

ATERRO ESTRUTURADO EM SOLO MOLE SOBRE COLUNAS DSM

Vinicius Cardoso de Assis

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Rio de Janeiro

Abril de 2016

ATERRO ESTRUTURADO EM SOLO MOLE SOBRE COLUNAS DSM

Vinicius Cardoso de Assis

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

Prof. Anna Laura Lopes da Silva Nunes., Ph.D.

Prof. Bernadete Ragoni Danziger, D. Sc.

Prof. Diego de Freitas Fagundes, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2016

Assis, Vinicius Cardoso de

Aterro estruturado em solo mole sobre colunas *DSM* /
Vinicius Cardoso de Assis. – Rio de Janeiro:
UFRJ/COPPE, 2016.

XVI, 150 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Dissertação (Mestrado) – UFRJ/COPPE/ Programa
de Engenharia Civil, 2016.

Referências Bibliográficas: p. 125-129.

1. Aterro estruturado. 2. *Deep Soil Mix*. 3. Análise
numérica. I. Almeida, Márcio de Souza Soares de. II.
Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE,
Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Márcio Almeida meus sinceros agradecimentos pela orientação e dedicação, fundamentais para que eu conseguisse chegar até o fim. Ao Prof. Diego Fagundes por todo apoio dado.

À Petrobras e em especial meu chefe imediato Marcelo por me liberar, quando necessário, para que eu pudesse acompanhar as aulas e me dedicar à dissertação. Aos meus colegas que me ajudaram suprimindo minhas faltas neste período, em especial ao Francisco, Tales, Ana Cecília (também pelo Abstract) e Melina.

À minha família, mãe Livia e irmãs Patrícia e Priscila, que sempre me incentivaram.

À Magali, sem você eu sequer seria engenheiro. Obrigado por seu amor ao longo de tantos anos. Aos meus filhos Vitor Hugo e Leonardo, pessoas mais importantes da minha vida, que por três anos compreenderam como se fossem gente grande todas as minhas eventuais ausências para que pudesse estudar.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ATERRO ESTRUTURADO EM SOLO MOLE SOBRE COLUNAS DE DSM

Vinicius Cardoso de Assis

Abril/2016

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta o estudo de dois casos de aterro estruturado em argila mole sobre colunas de *Deep Soil Mix (DSM)*.

O primeiro caso aborda uma obra real em que foi construído um aterro teste sendo as leituras dos instrumentos comparadas com modelagens numéricas realizadas com o PLAXIS 2D, utilizado também para estudos paramétricos. Ainda neste estudo foi aplicado o método analítico recomendado pela *EBGEO* (em inglês: *German Recommendations for Geosynthetic Reinforced Earth Structures*), sendo estes resultados confrontados com os obtidos no modelo numérico e dados de campo. Verificou-se que o aterro apresentou bom comportamento global e que os parâmetros de rigidez e resistência da coluna influenciam significativamente nos resultados da análise. O método analítico empregado obteve boa aproximação com o caso, enquanto o aterro construído era homogêneo, mas divergindo das leituras quando as camadas com propriedades diferentes foram utilizadas.

O segundo caso trata de uma região com presença de solo mole e aterro existente com excessos de poropressão ainda por se dissipar. Foi estudado com o PLAXIS 2D, o efeito da introdução de elementos de *DSM* no processo de adensamento em andamento e na distribuição das tensões. Os resultados numéricos mostraram que a introdução de elementos de coluna é capaz de interromper rapidamente o adensamento que ainda estaria por ocorrer e que com a espessa camada de aterro existente não ocorrem recalques diferenciais, mesmo com alturas de aterro acima das colunas, inferiores às de referências para altura crítica.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PILED EMBANKMENTS ON SOFT SOIL OVER DSM COLUMNS

Vinicius Cardoso de Assis

April/2016

Advisor: Márcio de Souza Soares de Almeida

Department: Civil Engineering

This dissertation presents two case studies of piled embankment over soft clay and Deep Soil Mix (DSM) columns.

The first case presents a site where test embankments were monitored using geotechnical instrumentation. The instrument readings were compared to numerical modelling executed using PLAXIS 2D, which served as an auxiliary tool for parametric studies. Also in this case, the analytical method recommended by EBGE0 (German Recommendations for Geosynthetic Reinforced Earth Structures) was applied.

The embankment presented good global behavior and the stiffness and strength parameters of the column have significant influence on the analysis results. The analytical method applied obtained good approximation with this case as long as the embankment was homogeneous, diverging, however, from the field data when layers of different materials were used.

The second case presents a region with soft soil and existing embankment which presented excessive pore pressure yet to be dissipated. With PLAXIS 2D, the effect of introducing DSM elements on the ongoing consolidation was studied, including its effect on the stress distribution. The results show that the introduction of column elements is capable of rapidly interrupt the ongoing consolidation and that within the significant embankment width no differential settlements are observed, even when the embankment heights over the columns were lesser than the critical height.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVOS	2
1.2.1	Objetivos gerais	2
1.2.2	Objetivos específicos	3
1.3	ORGANIZAÇÃO	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE ATERROS ESTRUTURADOS	5
2.2	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA DO ATERRO SOBRE COLUNAS.	7
2.3	ARQUEAMENTO DOS SOLOS	9
2.4	MODELOS PARA A ANÁLISE DE ATERROS ESTRUTURADOS.....	14
2.4.1	Modelo de HEWLLET e RANDOLPH (1988).....	14
2.4.2	Modelo da <i>EBGEO</i> (KEMPFERT et al.; 2004).....	21
2.5	CRITÉRIOS DE PROJETO E A ALTURA CRÍTICA.....	28
2.6	CONCEITOS BÁSICOS DO <i>DEEP SOIL MIX (DSM)</i>	31
2.6.1	Histórico do deep soil mix	32
2.6.2	Vantagens e limitações do <i>deep soil mix</i>	33
2.6.3	Wet Mixing	34
2.6.4	Projeto e Construção do <i>DSM</i>	37
2.6.5	Fatores que influenciam a resistência do solo tratado	37
2.6.6	Previsão da resistência	39
2.6.7	Propriedades mecânicas do <i>deep soil mix</i>	40
2.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	44
3	CASO DE OBRA DE ATERRO ESTRUTURADO SOBRE COLUNAS DE DEEP SOIL MIX.....	46
3.1	DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO	47
3.2	ESTUDOS PRELIMINARES DA MISTURA	49
3.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM AMOSTRAS INDEFORMADAS DO SOLO MOLE	53
3.3.1	Ensaio de adensamento	54
3.3.2	Ensaio de compressão triaxial não adensados e não drenados (<i>UU</i>).....	56
3.3.3	Caracterização	58
3.4	ENSAIOS DE CAMPO.....	59
3.4.1	Sondagens com <i>SPT</i>	59
3.4.2	Ensaio de piezocone – <i>CPTu</i>	60
3.4.3	Ensaio de palheta (<i>Vane Test</i>)	63
3.5	DEFINIÇÕES DO PROJETO GEOTÉCNICO	64
3.6	EXECUÇÃO E CONTROLE DA ÁREA TESTE 2.....	67
3.7	INSTRUMENTAÇÃO DA ÁREA TESTE	74
3.8	ANÁLISES NUMÉRICAS	78
3.8.1	Geometria do Modelo.....	79
3.8.2	Modelos constitutivos	81
3.8.3	Parâmetros empregados nos materiais.....	84
3.8.4	Etapas de análise.....	86
3.8.5	Resultados da análise inicial	87
3.8.6	Influência dos parâmetros da coluna.....	98
3.8.7	Aplicação do método da <i>EBGEO</i>	101

3.9	CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
4	CASO DE ESTUDO DE ATERRO ESTRUTURADO SOBRE COLUNAS DE DEEP SOIL MIX	106
4.1	DESCRIÇÃO DO LOCAL	106
4.2	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	106
4.2.1	Ensaios complementares	107
4.3	AVALIAÇÃO DO GRAU DE ADENSAMENTO	111
4.4	ESTIMATIVA DO TEMPO REMANESCENTE PARA A ESTABILIZAÇÃO DE RECALQUES 113	
4.5	ANÁLISES NUMÉRICAS	113
4.5.1	Etapas da análise.....	114
4.5.2	Parâmetros geotécnicos das análises	115
4.5.3	Procedimentos das análises.....	116
4.5.4	Resultados das análises	117
4.5.5	Considerações finais	122
5	CONCLUSÕES	123
5.1	SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	124
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	125
	ANEXO:1 – COMPOSIÇÃO DAS MISTURAS DE SOLO / CIMENTO E RESULTADOS DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.....	130
	ANEXO 2 – RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO DO CASO DE ESTUDO DO CAPÍTULO 4	137
	ANEXO 3 – RECALQUE OBTIDO EM ANÁLISE NUMÉRICA DO CASO DE ESTUDO II	148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Métodos de melhoria e estabilização de solos moles (ALMEIDA e MARQUES, 2010).	6
Figura 2.2 – Distribuição dos carregamentos em aterros estaqueados reforçados (adaptado de VAN EEKELEN <i>et al.</i> , 2011).	8
Figura 2.3 – Tensão vertical sobre faixa horizontal de solo.....	9
Figura 2.4 – Modelo para estudo do efeito do arqueamento nos solos (TERZAGHI, 1943).	10
Figura 2.5 – Esquema de cálculo da tensão vertical (TERZAGHI, 1943).	11
Figura 2.6 – Seção esquemática de aterro estruturado de HEWLETT e HANDOLPH (1988).	15
Figura 2.7 – Tensões no elemento dentro do modelo de HEWLETT e HANDOLPH (1988)	15
Figura 2.8 – Modelo de análise 3D (HEWLETT e RANDOLPH, 1988).	18
Figura 2.9 – Regiões de avaliação da eficiência (adaptado da BS 8006, 2010).	20
Figura 2.10 – Modelo de arqueamento de ZAESKE, 2001.....	21
Figura 2.11 – Equilíbrio no topo do arco (adaptado de ZAESKE, 2001; 2002).	22
Figura 2.12 – Tensões verticais resultantes do modelo.	23
Figura 2.13 – (a) Esquema para análise de comportamento de membrana. (b) Equilíbrio em um segmento de tamanho infinitesimal.	24
Figura 2.14 – Modelo esquemático de carregamento no reforço (KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004).	26
Figura 2.15 – Ábaco da solução apresentada por KEMPFERT <i>et al.</i> ; 2004	26
Figura 2.16 – Carregamento triangular invertido (VAN EEKELEN <i>et al.</i> , 2011b).....	27
Figura 2.17 – Recalques superficiais diferenciais em função do diâmetro e do espaçamento entre elementos de coluna (adaptado de FILZ <i>et al.</i> , 2012).	30
Figura 2.18 – Fluxograma esquemático da execução do método úmido (adaptado da EN14679: 2005).....	34
Figura 2.19 – Conjunto típico para execução do <i>wet mixing</i> em obras em terra (adaptado de KITAZUME e TERASHI, 2013).....	35
Figura 2.20 – Sequencia executiva do <i>wet mixing</i> com haste dupla (adaptado de KITAZUME e TERASHI, 2013)	36
Figura 2.21 – Módulo secante vs. resistência à compressão simples de argilas tratadas com cimento <i>Portland</i> (adaptado de NIINA <i>et al.</i> , 1981).	41
Figura 2.22 – Mudança da massa específica em solo tratado com cimento (adaptado de <i>Japan Cement Association</i> , 2007).	44
Figura 3.1 – Localização da obra (Google, 2014).	47
Figura 3.2 – Croqui de localização das áreas teste.....	48
Figura 3.3 – Forma e corpos de prova moldados.	50
Figura 3.4 – Misturador de eixo vertical.	50
Figura 3.5 – Valores médios obtidos para consumo de cimento de 350 kg/m ³	51
Figura 3.6 – Resistência à compressão simples vs. consumo de cimento (calda 1). ..	51
Figura 3.7 – Resistência à compressão simples média vs. Tempo de cura (consumo de 350 kg/m ³).	52
Figura 3.8 – Ensaio de adensamento: (a) Amostras em tubo de PVC; (b) Corte transversal no tubo; (c) Vista frontal da amostra; (d) Transpasse do fio de aço entre o tubo e a amostra.	53

Figura 3.9 – (a) Cravação do anel metálico. (b) Corpo de prova moldado. (c) Células de adensamento. (d) Células na prensa de adensamento.	54
Figura 3.10 – Ensaio triaxial: (a) Moldagem do corpo de prova; (b) Aparo de topo e base; (c) Corpo de prova na base da célula; (d) Corpo de prova no interior da célula em compressão tipo UU.	57
Figura 3.11 – Grupo de sondagens no Pátio de Aeronaves próximo ao <i>taxiway</i>	60
Figura 3.12 – Locação dos ensaios de palheta e piezocone na área de teste 2.	62
Figura 3.13 – Ensaios <i>CPTu</i> realizados em 2014 antes e depois do início do aterro na Área Teste 2: (a) Resistência de ponta; (b) Poropressões.	62
Figura 3.14 – Perfil de S_u a partir de ensaios de palheta (antes e depois da execução das colunas).	64
Figura 3.15 – Geometria do aterro sobre colunas de <i>DSM</i>	66
Figura 3.16 – Geometria do aterro da área Teste 2.	68
Figura 3.17 – Equipamento para execução da coluna <i>DSM</i>	69
Figura 3.18 – Detalhe da ferramenta de mistura.	69
Figura 3.19 – Processo executivo: (a) Término da execução de uma coluna de <i>DSM</i> ; (b) Limpeza após execução das colunas; (c) Instalação da geogrelha sobre as colunas protegidas com geotêxtil; (d) Instalação da geogrelha.	70
Figura 3.20 – Resultados dos ensaios de compressão realizados em amostras retiradas em misturas executadas em campo.	71
Figura 3.21 – Resistência à compressão simples média vs. Consumo de cimento, para tempos de cura de 7, 14, 28 e 56 dias.	72
Figura 3.22 – Coluna parcialmente exumada.	73
Figura 3.23 – Croqui do posicionamento da instrumentação instalada em planta.	74
Figura 3.24 – Posicionamento das placas de recalque em seção transversal.	75
Figura 3.25 – Posicionamento das células de tensão total em seção transversal.	76
Figura 3.26 – Instalação da célula de tensão total sobre a coluna sob a geogrelha.	77
Figura 3.27 – Instalação da célula de tensão total sobre a geogrelha.	77
Figura 3.28 – Modelo numérico: (a) Geometria da célula unitária axissimétrica; (b) Malha gerada; (c) Estado de tensões efetivas verticais inicial.	79
Figura 3.29 – Diâmetro equivalente para modelagem axissimétrica.	80
Figura 3.30 - Relação entre deformação volumétrica e a tensão efetiva média (PLAXIS, 2010).	82
Figura 3.31 - Relação tensão deformação modelo de <i>Mohr-Coulomb</i> (PLAXIS, 2010).	83
Figura 3.32 – Materiais do modelo.	84
Figura 3.33 – Comparação de recalques numérico e medidos para o topo da coluna: (a) Carregamento aplicado; (b) recalques.	88
Figura 3.34 – Comparação de recalques médios nas placas PR01, PR03 e PR11 e numérico.	89
Figura 3.35 – Comparação de recalques numérico e medidos sobre as camadas granulares de pavimento: (a) Carregamento aplicado; (b) Recalques.	90
Figura 3.36 – Comparação de recalques médios das placas PR05, PR06, PR08 e PR09 e numérico.	90
Figura 3.37 – Comparação dos resultados dos recalques da análise numérica no topo do aterro de sobre carga com projeção sobre uma coluna e placas PR02 e PR10: (a) Carregamento aplicado; (b)Recalques.	91
Figura 3.38 – Comparação dos recalques médios das placas PR02 e PR10 e numérico.	92

Figura 3.39 – Comparação do resultado dos recalques da análise numérica no topo do aterro de sobre carga com projeção sobre do vão e placas PR04 e PR07: (a) Carregamento aplicado; (b) Recalques.....	93
Figura 3.40 – Comparação dos resultados dos recalques médios no topo do aterro de sobrecarga com projeção sobre o vão, sobre a coluna e numérico: (a) Carregamento aplicado; (b) Recalques.	94
Figura 3.41 – Tensões totais medidas.	95
Figura 3.42 – Comparação das tensões médias da instrumentação e análises numéricas.	97
Figura 3.43 – Tensões totais sobre a coluna resultantes das análises com variação de parâmetros	100
Figura 3.44 – Resultados conjuntos do método recomendado pela EBGE0, análises numéricas e medidas de campo.	103
Figura 4.1 – Ilha 01: Tensões totais, pressões hidrostáticas e excessos de poro pressão. Nível de água 1,00 m abaixo da superfície.....	111
Figura 4.2 – Variação de t_{90} com a espessura da argila - drenagem 1D, duas fronteiras.	113
Figura 4.3 – Geometria típica considerada na análise.	115
Figura 4.4 – “Recalque vs. Tempo” a partir da condição inicial com poropressão aplicada na geometria típica considerada.....	117
Figura 4.5 – Recalques no topo do aterro final – sobre colunas e no vão entre colunas.	118
Figura 4.6 – Recalques em função da altura inicial escavada para construção da coluna de DSM: (a) Recalque no vão; (b) Recalque diferencial.	119
Figura 4.7 – Recalques vs. Tempo ($H_1 = 1,0$ m).	120
Figura 4.8 – Tensões principais efetivas na região do topo da coluna.	120
Figura 4.9 – Tensões verticais efetivas vs. Tempo ($H_1 = 1,0$ m).....	121
Figura 4.10 – Poropressões ($H_1 = 1,0$ m).....	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo de recomendações de alturas mínimas de aterro, sendo s o espaçamento entre eixos de estacas e b o diâmetro ou largura do capitel, (adaptado de McGUIRE, 2011).....	29
Tabela 2.2 – Valores típicos de execução de <i>wet mixing</i> na Europa e Japão (EN 14679: 2005).	36
Tabela 2.3 – Fatores que afetam o ganho de resistência (adaptado de TERASHI <i>et al.</i> , 1983 e TERASHI, 1997).	38
Tabela 3.1 – Descrição do material ensaiado.	54
Tabela 3.2 – Características dos corpos de prova.	55
Tabela 3.3 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento.	55
Tabela 3.4 – Classificação da qualidade das amostras segundo os critérios de LUNNE <i>et al.</i> (1997) e OLIVEIRA (2002).	56
Tabela 3.5 – Características dos corpos de prova para os ensaios triaxiais <i>UU</i>	58
Tabela 3.6 – Valores de S_u (KPa) obtidos nos ensaios <i>UU</i>	58
Tabela 3.7 – Resumo dos ensaios de caracterização	59
Tabela 3.8 – Valores de coeficientes de adensamento medidos com o <i>CPTu</i>	61
Tabela 3.9 – Resultados de S_u obtidos pelos <i>Vane Tests</i>	63
Tabela 3.10 – Resistências à compressão simples médias.	71
Tabela 3.11 – Etapas de construção do aterro da área teste 2.	73
Tabela 3.12 – Parâmetros adotados para os diversos materiais componentes do aterro.	86
Tabela 3.13 – Etapas das análises.	86
Tabela 3.14 – Análises com variação de parâmetros.....	99
Tabela 3.15 – Resultados de tensão no solo, na coluna e eficiência pelo método sugerido pela <i>EBGEO</i> (2011) sem sobrecarga.	102
Tabela 3.16 – Resultados de tensão no solo, na coluna e eficiência pelo método sugerido pela <i>EBGEO</i> (2011) considerando sobrecarga.....	102
Tabela 4.1 – Resumo da caracterização da argila.	109
Tabela 4.2 – Tensões e parâmetros de compressibilidade da argila.....	110
Tabela 4.3 – Graus de adensamento em termos de poropressões.....	112
Tabela 4.4 – Parâmetros adotados.	116
Tabela 4.5 – Recalques no topo do aterro final.....	118

LISTA DE SÍMBOLOS

A	mecanismo de transferência de carga à coluna devido ao arqueamento do solo
A	coeficiente para simplifica da representação da eficiência do topo do arco 3D igual a $\left[1 - \left(\frac{b}{s}\right)^{2(K_p-1)}\right]$ (BS 8006, 2010)
A	área correspondente ao excesso de poro pressão remanescente (item 4.3)
A_o	área correspondente ao excesso de poro pressão gerado pelo carregamento inicial (item 4.3)
A_p	área da seção da estaca ou capitel
A_{Lxy}	área de influência de uma estaca (em KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004)
A_r	$A_{Lxy} - A_p$
B	mecanismo de transferência de carga à coluna devido ao efeito de membrana
B	metade da largura da faixa carregada do modelo de TERZAGHI (1946)
B	coeficiente para simplifica da representação da eficiência do topo do arco 3D igual a $\frac{s}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2K_p-2}{2K_p-3}\right)$ (BS 8006, 2010)
b	largura do capitel
b_{Ers}	largura do capitel em (KEMPFERT <i>et al.</i> 2004)
C	mecanismo de transferência de carga residual ao solo
C	coeficiente para simplifica da representação da eficiência do topo do arco 3D igual a $\frac{s-b}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2K_p-2}{2K_p-3}\right)$. (BS 8006, 2010)
c	coesão
C_c	índice de compressão
C_r	índice de recompressão
C_s	índice de expansão
D	Profundidade da tampa do alçapão (TERZAGHI, 1936)
E	eficiência do arqueamento 2D (HEWLETT e HANDOLPH , 1988)
E	módulo de deformação (Capítulos 3 e 4)
E_{50}	módulo de deformação secante
E_{topo}	eficiência no topo do arco 3D (HEWLETT e HANDOLPH , 1988)
E_{base}	eficiência na base do arco 3D (HEWLETT e HANDOLPH , 1988)

e	índice de vazios
e_o	índice de vazios inicial
F_k	equivale à $(B + C)/2$ para malha quadrada sendo B e C mecanismos do aterro estruturado.
G_s	densidade real dos grãos.
H	altura de aterro acima da coluna ou do capitel
H	altura de solo acima do ponto considerado
H_1	altura de aterro removido para instalação da coluna no item 4.5.1
H_2	altura média existente menos H_1 no item 4.5.1
h	altura do aterro
h_{crit}	altura crítica
h_g	altura do arco igual a $s/2$ se $h \geq s/2$ ou igual a h se $h < s/2$ (em KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004)
I	constante de integração arbitrária
J_k	rigidez do geossintético
k	constante de mola no item 2.4.2
k_h	coeficiente de permeabilidade horizontal
k_v	coeficiente de permeabilidade vertical
K_{sk}	módulo de reação vertical do solo mole adotado para o valor da constante de mola K.
L	equivalente a s em 2.4.3
L_x	espaçamento entre eixo de estacas na direção x
M_v	coeficiente de deformação volumétrico;
p	sobrecarga (HEWLLET e HANDOLPH, 1988)
Q	resultante do carregamento na faixa de reforço entre colunas
q	sobrecarga (TERZAGHI, 1943)
q	tensão sobre a membrana (item 2.4.2)
q_u	resistência à compressão simples
$q_{u,lab}$	resistência à compressão simples obtida para mistura de laboratório
$q_{u,campo}$	resistência à compressão simples obtida para mistura de campo
R	raio do arco 3D
R_i	raio interno do arco 3D
R_o	raio externo do arco 3D
R_s	reação do solo

r	raio do arco 2D
r_i	raio interno do arco 2D
r_o	raio externo do arco 2D
S	resistência ao cisalhamento (no item 2.3 - TERZAGHI, 1946)
s	espaçamento entre colunas
s	espaçamento diagonal entre colunas em (em KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004)
s'	corda diagonal horizontal no nível dos capitéis de arcos internos (em KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004)
s'	metade do espaçamento diagonal entre estacas (McGUIRE, 2011)
S_u	resistência não drenada
t	deflexão da membrana no centro do vão
T	tração na membrana
T_H	componente horizontal da tração na membrana
T_V	componente vertical da tração na membrana
t_{90}	tempo necessário para que ocorra de 90% do adensamento primário unidimensional
u_1	poropressão medida no meio do cone
u_2	poropressão medida na base do cone
W_p	limite de plasticidade
W_L	limite de liquidez
z	variável de profundidade

Letras Gregas

β	coeficiente usado para simplificação da representação da eficiência da base do arco 3D igual a $\frac{2K_p}{(K_p+1) \cdot (1+\frac{b}{s})} \cdot \left[\left(1 - \frac{b}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \cdot \frac{b}{s}\right) \right]$ (BS 8006, 2010)
δ	deslocamento do alçapão no item 2.3
δ	igual a b/s no item 2.4.1
ε	deformação específica do reforço
$\varepsilon_{geometrico}$	deformação constitutiva do geossintético
$\varepsilon_{constitutivo}$	deformação teórica do geossintético
$\emptyset$	ângulo de atrito interno
γ	peso específico do solo
γ_{at}	peso específico do aterro no item 4.3
K	coeficiente de empuxo (no item 2.3)

K_0	coeficiente de empuxo no repouso
K_p	coeficiente de empuxo passivo
σ_o	tensão vertical no topo do arco
σ_1	tensão principal maior
σ_3	tensão principal menor
σ_c	tensão de adensamento
σ_d	tensão desviadora
σ_i	tensão interna no capitel
σ_h	tensão horizontal no solo
σ_s	tensão sobre o solo
σ_θ	tensão tangencial no arco
σ_R	tensão radial no arco 3D
σ_r	tensão radial no arco 2D
σ_s	tensão no solo no interior do arco
σ_v	tensão vertical no solo
σ'_v	tensão de vertical efetiva
σ_{vo}	tensão vertical inicial total
σ'_{vo}	tensão vertical inicial efetiva
σ'_{vm}	tensão de pré adensamento
$\sigma_{zo,k}$	tensão vertical sobre o reforço entre as estacas (em KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004)
$\sigma_{zs,k}$	tensão vertical sobre a estaca (em KEMPFERT <i>et al.</i> , 2004)

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

O crescimento da infraestrutura nas áreas urbanas e metropolitanas tem levado à busca pela ocupação de locais considerados problemáticos para construção, tais como regiões com a presença significativa de solos moles compressíveis.

A construção sobre solos moles tem como consequência grandes deformações e problemas com instabilidade exigindo o emprego de técnicas de melhoria e estabilização (ALMEIDA e MARQUES, 2010). As técnicas ditas convencionais e sobre drenos verticais, dependendo das características do depósito argiloso, podem requerer longos prazos, tanto para estabilização dos recalques por adensamento, quanto para atingir às cotas desejadas com segurança aceitável. Além dos prazos, contribuem para inviabilizar algumas das técnicas, a restrição de espaço (por exemplo, para construção de bermas), distância de transporte e destinação adequada de material (por exemplo, para substituição de solo). Assim, certas condições e necessidades podem favorecer a aplicação de técnicas dos chamados aterros estruturados e sobre colunas.

