,9 meses para estabilizar o recalque de 0,68 m, e a camada mais profunda precisará 54 meses para estabilizar o recalque de 0,06 m.

b) Tratamento com a técnica CPR *grouting*:

O tratamento realizou-se até uma profundidade de -10 m, em duas áreas, a primeira (área 1) com distribuição quadrangular da malha de verticais de bulbos com lados iguais de 1,41 m e a segunda área (área 2) com distribuição triangular da malha com espaçamento de 3 m entre as verticais de bulbos de compressão.

Os ensaios SPT após o tratamento mostraram que as camadas de argila sofreram melhoria do solo, passando de consistência muito mole ($N_{SPT} = 0$) para solo com consistência média (N_{SPT} entre 5 e 8).

Na camada de areia, o ensaio SPT antes do tratamento apresentou uma camada medianamente compacta (N_{SPT} entre 6 e 11), e após o tratamento a camada manteve-se medianamente compacta (N_{SPT} entre 6 e 12), demonstrando, nula ou mínima melhoria na areia.

O ensaio de adensamento após o tratamento apresentou o valor do índice de compressão ($c_c = 0,04$) menor aos obtidos antes do tratamento ($c_c = 0,21$), portanto o solo tratado apresentará menores recalques.

O valor de coeficiente de adensamento vertical para o carregamento de 80 kPa obtido a partir do ensaio de adensamento após o tratamento ($c_v = 0,029 \text{ cm}^2/\text{s}$) apresentou-se maior ao valor do coeficiente antes do tratamento ($c_v = 0,0082 \text{ cm}^2/\text{s}$). Assim, os recalques na área de tratamento acontecerão em menor prazo de tempo.

Quanto ao tempo de estabilização dos recalques, houve uma redução entre o estimado sem tratamento aproximadamente de 270 dias, e o estimado com a técnica do CPR *grouting* de 45 dias. A última estimativa foi realizada com as duas primeiras camadas de argila influenciadas diretamente pelo tratamento, com valor de $c_v = 0,029 \text{ cm}^2/\text{s}$ obtido no adensamento após o tratamento.

Os ensaios pressiométricos mostraram que houve maior ganho de resistência não-drenada (S_u) na área com espaçamento de 1,4 m na malha de verticais do tratamento (área 1), onde resistência não-drenada passou de 20 kPa para 120 kPa. O ensaio triaxial-UU realizado na área 1 após o tratamento, mostrou um resultado muito próximo ao pressiométrico de $S_u = 118 \text{ kPa}$. Na área 2, onde o tratamento foi realizado com espaçamento de 3 m na malha de verticais a resistência não-drenada passou de 20 kPa para 50 kPa.

Realizou-se uma estimativa do ganho de resistência não-drenada (S_u/S_{u0}) aplicando a metodologia proposta pela empresa ENGEGRAUT, que considera a razão

de substituição e o volume de célula unitária. Verificou-se, na área 1, que a estimativa foi maior que a mostrada nos resultados dos ensaios pressiométricos, o ganho estimado foi de 839 %, e os ensaios pressiométricos mostraram um ganho de 600 %. Na área 2 estimou-se um ganho de 206 %, mostrando-se inferior aos resultados obtidos nos ensaios pressiométricos de 250 %.

Os ensaios pressiométricos também mostraram que houve maior ganho no módulo de deformabilidade não-drenado na área com malha do tratamento mais densa. Na área 1, onde o espaçamento da malha do tratamento foi 1,4 m evidenciou-se uma melhoria de 450 % o módulo passou de 1,5 MPa para 7 MPa. Na área 2, onde o espaçamento da malha do tratamento foi 3 m, a melhoria foi de 300 %, o módulo passou 1,5 MPa para 4,5 MPa.

Não foi possível estimar se houve alguma melhoria na camada de argila inferior ao tratamento, já que não foi instalada instrumentação e o processo de adensamento é governado pela drenagem preferencialmente vertical.

Realizaram-se ensaios à compressão simples em corpos de prova do *geogROUT* utilizado para a formação dos bulbos de compressão, obtendo um valor médio de resistência à compressão de 3 MPa.

Foram realizados dois ensaios de prova de carga estática, o primeiro localizado próximo à vertical do tratamento, e o segundo localizado entre duas verticais. Os resultados mostraram que houve menores deslocamentos no ensaio mais próximo à vertical do tratamento. O módulo de deformabilidade no local mais próximo à vertical foi 29 MPa, e o módulo entre as verticais foi 11 MPa, os módulos foram obtidos aplicando a teoria da elasticidade através dos dados de deslocamento da prova de carga estática. Portanto, conclui-se que o solo após o tratamento não apresenta parâmetros geotécnicos homogêneos, o qual tende a melhorar nas proximidades das verticais de tratamento.