Na técnica de aterro estruturado parte do carregamento é transmitido diretamente ao solo mais competente através de elementos de coluna. Como benefício os recalques ocorridos no topo dos aterros são muito menores que aqueles observados em aterros convencionais e com isto reduz-se consideravelmente alguns dos maiores inconvenientes de obras em solos moles, já citados. Uma condição intermediária entre os aterros convencionais e os estruturados citam-se os aterros sobre colunas granulares, que podem ser colunas de brita (LIMA, 2012) ou colunas encamisadas (HOSSEINPOUR, 2015).

Diversos métodos para análise e dimensionamento de aterros estruturados foram desenvolvidos ao longo dos anos, desde a segunda metade da década de 1980 quando se encontrou nova aplicação para o conceito do arqueamento apresentado por TERZAGHI (1943). No entanto, os resultados que se obtém por aplicação destes métodos são bastante distintos em muitos casos, como mostrou SPOTTI (2006), que apresentou um amplo estudo de comparação entre os existentes até então.

Na COPPE, alguns trabalhos de dissertações de mestrado e teses de doutorado recentes têm abordado o tema de aterros sobre elementos de colunas. Citam-se, entre estes: CARREIRA (2014) e HOSSEINPOUR (2015) que trataram de aterros sobre colunas de brita encamisadas, LIMA (2012) e ROZA (2012), que abordaram as colunas de brita convencionais; HARTMANN (2012) realizou ensaios centrífugos para modelagem de aterros estruturados, além de outros importantes realizados na década passada como, SALES (2002), SPOTTI (2006), BORBA (2007) e CARDOSO (2009). FAGUNDES (2016) apresentou uma tese de doutorado aliando ensaios centrífugos e análises numéricas 3D.

Dentre os métodos disponíveis atualmente para execução de aterros estruturados cita-se o “*Deep Soil Mixing*” (*DSM*) que forma colunas isoladas produzidas pela mistura de cimento (ou outro ligante) à argila *in situ*. Esta dissertação irá tratar desta técnica em especial, abordada em casos de obra e análises numéricas.

Conforme se destacará adiante, ainda há uma grande quantidade de pesquisas neste tema de aterros sobre colunas, com novos métodos de análise sendo desenvolvidos para explicar fenômenos observados em campo e laboratório tornando bem-vindas contribuições adicionais trazidas da experiência de obras sendo realizadas e acompanhadas por instrumentação em técnica que pode ser considerada ainda como uma novidade no país. Daí a relevância do presente trabalho.

Deve-se salientar que o autor deste trabalho não atuou diretamente no acompanhamento *in loco* da obra que será apresentada e na realização direta dos ensaios que orientaram o estudo dos solos nos dois casos apresentados. Entretanto, com finalidade exclusivamente acadêmica, participou ativamente com o Prof. Márcio Almeida no tratamento de todos os dados gerados, aqui apresentados, bem como sua interpretação à luz dos conceitos estudados dos aterros estruturados, o que resultou nos objetivos que serão descritos a seguir.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos gerais

O objetivo geral da dissertação é apresentar dois casos de aterros estruturados em solo mole com colunas de *DSM* e interpretá-los com auxílio da ferramenta numérica PLAXIS 2D.

1.2.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos da dissertação:

- Avaliar o comportamento de um aterro teste com colunas *DSM*;
- Comparar as leituras de instrumentação com modelagem numérica para interpretação dos fenômenos;
- Estudar a influência do módulo de deformação e coesão do *mix* produzido no campo;
- Verificar a aplicabilidade do método analítico das recomendações de projeto alemãs *EBGEO* ao caso monitorado;
- Verificar através de modelagem numérica o efeito da inclusão de colunas de *DSM* no comportamento de um aterro existente com argila em adensamento;
- Verificar a influência da cota de instalação da coluna no aterro nos possíveis recalques diferenciais.

1.3 Organização

A dissertação está dividida em 5 Capítulos, sendo o primeiro esta introdução.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica com os conceitos do aterro estruturado e seus mecanismos. Serão apresentados métodos de análise, critérios de projeto e o conceito da altura crítica. Além destes temas, serão abordados princípios básicos da técnica do *DSM* e referências ao seu comportamento mecânico.

O Capítulo 3 apresenta o caso de uma obra de aterro estruturado e reforçado sobre colunas de *DSM* em que foram construídas áreas teste instrumentadas. O local contou com investigação geotécnica de campo e laboratório, além de ensaios para composição da mistura das colunas. Serão apresentados e interpretados os dados medidos nos instrumentos, confrontados com resultados de modelagens numéricas e com um dos métodos analíticos abordado no capítulo 2.

O Capítulo 4 apresenta um outro caso estudado para uma condição especial de campo, com camada de argila mole em processo de adensamento. Análises numéricas foram empregadas como ferramenta para avaliar o efeito da introdução de colunas de *DSM* nestas condições dadas.

Por fim, o Capítulo 5 resume as principais conclusões obtidas pelas análises dos casos estudados e considerações finais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica trata dos conceitos fundamentais envolvidos nos mecanismos de transferência de carga em aterros estruturados, onde se destaca o papel do fenômeno do arqueamento. Além dos conceitos teóricos básicos, são apresentados alguns dos principais métodos empregados iniciando com o apresentado por em TERZAGHI (1943). Em seguida, são apresentados dois importantes métodos desenvolvidos especificamente para análise de aterros estruturados, iniciando pelo de HEWLETT e RANDOLPH (1988) que trouxe a ideia da formação de um arco semicircular no aterro e o de KEMPFERT *et al.* (2004), adotado pelas recomendações alemãs da *EBGEO* (2011). Este último será aplicado ao caso de obra do Capítulo 3.

Ainda dentro da revisão bibliográfica serão apresentados alguns princípios básicos da técnica do *DSM* e referências às principais correlações da resistência à compressão simples da mistura de solo-cimento (principal parâmetro investigado na prática) com outras características mecânicas a serem empregadas nas análises numéricas.

2.1 Considerações iniciais sobre aterros estruturados

Existem diversas técnicas de melhoria das condições de construção e ocupação em áreas com presença significativa de solo mole, com o emprego de aterros suportados por elementos de coluna. Podendo ser construídos com ou sem reforço de geossintético na base, neste grupo de soluções, destacam-se as inclusões de colunas granulares (vibro-substituição), colunas granulares encamisadas, estacas de concreto - com ou sem capitéis, *jet grouting* e *deep mixing*; conforme o quadro de ALMEIDA e MARQUES (2010), mostrado na Figura 2.1.

O comportamento mecânico destes aterros e as interações existentes entre os solos e os elementos de coluna, em alguns aspectos, podem se diferenciar em função da técnica empregada. Por exemplo, elementos estruturais construídos com estacas de concreto são considerados incompressíveis em oposição a abordagem dada às colunas granulares que apresentam deformação vertical significativa sob ação do carregamento; podendo as técnicas de mistura de solo-cimento encontrarem-se no “meio do caminho”, a depender das características da mistura. Aos aterros sobre elementos rígidos se dá a denominação de aterros estruturados. A própria técnica de execução pode gerar maior ou menor amolgamento da argila mole em torno da inclusão, fato este que deverá, em certa medida, exercer influência na interação solo / estrutura.

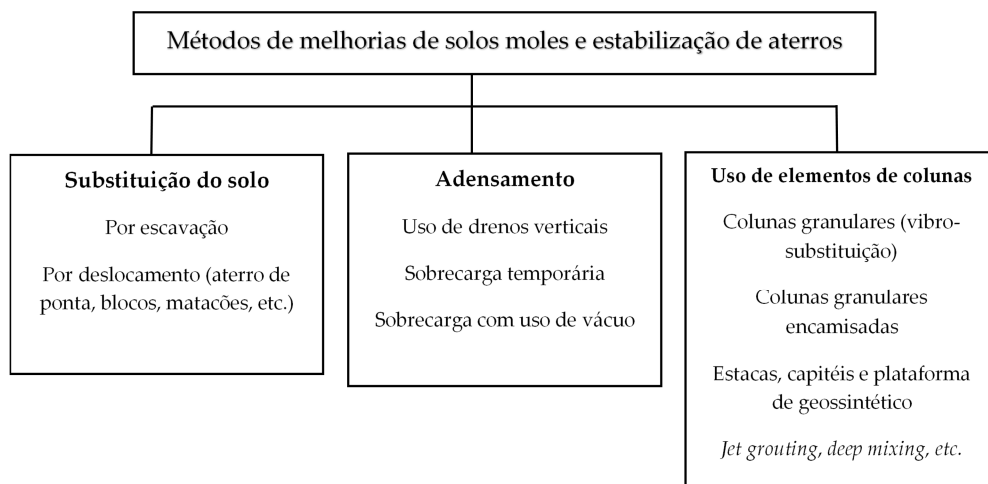


Figura 2.1 – Métodos de melhoria e estabilização de solos moles (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Outro exemplo do comportamento distinto entre as técnicas de aterros sobre colunas está na capacidade de drenagem. Colunas granulares possuem elevada permeabilidade, funcionando mesmo como grandes drenos verticais, que dissipam rapidamente os excessos de poropressão após os carregamentos; ao contrário do esperado em estacas de concreto ou elementos construídos com material ligante, como o *deep soil mix*. Este aspecto pode influenciar mais significativamente na evolução das tensões e deformações ao longo do tempo do que propriamente o resultado final dos mecanismos de transferência de carga.

Apesar destas diferenças citadas, outros aspectos gerais do comportamento mecânico podem ser atribuídos ao conjunto das técnicas de aterros sobre colunas, onde se destaca o papel fundamental do chamado fenômeno do arqueamento nos solos.

O arqueamento definido e apresentado por TERZAGHI (1943), desenvolvido a partir de estudos iniciados pela análise das tensões em areias situadas sobre um alçapão em uma caixa de testes (TERZAGHI, 1936), ganhou aplicação também em aterros estruturados (RUSSEL e PIERPONT, 1997). Surgiram então, abordagens com a definição da formação de um arco circular no solo tal como proposto inicialmente por HEWLETT e RANDOLPH (1988), e desenvolvido posteriormente por LOW *et al.* (1994), KEMPFERT *et al* (2004), e mais recentemente VAN EEKELEN *et al.* (2013 e 2015a). Há ainda métodos como da norma inglesa BS 8006-1 (2010) que além de sugerir o método de Hewlett e Randolph, dá a opção da aplicação da analogia com reaterro sobre duto enterrado pela fórmula de Marston (SPANGLER e HANDY, 1973) para determinação das tensões verticais.

O estudo do arqueamento; e ainda mais propriamente do aterro estruturado, inicialmente se deu sem a consideração de reforço geossintético. Sua incorporação é uma evolução da construção de aterros sobre colunas e que permite, em princípio, a adoção de estacas mais espaçadas (ALMEIDA e MARQUES; 2010), podendo resultar em menores custos de implantação da obra e com o mesmo desempenho. A associação do reforço basal de geossintético com colunas pode ser adotada de maneira generalizada à todas as técnicas.

2.2 Mecanismos de transferência de carga do aterro sobre colunas.

Conforme destacou VAN EEKELEN *et al.* (2013), muitos métodos analíticos aplicados em projetos incluem essencialmente dois passos de cálculo. No primeiro passo calcula-se o comportamento de arqueamento no aterro. A partir de uma geometria definida, obtém-se as tensões verticais que serão transmitidas diretamente aos elementos de coluna, bem como as tensões chamadas “residuais”, que são aquelas não suportadas pelo arqueamento e que vão incidir sobre a geogrelha (quando aplicada) e o solo mole.

O segundo passo descreve o comportamento de carga e deflexão do reforço geossintético. Nesse passo, considera-se a tensão vertical aplicada, na maioria dos métodos, sobre uma faixa do reforço entre cada par de estacas adjacentes e calcula-se a deformação no geossintético. Um resultado implícito deste segundo passo é que a “carga residual” é dividida em duas partes; uma que passa do reforço para as estacas e outra que repousa sobre o subsolo.

Desta maneira, o mecanismo de funcionamento do aterro estruturado pode ser genericamente compreendido pela existência de três constituintes básicos ilustrados na Figura 2.2.

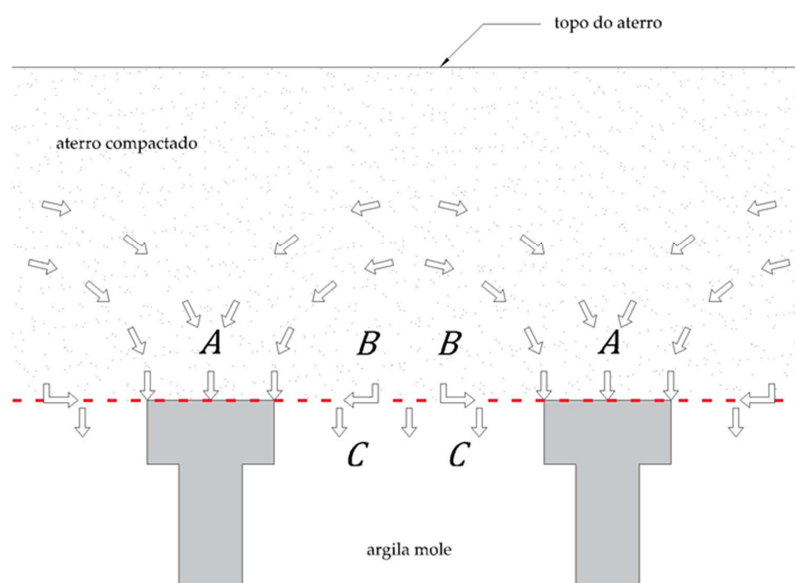


Figura 2.2 – Distribuição dos carregamentos em aterros estaqueados reforçados (adaptado de VAN EEKELEN *et al.*, 2011).

Sendo:

Mecanismo A – Corresponde ao efeito do arqueamento do solo onde computa-se a carga do aterro e sobrecarga transferidas diretamente para os elementos de coluna;

Mecanismo B – Efeito de membrana quando empregado o reforço de geossintético. À medida que a deformação do solo mole ocorre, o geossintético se deforma sendo submetido a esforço de tração e assim, transfere parte da carga residual, não suportada pelo arqueamento, para as estacas;

Mecanismo C – Definido pela parcela da “carga residual”, suportada pela camada de solo mole.

Em resumo, os dois passos de cálculo determinam no primeiro momento os valores de carga das parcelas de “A” e “(B+C)”, ou seja, calcula-se qual a tensão devida ao arqueamento que chega diretamente às colunas e qual a tensão incide sobre o vão entre elas. Feito isto, desmembra-se esta segunda parcela “(B+C)” para que se obtenha o valor total da carga vertical sobre a estaca “(A+B)” adicionando à parcela anterior, a força devida a mobilização do reforço basal. Por conseguinte, o restante do carregamento total sobre o solo mole “C” é obtido. Nestes passos, são calculados os esforços de tração no reforço geossintético. Sem o reforço apenas a

primeira etapa de cálculo é utilizada. Calculando-se a carga na estaca, a diferença entre esta e a carga total é aquela que incide sobre o solo mole.

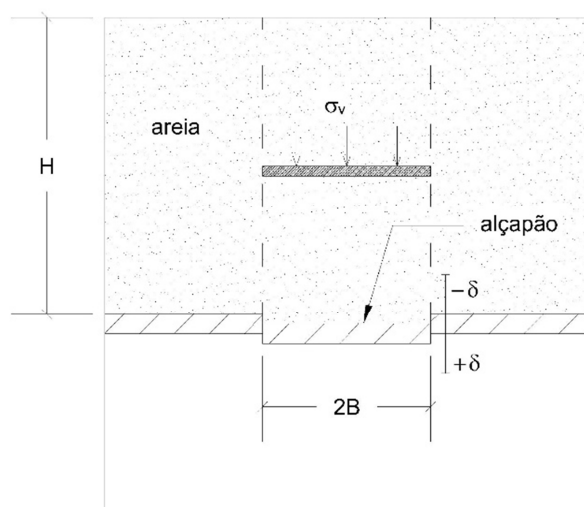
2.3 Arqueamento dos solos

O efeito do arqueamento, conforme visto no item 2.2, é muito importante no mecanismo de transferência de carga do aterro estruturado e seu desenvolvimento pleno é fundamental para um desempenho adequado do sistema.

Conforme entendimento exposto por IGLESIA *et al.* (2013), o arqueamento ocorre nos solos especialmente quando há um material de diferente estrutura chamado de inclusão dentro da massa de solo. A presença desta inclusão causa uma distribuição local das tensões que diferem daquelas chamadas “de campo livre”.

Fato é que o fenômeno de redistribuição das tensões, como o arqueamento, ocorrerá quando uma massa de solo estiver sendo suportada por materiais com diferentes rigidezes em geometrias bem definidas (seja o próprio solo ou estrutura inserida).

Diversos modelos analíticos disponíveis na literatura descrevem o comportamento do arqueamento. TERZAGHI em 1943, afirmou que a maioria das teorias existentes até então tratavam a tensão vertical de uma areia seca sobre faixas horizontais, como o ilustrado esquematicamente na Figura 2.3 que apresenta o modelo de “alçapão” de Terzaghi, podendo ser divididas em três grupos:



Sendo,

H: altura de areia sobre o alçapão,

B: metade da largura do alçapão,

δ : deslocamento vertical no alçapão; e

σ_v : tensão vertical.

Figura 2.3 – Tensão vertical sobre faixa horizontal de solo.

Os autores das teorias do primeiro grupo simplesmente consideravam as condições de equilíbrio da areia localizada imediatamente acima da faixa carregada. As teorias do segundo grupo eram baseadas no pressuposto injustificado (segundo o próprio Terzaghi), de que toda a massa de areia localizada acima da faixa considerada está num estado de equilíbrio plástico.

Nas teorias do terceiro grupo considera-se que as seções verticais que limitam a faixa de solo analisada representam superfícies de deslizamento (segmentos “a-e” e “b-f” da Figura 2.4) e que a tensão sobre a faixa é igual à diferença entre o peso da areia localizado acima e a resistência por atrito total ao longo das seções verticais (CAIN *et al.*, 1916 *apud*. TERZAGHI, 1943). Vale ressaltar que as superfícies de deslizamento reais são curvas e na superfície seu espaçamento “c-d” na Figura 2.4, é maior do que a largura da faixa de solo considerada “e-f”.

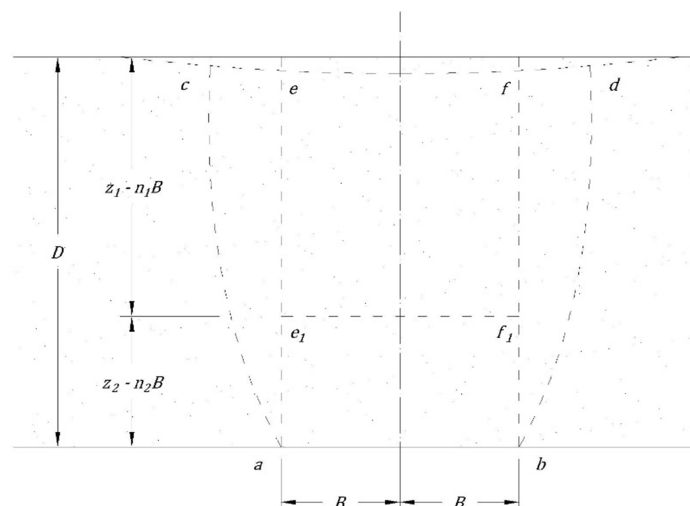


Figura 2.4 – Modelo para estudo do efeito do arqueamento nos solos (TERZAGHI, 1943).

As teorias mais simples eram aquelas que se enquadravam na terceira categoria, baseadas na consideração das superfícies de deslizamento verticais. Apesar dos erros nos resultados finais, elas eram bastante compatíveis com os dados experimentais existentes (TERZAGHI, 1936). A mais simples das soluções era baseada na suposição de que a tensão vertical, em qualquer seção horizontal é uniformemente distribuída.

TERZAGHI (1943) apresentou então, seu modelo a partir do esquema mostrado na Figura 2.5:

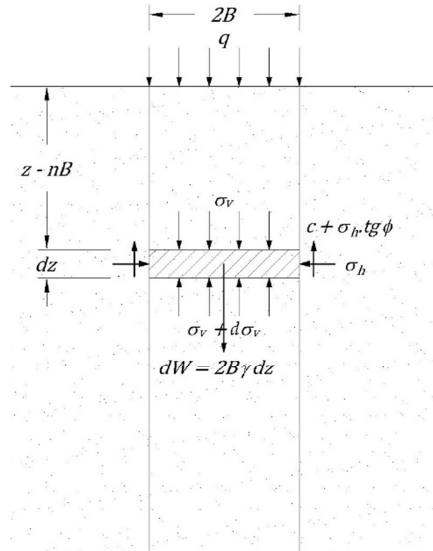


Figura 2.5 – Esquema de cálculo da tensão vertical (TERZAGHI, 1943).

sendo:

$$S = c + \sigma_h \cdot tg\phi \quad \text{Eq. 2.1}$$

e

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad \text{Eq. 2.2}$$

Onde:

B é a metade da largura da faixa analisada,

S é a resistência ao cisalhamento;

c é a coesão;

ϕ o ângulo de atrito interno;

σ_h é a tensão horizontal;

σ_v é a tensão vertical; e

K é o coeficiente de empuxo.

Por equilíbrio na direção vertical:

$$2B \gamma dz = 2B(\sigma_v + d\sigma_v) - 2B\sigma_v + 2(c + K\sigma_v tg\phi) dz \quad \text{Eq. 2.3}$$

Rearranjando a Equação 2.3 chega-se à forma da equação diferencial:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \left[\gamma - \frac{c}{B} \right] - \frac{K tg\phi}{B} \sigma_v \quad \text{Eq. 2.4}$$

Fazendo $\sigma_v = q$ quando $z = 0$; obtém-se a Equação 2.5 como solução da equação diferencial 2.4:

$$\sigma_v = \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{c}{B}\right)}{Ktg\phi} \cdot \left[1 - e^{-\frac{z}{B}Ktg\phi}\right] + q \cdot e^{-\frac{z}{B}Ktg\phi} \quad \text{Eq. 2.5}$$

Sem a sobrecarga q , $\sigma_v = 0$ quando $z = 0$; e obtém-se nova solução:

$$\sigma_v = \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{c}{B}\right)}{Ktg\phi} \cdot \left[1 - e^{-\frac{z}{B}Ktg\phi}\right] \quad \text{Eq. 2.6}$$

Se $z \rightarrow \infty$ e $c = 0$

$$\sigma_v = \frac{B \cdot \gamma}{Ktg\phi} \quad \text{Eq. 2.7}$$

No caso de aterro estruturado a distância $2B$ seria equivalente ao espaçamento entre capitéis. Cabe destacar que esta é uma solução bidimensional e sem reforço, sendo o caso real do aterro uma estrutura em 3D. Esta abordagem é mais largamente empregada em análises de dutos enterrados (valas com paredes verticais, estado plano de deformação e solo suportado por material com rigidez distinta – o duto) cuja realidade de campo se aproxima melhor das condições impostas pelo modelo. MC KELVEY (1994) estendeu o modelo apresentado anteriormente combinando-o com a teoria de uma membrana tracionada. RUSSELL e PIERPOINT (1997) incluíram uma terceira dimensão admitindo o atrito em planos verticais ao longo das bordas de capitéis quadrados.

Estas famílias de modelos são extremamente dependentes do valor da relação entre a tensão horizontal e tensão vertical, sendo este valor de difícil determinação. VAN EEKELEN *et al.* (2011) atribuem a esta dificuldade o fato de serem pouco utilizados na Europa, embora reconheça-se a importância das ideias e conceitos abordados.

Tratando agora de modelos que buscam melhor entender os mecanismos de transferência de carga dos aterros estruturados, pode-se citar as seguintes “famílias”:

Modelos de arco rígido, onde presume-se que um arco é formado com uma forma fixa, normalmente triangular, podendo ser 2D ou 3D. Citam-se CARLSSON (1987); ROGBECK *et al.* (1998), SVANØ *et al.* (2000) e COLLIN (2004). Nestes modelos, é considerado que toda a carga acima do arco, incluindo o peso do solo e a sobrecarga externa é transferida diretamente para as colunas. O peso da cunha de solo abaixo do arco é suportado pela geogrelha e pelo solo mole. Uma desvantagem destes modelos é que após atingir determinada altura de aterro (aquela necessária para formação do arco rígido), esta forma fixa “triangular” que carrega o solo não varia mais. Assim, se a altura do aterro ou a sobrecarga aumentarem toda carga extra acima desta altura vai diretamente para as estacas tendendo a 100% de eficiência e uma tensão no solo subestimada (FAGUNDES, 2016). Outra desvantagem é não considerarem as propriedades de resistência do solo de aterro.

Em outra família de modelos, chamada de modelos de equilíbrio limite, um estado de tensão limite é assumido num arco formado no aterro entre duas colunas. Estão nesta família de modelos de equilíbrio limite os apresentados por HEWLLET e RANDOLPH (1988) e o desenvolvido por ZAESKE (2001), também descrito em KEMPFERT *et al.*, 2004. Estes modelos lançam mão da divisão dos dois passos de cálculo em que primeiro se determina as parcelas “A” e “B+C” do carregamento total (conforme ilustrado na Figura 2.2) e em seguida determina-se os esforços atuantes no reforço.

Um modelo de equilíbrio limite empírico importante a ser citado é o de MARSTON e ANDERSON (1913) desenvolvido para aplicação em dutos e modificado por JONES *et al.* (1990) para aplicação ao caso de aterros estruturados e adotado pela norma inglesa BS 8006 2010. Para análise em 3D, VAN EEKELEN *et al.*, (2011a) fizeram algumas outras modificações neste modelo.

2.4 Modelos para a análise de aterros estruturados

A seguir serão mostrados os modelos de HEWLLET e RANDOLPH (1988) com arcos semicirculares sem reforço e KEMPERFT *et al.*(2004), que apresentam uma solução teórica que analisa o arqueamento em todo interior do semicírculo e aplicação de reforço. Estes são dois dos mais frequentemente empregados na prática de projetos, principalmente na Europa, por serem indicados em normas e recomendações de projeto naquele continente; sendo por esta razão escolhidos aqui para apresentação da análise do arqueamento em aterros estruturados.

Outros modelos da literatura também estão entre os mais utilizados como RUSSEL e PIERPOINT (1997) e FILZ e SMITH (2006). Os modelos de arco rígido citados anteriormente também são empregados na prática de projeto.

Cabe destacar que pesquisas realizadas recentemente foram apresentadas por VAN EEKELEN *et al.*, (2013), levando ao desenvolvimento de um novo modelo que os autores afirmam ser uma extensão dos modelos de HEWLLET e RANDOLPH (1988) e ZAESKE (2001), chamando-o de “Modelo de Arcos Concêntricos” o qual foi validado por VAN EEKELEN *et al.*, (2015a). Este novo modelo para aplicação em casos de aterros estruturados reforçados é recomendado pela norma holandesa CUR 226, 2015 (*apud.* VAN EEKELEN, 2015b).

2.4.1 Modelo de HEWLLET e RANDOLPH (1988)

HEWLETT e RANDOLPH (1988) apresentaram um modelo que foi adotado pela norma inglesa BS 8006 (BSI, 2010), assim como pelo manual francês ASIRI (2012). A abordagem destes autores foi desenvolvida para análise do arqueamento em aterros sobre estacas com capitéis, sem reforço de geossintético, como ilustrado na Figura 2.6. Este modelo 2D trouxe pela primeira vez a análise com referência à formação de arcos semicirculares de diâmetro igual ao espaçamento das estacas, ideia básica desenvolvida por outros autores posteriormente.

Apesar de não ser concebido para considerar a existência do geossintético, os autores deixam a possibilidade de inclusão de reforço, considerando que este suporte toda a parcela de carga que seria transferida ao solo (sem contribuição do suporte da argila subjacente). Ou seja, o reforço transfere às estacas a carga que seria absorvida pelo solo superficial.

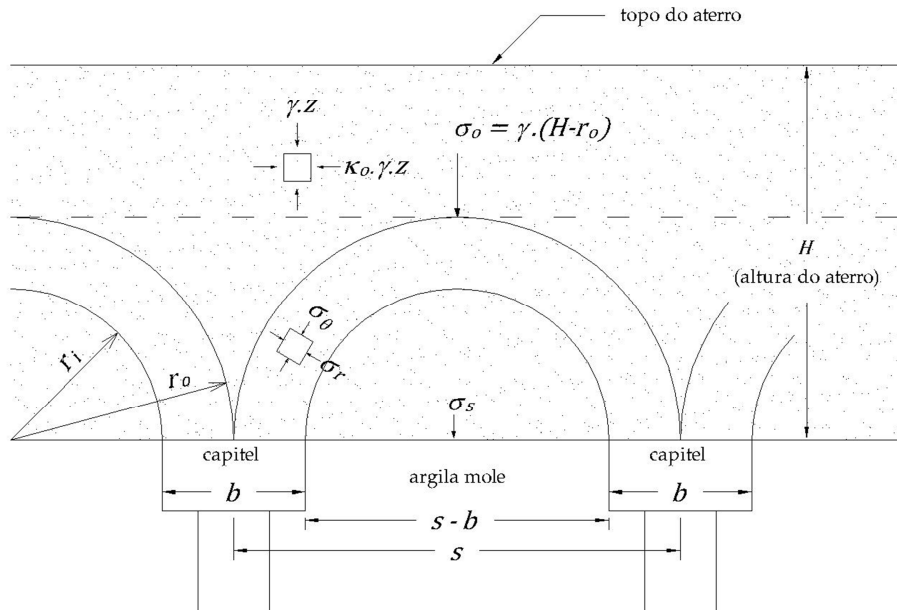


Figura 2.6 – Seção esquemática de aterro estruturado de HEWLETT e HANDOLPH (1988).

Do equilíbrio vertical (radial) do elemento dado na Figura 2.7, segue que:

$$-\sigma_r \cdot dA_i + (\sigma_r + d\sigma_r) \cdot dA_o - 2 \cdot \sigma_\theta \cdot dA_s \cdot \sin\left(\frac{\delta\theta}{2}\right) = 0 \quad \text{Eq. 2.8}$$

sendo:

Área abaixo do elemento: $dA_i = r \cdot \delta\theta$

Área do topo do elemento: $dA_o = (r + dr) \cdot \delta\theta = r \cdot \delta\theta + dr \cdot \delta\theta$

Área lateral do elemento: $dA_s = dr$

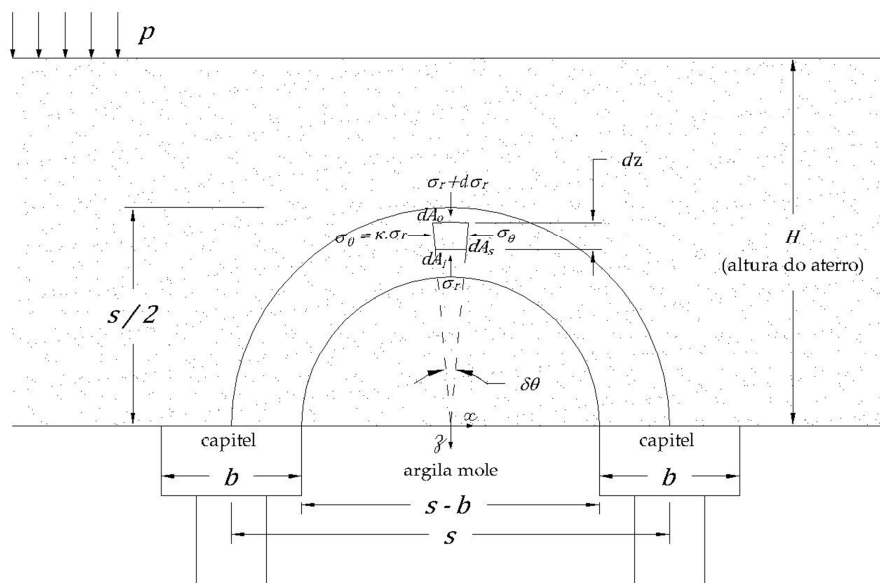


Figura 2.7 – Tensões no elemento dentro do modelo de HEWLETT e HANDOLPH (1988)

Para condição 2D, plano de deformação, essas propriedades (áreas e volume) são tratadas por unidade de comprimento na terceira dimensão. Por exemplo: $dA_i = r \cdot \delta\theta \cdot 1$, onde “1” é correspondente unidade de comprimento.

Fazendo as substituições e dividindo a Eq. 2.8 por $(r \cdot \delta\theta \cdot dr)$:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r}{r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad \text{Eq. 2.9}$$

Se $\frac{d\sigma_r}{r} \rightarrow 0$, segue que:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad \text{Eq. 2.10}$$

Admite-se que o estado de tensão no arco é uniforme no entorno do semicírculo e que o estado limite ocorre em todo arco.

$$\sigma_\theta = K_p \cdot \sigma_r \quad \text{Eq. 2.11}$$

Sendo K_p o coeficiente de empuxo passivo.

Resultando na equação diferencial para as tensões radiais nos arcos 2D:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{1-K_p}{r} \cdot \sigma_r = 0 \quad \text{Eq. 2.12}$$

A Eq. 2.12 pode ser reescrita por:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + p(r) \cdot \sigma_r = 0 \quad \text{Eq. 2.13}$$

onde:

$$p(r) = \frac{1-K_p}{r} \quad \text{Eq. 2.14}$$

A solução da equação diferencial é dada pela Eq. 2.15:

$$\sigma_r = I \cdot r^{K_p-1} \quad \text{Eq. 2.15}$$

onde I é uma constante de integração arbitrária.

Dada a condição de contorno fora do arco 2D:

Quando $r = r_o = s/2$ a tensão radial é dada pela Eq. 2.16

$$\sigma_r = \gamma \cdot \left(H - \frac{s}{2} \right) \quad \text{Eq. 2.16}$$

Igualando Eq. 2.15 a Eq. 2.16, obtém-se:

$$I \cdot \left(\frac{s}{2}\right)^{K_p-1} = \gamma \cdot \left(H - \frac{s}{2}\right)$$

$$I = \gamma \cdot \left(H - \frac{s}{2}\right) \cdot \left(\frac{2}{s}\right)^{K_p-1} \quad \text{Eq. 2.17}$$

Substituindo a Eq. 2.17 na Eq. 2.15:

$$\sigma_r = \gamma \left(H - \frac{s}{2}\right) \cdot \left[\frac{2r}{s}\right]^{(K_p-1)} \quad \text{Eq. 2.18}$$

Sendo o raio interno do arco:

$$r_i = \frac{s-b}{2} \quad \text{Eq. 2.19}$$

A tensão interna nos capitéis fica:

$$\sigma_i = \gamma \left(H - \frac{s}{2}\right) \cdot \left[\frac{s-b}{s}\right]^{(K_p-1)} \quad \text{Eq. 2.20}$$

A tensão sobre o capitel é dada pela tensão tangencial:

$$\sigma_\theta = K_p \cdot \gamma \left(H - \frac{s}{2}\right) \cdot \left[\frac{2r}{s}\right]^{(K_p-1)} \quad \text{Eq. 2.21}$$

HEWLLET e RANDOLPH (1988) apresentam um conceito de eficiência como uma indicação do percentual de tensão que é repassado para o solo entre as estacas. Por exemplo, uma eficiência de 90% indica que 10% dos valores de tensão são repassados para o solo. A eficiência do arqueamento (E) pode ser expressa por:

$$E = 1 - \frac{b \cdot \sigma_i}{s \cdot \gamma H} \quad \text{Eq. 2.22}$$

Chamando a relação $(b/s) = \delta$ e substituindo a Eq. 2.20 na Eq. 2.22:

$$E = 1 - \delta \cdot \left(1 - \frac{s}{2H}\right) \cdot (1 - \delta)^{(K_p-1)} \quad \text{Eq. 2.23}$$

A análise tridimensional, como mostrado na Figura 2.8, foi apresentada por HEWLLET e RANDOLPH (1988), considerando agora no equilíbrio, o peso próprio do solo em arqueamento.

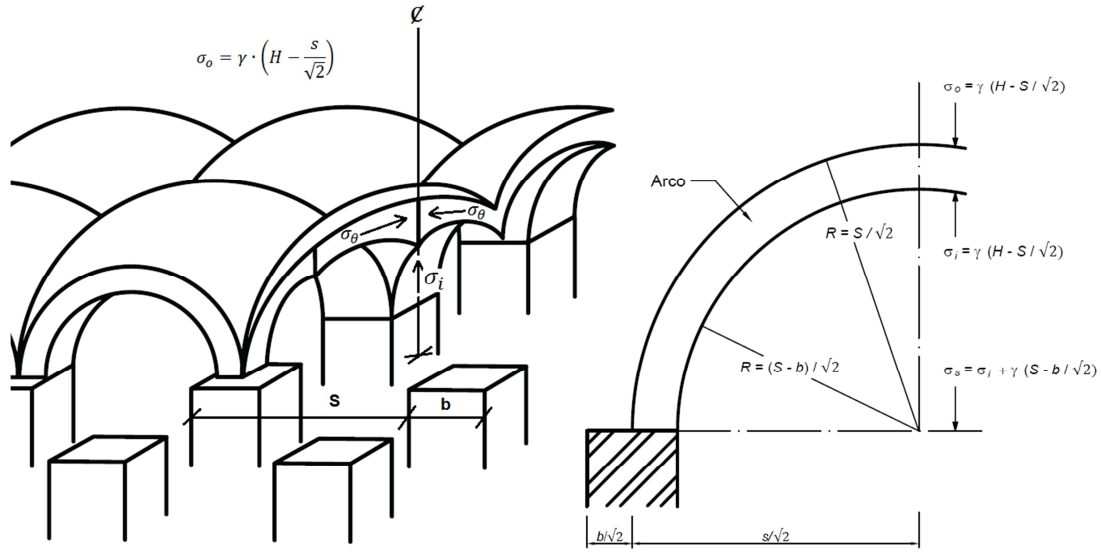


Figura 2.8 – Modelo de análise 3D (HEWLLET e RANDOLPH, 1988).

Fazendo o equilíbrio vertical da abóboda considerada, e sendo R igual ao raio de curvatura da face externa da abóboda esférica tem-se que:

$$\text{Área abaixo do elemento da abóboda: } dA_i = \frac{1}{4} \pi \cdot (R \cdot \delta\theta)^2$$

$$\text{Área do topo do elemento da abóboda: } dA_0 = \frac{1}{4} \pi \cdot (R + dR)^2 \cdot \delta\theta^2 \approx \frac{1}{4} \pi \cdot (R^2 \cdot \delta\theta^2 + dR^2 \cdot \delta\theta^2)$$

$$\text{Área lateral do elemento da abóboda: } dA_s \approx \pi \cdot R \cdot \delta\theta \cdot dR$$

$$\text{Volume do elemento da abóboda: } dV \approx \frac{1}{4} \pi \cdot R^2 \cdot \delta\theta^2 \cdot dR$$

Do equilíbrio vertical (radial) do elemento de abóboda, segue que:

$$-\sigma_R \cdot dA_i + (\sigma_R + d\sigma_R) \cdot dA_0 - \sigma_\theta \cdot dA_s \cdot \sin\left(\frac{\delta\theta}{2}\right) + \gamma \cdot dV = 0 \quad \text{Eq. 2.24}$$

Substituindo as áreas e volume definidos:

$$-\sigma_R \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot R^2 \cdot \delta\theta^2 + (\sigma_R + d\sigma_R) \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot (R^2 \cdot \delta\theta^2 + dR^2 \cdot \delta\theta^2) - \sigma_\theta \cdot \sin\left(\frac{\delta\theta}{2}\right) \cdot \pi \cdot R \cdot \delta\theta \cdot dR + \gamma \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot R^2 \cdot \delta\theta^2 \cdot dR = 0 \quad \text{Eq. 2.25}$$

Desprezando os termos com produto de mais de um incremento infinitesimal, resta:

$$\frac{d\sigma_R}{dR} + \frac{2 \cdot (\sigma_R - \sigma_\theta)}{R} + \gamma = 0 \quad \text{Eq. 2.26}$$

Assumindo que o estado limite ocorre em todo arco:

$$\sigma_\theta = K_p \cdot \sigma_R \quad \text{Eq. 2.27}$$

Substituindo a Eq. 2.27 na Eq. 2.26, resulta em:

$$\frac{d\sigma_R}{dR} + \frac{2(1-K_p)}{R} \cdot \sigma_R = -\gamma \quad \text{Eq. 2.28}$$

A solução é dada na forma da Eq. 2.29 em que I é uma constante arbitrária de integração.

$$\sigma_R = I \cdot R^{2(K_p-1)} + \frac{\gamma}{2K_p-3} \cdot R \quad \text{Eq. 2.29}$$

Definida constante de integração, considerando as condições de contorno (similar ao caso 2D) fica que:

$$\sigma_R = \gamma \cdot \left(\frac{s}{\sqrt{2}}\right)^{2(K_p-1)} \cdot \left(H - \frac{s}{\sqrt{2}} \cdot \frac{2K_p-2}{2K_p-3}\right) \cdot R^{2(K_p-1)} + \frac{\gamma}{2K_p-3} \cdot R \quad \text{Eq. 2.30}$$

Como $\sigma_\theta = K_p \cdot \sigma_R$ (Eq. 2.27):

$$\sigma_\theta = K_p \cdot \gamma \cdot \left(\frac{s}{\sqrt{2}}\right)^{2(K_p-1)} \cdot \left(H - \frac{s}{\sqrt{2}} \cdot \frac{2K_p-2}{2K_p-3}\right) \cdot R^{2(K_p-1)} + \frac{\gamma}{2K_p-3} \cdot R \cdot K_p \quad \text{Eq. 2.31}$$

Esta é a tensão atuante sobre o capitel com $R_i \leq R \leq R_o \rightarrow \left(\frac{s}{\sqrt{2}} - b\right) < R < \frac{s}{\sqrt{2}}$

A força sobre o capitel resulta da integração da tensão tangencial dentro destes limites.

Novamente chamando $\frac{b}{s} = \delta$ e,

$$R_i = \frac{s}{\sqrt{2}} - b \quad \text{Eq. 2.32}$$

Obtém-se a tensão interna (borda) no capitel:

$$\sigma_i = \gamma \cdot (1 - \delta)^{2(K_p-1)} \cdot \left(H - \frac{s}{\sqrt{2}} \cdot \frac{K_p-2}{2K_p-3}\right) + \gamma \frac{s-b}{\sqrt{2}(2K_p-3)} \quad \text{Eq. 2.33}$$

A tensão vertical atuante no nível do solo é dada por σ_R mais o peso de solo no interior do arco ficando:

$$\sigma_s = \sigma_i + \gamma \cdot \frac{s-b}{\sqrt{2}} \quad \text{Eq. 2.34}$$

A análise de duas regiões (topo do arco e base do arco como mostrado na Figura 2.9) indica duas alternativas de eficiência do conjunto estacas com capitéis. O menor valor obtido nestas duas estimativas deve ser utilizado para cálculo do carregamento sobre o solo e reforço. Segundo a BS8006 (2010), geralmente para aterros baixos (em relação ao espaçamento entre estacas) a eficiência do arco deve governar o projeto. Em aterros altos a eficiência da base deve assumir este papel.

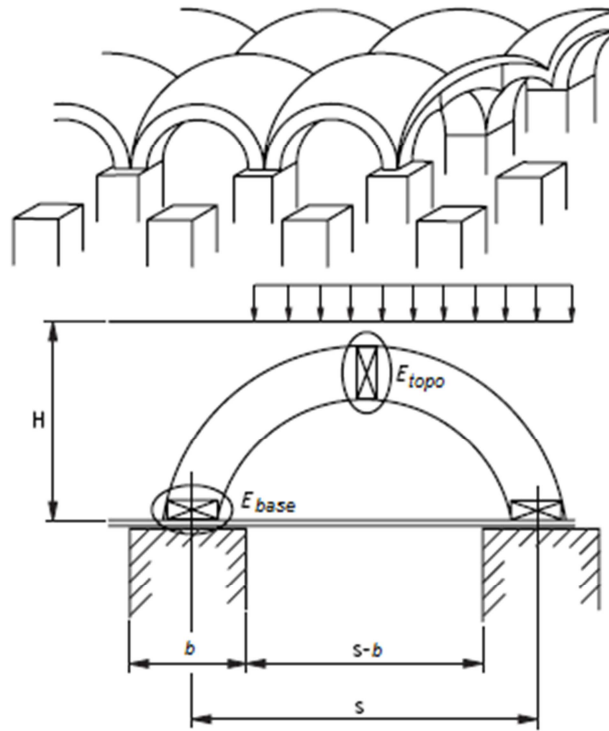


Figura 2.9 – Regiões de avaliação da eficiência (adaptado da BS 8006, 2010).

Neste caso a eficiência de maneira prática é dada por:

$$E_{topo} = 1 - \frac{(s^2 - b^2)}{s^2 \cdot \gamma H} \cdot \left[\sigma_i + \gamma \frac{(s-b)}{\sqrt{2}} \right] \quad \text{Eq. 2.35}$$

A partir desta Eq. 2.35 a BS8006 (2010) apresenta esta eficiência no topo do arco sob a forma:

$$E_{topo} = 1 - \left[1 - \left(\frac{b}{s} \right)^2 \right] \cdot (A - AB + C) \quad \text{Eq. 2.36}$$

Onde A, B e C são coeficientes dados por:

$$A = \left[1 - \left(\frac{b}{s} \right)^{2(K_p-1)} \right], B = \frac{s}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2K_p-2}{2K_p-3} \right) \text{ e } C = \frac{s-b}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2K_p-2}{2K_p-3} \right).$$

A eficiência na base do arco é dada por:

$$E_{base} = \frac{\beta}{1+\beta} \quad \text{Eq. 2.37}$$

Com o coeficiente β na forma:

$$\beta = \frac{2K_p}{(K_p+1) \cdot (1+\frac{b}{s})} \cdot \left[\left(1 - \frac{b}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \cdot \frac{b}{s}\right) \right].$$

2.4.2 Modelo da *EBGEO* (KEMPFERT et al.; 2004)

O modelo adotado nas recomendações alemãs *EBGEO* foi apresentado por KEMPFERT *et al.* (2004) e desenvolvido a partir de estudos realizados por ZAESKE (2001), com ensaios de campo e laboratório. O modelo de arcos 3D de ZAESKE (2001), cujo esquema está apresentado na Figura 2.10 e Figura 2.11, realiza os dois passos de cálculo, como descrito no item 2.2, sendo o primeiro o efeito do arqueamento onde se determina “A” e “B+C” (Figura 2.2). Este procedimento é feito inicialmente sem a consideração de qualquer reforço geossintético e obtém o resultado da tensão vertical no topo das estacas (chamada de $\sigma_{zs,k}$) e tensão no solo entre elas ($\sigma_{zo,k}$) conforme ilustrado no esquema da Figura 2.12. Ambas as tensões são admitidas constantes.

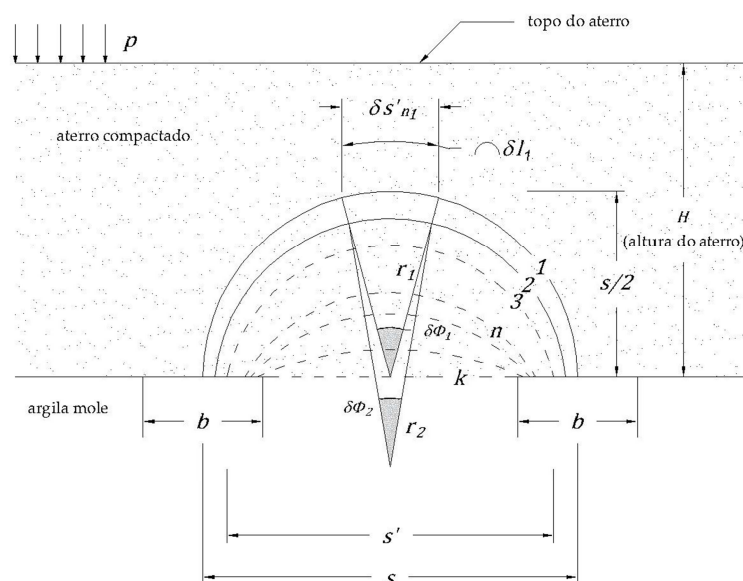


Figura 2.10 – Modelo de arqueamento de ZAESKE, 2001.

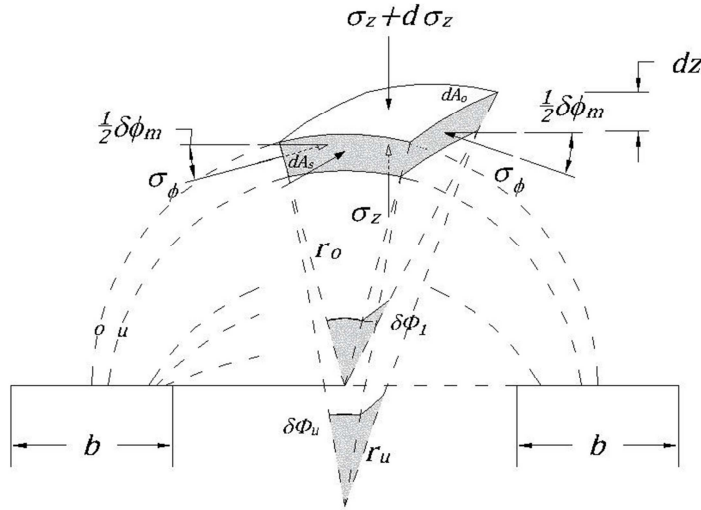


Figura 2.11 – Equilíbrio no topo do arco (adaptado de ZAESKE, 2001; 2002).

Fazendo o equilíbrio das tensões no arco dadas na Figura 2.11 e seguindo as notações de KEMPFERT *et al.* (2004):

$$-\sigma_z \cdot dA_u + (\sigma_z + d\sigma_z) \cdot dA_0 - 4\sigma_\phi \cdot dA_s \cdot \sin\left(\frac{\delta\phi_m}{2}\right) + \gamma \cdot dV = 0 \quad \text{Eq. 2.38}$$

A solução da Eq. 2.37 fornece a tensão vertical dentro do arco. A tensão sobre o solo mole resulta da solução no limite $z \rightarrow 0$, chegando na Eq. 2.38. A Eq. 2.39 fornece a tensão na estaca. Destaca-se que neste modelo o espaçamento (s) considerado é o diagonal de uma malha quadrada.

$$\sigma_{zo,k} = \lambda_1^\chi \cdot \left(\gamma + \frac{p}{h}\right) \left[h \cdot (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} + h_g \cdot \left(\left(\lambda_1 + \frac{h_g^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} \right) \right] \quad \text{Eq. 2.39}$$

$$\sigma_{zs,k} = [(\gamma h + p) - \sigma_{zo,k}] \cdot \frac{A_{Lxy}}{A_p} + \sigma_{zo,k} \quad \text{Eq. 2.40}$$

Onde:

$$\chi = \frac{d \cdot (K_{crit} - 1)}{\lambda_2 s};$$

$$K_{crit} = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right);$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} (s - b)^2; \text{ e}$$

$$\lambda_2 = \frac{s^2 + 2 \cdot b \cdot s - b^2}{2 \cdot s^2}$$

sendo:

A_p é a área da seção da estaca ou capitel;

A_{Lxy} é a área de influência de uma estaca;

$A_r = A_{Lxy} - A_p$;

b é o diâmetro do capitel

s é o espaçamento diagonal entre eixo das estacas;

$\sigma_{zo,k}$ é a tensão vertical sobre o reforço entre as estacas;

$\sigma_{zs,k}$ é a tensão vertical sobre a estaca;

p é a sobrecarga no topo do aterro;

γ é o peso específico do aterro;

h é a altura do aterro;

h_g é altura do arco igual a $s/2$ se $h \geq s/2$ ou igual a h se $h < s/2$.