O controle das pressões realizado durante a execução da formação dos bulbos de compressão segue dois critérios, de deformação ou de tensão. O critério que se atingir primeiro é o indicativo de paralisação, erguendo-se a tubulação para formação do bulbo subsequente. As pressões de injeção da argamassa estimadas pela teoria da ruptura cônica para materiais com diferentes ângulos de atrito mostraram que para um mesmo volume de injeção são necessárias pressões menores nos materiais menos resistentes e pressões maiores para os materiais mais resistentes. Assim, as verticais

com bulbos de compressão podem obter formas variáveis, as quais dependerão das propriedades das camadas presentes no perfil do solo a ser tratado.

c) Instrumentação de campo:

O recalque total previsto sem tratamento foi de 0,74 m, e o recalque previsto pelo método de Asaoka a partir de dados do monitoramento no solo tratado foi de 0,148 m, portanto o tratamento do CPR *grouting* reduziu em média 80% a magnitude dos recalques esperados.

O valor médio do coeficiente de adensamento vertical obtido com dados monitorados de recalque foi $0,035 \text{ cm}^2/\text{s}$, este resultou próximo ao obtido no ensaio de adensamento, $0,029 \text{ cm}^2/\text{s}$, após o tratamento.

Dados dos piezômetros mostraram que nem toda a pressão de injeção foi transmitida ao solo que se encontra numa região mais distante da área de formação dos bulbos.

Os inclinômetros foram instalados a 4 m da primeira fila do tratamento, e registraram deslocamentos horizontais máximos de 21 mm na direção x-x, e 30 mm na direção y-y. Estima-se que os deslocamentos atribuídos à execução do tratamento no local de interesse (10 m da primeira coluna) serão menores.

Para estudos futuros recomenda-se:

- Realizar simulação numérica da técnica do CPR *grouting* visando avaliar o comportamento do solo.
- Execução do tratamento numa área experimental com diferentes malhas de verticais com bulbos de compressão, para avaliar o ganho de resistência não-drenada.
- Realizar coleta de amostras indeformadas antes e após o tratamento para realizar ensaios de adensamento, com o objetivo de subsidiar e validar a expressão do ganho de resistência não-drenada apresentada pela empresa ENGEGRAUT.

7 REFERÊNCIAS

_____**ABNT NBR NM 67**, Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, 1998.

_____**ASTM D4719**, *Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soil*. 2000.

_____**DNER-PRO 381/98**. Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. MT. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária Procedimento, 1998.

_____**ABNT NBR-6484**. Execução de sondagem de simples reconhecimento dos solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, dez. 1980,

_____**ABNT NBR 7250**. Identificação e descrição de amostras e solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT. 1982.

_____**ABNT NBR 10905**. Ensaio de palheta *in situ*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 1989.

_____**ABNT NBR 6502**, Rochas e solos, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 1995.

_____**ASTM D 1194** - *Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings*. 1994.

_____**NBR 12007 – ABNT, 1990** - Solo - Ensaio de adensamento Unidimensional. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, out.1990.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles - projeto e desempenho**. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

AU, S. K. A., YEUNG, A. T., SOGA, K. AND CHENG, Y. M. ***Effects of subsurface cavity expansion in clays***. Géotechnique 57, No. 10, 2007.

ASAOKA, A. ***Observational procedure of settlement prediction***. *Soil and foundations*, v. 18, n. 4, 1978

BARRON, R. A. ***Consolidation of fine-grained soils by drain wells***. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, v.73, n.6,p.811-835,1948.

- BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**. Brasília: Ed. UNB. 2001.
- BJERRUM, L. **Problems of soil mechanics and construction on soft clays**. *Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.* Moscou, 1973.
- BRIAUD J. L. **The Pressuremeter**. Published by Balkema, Rotterdam, 1992.
- BRIAUD, J.L., MIRAN, J., **The Flat Dilatometer Test**. Washington: Federal Highway Administration, Office of Technology Applications, 1992.
- BOWLES, J. E.. **Foundation Analysis and Desing**. McGraw-Hill. New York. 1988.
- BURMISTER, D. M. **Principles and Techniques of soils Identification**. *Proceeding, Annual Higay Research. Board Meeting, National Research Council, Washington, D.C.* v. 29, 1949.
- BRIAUD, L. L. , TUCKER, L.M. , OSLEN, R. S. , **Pressuremeter, Cone penetrometer and Foundation Design**. *Short course Notes, Civil Engineering, Texas A&M University*, 1985.
- BUDHU, M. **Soil Mechanics And Foundations**. John Wiley I Sons Inc. N.Y., U.S.A., 1999.
- CARUSO JR., F. e ARAÚJO, S.A. **Mapa geológico da folha de Itajaí, Santa Catarina**. Congresso da associação Brasileira de estudos do Quaternário, 7., Porto Seguro, CD-ROM, 2001.
- CIRONE A. **Cálculo simples do aumento da resistência não-drenada para solos enrijecidos com CPR Grouting**, Engengraut Geotecnia e Engenharia, COBRAMSEG 2016.
- COUTINHO, R. Q. **Characterization and engineering properties of Recife soft clays – Brazil**. In: Taylor & Francis (org.). *Characterisation and engineering properties of natural soils*. Londres: Taylor & Francis/Balkeman, 2007.
- CHEN, B.S.; MAYNE, P.W. **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. *Canadian Geotechnical Journal*, no 33, 1996.
- DAS, BRAJA M. **Fundamentos de Engenharia Geotecnica**. Revisão técnica Persio Leister de Almeida Barros. Sao Paulo: Thomson Learning, 2007.

DYMINSKI, A. S. ; HOWIE, J. ; SHUTTLE, D. ; KORMANN, A. ***Variability analysis of SPT and CPT data for a reliability-based embankment design of a southern brazilian port site***. In: XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica, 2006, Curitiba. Anais do XIII COBRAMSEG, 2006.

GOOGLE EARTH. Data da imagem 13/07/2004. Acesso em: 01-04-2016.

GRAF, E., ***Compaction Grouting Technique and Observation***. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. 1969.

GRAF, E., ***Compaction Grouting***. *Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers*. 1992.

ENGEGRAUT - **Processo de consolidação profunda radial ou CPR, para solos argilosos moles ou turfas empregando-se método de elementos finitos na programação e controle de processo**. Publicação Instituto Nacional de Propriedade Industrial PI 0902835-8 A2, 2012.

ENGEGRAUT, **Relatório Geotécnico de monitoramento dos serviços CPR**, 2015. Não Publicado (Relatório).

ENGEGRAUT, **Relatório Geotécnico de monitoramento com inclinômetros**, 2016. Não Publicado (Relatório).

ENGEGRAUT, (b). **Seminário de Argilas Moles - Modelagem e cálculo para enrijecimento com CRP grouting**. Curitiba, 2016. Não Publicado (Apresentação).

ENGEGRAUT, (c). **Como uma solução engenhosa pode mudar o destino de obras de estradas ?**. disponível em: < http://www.engegraut.com.br/catalogos/CPR_Grouting_Estradas.pdf>. Acesso em: 25 março 2016.

HANSBO, S. Band drains. IN: MOSELEY, M. P.; KIRSCH, K. ***Ground improvement. Chapter 1***. Taylor & Francis, 2004.

HENRIQUES, 2007. **Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación**, Escuela Técnica Superior De Ingenieros De Caminos, Canales y Puertos, TESIS DOCTORAL, 2007.

HOULSBY, G.T.; THE, C.I. ***Analysis of the piezocone in clay***. In: *INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING*. 1988, Rotterdã. *Proceedings*. Rotterdã: Balkema / De Ruiter, 1988.

HOLTZ, R. D.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R.; PEDRONI, S. ***Prefabricated Vertical Drains***. Londres, 1991.

FERNANDES, M. M., **Mecânica dos solos**. Volume I, Segunda emissão. Faculdade de engenharia da Universidade do Porto- Portugal, 2011

IBAÑES J. P., **Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados, Dissertação de mestrado**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2003.

JAMIOLKOWSKI. M.; LADD. C.C.; GERMAINE. J.T.;LANCELLOTTA.R. ***New developments in field and laboratory testing of soils***. In: *Intr. Conf. Soil Mech. Found. Eng.11*. San Francisco Rotterdã: A.A. Balkema. 1985.

JEFFERIES, M. G., AND M. P. DAVIES, ***Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60***, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 1993.

KELLER. **Soluções de melhoramento de solos moles com baixo custo para construção de rodovias**. Disponível em: <<http://www.kellerbrasil.com.br/30-58PT.pdf>>. Acesso em: 25 agosto 2015.

KOMIYA, K., SOGA, K., AKAGI, H., JAFARI, M.R. AND BOLTON, M.D. ***Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground***. *Géotechnique* 51, No. 10, 2001.