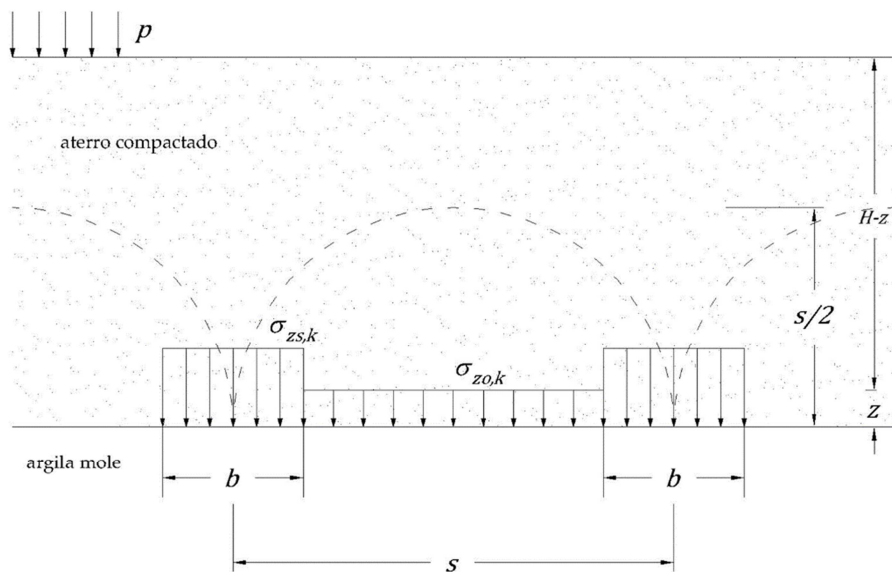


Figura 2.12 – Tensões verticais resultantes do modelo.

Nota-se que a determinação do primeiro passo do cálculo depende apenas da geometria e ângulo de atrito do material de aterro, sem influência do subsolo abaixo.

A previsão das tensões no reforço pode ser feita com base na teoria da membrana elástica tracionada. Para análise teórica do comportamento da membrana pode-se admitir o esquema apresentado na Figura 2.13, onde atua uma carga genérica $q(x)$ sobre uma faixa de reforço de comprimento L_x , situada entre duas estacas rígidas, que provoca a reação no solo $R_s(x)$ e submete o reforço a uma tração igual a T .

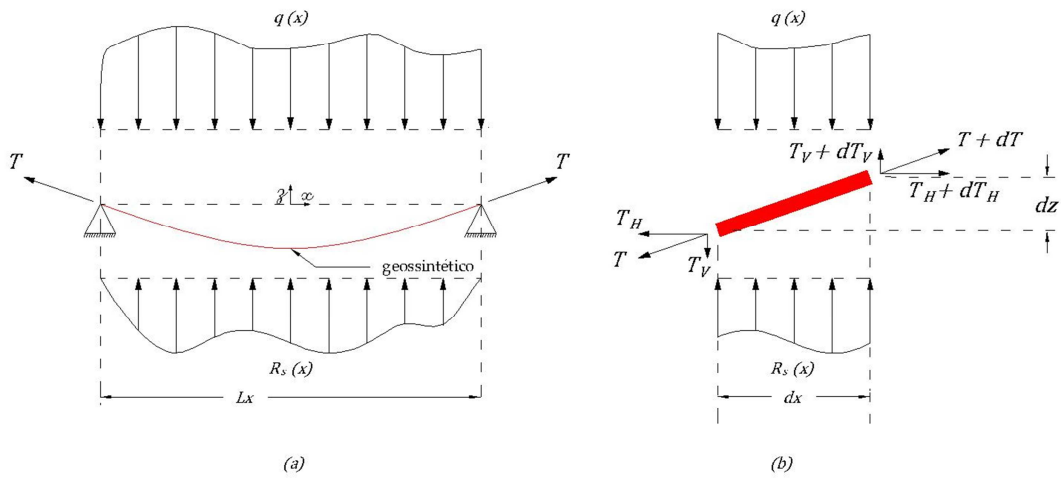


Figura 2.13 – (a) Esquema para análise de comportamento de membrana. (b) Equilíbrio em um segmento de tamanho infinitesimal.

Fazendo o equilíbrio do elemento dado na Figura 2.13 (b), na direção horizontal:

$$-T_H + T_H + dT_H = 0 \Rightarrow dT_H = 0 \quad \text{Eq. 2.41}$$

Na direção vertical:

$$-T_V + R_s(x) \cdot dx - q(x) \cdot dx + T_V + dT_V = 0 \quad \text{Eq. 2.42}$$

Rearranjando a Eq. 2.42:

$$dT_V = [r(x) - q(x)]dx$$

Considerando o solo com comportamento semelhante a uma mola elástica, K sendo a constante de mola:

$$R_s(x) = K \cdot z(x) \quad \text{Eq. 2.43}$$

Onde $z(x)$ é o deslocamento vertical do reforço ao longo de x .

Sendo ainda, que:

$$tg(\alpha) = \frac{T_V}{T_H} = \frac{dz}{dx} \quad \text{Eq. 2.44}$$

Ficando:

$$T_V = T_H \frac{dz}{dx} \quad , \quad \text{Eq. 2.45}$$

Derivando os dois lados da Eq. 2.45 com relação a x :

$$\frac{dT_V}{dx} = \frac{dT_H}{dx} \cdot \frac{dz}{dx} + T_H \frac{d^2z}{dx^2} \quad \text{Eq. 2.46}$$

Como $dT_H = 0$; fica que:

$$[K \cdot z(x) - q(x)] = T_H \frac{d^2z}{dx^2} \quad \text{Eq. 2.47}$$

Apenas rearranjando:

$$\frac{d^2z}{dx^2} - \frac{K}{T_H} z(x) = \frac{q(x)}{T_H}$$

Esta é a equação diferencial a ser resolvida para obtenção da deformação da membrana.

A deformação máxima no reforço é concentrada na faixa entre duas estacas adjacentes, tendo sido esta observação confirmada experimentalmente. Assim, o modelo considera que a tensão máxima ocorre dentro da largura b_{Ers} , como definida na Figura 2.14, com o carregamento triangular sobre a faixa de geogrelha, cuja resultante F_k equivale à $(B + C)/2$ para malha quadrada.

O ábaco da Figura 2.15 fornece a solução da equação diferencial (Eq. 2.47) para obtenção da deformação no reforço. Originalmente, KEMPFERT *et al.* (2004) apresentaram este ábaco sendo a deformação obtida a máxima no geossintético. No entanto, LODDER; 2010 (*apud.* VAN EEKELEN, 2011), mostrou que ela deveria, mais adequadamente, ser a deformação média.

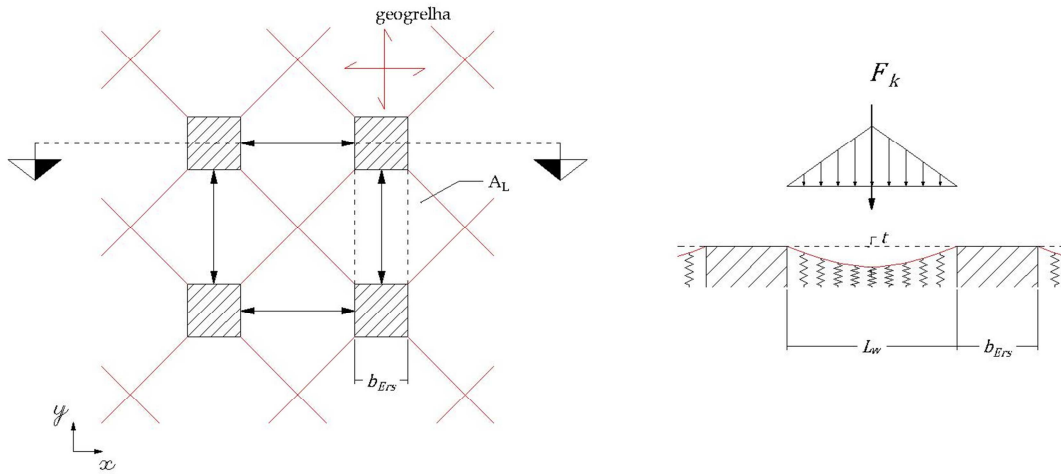


Figura 2.14 – Modelo esquemático de carregamento no reforço (KEMPFERT *et al.*, 2004).

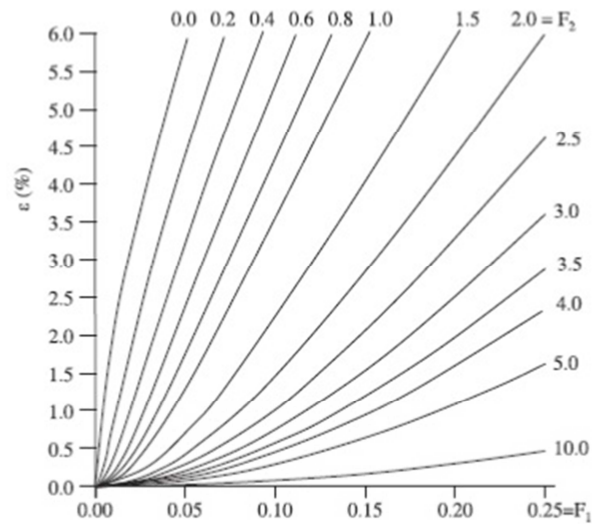


Figura 2.15 – Ábaco da solução apresentada por KEMPFERT *et al.*; 2004

onde:

$$F_1 = \frac{F_k/b_{Ers}}{J_k} \quad \text{Eq. 2.48}$$

$$F_2 = \frac{K_{sk} \cdot (s-b_{Ers})^2}{J_k} \quad \text{Eq. 2.49}$$

J_k é a rigidez do geossintético.

K_{sk} é o módulo de reação vertical do solo mole adotado para o valor da constante de mola K.

A tração no reforço é dada por:

$$T = J_k \cdot \varepsilon \quad \text{Eq. 2.50}$$

VAN EEKELEN *et al.*; (2011b), com base em observações experimentais propõe modificações na solução que é adotada pela *EBGEO* (2011) tais como:

- Consideração da mobilização do solo abaixo da geogrelha em toda área;
- Alteração da distribuição do carregamento triangular por um carregamento triangular invertido (Figura 2.16)

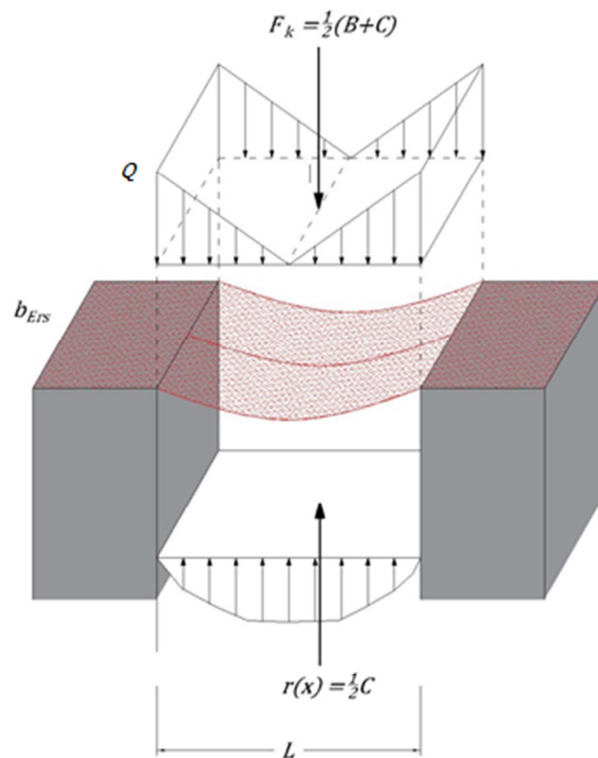


Figura 2.16 – Carregamento triangular invertido (VAN EEKELEN *et al.*, 2011b)

Os autores concluem que essas duas modificações propostas, aplicadas conjuntamente fornecem valores de deformação do geossintético mais de 40% menores que o modelo da *EBGEO* (2011).

2.5 Critérios de projeto e a altura crítica

Como visto nos métodos mostrados anteriormente, a análise das tensões que são desenvolvidas no mecanismo do aterro estruturado parte sempre de uma dada geometria, (espaçamento entre as colunas e seu arranjo em planta, a largura do capitel e a altura do aterro).

Em geral os diversos autores e normas recomendam critérios que estão relacionados a esta geometria inicial para que então sejam feitas as análises que passam a ser cálculos de verificação das colunas e dimensionamento do reforço.

KEMPFERT *et al.*, (2004) sugerem usar os seguintes critérios:

$$(s - b) \leq 3,0 \text{ m} \quad \text{Eq. 2.51}$$

Para o caso de cargas fixas; e

$$(s - b) \leq 2,5 \text{ m} \quad \text{Eq. 2.52}$$

Para o caso de cargas móveis elevadas.

Como condições gerais:

$$\frac{b}{s} \geq 0,15 \quad \text{Eq. 2.53}$$

$$(s - b) \leq 1,4H \quad \text{Eq. 2.54}$$

sendo:

H é a altura de aterro;

s é o espaçamento diagonal entre as estacas; e

b é a largura do capitel.

Outros autores fornecem diferentes recomendações sendo estes critérios relacionados ao desempenho dos aterros estruturados e não são contemplados nos métodos de análise apresentados. Observa-se que dentre este tipo de recomendação está a limitação do espaçamento conjuntamente com uma altura mínima de aterro. À esta limitação, está ligado o conceito de altura crítica em aterros estruturados. A Tabela 2.1 adaptada de McGUIRE (2011) apresenta uma pequena lista de algumas recomendações a respeito de altura mínima recomendada.

Na engenharia geotécnica o conceito de altura crítica de aterros geralmente está associado a um limite máximo, ou seja, a maior altura que se pode construir o aterro para que se mantenha estável. Este conceito se aplica às análises de estabilidade comumente realizadas em aterros convencionais (CARREIRA, 2014).

Tabela 2.1 – Resumo de recomendações de alturas mínimas de aterro, sendo s o espaçamento entre eixos de estacas e b o diâmetro ou largura do capitel, (adaptado de McGUIRE, 2011).

Referência	Altura Mínima Recomendada
BS 8006 (2010)	$0,7 \times (s-b)$
CARLSON (1987)	$1,0 \times (s-b)$
NGI (2002)	$1,2 \times (s-b)$
DEMERDASH (1996)	$1,7 \times (s-b)$
HEWLETT e RANDOLPH (1988)	$2,0 \times s$

Em aterros estruturados o conceito de altura crítica está associado à ocorrência de recalques diferenciais que são notados pela propagação dos deslocamentos verticais da base do aterro até seu topo e com diferentes valores de deslocamentos medidos sobre as colunas (mais rígidas) e sobre o solo mole.

NAUGHTON (2007) define a altura crítica de um aterro sobre estacas como a distância vertical entre o nível topo das estacas e o plano no aterro onde os recalques são iguais. Esta não é a única definição de altura crítica em aterros estruturados. HORGAN e SARSBY (2002) e CHEN *et al.* (2008) fazem referência à altura acima da qual qualquer carga adicional seja devida ao peso do aterro ou a sobrecargas, são distribuídas totalmente para as estacas.

Um recalque diferencial significativo é, por óbvio, um inconveniente ao qual se busca evitar, fato que levou pesquisadores a dedicarem-se ao estudo das relações e parâmetros que determinam este comportamento.

McGUIRE (2011) realizou ensaios de laboratório com a finalidade de determinar a altura crítica de aterros estruturados com reforço de geossintético sem consideração da argila mole e sobrecarga sobre o aterro. Foram variados o diâmetro e espaçamento entre as estacas bem como a densidade relativa da areia que compunha o aterro. Para cada configuração foram ensaiadas diversas alturas de aterro até que se obtivessem recalques diferenciais desprezíveis no topo levando as seguintes conclusões:

- A altura crítica é dependente, essencialmente, do espaçamento e do diâmetro das colunas;
- No caso de aterros puramente arenosos estudados, a densidade relativa do material que o compõe o aterro não afeta significativamente a chamada altura crítica (para densidades relativas entre 70% e 100%);
- O reforço com geossintético também não afeta de forma significativa a altura crítica, porém diminui a magnitude dos recalques diferenciais nas camadas de areia abaixo da altura crítica.

Os ensaios de McGuire levaram a uma tendência da altura crítica definida por:

$$H_{crit} = 1,15s' + 1,44d \quad \text{Eq. 2.55}$$

sendo:

s' é a metade do espaçamento diagonal entre as estacas; e
 d é o diâmetro da estaca.

Na Figura 2.17 estão representadas a tendência obtida por McGUIRE (2011) conjuntamente com outros dados disponíveis publicados de resultados de ensaios de laboratório, de campo e modelagem física em centrífugas geotécnicas, além de casos de obras. Acima desta tendência não se esperaria ocorrer recalques diferenciais importantes.

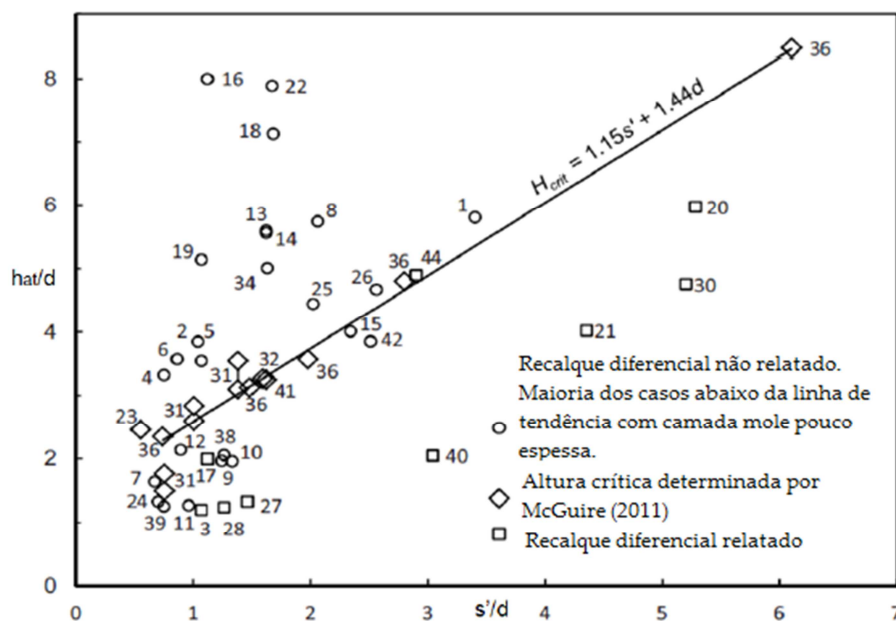


Figura 2.17 – Recalques superficiais diferenciais em função do diâmetro e do espaçamento entre elementos de coluna (adaptado de FILZ *et al.*, 2012).

2.6 Conceitos básicos do *Deep Soil Mix (DSM)*

O *Deep Soil Mix* é uma técnica de estabilização em profundidade com mistura realizada *in-situ* feita com cal, cimento ou ligantes especiais a base destes produtos. Comparado com o solo natural o material compósito formado tem algumas de suas propriedades melhoradas, tais como aumento da resistência, redução da permeabilidade e redução da compressibilidade.

O *DSM* (também comumente designado como *DMM* – “*Deep Mixing Method*”, ou simplesmente “*Deep Mixing*”) tem sua aplicação como solução de engenharia amplamente reconhecida internacionalmente, para diversos tipos de obras civis sobre solos moles, fofos ou solos contaminados, onde alguma forma de tratamento *in situ*, imobilização, melhoria ou remediação é necessária para viabilização da construção (MOSELY e KIRSCH, 2004).

Dentre as possibilidades de utilização do *DSM* está a melhoria da estabilidade de taludes e redução de recalques em aterros sobre solos moles; o suporte de escavações; o controle de percolação; entre outros.

Para a execução da técnica utiliza-se uma ferramenta especial, introduzida no solo através de movimento rotacional e esforço axial. Essa ferramenta de mistura é composta por haste de perfuração, pás misturadoras e uma cabeça de corte instalada na ponta da haste. A injeção do ligante é feita pelos orifícios de saída de calda localizados na extremidade da ferramenta. Quando alcançada a profundidade desejada, inicia-se a fase de construção das colunas. A ferramenta de mistura é movimentada para baixo e para cima ao longo do comprimento da coluna, com o objetivo de melhorar a homogeneidade da mistura do solo com o ligante.

Em geral, os solos mais adequados para o emprego desta técnica são os argilosos com umidade elevada e solos granulares finos, fofos e saturados; não sendo normalmente adequados a materiais muito compactos, muito rígidos ou com obstruções tipo matacões (BRUCE *et al.*, 2013). As características finais do material produzido são função das características do material *in situ*, o tipo de ligante empregado e variáveis construtivas.

A viabilidade do *DSM* para um dado projeto dependerá de diversos fatores, incluindo considerações de ordem prática do projeto (por exemplo, custos, prazos, desempenho geotécnico, logística, acessibilidade de equipamentos e restrições ambientais) e considerações convencionais como, práticas históricas e regionais, preferência de empreiteiros, consultores e proprietários do empreendimento (BRUCE, 2000)

2.6.1 Histórico do *deep soil mix*

O conceito original do *deep soil mix* surgiu nos Estados Unidos da América (EUA), em 1954, muito embora a tecnologia contemporânea reflita principalmente os esforços japoneses e escandinavos desde a década de 1970 (BRUCE *et al.*, 2013). Desta maneira, existe um consenso geral na comunidade geotécnica de que as várias técnicas e equipamentos que constituem o método *DSM*, como se aplica atualmente têm origem nos trabalhos realizados, de forma independente, pelos suecos e pelos japoneses.

BRUCE *et al.* (2013) destacam que o *DSM* tem sido usado com sucesso em muitos projetos da área de transportes nos EUA desde 1991. No entanto, os autores classificam como limitado seu uso neste país atribuindo isto, principalmente à ausência de referências amigáveis, como um Manual de Projeto e práticas amplamente aceitáveis de controle de qualidade. Este cenário é contrastante ao encontrado no grande mercado japonês e nórdico com uso do método.

No Japão, a principal aplicação envolve o tratamento do subsolo para área de transporte em construções sobre solos moles naturais. Exemplos desta aplicação cresceu também nos EUA, China e Europa Ocidental durante os anos 1990. Em regiões altamente urbanizadas e países industrializados tem sido explorado largamente também o *DSM* para controle rejeitos e soluções para eventos sísmicos (KITAZUME e TERASHI, 2013). Atualmente a técnica do *deep soil mix* está, portanto, difundida mundialmente tendo vasto campo de aplicação na melhoria de solos compressíveis.

No Brasil, o *DSM* tem sua aplicação ainda incipiente no mercado de geotecnia.

2.6.2 Vantagens e limitações do *deep soil mix*

Assim como em outros problemas geotécnicos, a técnica da construção tipo o *DSM* não é a única e categórica a ser empregada para melhoria das condições de subsolo. No entanto, para certas condições, ela pode ser mais econômica, rápida, prática ou representar alguma outra vantagem para competir com outra tecnologia de construção disponível. Segundo Bruce (2000), em termos gerais o *DSM* pode ser “atraente”, considerando-se algumas vantagens, dentre elas destaca-se (para os casos de melhorias tais como a construção de coluna para suporte de aterro):

- Baixo custo por unidade de volume para profundidades até 40 m;
- Resistência na faixa de 0,5 a 4,0 MPa;
- Leiaute pode ser variado quanto ao diâmetro e espaçamento de colunas;
- O método de mistura a seco gera baixa quantidade de bota-fora;
- O material de bota-fora do método de mistura úmido pode servir como material de aterro;
- Baixa vibração e medianamente baixo nível de ruído (o equipamento pode ser “abafado”);
- Alta produtividade, dependendo das condições;
- Performance “*in situ*” rapidamente verificável;
- Pode ser usado em muitos tipos de solos e aterros (sem obstruções);
- A execução é relativamente constante; e
- Econômico para grandes projetos em solos muito moles, muito compressíveis.

Como desvantagens ou limitações (para a mesma aplicação) destacam-se:

- Limitação de profundidade;
- Necessita de grande área de trabalho para equipamentos de grande porte;
- Não aplicável em solos muito compactos, muito rígidos ou com presença de muitos matacões;
- Só pode ser construído verticalmente;
- O método de mistura úmido gera quantidade de bota-fora significativa;
- Custo de mobilização elevado;

- O peso de equipamentos pode ser problemático para solos com muito baixa capacidade de suporte;
- Pode ocorrer uma variação significativa da resistência do solo tratado, podendo ser este fator importante; e
- Não pode ser instalado próximo a estruturas existentes.

2.6.3 Wet Mixing

A técnica de *DSM* possui dois métodos de execução, o método seco (*dry mixing*) e o método úmido (*wet mixing*). O primeiro é menos usado, optando-se então aqui pela descrição do método úmido, inclusive por ter sido o adotado na obra descrita no Capítulo 3. O método úmido é executado de acordo com os princípios gerais dados no fluxograma apresentado na Figura 2.18, sendo comumente adotado no Sul da Europa, Europa Central, nos EUA e Japão. Neste último país tem sido empregado em construções, tanto marítimas, como *on shore*.

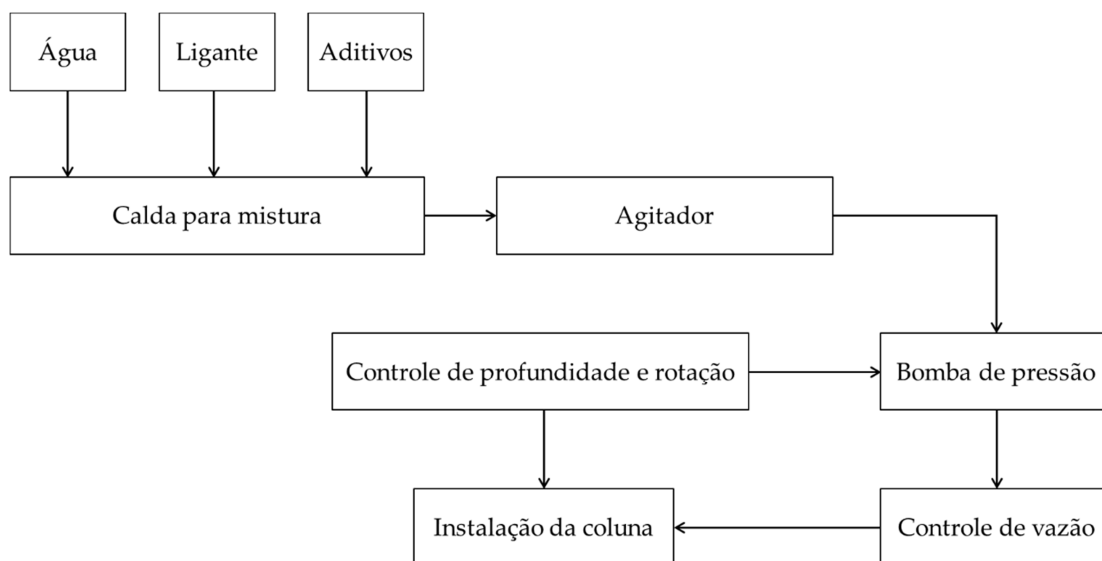


Figura 2.18 – Fluxograma esquemático da execução do método úmido (adaptado da EN14679: 2005).

Uma grande variedade de equipamentos foi desenvolvida pelas executoras para aplicação do método úmido, com especificações variáveis. Em geral, nestes equipamentos, o número de rotações das lâminas de mistura, velocidade de penetração e quantidade de ligante injetado são automaticamente controlados para garantir uniformidade da execução e a quantidade de ligante requerida em projeto. Os equipamentos para obras *on shore* no Japão permitem a construção de colunas que variam de 1,0 a 1,6 m; alcançando profundidades de até 48 m, na Europa as colunas variam entre 0,4 m a 0,9 m de diâmetro e alcançam profundidades de até 25 m (EN14679, 2005).

A Figura 2.19 apresenta o conjunto de equipamentos genéricos que seguem o fluxograma dado na Figura 2.18. Valores típicos de execução do método úmido dos equipamentos empregados na Europa e Japão estão resumidos na Tabela 2.2.

A sequência de construção é semelhante a que ocorre também no *dry mixing* (Figura 2.20). Posiciona-se o equipamento de mistura, a lança de mistura desce para alcançar a profundidade de tratamento desejada com rotação simultânea, a ferramenta é retirada ao mesmo tempo que o ligante é injetado no solo. Uma rotação no plano horizontal provoca a mistura do ligante ao solo. Completa-se a construção da coluna até a superfície. Destaca-se que na prática corrente do *wet mixing*, tanto na Europa quanto no Japão, a mistura de ligante e água produzida, pode ser injetada ainda na fase de penetração.

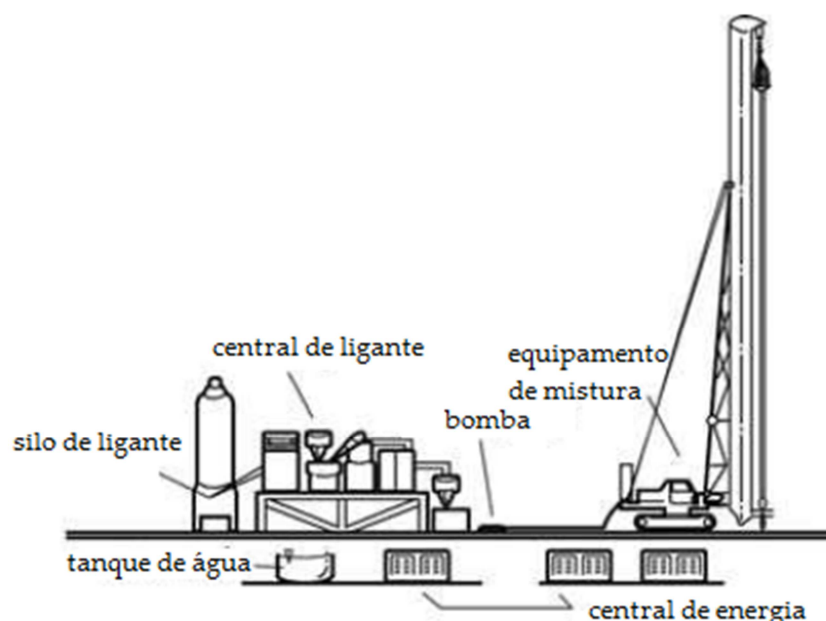


Figura 2.19 – Conjunto típico para execução do *wet mixing* em obras em terra (adaptado de KITAZUME e TERASHI, 2013).

Tabela 2.2 – Valores típicos de execução de *wet mixing* na Europa e Japão (EN 14679: 2005).

Ferramenta de Mistura	Europa	Japão (em terra)
Velocidade de penetração	0,5 m/min a 1,5 m/min	1,0 m/min
Velocidade de retorno	3,0 m/min a 5,0 m/min	0,7 m/min a 1,0 m/min
Velocidade de rotação das lâminas	25 rev./min a 50 rev./min	20 rev./min a 40 rev./min
Número de rotações da lâmina	principalmente hélice-continua	350 p/ m
Quantidade de ligante injetado	80 kg/m ³ a 450 kg/m ³	70 kg/m ³ a 300 kg/m ³
Fase de injeção	durante penetração e/ou retorno	durante penetração e/ou retorno

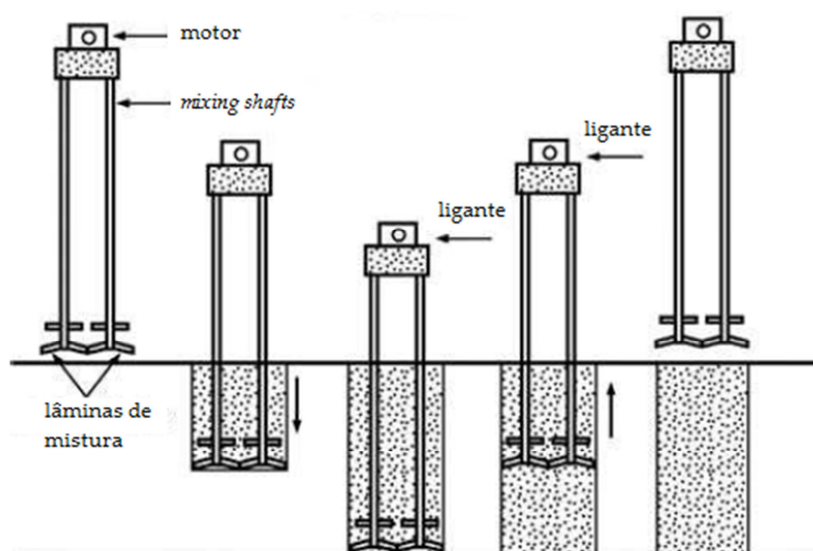


Figura 2.20 – Sequencia executiva do *wet mixing* com haste dupla (adaptado de KITAZUME e TERASHI, 2013)

2.6.4 Projeto e Construção do DSM

O projeto preliminar, normalmente é realizado através de dados obtidos em ensaios de laboratório, devendo neste processo serem reconhecidas as diferenças entre os parâmetros deste tipo e aqueles que serão alcançados no campo. É importante, portanto, conhecer os principais fatores que influenciam as características do material tratado e como pode-se relacionar estas características obtidas em ambientes controlados e *in situ*.

2.6.5 Fatores que influenciam a resistência do solo tratado

O ganho de resistência de solos estabilizados com cimento ou cal é influenciado por um número de fatores que estão intimamente ligados a reação química entre o ligante e o solo natural. Estes fatores podem ser divididos em quatro categorias, conforme pode ser observado na Tabela 2.3 sendo:

I – Características do ligante: afetam fortemente a resistência do solo tratado, devendo este, portanto, ser selecionado adequadamente;

II – Características e condições do solo: em geral inerentes de cada solo e normalmente não se consegue alterá-las. Trabalha-se com as condições encontradas *in situ*;

III – Condições do processo de mistura: são plenamente controladas e alteradas, inclusive durante a execução, em função da necessidade;

IV – Condições de cura: de maneira geral, não podem ser controladas no campo.

Tabela 2.3 – Fatores que afetam o ganho de resistência (adaptado de TERASHI *et al.*, 1983 e TERASHI, 1997).

I	Características do ligante	1. Tipo de ligante
		2. Qualidade
		3. Água e aditivos
II	Características e condições do solo (principalmente em argilas)	1. Propriedades físicas, químicas e mineralógicas
		2. Teor de matéria orgânica
		3. pH da água do solo
		4. Teor de umidade
III	Condições do processo de mistura	1. Grau de mistura
		2. Tempo de mistura e remistura
		3. Quantidade de ligante
IV	Condições de cura	1. Temperatura
		2. tempo de cura
		3. Umidade
		4. Umedecimento e secamento / congelamento e derretimento
		5. Sobrecarga

Em se tratando de ligante com base de cimento, em geral se aplica o Cimento *Portland* comum, empregado na construção civil para confecção de concretos e argamassas. A experiência japonesa relata o emprego de ligantes especiais a base de cimento para finalidades específicas, reforçando certos constituintes do cimento comum, ajustando a finura ou adicionando ingredientes para atender exigência de algum solo em especial, como solos orgânicos por exemplo.

2.6.6 Previsão da resistência

Embora seja possível prever a resistência do material em campo, há de se considerar que as condições nas quais ele é produzido e curado são diferentes daquelas de laboratório, quando são preparadas misturas para estudos preliminares. Devido a essas diferenças é razoável que exista divergência entre as resistências tornando difícil a estimativa em fase inicial de projeto.

A resistência de campo pode muitas vezes ser menor que a obtida em laboratório mesmo quando é aplicada uma mesma quantidade de cimento por volume de solo tratado. Por outro lado, efeitos de confinamento e temperatura de cura tenderiam a aumentar a resistência do *mix* preparado e curado no campo.

De acordo com os japoneses do *CDIT (Coastal Development Institute of Technology)*, 2010; a resistência de campo pode ser de 20% a 100% da resistência obtida em corpos de prova constituídos em laboratório. Nos EUA é comum a expectativa de que a resistência em campo alcance ao menos 50% daquela obtida no laboratório (BRUCE, 2000).

Além de proposições diretas com aplicação de um único fator sobre a resistência obtida em laboratório, existem autores que apresentam fórmulas empíricas que correlacionam a resistência de campo a fatores que influenciam o efeito de melhoria da resistência do solo natural, como por exemplo BABASAKI *et al.* (1996), que correlacionam a resistência à compressão simples com pH do solo.

Com todas as dificuldades e incertezas, geralmente a estimativa da resistência da mistura de campo é feita com a realização de ensaios em laboratório aliados à experiências passadas.

Em grandes obras, recomenda-se a realização de aterros teste para confirmar se as considerações do projeto podem ser obtidas de fato e estabelecer parâmetros críticos de controle. Para isto, é importante que este aterro teste seja construído com os mesmos equipamentos, materiais e procedimentos a serem adotados na obra propriamente dita. Em projetos menores, busca-se obter referências em obras em áreas similares conhecidas.

2.6.7 Propriedades mecânicas do *deep soil mix*

Propriedades de solos tratados tem sido estudadas desde a década de 1960, na engenharia de estradas. No entanto, os materiais produzidos para utilização em bases e sub-bases de pavimentação são com baixa quantidade de água no solo e pouca quantidade de cimento (ou outro ligante). O baixo consumo de cimento em solo com baixa umidade é suficiente para garantir as características desejáveis para compactação eficiente. No *DSM*, em geral a mistura é produzida em meio a solos com umidades muito elevadas, frequentemente superior ao limite de liquidez, além da inviabilidade deste tipo de atividade em camadas profundas. Estas diferenças fazem com que haja a necessidade de estudar as propriedades das misturas como as do *DSM* de maneira específica.

As principais propriedades de engenharia abordadas nos projetos de *DSM* incluem o módulo de deformação, coeficiente de *Poisson*, coeficiente de permeabilidade e o peso específico. Parâmetros de resistência tais como coesão e ângulo de atrito também são requeridos quando se realiza análises de estabilidade ou análises numéricas.

2.6.7.1 Curva tensão-deformação e módulo

TATSUOKA e KOBAYASHI, 1983 (*apud*. KITAZUME e TERASHI 2013), apresentam curvas de ensaios tipo adensado drenado (*CD*) e não-drenado (*CU*) em argila da Baía de Tóquio estabilizada em laboratório com cimento *Portland* com fator de cimento (relação entre o peso de cimento e o peso de solo seco) igual a 14% e tempo de cura de 4 semanas.

O módulo observado é quase o mesmo com relação às condições de ensaio (drenado ou não-drenado). Em ensaios *CU* a influência da tensão confinante no pico de resistência é praticamente desprezível, no entanto é notada sua influência pós pico. Quando a tensão desviadora ($\sigma_a - \sigma_r$) é maior que a resistência à compressão simples (q_u), a curva ainda é ascendente após o pico.

As deformações volumétricas dos ensaios foram negativas quando a tensão confinante era baixa e aumentava continuamente quando a tensão confinante era elevada, indicando que o solo estabilizado tem o comportamento, nestes termos, parecidos com uma argila muito sobre adensada.

TERASHI *et al.*, 1977 (*apud*. KITAZUME e TERASHI, 2013) apresentam os módulos de deformações plotados com a resistência à compressão simples de duas argilas japonesas. Uma de Honmoku e outra de Kawasaki. São argilas marinhas escavadas em obras portuárias. O solo original foi tratado à várias quantidades diferentes de ligantes a base de cal. O módulo secante (E_{50}) teve crescimento exponencial em relação a q_u , ficando em torno de 75 a 200 vezes a magnitude de q_u para a argila tratada de Honmoku; e 200 a 1.000 vezes q_u para a argila, de Kawasaki. Resultados similares foram apresentados por NIINA *et al.* (1981, *apud*. KITAZUME & TERASHI, 2013), para uma série de ensaios em 16 argilas distintas tratadas com cimento *Portland*, com fator de cimento (a_w) de 10, 20 e 30%. Neste caso a relação de E_{50} ficou entre 350 a $1.000 \times q_u$ (Figura 2.21).

BRUCE *et al.* (2013) citam da experiência sueca (JACOBSON *et al.*, 2005; BAKER, 2000; e BROMS, 2003) que valores do módulo secante com respeito à resistência à compressão simples tem sido encontrados na faixa de 50 a $250 \times q_u$ para o método de mistura seca. Para o método úmido esta relação é observada na faixa de 75 a $1.000 \times q_u$.

Em resumo, o *DSM* apresenta uma resposta de tensão-deformação não linear com alta rigidez e pequenas deformações. Para projeto, Bruce *et al.* (2013) sugerem estimar E_{50} com valores de $150 \times q_u$ para o método de mistura a seco e $300 \times q_u$ para o método úmido.

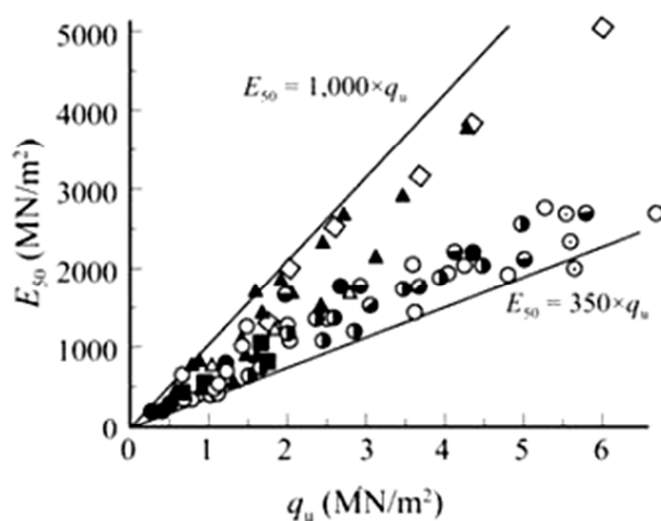


Figura 2.21 – Módulo secante vs. resistência à compressão simples de argilas tratadas com cimento *Portland* (adaptado de NIINA *et al.*, 1981).

2.6.7.2 Coeficiente de Poisson

Uma série de coeficientes de Poisson, obtidos de ensaios *CD* em misturas produzidas a partir de solo de vários tipos (areia, silte, solo argiloso, solo orgânico, depósito vulcânico), é apresentada por KITAZUME e TERASHI (2013), em conjunto com valores obtidos em ensaios de grande escala realizados em colunas construídas pelo método úmido. As medidas obtidas ficaram na faixa de $\nu = 0,19$ a $0,30$, sendo o valor médio de $0,26$. Nota-se que o coeficiente de Poisson não é muito dependente do tipo de solo e é quase o mesmo quando se compara misturas feitas em laboratório ou produzidas em campo.

Ensaio realizados em corpos de prova de pequena escala em solos tratados *in situ* com cimento mostram que não existe uma correlação direta entre a resistência à compressão simples e o coeficiente de Poisson e os valores ficaram entre $0,25$ e $0,5$.

2.6.7.3 Resistência não-drenada e ângulo de atrito interno

KITAZUME e TERASHI (2013) relatam ensaios do tipo *CIU* em argilas estabilizadas com ligante a base de cal e também com cimento.

Observou-se que a resistência obtida nas amostras de solo estabilizado é mais elevada que no solo não tratado (sendo quase constante) enquanto a tensão confinante de adensamento é baixa. Quando a tensão de adensamento supera a tensão de “escoamento” (*pseudo* tensão de pré-adensamento) a resistência cresce junto com a tensão de adensamento. De acordo com os resultados dos ensaios, o ângulo de atrito interno dos solos estabilizados é quase zero quando a tensão confinante é mais baixa que a tensão de escoamento e igual ao do solo não estabilizado quando a tensão confinante é superior a tensão de escoamento.

Não há na literatura um consenso quanto a envoltória de resistência do *deep soil mix* para uso em análises de estabilidade. No Japão é comum usar parâmetros em termos de tensão total, fazendo o ângulo de atrito interno $\phi = 0$ e resistência não drenada $S_u = q_u/2$ (CDIT, 2010). BROMS (2003) menciona o ângulo de atrito entre 25° a 30° para colunas em *deep soil mix* produzida com cal e cal com cimento.

Outros autores utilizam o ângulo de atrito em termos de tensão efetiva em condição drenada com ângulo de atrito interno efetivo igual a 30° e intercepto de coesão a depender da superfície de ruptura.

2.6.7.4 Resistência à tração

Pode-se avaliar a resistência à tração com o conhecido ensaio brasileiro, com o ensaio de tração simples e com ensaios de flexão. CARLSTEN e EKSTROM, 1997 (*apud.* BRUCE *et al.*, 2013) indicam que para o *DSM* produzido pelo método seco não deve ser utilizada resistência a tensões de tração no projeto, enquanto o *CDIT* (2010) indica que resistência a tração pelo método úmido fica em torno de $0,1$ a $0,2 \times q_u$. KITAZUME *et al.*, 1996. (*apud.* KITAZUME e TERASHI, 2013) relatam que o valor de $0,15 \times q_u$ é usado no Japão para *DSM* construído pelo método úmido. Segundo BRUCE *et al.* (2013), a prática nos EUA é não considerar a resistência a tração no projeto. Embora esteja se tratando de negligenciar, a favor da segurança, uma característica mecânica do material, não significa que essa característica seja negligenciável quando se quer observar o comportamento real, sem emprego de fatores de segurança.

2.6.7.5 Coeficiente de permeabilidade

O EuroSoilStab (2002) indica que o coeficiente de permeabilidade de argilas tratadas com cimento e cal, pelo método *dry mix* pode ser assumido de 200 a 600 vezes a permeabilidade do solo não tratado. Ensaio de campo realizados por BAKER (2000) indicaram que a permeabilidade das colunas pelo método seco foi de 10 a 100 vezes a permeabilidade do solo de argila não tratada. Por conseguinte, as colunas misturadas a seco podem servir, em certa medida, como drenos verticais. Para o *wet mix* as colunas de *DSM* não são consideradas permeáveis (BROMS, 1999).

2.6.7.6 Peso específico

Para o método seco, BROMS (2003) relata que o peso específico de solo orgânico estabilizado com umidade inicial elevada, é maior que o peso específico do solo natural e cresce com o aumento da quantidade de material ligante. No entanto, é notado (em solo orgânico) que, frequentemente este peso específico pode ser reduzido. O CDIT (2010) relata que solos tratados pelo método seco, o peso específico aumenta em torno de 3% a 15% em relação ao peso específico do solo não tratado.

Para a mistura produzida pelo método úmido, o *Cement Deep Mixing institute* (1985) sugere que a mudança do peso específico é desprezível. No entanto, outros autores apresentaram um decréscimo considerável ocorrido devido ao alto valor do peso específico inicial da argila em questão – 19 a 20 kN/m³.

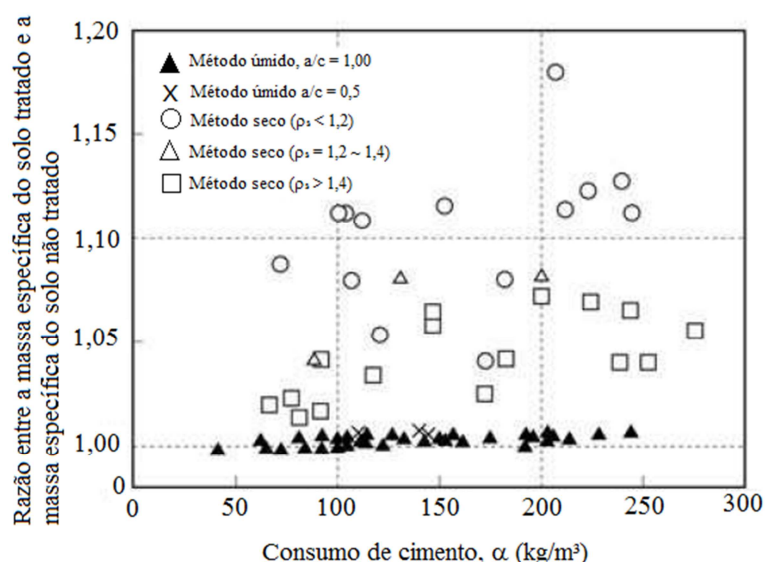


Figura 2.22 – Mudança da massa específica em solo tratado com cimento (adaptado de Japan Cement Association, 2007).

2.7 Considerações finais

As questões abordadas até aqui tiveram o objetivo, em primeiro lugar, de expor os conceitos fundamentais do sistema do aterro estruturado onde destaca-se:

- o papel do arqueamento que ocorre devido ao aterro estar suportado por materiais de diferentes rigidezes;

- a eficiência do sistema que representa quanto do carregamento total devido ao peso do aterro e sobrecarga externa é transferido diretamente para camadas competentes de solo através das colunas e quanto deverá ser suportada pelo solo;
- a mobilização da tração no reforço basal que transmite parte do carregamento que deveria ser suportado pelo solo mole para as estacas aumentando a eficiência e permitindo maiores espaçamentos; e
- a altura mínima necessária para que o aterro não apresente recalques diferenciais na superfície, garantindo sua funcionalidade, conhecida como altura crítica, relacionada com o espaçamento entre estacas.

Os métodos de HEWLLET e RANDOLPH (1988) e KEMPFERT *et al.* (2004) apresentados estão entre os mais empregados na prática por serem sugeridos pela norma inglesa BS8006 (2010) e recomendações de projeto alemãs *EBGEO* (2011) respectivamente. Destaca-se ainda o surgimento de novo método recentemente validado por VAN EEKELEN (2015a), desenvolvido para análise de aterro estruturado e reforçado. Estes modelos mostram como a ideia do arqueamento 3D em aterros estruturados pode ser aplicada na prática com desenvolvimento teórico.

Estes conceitos servirão de base para compreensão e interpretação do que ocorre nos casos de campo reais que serão tratadas nos capítulos posteriores. Para tanto, deve ser levado em conta que os mecanismos descritos são um problema de interação solo-estrutura de natureza complexa e que impõe aos modelos analíticos simplificações e restrições que não necessariamente englobam todas as características e condições observadas em campo.

Quanto ao *deep soil mix* destaca-se que é uma técnica bem difundida internacionalmente, porém com poucas experiências relatadas no Brasil. Nesta técnica há como fator significativo incertezas quanto às propriedades do material obtidas no campo, sendo boa prática de projetos de grande porte o estudo amplo da mistura e a realização de aterros teste para verificação do comportamento e aferição das características preliminarmente adotadas.

3 CASO DE OBRA DE ATERRO ESTRUTURADO SOBRE COLUNAS DE *DEEP SOIL MIX*

Este capítulo apresenta um caso de obra de aterro estruturado reforçado que contou com áreas teste instrumentadas. O presente trabalho analisa uma destas áreas em que foram instaladas placas de recalque, células de tensão total e piezômetros, sendo estes instrumentos distribuídos de forma a tentar observar (verificar) a ocorrência dos fenômenos descritos no Capítulo 2. Apoiadas nos dados obtidos por ensaios de laboratório e de campo, uma série de análises numéricas foram realizadas a fim de melhor interpretar o comportamento observado nas medidas de campo e avaliar o desempenho do aterro. Um estudo paramétrico foi realizado variando os parâmetros da coluna para estudar sua influência no comportamento do sistema dentro do modelo considerado e observar os resultados que melhor se aproximam dos medidos em campo.

É ainda aplicado o método analítico descrito e recomendado pela *EBGEO* (2011), e brevemente discutida sua adequação a um problema com geometria significativamente mais complexa que as considerações restritivas do método.

No Brasil, a aplicação da técnica de *deep mix* é uma “novidade” apesar de já ser reconhecida na prática internacional como solução geotécnica para variados tipos de problemas. O caso que será descrito e analisado nos itens em sequência pode ser considerado como a primeira obra vultosa com aplicação do *DSM* no país, configurando-se então, como um desafio para as partes envolvidas, bem como, uma fonte de experiência e riqueza na obtenção de dados que refletem o comportamento de aterro sobre solo mole com suporte de colunas de *deep mix*.

Devido à importância da obra, foi imperativo a adoção de todos os procedimentos preliminares recomendados para que se alcançasse um desempenho adequado da estrutura. Incluem-se aqui, antes dos trabalhos de construção, uma ampla campanha de investigação, com implantação de Áreas Teste, realização de ensaios de penetração em campo (*CPTu* e *SPT*), ensaios de palheta, ensaios em laboratório de caracterização, compressão triaxial e adensamento edométrico na argila mole. Houve ainda estudos para definição da mistura, incluindo estudo de traço, tipo de ligante e ensaio de compressão simples.

Durante a execução das áreas teste foi instalada a instrumentação com a finalidade da observação do comportamento do aterro e confirmação das premissas de projeto. A instrumentação planejada contou com posicionamento de placas de recalque em diversas cotas, piezômetros e células de tensão total. A execução das colunas também foi monitorada através da medição de velocidades de aplicação e consumos de ligante. Após o início da execução em áreas testes, foram selecionadas algumas colunas para “exumação” e inspeção visual, coletadas amostras para ensaios de resistência à compressão simples e realização de provas de carga.

Foram definidas 3 áreas teste para esta obra, porém o presente trabalho concentra as análises nos dados provenientes daquela denominada “Área Teste 2”.

3.1 Descrição e localização

A obra em questão é a construção de aterro para ampliação do Aeroporto Internacional Salgado Filho em Porto Alegre/RS, o principal da região sul do Brasil. Este importante aeroporto está localizado sobre uma zona de sedimentos recentes (aluviões fluviais), constituídos por argila, areia e cascalho e que corresponde às margens do Lago Guaíba (SCHNAID *et al.* 2001). A Figura 3.1 mostra a vista ampla da obra, e no detalhe a região onde foram executadas as colunas na “Área teste 2”.