LADD, C. C., ***Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils, revision of a paper originally prepared for M.I.T. 1971, Special Summer Program 1.34S "Soft Ground Construction"***, Cambridge, 1973.

LADD, C.C.; FOOTT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H.G. ***Stress-deformation and strength characteristics: State-of-the-Art Report***. *International Conference. Soil Mechanics. Found. Eng*, 9, 2, pp. 421-494. Tóquio, 1977.

LUNNE, T; BERRE T; STRANDVIK, S. ***Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Recent developments in soil and pavement mechanics***. COPPE/UFPR, Rio de Janeiro, v. único. 1997.

LEROUÉIL, S. **Compressibility of clays: Fundamental and practical aspects**. In: ASCE SPECIALTY CONFERENCE, SETTLEMENT, College Station 1994, pg. 57-75.

MAGNAN, J. P. **Théorie et pratique des drains verticaux, Technique et Documentation**. Paris, 1983.

MASSOCCO, N. S. **Determinação de Parâmetros de compressibilidade e resistência não-drenada de argila mole – Estudo de caso**. 2013. 114p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2013.

MAYNE, P. W.; MITCHEILL, J. K. **Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane**. *Canadian Geotechnical Journal*, 1988.

MARCHETTI, S. **The flat dilatometer – design applications**. Keynot Lecture. In: 3^t Geotech. Engng. Div., 106, GT3, 299-321, 1980.

MELLO, M. A. **A consolidação profunda radial aplicada em solo compressível na Lagoa Rodrigo de Freitas/RJ**. Dissertação de mestrado. IME. Rio de Janeiro, 2013.

MESRI, G. A. **Re-evaluation of $S_u(mob)=0,22\sigma_p$ Using Laboratory Shear Tests**. *Canadian Geotechnical Journal*. 1989.

NOGUEIRA, E. G. **Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do rodanel – SP**. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2010.

ORTIGÃO, J. A. R.. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3^a ed., Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

OTTOLINI A. C. **Avaliação da eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting no tratamento de solos compressíveis**. Dissertação de mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2015.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

PINTO, C. S. **Considerações sobre o método de Asaoka**. Solos e Rochas, ABMS, 2001.

PORTONAVE. **Relatório de Fundações**. Ampliação do Pátio de Contêineres, 2014. Não Publicado. (Relatório).

RICCIO, M.; BARONI, M.; ALMEIDA, M. **Ground improvement in soft soils in Rio de Janeiro: the case of the Athletes' Park**. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, 2013.

ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D. & GREIG, J. **Use of piezometer cone data**. In: *Specialty Conf. Use Int-situ Tests Geotech. Engng*. New York: ASCE, 1986.

ROBERTSON, P.K.; CABAL, K.L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 4a Edição. Califórnia: Signal Hills. 2010

ROBERTSON, P. K, WRIDE, C. E. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test**. *Canadian Geotech. Journal*, Ottawa, 1998.

ROBERTSON, P.K. **CPT interpretation**. *Canadian Geotechnical Journal*, V.46 ,2009.

SANDRONI, S.S. **Sobre a pratica brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, Curitiba, 2006.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações na Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos. 2000.

SKEMPTON, A. W. **The colloidal activity of clays**. *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, 1953.

STABTECNO. **Textos técnicos, metodologias executivas**. Disponível em: http://www.stabtecno.com.br/sites/default/files/infotec/metodologia_executiva_-_ringtrac.pdf>. Acesso em: 03 agosto 2015.

STABTECNO. **Tecnologia para solos moles da mais alta qualidade**. Disponível em: <http://www.stabtecno.com.br/servicos>> Acesso em: 01 agosto 2015 (a).

SUGUIO K., **Tópicos de geociências para o desenvolvimento sustentável: as regiões litorâneas**, Geoloia. USP, Série didática vol.2 São Paulo Feb. 2003.

SUGUIO, K., MARTIN, L., **Geologia do quaternário**. In: Solos do litoral de São Paulo, São Paulo, 1994.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Fundações: teoria e prática: Análise, projeto e execução de fundações rasas**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

VILLWOCK, J. A.; TOMAZELLI, L.J.; LOSS, E.L.; DEHNHARDT, E. A.; HORN, N.O.; BACHL, F.A. & DEHNHARDT, B.A. ***Geology of the Rio Grande do Sul coastal province. Quaternary of South America and Antarctic Peninsula***, v. 4, 1986.

WOOD, D. M. ***Soil behaviour and critical state soil mechanics***, Cambridge: Cambridge University Press, 1990.

WONG, H. Y., ***Discussion of Compaction Grouting***. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. 1974.