Figura 3.1 – Localização da obra (Google, 2014).

A Figura 3.2 apresenta em croqui, as localizações das áreas de teste da obra. A “Área Teste 2” trata-se de um aterro (a composição detalhada deste aterro será descrita adiante) sobre um total de 100 colunas de DSM distribuídas numa área de aproximadamente 540 m².

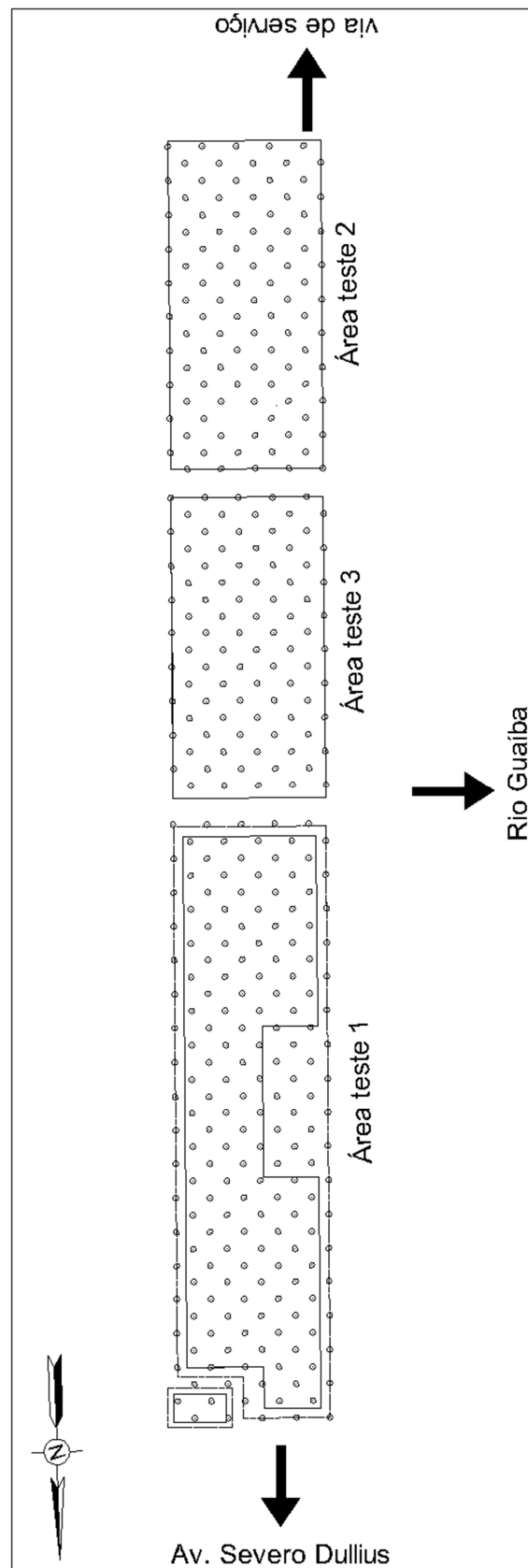


Figura 3.2 – Croqui de localização das áreas teste.

3.2 Estudos preliminares da mistura

Foi realizado um programa de estudos para definição da mistura de maneira a otimizar os custos e as características de resistência das colunas. As definições deste programa de investigação seguiram as recomendações da EN 14679-2005 (*“EUROPEAN STANDARD: Execution of special geotechnical works - Deep mixing”*). Os ensaios laboratoriais foram desenvolvidos com apoio da UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul).

Foram efetuados testes com calda de cimento para incorporação ao solo natural, com objetivo de melhorar o desempenho mecânico (premissa do *“deep mixing”*) e atingir valores de resistência à compressão superiores a 1MPa, adotado como valor característico de projeto.

As caldas foram definidas com as seguintes combinações:

- Calda 1: Cimento e água;
- Calda 2: Cimento, areia e água; e
- Calda 3: Cimento, areia, água e aditivo.

A quantidade de calda incorporada ao solo foi definida de modo que a mistura resultante correspondesse a 250, 300 e 350 kg de cimento por m³ de solo. As composições das misturas bem como os resultados completos dos ensaios de compressão simples estão apresentados no Anexo 1.

Os valores testados foram assim assumidos por serem considerados usuais dentro da prática corrente para este tipo de aplicação.

Para a introdução de areia na calda adotou-se o percentual de 17%. Testes efetuados com teores de 20% e 25% apresentaram excesso de sedimentação da areia.

A mistura foi produzida com equipamento de mistura com eixo vertical e palhetas laterais giratórias (Figura 3.4). Desta forma buscou-se adotar um procedimento que se assemelhasse ao adotado em campo para incorporação da calda no solo. Este equipamento foi adotado após tentativas mal sucedidas com argamassadeira que não produziam misturas com homogeneidade satisfatória.

Foram moldados 8 (oito) corpos de prova para cada ensaio. Os corpos de prova mostrados na Figura 3.3 (a direita da figura a forma que serve como molde, a esquerda as formas preenchidas com o *mix* produzido no laboratório) tinham dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura e foram rompidos com 3, 7, 28 e 56 dias de idade.



Figura 3.3 – Forma e corpos de prova moldados.



Figura 3.4 – Misturador de eixo vertical.

Para o consumo de cimento de 350 kg/m^3 a Figura 3.5 apresenta as resistências médias obtidas para cada uma das caldas em tempos de cura de 3, 7 e 28 dias, observando-se um aumento com o tempo de cura e maiores resistências para a calda 3. Os resultados para os consumos de cimento de 250 kg/m^3 e de 300 kg/m^3 estão apresentados no Anexo 1.

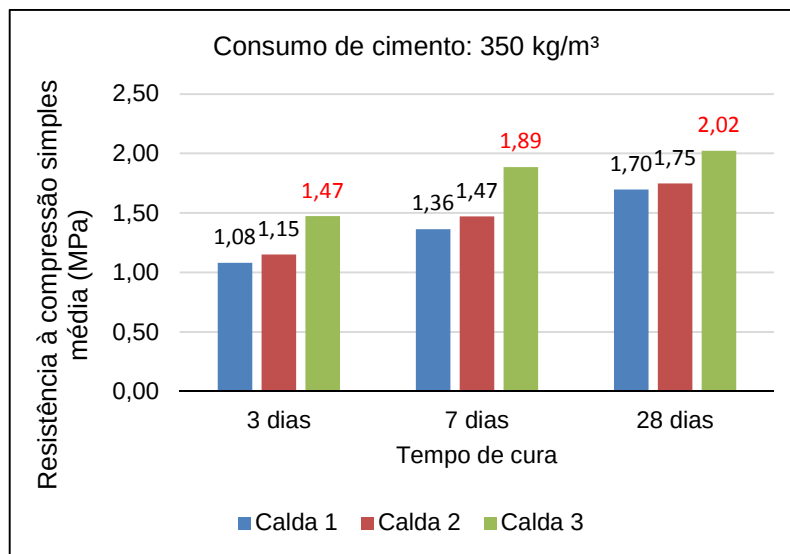


Figura 3.5 – Valores médios obtidos para consumo de cimento de 350 kg/m³.

A Figura 3.6 apresenta os resultados médios obtidos, confrontados com o consumo de cimento para misturas com a calda 1 para tempos de cura de 3, 7 e 28 dias. Os resultados correspondentes para a calda 2 e a calda 3 são apresentados no Anexo 1.

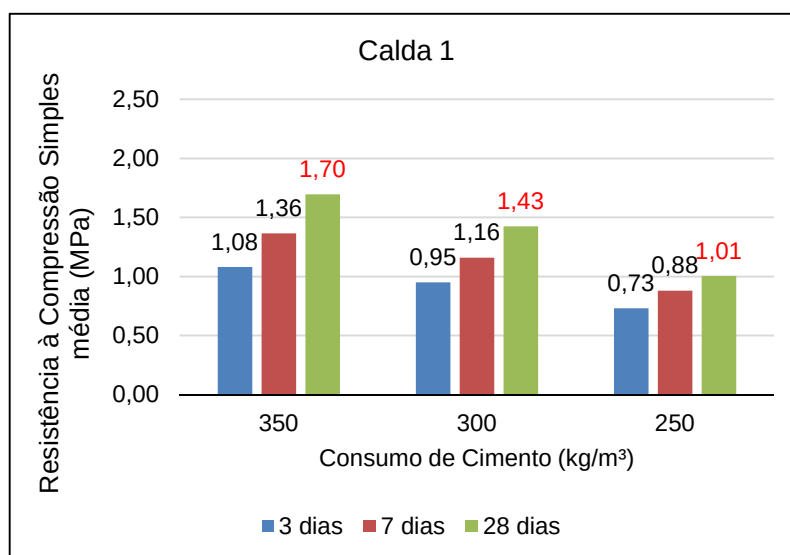


Figura 3.6 – Resistência à compressão simples vs. consumo de cimento (calda 1).

Os ensaios mostraram que na média, o consumo de cimento acima de 300 kg/m³ era capaz de fornecer uma resistência acima da desejada (1 MPa), mesmo sem a colocação de aditivo ou areia, já a partir de sete dias de tempo de cura. Esta mistura mais simples produzida no laboratório alcançou resistência média de 1,43 MPa ao final de 28 dias com o consumo de 300 kg/m³. A mistura com consumo de 250 kg/m³ na média também ficou acima deste valor. No entanto, o valor médio obtido ficou no limite do desejável (1,01 MPa) e um aumento pouco significativo com a adição de areia.

Como esperado, o aumento da quantidade de cimento por volume de solo tratado provoca significativo aumento na resistência final. Para calda 1 esse acréscimo foi em torno de 70% ao fim de 28 dias; 60 % de aumento para calda 2 e aproximadamente 40% para calda 3. O benefício do aumento do consumo foi proporcionalmente maior para calda produzida apenas com água e cimento.

Com consumo de 350 kg/m³ a resistência média da calda 1, ao fim de 28 dias, foi praticamente a mesma que a alcançada com a calda 2 e com valor 70% acima do requerido, como visto na Figura 3.7.

Desta forma a mistura produzida com adição de apenas água e cimento ao solo natural se mostrou satisfatória para atender ao requisito desejado para o dimensionamento em projeto. E para o projeto em si, concluiu-se que a mistura mais adequada e mais econômica foi aferida com a Calda 1 utilizando-se apenas Cimento Portland com 350 kg de ligante por m³ de solo tratado.

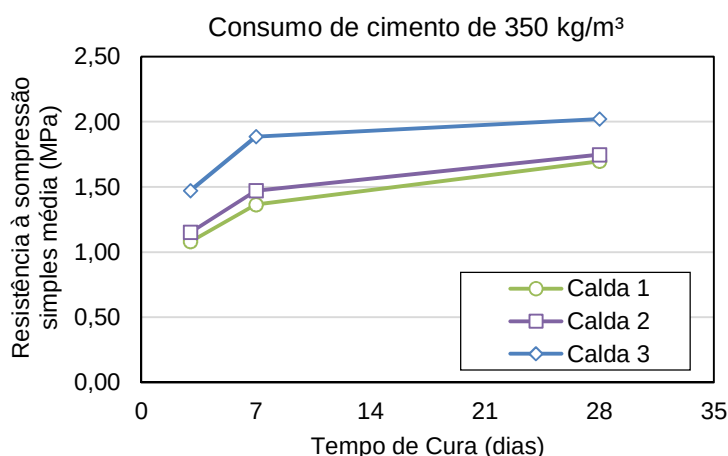


Figura 3.7 – Resistência à compressão simples média vs. Tempo de cura (consumo de 350 kg/m³).

3.3 Ensaios de laboratório em amostras indeformadas do solo mole

Ensaios realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, em amostras de solo do tipo indeformada, serviram para o estudo e definição de parâmetros da argila mole em questão, empregados nas análises, durante o desenvolvimento do projeto.

Foram obtidas quatro amostras em tubos amostradores de *PVC* com 70 cm de diâmetro externo. Sabe-se, no entanto, que tubos feitos de latão, são mais adequados para amostragem em solos moles que os de *PVC*. Para melhor obtenção, os tubos foram cortados e passado um fio de aço entre a parede interior do tubo e o solo, seguindo as recomendações de LADD e DeGROOT (2003), minimizando assim, o atrito lateral e o efeito de amolgamento na amostra durante a extração. A sequência das etapas de extração está ilustrada na Figura 3.8.



Figura 3.8 – Ensaio de adensamento: (a) Amostras em tubo de PVC; (b) Corte transversal no tubo; (c) Vista frontal da amostra; (d) Transpasse do fio de aço entre o tubo e a amostra.

As amostras identificadas sequencialmente pela posição dos furos em profundidades em torno de 5 m estão descritas segundo inspeção visual na Tabela 3.1. A partir destas amostras foram moldados corpos de prova para realização de ensaios de adensamento edométrico, ensaios triaxiais tipo *UU*, ensaios e ensaio de palheta.

Tabela 3.1 – Descrição do material ensaiado.

Amostra	Profundidade (m)	Descrição do Material
Furo 1	5,68	Argila orgânica mole cinza escura
Furo 2	5,10	Argila orgânica mole cinza escura
Furo 3	5,33	Argila orgânica mole com pequenas bolsas d'agua
Furo 4	5,16	Argila orgânica mole com pequenas bolsas d'agua

3.3.1 Ensaios de adensamento

Os ensaios de adensamento edométrico foram realizados em corpos de prova cuja seção transversal tinha 20 cm² de área e 1,90 cm de altura. Os corpos de prova foram moldados em anéis de aço inoxidável e em seguida montados nas células de adensamento, conforme ilustra a sequência dada na Figura 3.9.

Os estágios de carga foram aplicados em incrementos de tensão na razão $\Delta\sigma_v / \sigma_v = 1$, iniciando com uma carga de assentamento de 3,125 kPa até a tensão vertical máxima (σ_v) de 400 kPa. Foram 8 estágios de carregamento seguidos de descarregamentos para as tensões de 200, 100 e 25 kPa, totalizando 11 estágios para cada ensaio.

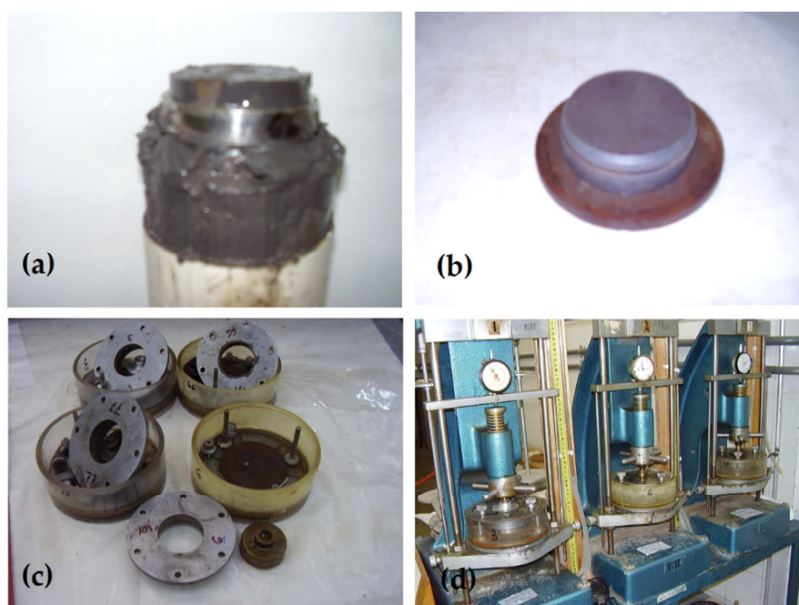


Figura 3.9 – (a) Cravação do anel metálico. (b) Corpo de prova moldado. (c) Células de adensamento. (d) Células na prensa de adensamento.

Os corpos de prova foram mantidos submersos em água desde o início do ensaio, e os estágios de carga tiveram a duração de 24 horas. Os ensaios foram realizados conforme a norma NBR 12007 da ABNT.

As características iniciais medidas nos corpos de prova moldados estão apresentadas na Tabela 3.2. Os parâmetros obtidos como resultados destes ensaios estão resumidos na Tabela 3.3.

Tabela 3.2 – Características dos corpos de prova.

Amostra	Profundidade (m)	w_o (%)	γ_h (kN/m ³)	e_o	S_o (%)	h_f (%)	G_s
Furo 1	5,68	109,3	14,55	2,6	100	37,2	2,549
Furo 2	5,10	71,2	14,62	1,94	96	55,5	2,517
Furo 3	5,33	103	13,97	2,61	100	64,6	2,535
Furo 4	5,16	81,7	14,7	2,15	99	60,4	2,594

onde:

w_o é o teor de umidade inicial;

γ_h é o peso específico úmido;

e_o é o índice de vazios inicial;

S_o é o grau de saturação inicial;

h_f é o teor de umidade ao final do adensamento; e

G_s é a densidade real dos grãos.

Tabela 3.3 – Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento.

Parâmetro	Furo 1	Furo 2	Furo 3	Furo 4
C_c	1,2	1,34	2,03	2,66
C_r	0,14	0,17	0,16	0,29
M_v	0,33	0,43	0,4	0,43
e_f	2,56	2,78	3,27	3,7
γ	14,54	13,63	13,09	12,72
G_s	2,54	2,54	2,53	2,53

onde:

C_c é o coeficiente de compressão;

C_r é o coeficiente de recompressão;
 M_v é o coeficiente de deformação volumétrico;
 γ é o peso específico úmido
 e_f é o índice de vazios final;
 G_s é a densidade real dos grãos.

A partir destes dados foi realizada uma análise quanto à qualidade das amostras através dos critérios de avaliação de LUNNE *et al.* (1997) e OLIVEIRA (2002). A Tabela 3.4 apresenta as classificações encontradas:

Tabela 3.4 – Classificação da qualidade das amostras segundo os critérios de LUNNE *et al.* (1997) e OLIVEIRA (2002).

FURO	e_o	$\Delta e/e_o$	Oliveira (2002)	Lunne <i>et al.</i> (1997)
1	2,3	0,103	Pobre	Pobre
2	2,68	0,034	Muito Boa	Muito Boa
3	2,95	0,098	Podre	Pobre
4	3,42	0,075	Boa	Pobre

A amostra 2 foi classificada como sendo de ótima qualidade e selecionada como mais representativa para estabelecimento de parâmetros de dimensionamento em conjunto com outros ensaios realizados. A não qualificação das demais amostras, segundo as referências citadas, pode estar relacionada ao processo de amostragem e ou transporte que poderiam eventualmente ter provocado algum amolgamento.

3.3.2 Ensaios de compressão triaxial não adensados e não drenados (UU)

Para a realização dos ensaios triaxiais não adensados não drenados (UU), foram moldados corpos de prova cilíndricos com 5,0 cm de diâmetro e cerca de 10,0 cm de altura aproximadamente. A

Figura 3.10 mostra as etapas de moldagem e montagem de um corpo de prova para o ensaio triaxial bem como a célula de compressão utilizada do Laboratório de Geotecnia da COPPE.

Para as amostras do furo 2 e furo 3, foram ensaiados 2 (dois) corpos de prova sob as tensões confinantes (σ_c) de 50 e 100 kPa, e a velocidade de deformação adotada foi de 0,60 mm/min. Para as amostras furo 1 e furo 4, não foi possível a moldagem de corpos de prova devido ao fato das amostras se apresentarem com consistência muito mole e adensando apenas com peso próprio. As características iniciais medidas nos dois corpos de prova moldados para estes ensaios estão apresentadas na Tabela 3.5. Os resultados dos ensaios *UU* realizados estão resumidos na Tabela 3.6.

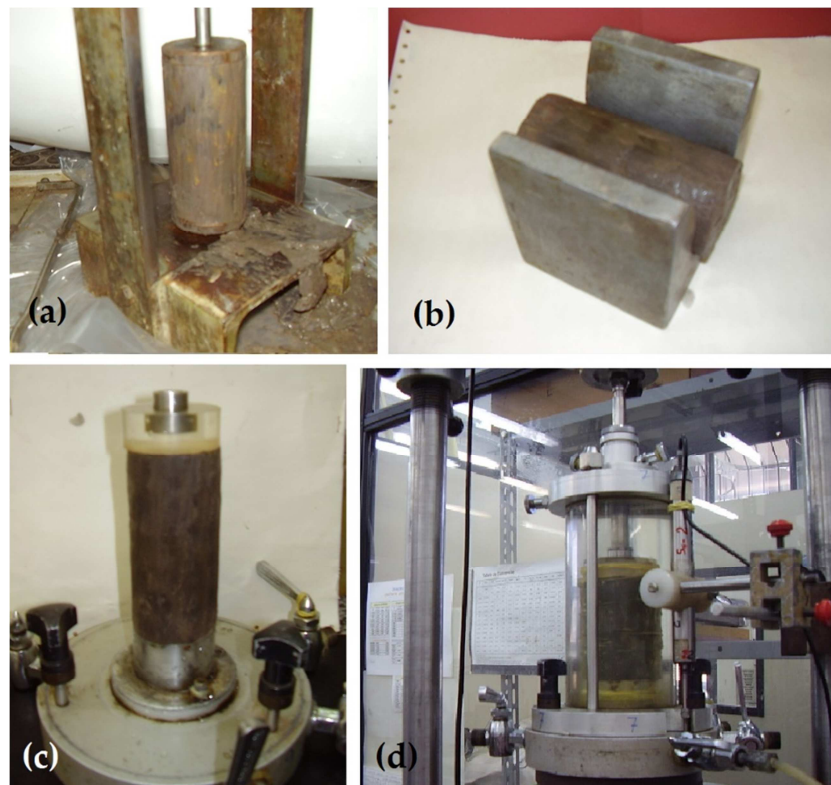


Figura 3.10 – Ensaio triaxial: (a) Moldagem do corpo de prova; (b) Aparo de topo e base; (c) Corpo de prova na base da célula; (d) Corpo de prova no interior da célula em compressão tipo UU.

Tabela 3.5 – Características dos corpos de prova para os ensaios triaxiais UU.

Amostra	Prof. (m)	C. P.	σ_c (kPa)	h_o (%)	γ (kN/m ³)	e_o	S_o (%)	h_f (%)
Furo 2	5,1	1	50	70,3	15,33	1,743	100	71,5
		2	100	66,4	16,17	1,54	100	59,5
Furo 3	5,33	1	50	91,7	14,48	2,261	100	91
		2	100	103,3	14,45	2,497	100	96,3

onde:

σ_c é a tensão confinante do ensaio;

h_o é a umidade inicial corpo de prova;

γ é o peso específico do solo;

e_o é o índice de vazios inicial do corpo de prova;

S_o é o grau de saturação do corpo de prova; e

h_f é a umidade final do corpo de prova.

Tabela 3.6 – Valores de S_u (KPa) obtidos nos ensaios UU.

Amostra	C.P.	σ_c (KPa)	γh (KN/m ³)	σ_d (KPa)	σ_1 (KPa)	σ_3 (KPa)	S_u (KPa)	S_u médio (KPa)
Furo 2	1	50,0	13,6	42,5	92,5	50,0	21,3	22,6
	2	100,0	13,6	48,0	148,0	100,0	24,0	
Furo 3	1	50,0	13,3	39,0	89,0	50,0	19,5	18,8
	2	100,0	13,5	36,0	136,0	100,0	18,0	

3.3.3 Caracterização

Ensaio de caracterização da argila foram realizados incluindo, teor de umidade natural, peso específico real dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade. Em resumo os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Resumo dos ensaios de caracterização

	Profundidade (m)	$w_{média}$ (%)	Massa Específica do Grãos (Kg/m ³)	W_P (%)	W_L (%)	IP (%)
SP01	3 a 7	87	26,5	36,9	74,9	38,0
	7 a 10	98				
SP02	3 a 7	96	25,8	34,3	69,1	34,8
	7 a 10	91				
SP03	3 a 7	70	26,4	35,2	77,3	42,1
	7 a 10	75				
SP04	3 a 7	82	26,6	36,8	75,6	38,8
	7 a 10	84				

3.4 Ensaios de campo

Ensaios de campo foram realizados em etapas preliminares de investigação de reconhecimento e determinação de parâmetros para concepção do projeto em meados de 2013. Mais tarde, no fim do terceiro trimestre de 2014, já na etapa de preparação e execução dos aterros teste, novas campanhas foram realizadas.

3.4.1 Sondagens com SPT

Sondagens à percussão para reconhecimento do subsolo e início de atividades de projeto, realizadas em junho de 2013, indicaram que na região onde seria situado o Pátio de Aeronaves próximo a “Taxiway”, que a espessura média de aterro nesta região é de 2,5 m. Identifica-se nas sondagens que a camada de argila mole tem espessura média de 7,6 m. Nesta região as sondagens geraram os perfis dados na Figura 3.11.

Para a região central do Pátio de Aeronaves do aeroporto as sondagens evidenciaram, uma espessura média de aterro de 3,0 m e camada de argila mole ($SPT < 4$) com espessura média de 7,20 m (os perfis relativos a estas sondagens estão no Anexo 1).

Na região próxima ao Terminal de Cargas, as sondagens evidenciaram uma espessura média de aterro de 3,4 m e camada de argila mole ($SPT < 4$) com espessura média de 7,20 m (os perfis relativos a estas sondagens se encontram no anexo 1).

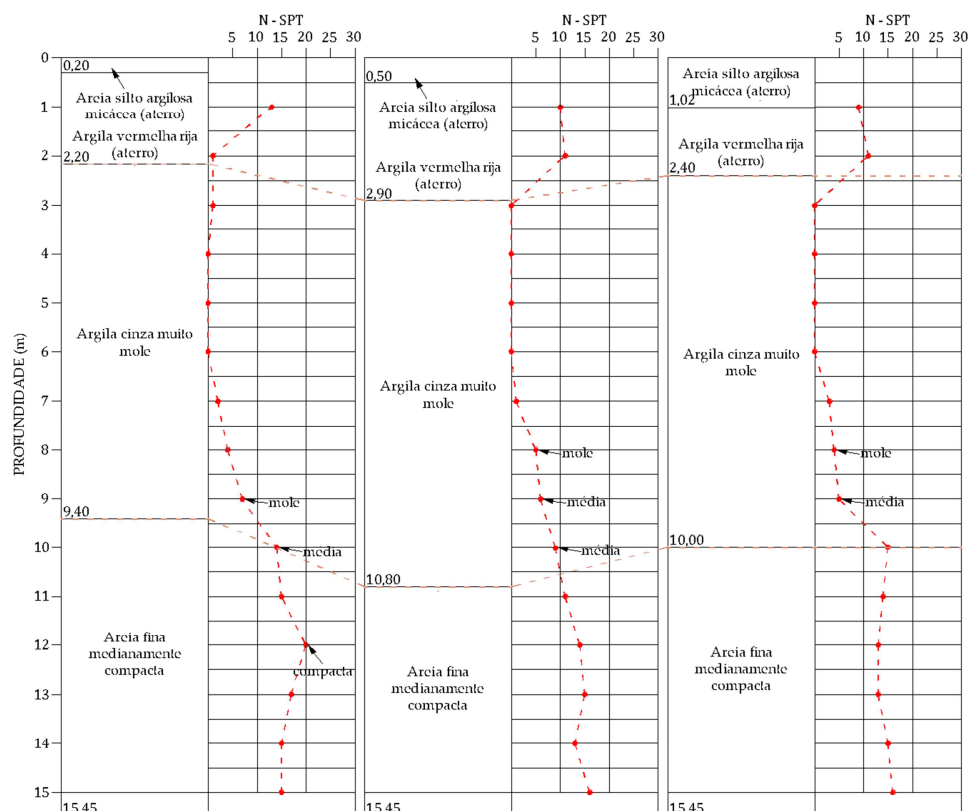


Figura 3.11 – Grupo de sondagens no Pátio de Aeronaves próximo ao *taxiway*.

Concluiu-se que o subsolo local é constituído por uma camada de aterro uma altura média de 3,0 m, sobrejacente a uma camada de argila mole com espessura média de 7,5 m seguida de uma camada de areia fina medianamente compacta.

3.4.2 Ensaios de piezocone – *CPTu*

Os ensaios de *CPTu* realizados na região, confirmaram os resultados observados nos ensaios *SPT*, ou seja, a presença de aterro com altura média de 3,0 m, seguido de uma camada homogênea de argila com baixa resistência disposta sobre uma camada de areia.

Em cada posição em planta de ensaio foram realizados ensaios de dissipação de poropressões em determinadas profundidades com a finalidade de obtenção dos coeficientes de adensamento vertical (c_v) e horizontal (c_h). Na Tabela 3.8 são apresentados os valores de c_v e c_h encontrados nestes ensaios, onde se vê que eles são da mesma ordem de grandeza para cada ponto sondado. Os resultados deste ensaio encontram-se representados nas curvas dadas na Figura 3.13.

Tabela 3.8 – Valores de coeficientes de adensamento medidos com o *CPTu*.

<i>CPTu</i>	Prof. (m)	<i>l_r</i>	<i>r</i> (mm)	<i>t</i> ₅₀ (s)	<i>T</i> *	<i>c_h</i> (m ² /s)
1A	4,7	100	18	2861	0,245	$2,8 \times 10^{-07}$
2A	3	100	18	1205	0,245	$6,6 \times 10^{-07}$
3A	5	100	18	662	0,245	$1,2 \times 10^{-06}$
4A	6,3	100	18	718	0,245	$1,1 \times 10^{-06}$
5A	5	100	18	838	0,245	$9,5 \times 10^{-07}$
6A	7	100	18	2283	0,245	$3,5 \times 10^{-07}$
7A	3	100	18	374	0,245	$2,1 \times 10^{-06}$
8A	5	100	18	1245	1,245	$3,2 \times 10^{-06}$

Em campanha de ensaios realizados no terceiro trimestre de 2014, já na fase de implantação dos aterros teste, a “Área Teste 2” contou com 2 novos ensaios de penetração de cone indicados na Figura 3.12 (indica também a posição dos ensaios de palheta realizados nesta etapa), sendo que um realizado antes do início da construção das colunas e outro depois com objetivo de verificar o efeito da execução do *DSM*, nos parâmetros da argila mole e confirmar valores de projeto. O resultado deste ensaio encontra-se representado nas curvas dadas na Figura 3.13.

Nota-se nas curvas que a resistência à penetração do cone permaneceu praticamente inalterada. Isto já seria esperado considerando que ainda não ocorreria, a esta altura, a construção do aterro que provocasse seu adensamento e consequente enrijecimento; o que promoveria um aumento de resistência.

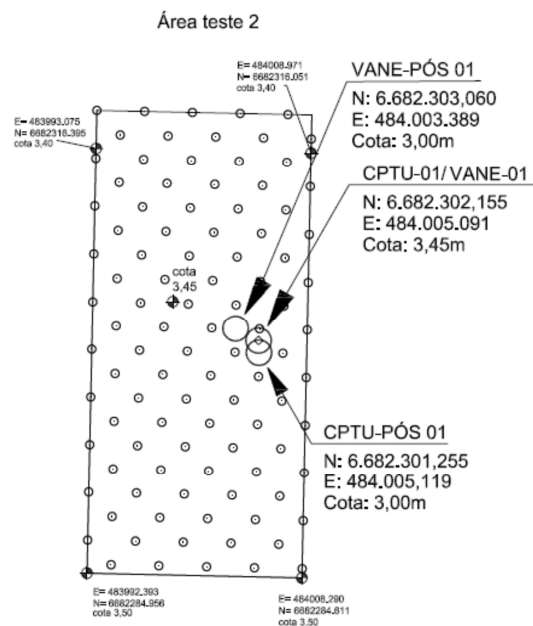


Figura 3.12 – Localização dos ensaios de palheta e piezocone na área de teste 2.

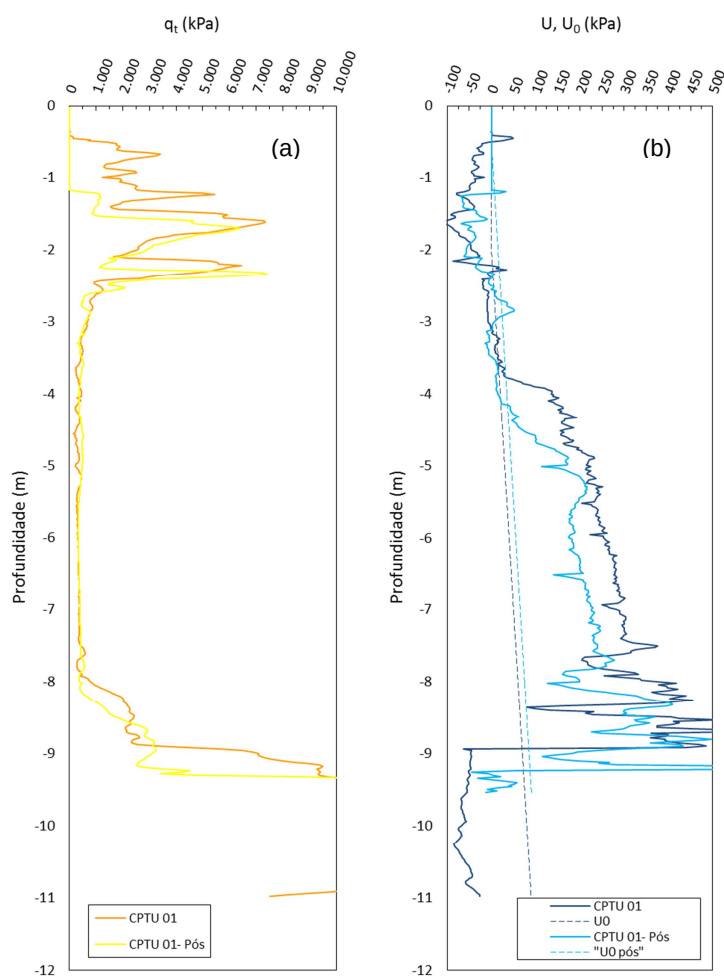


Figura 3.13 – Ensaios *CPTu* realizados em 2014 antes e depois do início do aterro na Área Teste 2: (a) Resistência de ponta; (b) Poropressões.

3.4.3 Ensaios de palheta (*Vane Test*)

Através dos ensaios de palheta realizados na área de estudo foram obtidos os valores de resistência não drenada da camada de solo mole. Estes ensaios mostraram resultados compatíveis com o que literatura técnica apresenta para solos desta região, onde os maiores valores de resistência não-drenada encontram-se próximos da superfície. Segundo SCHNAID *et al.* (2001), a região de maior resistência e menor compressibilidade é chamada de crosta e esta é seguida por uma camada de sedimento argiloso, orgânico plástico, muito mole (menos resistente e mais compressível) assente sobre sedimento arenoso.

Assim como feito com os ensaios de penetração de cone, foram também realizados ensaios de palheta de campo antes e depois da execução das colunas. A Tabela 3.9 apresenta os resultados da resistência não drenada obtidas nos ensaios realizados na área teste 2 em três profundidades diferentes (4 m, 5,5 m e 7 m). Os perfis de S_u a partir destes ensaios estão plotados na Figura 3.14.

Tabela 3.9 – Resultados de S_u obtidos pelos *Vane Tests*.

Profundidade (m)	S_u (kPa)			
	Intacto		Amolgado	
	Antes	Depois	Antes	Depois
4	33,73	22,76	6,15	6,75
5,5	23,15	23,09	4,95	7,77
7	36,81	19,18	5,89	7,41

Os ensaios de palheta realizados antes da execução das colunas apresentaram resistência não drenada média de 31,2 kPa, enquanto os ensaios triaxiais *UU* apresentaram resistência não drenada em média de 20,7 kPa. Ambos aproximadamente nas mesmas profundidades. Analisando os resultados dos ensaios de campo depois da construção das colunas, o S_u médio ficou em 21,7 kPa; resultado muito próximo do valor obtido em laboratório. Considerando que as amostras dos ensaios *UU* foram classificadas como de má qualidade (Tabela 3.4), os resultados dão o indicativo de que a argila sofreu um processo de perturbação devido a execução das colunas. Em que pese os métodos de obtenção da resistência sejam diferentes.

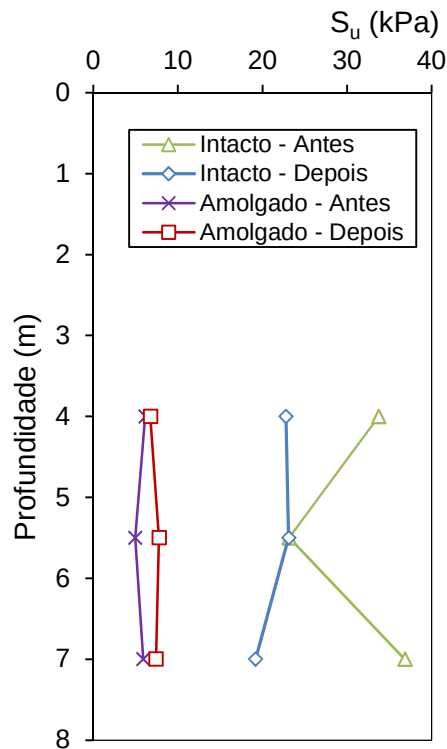


Figura 3.14 – Perfil de S_u a partir de ensaios de palheta (antes e depois da execução das colunas).

3.5 Definições do projeto geotécnico

Além do emprego das colunas de *DSM*, o projeto foi concebido com a aplicação de reforço de geogrelha cuja finalidade era aumentar a transmissão de esforço para as colunas pelo efeito de membrana “Mecanismo B” (Figura 2.2) e redução dos recalques na argila mole.

No projeto, havia uma cota fixa do pavimento final obrigando à escavação do aterro pré-existente que, em média possui, 3,0 m de altura. A camada de pavimento exigida para o caso era composta de 0,5 m de bica corrida, 0,3 m de “rachão”; 0,2 m de brita graduada simples (BGS); 0,2 m de brita graduada tratada com cimento (BGTC); e finalmente uma camada de 0,4 m de revestimento, totalizando 1,6 m.

Conforme discutido no item 2.5, para o completo desenvolvimento do arqueamento do solo e em consequência a não ocorrência de recalques diferenciais no topo, é necessário que haja uma altura mínima de aterro acima da cota das colunas (a altura crítica). Obedecendo aos critérios recomendados por KEMPFERT *et al.* (2004) e da BS8006 (2010), foi selecionada a geometria da malha de colunas quadrada com espaçamento de 2,5 m, considerando o diâmetro da coluna limitado ao equipamento de execução, no caso 0,8 m.

Lembrando do Capítulo 2, item 2.5, KEMPFERT *et al.* (2004) recomenda a adoção dos seguintes critérios (Eq. 2.51 e 2.52):

$$(s - b) \leq 3,0 \text{ m, para cargas fixas; e}$$

$$(s - b) \leq 2,5 \text{ m para cargas móveis elevadas.}$$

Com espaçamento adotado em 2,5 m estas condições estão automaticamente atendidas.

Ainda em KEMPFERT *et al.* (2004), como critérios gerais (Eq. 2.53 e 2.54):

$$\frac{b}{s} \geq 0,15 \text{ e } (s - b) \leq 1,4 \cdot H$$

No caso:

$$\frac{b}{s} = \frac{0,8 \text{ m}}{2,1 \text{ m}} = 0,32 .$$

e

$$(2,5 \text{ m} - 0,8 \text{ m}) \leq 1,4 \times 1,6 \text{ m}$$

$$1,7 \leq 2,24$$

Ambos os critérios gerais foram satisfeitos.

Segundo a BS 8006; 2010 (Tabela 2.1).

$$\frac{H}{(s-b)} \geq 0,7 ; \text{ e no caso:}$$

$$\frac{1,6}{(2,5 - 0,8)} \geq 0,7$$

$$0,94 \geq 0,7$$

Verifica-se assim que também foi satisfeita a norma inglesa.

Observando a tendência de altura crítica obtida por McGUIRE (2011), dada pela Eq. 2.55:

$$H_{crit} = 1,15 \cdot s' + 1,44 \cdot d$$

$$H_{crit} = 1,15 \times 1,41 + 1,44 \times 0,8 = 2,77 \text{ m} .$$

Esta altura crítica calculada é superior a espessura total de pavimento fazendo com que adicionalmente devesse haver uma camada de aterro sobre as colunas a fim de se evitar a ocorrência de recalques diferenciais. Para tanto, era necessário ser escavada uma certa altura de aterro para construção das colunas e posterior reaterro. A geometria final proposta está na Figura 3.15 ficou com as seguintes características:

Altura do aterro:	$h = 2,60 \text{ m}$
Distância vertical entre o topo da coluna e o nível da geogrelha:	$z = 0,00 \text{ m}$
Diâmetro da coluna:	$d = 0,80 \text{ m}$
Espaçamento entre colunas na direção x:	$s_x = 2,50 \text{ m}$
Espaçamento entre colunas na direção y:	$s_y = 2,50 \text{ m}$
Espaçamento diagonal entre colunas:	$s' = 3,54 \text{ m}$
Lado do quadrado de área equivalente a seção circular:	$b_{ERS} = 0,71 \text{ m}$
Vão livre entre as estacas:	$L_w = 2,74 \text{ m}$
Área do capitel	$A_{CP} = 0,50 \text{ m}^2$
Área de influência do capitel	$A_i = 6,25 \text{ m}^2$

Em resumo, deveria-se escavar 2,0 m (em média) da camada de aterro existente para então ser executado o DSM e instalada a geogrelha. A coluna ficaria então, embutida 1,0 m dentro do aterro existente. Acima da coluna deveria ser feito um reaterro de 1,0 m e acima deste o pavimento até a cota final desejada.

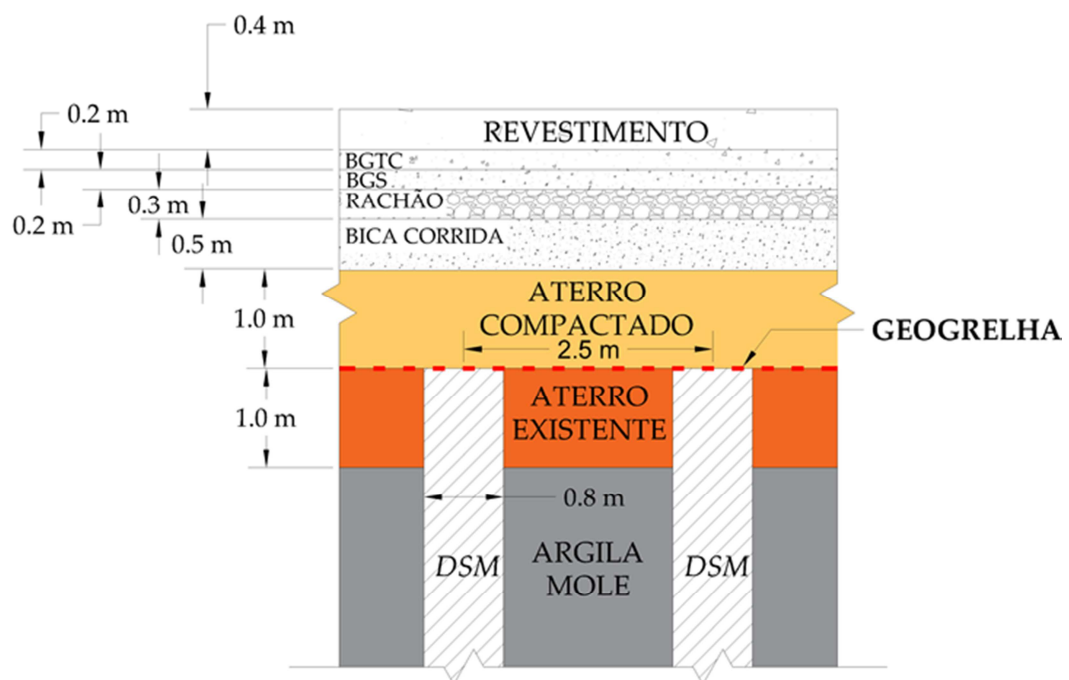


Figura 3.15 – Geometria do aterro sobre colunas de DSM.

Destaca-se que, com a coluna parcialmente inserida no aterro, a parcela “C” do mecanismo do aterro estruturado e reforçado, não atua diretamente na argila mole. Note-se ainda que o aterro é constituído por camadas granulares de pavimento cujas propriedades em geral diferem-se de aterros compactados convencionais, formando estruturas mais rígidas, conferindo uma característica de não homogeneidade (diferentemente das condições normalmente avaliadas sob os referidos critérios para altura crítica). Nestas condições, considera-se então, que para o presente aterro, não são esperados recalques diferenciais significativos, mesmo com altura pouco inferior à tendência de McGUIRE (2011)

Com a geometria dada, o cálculo dos esforços no aterro, nas colunas e dimensionamento da geogrelha foi efetuado com base na metodologia de KEMPFERT *et al.*, (2004) proposto pelas recomendações da *EBGEO* para aterros estruturados já descrito no item 2.4.2. Os resultados indicaram um reforço tipo geogrelha bi-axial com módulo de rigidez igual a 3.000 kN/m para uma deformação específica igual a 5%.

3.6 Execução e controle da área teste 2

A Área Teste 2 foi construída seguindo a geometria definida e verificada em projeto sendo a sobrecarga operacional simulada pela construção de um aterro temporário de 2,5 m de altura, ficando como ilustrado na Figura 3.16.

A execução das 100 colunas da área, foi feita pelo método *wet mixing*, ao longo de um período de 17 dias. O processo de construção da área teve todos os parâmetros controlados, entre eles, a velocidade de penetração e retirada da haste, quantidade de ligante ao longo da profundidade medida de maneira contínua, a pressão de injeção e a velocidade de rotação. As colunas de aproximadamente 10 m de comprimento eram executadas em cerca de 15 minutos. A Figura 3.17 mostra o equipamento utilizado na obra. Em detalhe, a Figura 3.18 mostra a ferramenta de mistura, onde se vê as pás misturadoras.

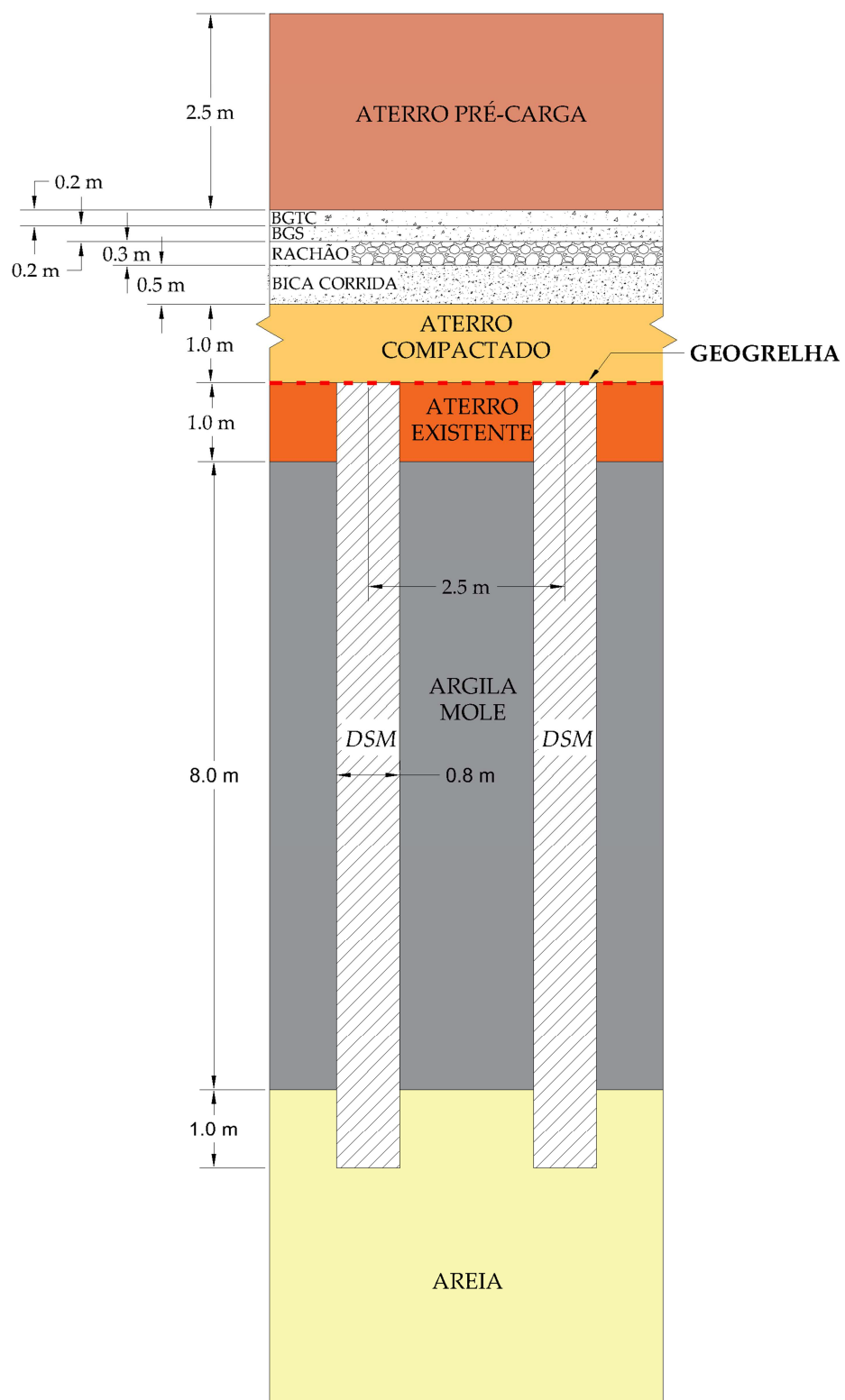


Figura 3.16 – Geometria do aterro da área Teste 2.



Figura 3.17 – Equipamento para execução da coluna *DSM*.



Figura 3.18 – Detalhe da ferramenta de mistura.

A Figura 3.19 ilustra as etapas pós execução da coluna e início da execução do aterro: limpeza do terreno; proteção de manta geotêxtil; instalação da geogrelha.



Figura 3.19 – Processo executivo: (a) Término da execução de uma coluna de *DSM*; (b) Limpeza após execução das colunas;. (c) Instalação da geogrelha sobre as colunas protegidas com geotêxtil; (d) Instalação da geogrelha.

Consumos de cimento médio diferentes foram executados numa faixa de 343 kg/m^3 a 431 kg/m^3 . Isto permitiu a avaliação posterior da resistência à compressão de corpos de prova retirados de colunas executadas para diferentes consumos. As amostras foram retiradas pelo método conhecido como *wet grab* que é o empregado na execução de *wet mixing* na Europa. Amostras deste tipo devem ser obtidas prioritariamente da parte inicial da mistura conforme recomenda a EN 14679 (2005). As amostras são obtidas pela descida de uma ferramenta apropriada (*wet grab*), vazia que retém o fluido da mistura do solo tratado e é fechada depois. Após a coleta, a amostra é trazida à superfície para ser colocada em cilindros onde será curada para posterior ensaio de compressão. No caso, foram rompidos corpos de prova com idades de 7, 14, 28 dias; e algumas amostras aos 56 dias de cura.

Com as amostras coletadas na Área de Teste 2, foram realizados ensaios preliminares que são aqui abordados. Os ensaios foram realizados em 11 colunas diferentes conforme identificadas na Tabela 3.10. Para cada coluna ao menos dois resultados diferentes foram obtidos sendo que nos casos das colunas 03, 09 e 24 foram rompidos quatro corpos de provas para cada idade e no caso da coluna 01, três corpos de prova foram ensaiados para cada idade. Os resultados da resistência à compressão simples *versus* o tempo de cura são mostrados na Figura 3.21.

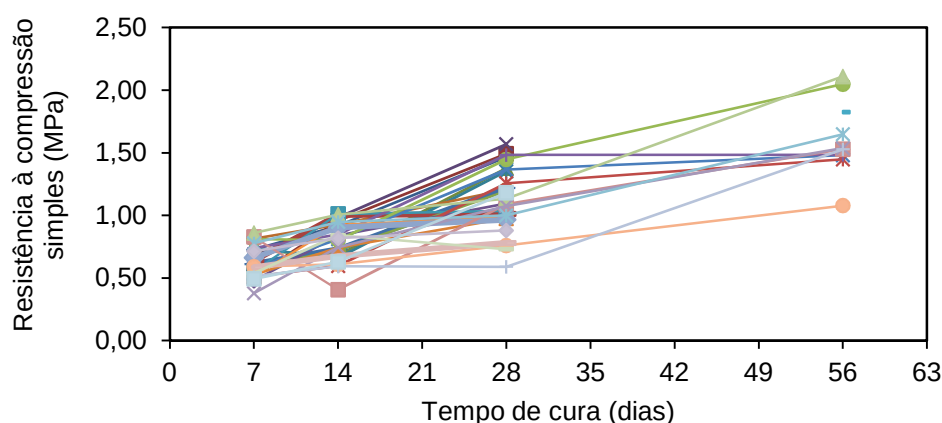


Figura 3.20 – Resultados dos ensaios de compressão realizados em amostras retiradas em misturas executadas em campo.

Tabela 3.10 – Resistências à compressão simples médias.

Identificação da coluna	Consumo de cimento (kg/m³)	q _u médio (MPa)			
		7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
37	343	0,59	0,91	0,98	
55	349	0,56	0,76	0,76	
18	359	0,54	0,70	1,31	1,46
88	360	0,60	0,72	1,03	
79	362	0,55	0,60	0,68	1,30
1	364	0,78	0,83	1,46	1,79
35	365	0,84	0,71	1,11	1,82
11	366	0,58	0,85	1,04	1,59
9	385	0,70	0,83	1,20	1,46
3	388	0,66	0,88	1,48	
24	431	0,53	0,83	1,08	1,79

Na Figura 3.21 são plotados os resultados dos ensaios com resistência à compressão simples *versus* consumo de cimento para cada idade. Nota-se que, nesta faixa de valores de consumo, para uma dada idade de cura, não houve grande alteração dos valores da resistência à compressão simples.

Os resultados de resistência obtidos nas misturas produzidas em campo ficaram conforme discutido no item 2.6.6., em que pela experiência japonesa a resistência de campo pode ser de 20% a 100% da resistência de laboratório, enquanto nos EUA é comum esperar ao menos 50%. Lembrando que, no caso dos ensaios em laboratório, obteve-se para a mistura mais simples produzida e consumo na faixa de 350 kg/m³, uma resistência média de 1,7 MPa aos 28 dias. A resistência de campo para esta idade ficou em média 1,1 MPa, resultando em uma relação $q_{u,campo}/q_{u,lab} = 0,64$, dentro das faixas relatadas em experiências anteriores. Para idade de 56 dias a resistência média foi de 1,61 MPa, alcançando portanto, em média, 94% do obtido em laboratório.

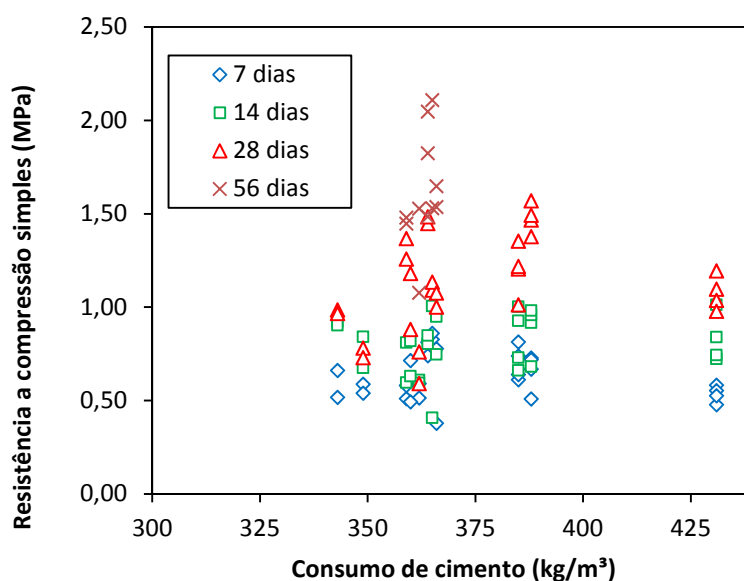


Figura 3.21 – Resistência à compressão simples média vs. Consumo de cimento, para tempos de cura de 7, 14, 28 e 56 dias.

Apesar destes resultados preliminares estarem dentro da expectativa segundo a experiência dada na literatura, MACHADO (2016), em estudo estatístico de um universo de aproximadamente 1250 corpos de prova para cada idade, realizados para esta obra, mostrou que a resistência de campo em média foi superior a de laboratório, sendo aos 28 dias $q_{u,campo}/q_{u,lab} \approx 1,3$.

Além dos ensaios para verificação das resistências alcançadas em misturas produzidas em campo algumas colunas foram selecionadas para exumação para inspeção do resultado final da execução. A Figura 3.22 mostra uma coluna parcialmente exumada apresentando um aspecto geral homogêneo e contínuo. Nota-se a mudança da camada onde foi instalada a coluna, com um limite bem definido entre o material de cor avermelhada no início (aterro existente), passando a um material cinza (argila mole), conforme indicaram as sondagens.



Figura 3.22 – Coluna parcialmente exumada.

O início da execução do aterro se deu aproximadamente um mês após a execução das colunas e seguiu as etapas apresentadas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Etapas de construção do aterro da área teste 2.

Data	Descrição	Altura de aterro executado (m)	Peso específico considerado (kN/m³)	Carregamento Aplicado (kPa)	Carregamento Acumulado Aplicado (kPa)
19/11/2014	Primeira camada de aterro	0,25	19	4,8	4,8
20/11/2014	Segunda camada de aterro	0,25	19	4,8	9,5
24/11/2014	Terceira camada de aterro	0,25	19	4,8	14,3
27/11/2014	Quarta camada de aterro	0,25	19	4,8	19,0
29/11/2014	Primeira camada de bica	0,25	20	5,0	24,0

Tabela 3.11 (continuação) – Etapas de construção do aterro da área teste 2.

Data	Descrição	Altura de aterro executado (m)	Peso específico considerado (kN/m³)	Carregamento Aplicado (kPa)	Carregamento Acumulado Aplicado (kPa)
30/11/2014	Segunda camada de bica	0,25	20	5,0	29,0
03/12/2014	Camada de rachão	0,3	22	6,6	35,6
04/12/2014	BGS	0,2	20	4,0	39,6
05/12/2014	BGTC	0,2	22	4,4	44,0
15/12/2014	Primeira camada da sobrecarga	1	19	19,0	63,0
16/12/2014	Segunda camada da sobrecarga	1,56	19	29,6	92,6

3.7 Instrumentação da Área Teste

A execução e o desempenho do aterro da área teste foram monitorados através da instalação de instrumentos. Estes instrumentos buscaram verificar o comportamento do aterro com medidas da evolução dos recalques e desenvolvimento das tensões atuantes ao longo do tempo. Para tanto, foram instalados conjuntos de placas de recalque, células de tensão total e piezômetros como mostra o croqui da Figura 3.23.

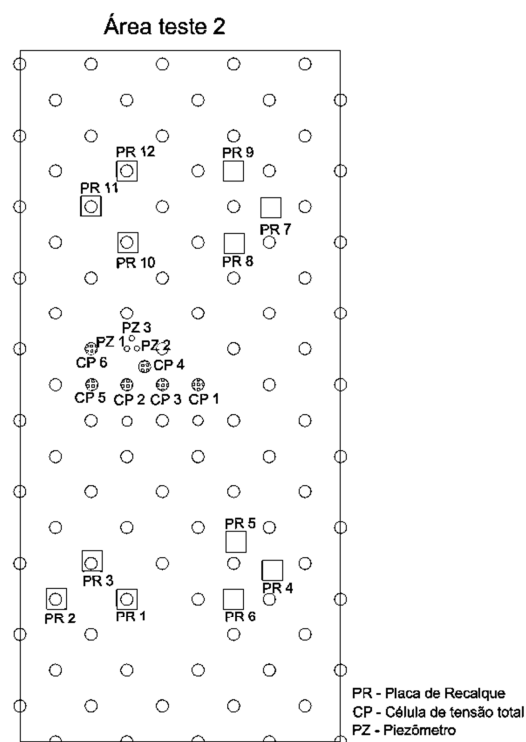


Figura 3.23 – Croqui do posicionamento da instrumentação instalada em planta.

No total, a Área Teste, conta com doze placas de recalque denominadas PR01 a PR12, seis células de tensão total denominadas de CP01 a CP06 e três piezômetros denominados PZ01, PZ02 e PZ03.

As placas de recalques foram confeccionadas em chapa de aço quadrada com 10 mm de espessura, medindo 60 cm de lado, com hastes em tubo galvanizado de 19,1 mm de diâmetro. Durante a fase de execução das primeiras camadas do aterro, a placa PR 12 teve sua haste avariada pelo rolo compactador, impossibilitando a continuidade do seu monitoramento.

Em seção, os instrumentos foram posicionados como ilustrado na Figura 3.24 (placas de recalque) e Figura 3.25 (células de tensão total).

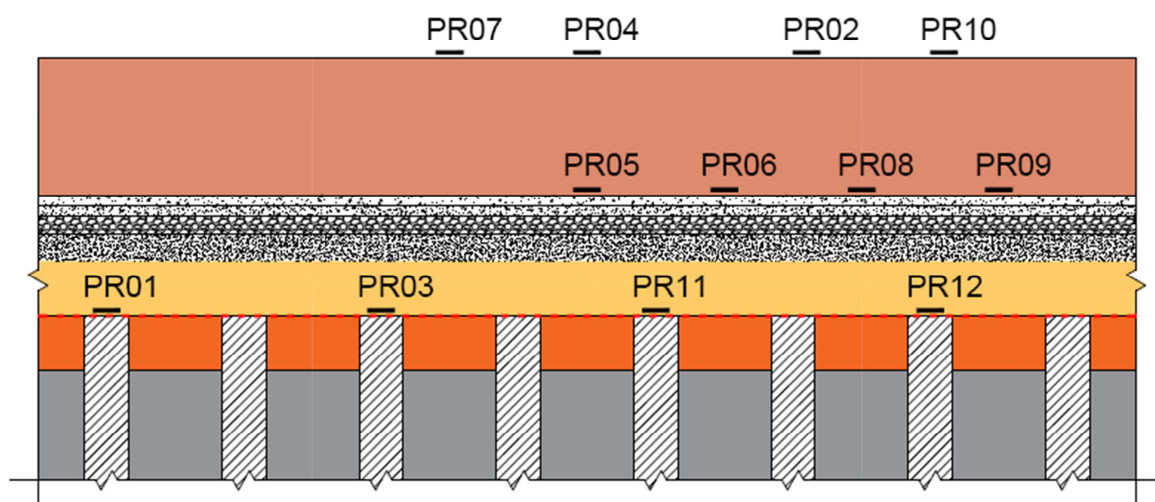


Figura 3.24 – Posicionamento das placas de recalque em seção transversal.

A configuração das placas de recalque ilustradas ficou da seguinte forma:

- PR 01, PR 03, PR 11 e PR12 - situadas na cota das colunas e sobre elas;
- PR 05, PR 06, PR 08 e PR09 - situadas na cota do topo do pavimento granular e com projeção sobre o vão entre as colunas;
- PR 04 e PR 07 - instaladas no topo do aterro de sobrecarga e projeção sobre o vão entre colunas; e
- PR 02 e PR 10 - instaladas no topo do aterro de sobrecarga e projeção sobre colunas.

Para a instalação das células de tensão total as colunas foram escavadas até a cota de arrasamento previamente estabelecida. Com a superfície de instalação regularizada, as células 02, 03 e 05 foram dispostas abaixo da geogrelha e as células 01, 04 e 06 foram instaladas sobre a geogrelha. As células acima do reforço tinham o objetivo de observar a tensão devida ao mecanismo “A”, enquanto as situadas abaixo buscavam observar os mecanismos “A” e “B” somados (arqueamento mais o efeito de membrana). A configuração das células de tensão total ilustrada na Figura 3.25 ficou da seguinte forma:

- CP01 e CP06: Instaladas sobre colunas em cima da geogrelha;
- CP 02: Instalada sobre a coluna e em baixo da geogrelha.
- CP03 e CP 05: Instaladas sobre solo e em baixo da geogrelha; e
- CP 04: Instalada sobre o solo e em cima da geogrelha.

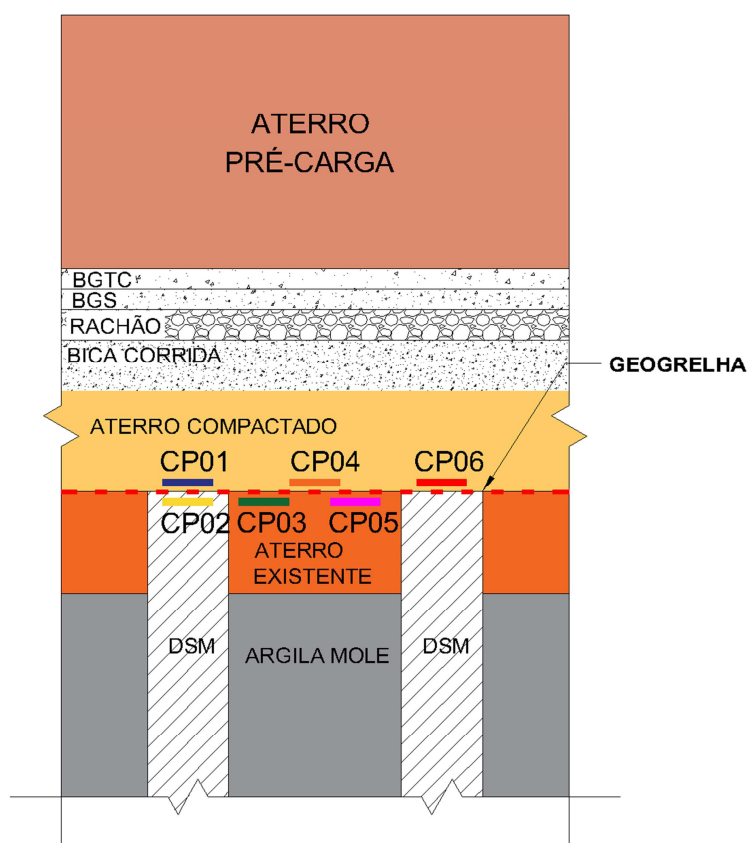


Figura 3.25 – Posicionamento das células de tensão total em seção transversal.

Fotografias ilustrativas da instalação de célula em baixo e em cima da geogrelha podem ser observadas na Figura 3.26 e Figura 3.27, respectivamente.

Para esta dissertação foram acompanhados os dados de monitoramento por um período de 80 dias, aproximadamente.



Figura 3.26 – Instalação da célula de tensão total sobre a coluna sob a geogrelha.



Figura 3.27 – Instalação da célula de tensão total sobre a geogrelha.

Os dados medidos com estes instrumentos foram avaliados e comparados com os resultados obtidos com a ferramenta computacional Plaxis 2D, apresentados no item a seguir.

3.8 Análises numéricas

Com o objetivo de estudar o comportamento do conjunto aterro / coluna / solo mole, foram realizadas análises com o emprego do método dos elementos finitos utilizado no programa comercial PLAXIS

O PLAXIS é um programa de elementos finitos desenvolvido para aplicação em problemas de geotecnia, pois disponibiliza ao usuário uma gama de modelos constitutivos para simular o comportamento de diversos tipos de solos. Permite a análise de problemas de interação solo-estrutura e do fenômeno do adensamento (típico de solo argiloso). Ainda que a ferramenta seja 2D, é possível modelar com boa aproximação as características tridimensionais do aterro sobre colunas por meio das considerações da axissimetria no problema.

A verificação dos mecanismos de transferência de carga do aterro estruturado através de dados medidos e sua comparação com análises numéricas permitiu avaliar o desempenho do aterro, auxiliando na compreensão dos fenômenos de campo.

Foi realizada uma análise inicial cujo objetivo era verificar as premissas adotadas em projeto considerando o módulo de deformação relativamente baixo e elevada coesão. Foram realizadas análises paramétricas para verificar a influência de parâmetros da coluna de *DSM*.

Como visto no item 2.6.7, existe razoável variabilidade das características do material formado pelo *DSM* em campo como, por exemplo, o módulo de deformação. Também não há consenso a respeito da envoltória de resistência do material e como adotar seus parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito). Desta forma, torna-se difícil a tarefa de estimar previamente, e com acurácia, as propriedades mecânicas da coluna apenas em estudos prévios realizados em laboratório. Considerando que a geometria da obra tem parâmetros pré-definidos, que os materiais que compõem o aterro e pavimento têm características com pouca variabilidade e que o solo mole possui um conjunto expressivo de ensaios que garantem a correta adoção dos parâmetros deste material, as características que regem o comportamento da coluna foram parâmetros abordados nos estudos paramétricos.

A análise numérica simulou todas as etapas relatadas de alteamento do aterro da área teste a fim de comparar com o comportamento das medições dos instrumentos ao longo do tempo.

3.8.1 Geometria do Modelo.

O modelo seguiu a geometria adotada no campo com colunas de *DSM* de 0,80 m de diâmetro, distribuídas em malha quadrangular, com espaçamento de 2,5 m entre elas. As camadas do subsolo foram consideradas conforme os resultados indicados nas sondagens *SPT* e *CPTu*. Também foram simuladas a remoção parcial do aterro existente, o reaterro de 1 m, a execução das camadas granulares de pavimento e o aterro de sobrecarga conforme as definições do aterro da área teste ilustrado na Figura 3.16. A geometria do modelo numérico está apresentada na Figura 3.28 (a).

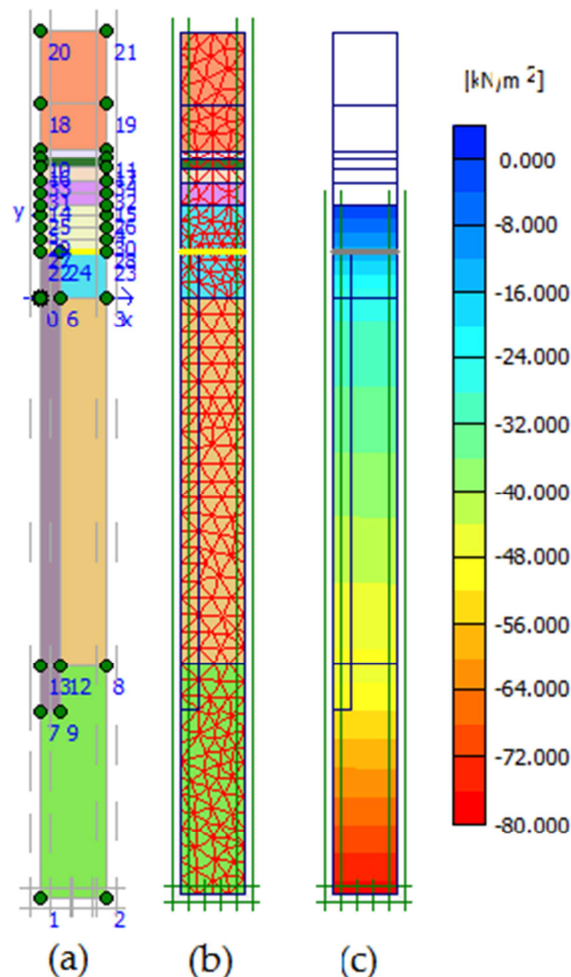
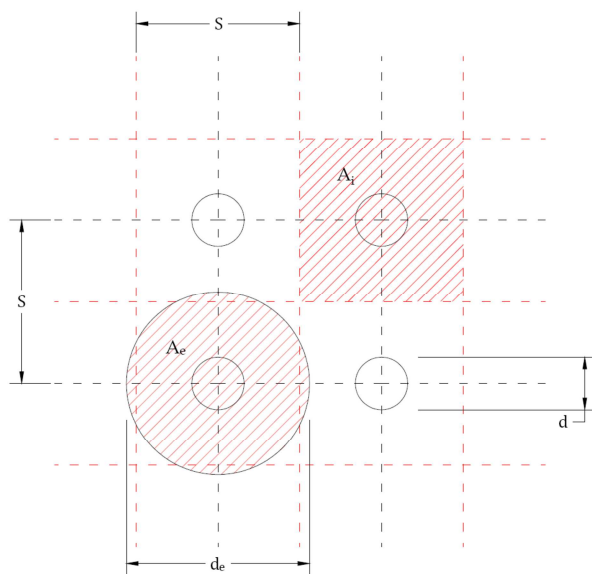


Figura 3.28 – Modelo numérico: (a) Geometria da célula unitária axissimétrica; (b) Malha gerada; (c) Estado de tensões efetivas verticais inicial.

Devido à simetria da malha de colunas e à condição axissimétrica do problema, no modelo numérico utilizou-se o conceito de célula unitária (BERGADO e LONG, 1994). Para tal, foram utilizados uma semi-coluna e um semi-espacamento com restrição ao deslocamento horizontal no contorno vertical e restrições de deslocamentos horizontal e vertical no contorno inferior horizontal. O modelo axissimétrico possui um diâmetro equivalente à largura da célula unitária que representa a área de influência de uma coluna. A relação entre a área da célula unitária e a área equivalente do modelo axissimétrico é ilustrada na Figura 3.29.



onde:

A_i : área limitada pelo quadrado de lado igual a s ;

A_e : área limitada pelo círculo de diâmetro equivalente;

s : espaçamento entre as colunas, no caso igual a 2,5m; e

d_e : diâmetro equivalente da célula.

Figura 3.29 – Diâmetro equivalente para modelagem axissimétrica

Igualando as áreas:

$$\frac{\pi \cdot d_e^2}{4} = s^2 \quad \text{Eq. 3.1}$$

Logo: $d_e = 2,82 \text{ m}$

Antes de definir a malha foram feitos testes com refinamentos padrão do programa com malhas “grossa”, “média”, “fina” e “muito fina”. Observou-se nos testes, os valores de recalque e tensão sobre a coluna que são dados objetos de análise e interpretação neste trabalho. O resultado do recalque se repetiu a partir da malha “fina” para a “muito fina” com uma variação de 10 % em relação ao valor obtido com a malha grossa. A tensão das malhas muito fina, fina e média tiveram uma variação inferior a 1% entre si, tendo havido uma oscilação nos resultados. A malha muito fina mostrou um resultado com diferença bastante significativa em relação a malha grossa, sendo 41% superior.

O modelo conta então, com uma malha composta de elementos triangulares com 15 nós e 12 pontos de tensão formando “clusters”, o que permite uma boa precisão nos cálculos. A malha ilustrada na Figura 3.28 (b) conta com um total de 720 elementos, 3869 nós e 5448 pontos de interpolação de tensões, gerados automaticamente pelo programa com a escolha de um refino inicialmente do tipo “fino” e a partir desta malha, refinado nos *clusters* próximos ao topo da coluna onde serão obtidos dados para comparação com a instrumentação.

A camada de solo mole teve seus limites horizontais inferior e superior considerados drenantes para simulação do adensamento. Como condição inicial, foi gerado um estado de tensões geoestático, aplicando-se o peso próprio do solo e poropressões hidrostática considerando um nível freático na cota da camada de argila mole. As tensões horizontais iniciais foram determinadas a partir do *default* do Plaxis que considera o coeficiente de empuxo no repouso obtido pela fórmula de Jaki dada pela Equação 3.2:

$$\kappa_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad \text{Eq. 3.2}$$

O Plaxis aplica esta formulação para os materiais modelados com o modelo de *Mohr-Coulomb*. Para materiais modelados com “*Soft Clay*”, o coeficiente de empuxo é baseado na razão de sobreadensamento. Porém para argila normalmente adensada (OCR = 1), como é o caso, o resultado fornece praticamente a mesma resposta da Eq. 3.2.

3.8.2 Modelos constitutivos

Para a argila mole, o modelo constitutivo utilizado nas análises foi o “*Soft Soil*”. Este modelo é baseado no modelo *Cam-Clay* modificado (ROSCOE e BURLAND, 1968) e seu campo de aplicação diz respeito aos casos em que o papel da compressibilidade nos solos assume preponderância na análise do problema em questão. Desta forma, trata-se de um modelo que se aplica essencialmente aos solos moles, como é caso de argilas, siltes argilosos e turfas (PLAXIS, 2010).

Em termos gerais este modelo é caracterizado pelos seguintes fatores:

- Dependência da rigidez relativamente ao nível de tensão a que está submetido (comportamento não linear na relação tensão-deformação);
- Distinção da resposta do solo quando se trata de um carregamento primário (primeira carga – ramo virgem da curva de compressão) ou em descarga/recarga;

- Possibilidade da consideração da tensão de pré-adensamento;
- A resistência máxima do material é governada pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Nos estados de tensão e de deformação isotrópicas é assumida uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efetiva média conforme ilustra a Figura 3.30.

Na figura, a tensão p'_o representa a tensão de pré-adensamento isotrópica, ou seja, o nível de tensão mais elevado que o solo experimentou.

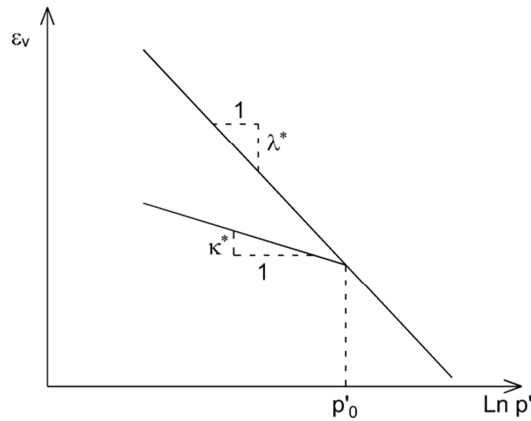


Figura 3.30 - Relação entre deformação volumétrica e a tensão efetiva média (PLAXIS, 2010).

Conforme pode ser observado na figura, os parâmetros λ^* e κ^* estão relacionados aos índices de compressibilidade e de descompressão / recompressão modificados, sendo que o primeiro determina o declive da relação associado ao ramo de compressão isotrópica virgem e o segundo está associado a inclinação da curva na descarga e posterior recarga.

Os parâmetros são modificados, em relação aos parâmetros do modelo original *Cam-Clay*, de acordo com o índice de vazios (e_0) como segue:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e_0} \quad \text{Eq. 3.3}$$

e

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e_0} \quad \text{Eq. 3.4}$$

Apesar destes parâmetros poderem ser obtidos recorrendo-se a um ensaio compressão isotrópica, o ensaio edométrico também pode ser utilizado. Neste caso, é necessário utilizar as relações entre os parâmetros do modelo *Cam-Clay* original com os coeficientes de compressão e descompressão / recompressão obtidos em ensaios de adensamento edométrico, sendo:

$$\lambda^* \approx \frac{C_c}{2,3(1+e_0)} \quad \text{Eq. 3.5}$$

e

$$\kappa^* \approx \frac{2C_s}{2,3(1+e_0)} \quad \text{Eq. 3.6}$$

Para os demais materiais de aterro e camada abaixo da argila mole, pavimento e coluna, foi utilizado o modelo constitutivo *Mohr-Coulomb*, o qual representa o comportamento mecânico do material como sendo elástico linear e perfeitamente-plástico com patamar definido a partir dos parâmetros de resistência da envoltória de *Mohr-Coulomb*; conforme ilustra a Figura 3.31.

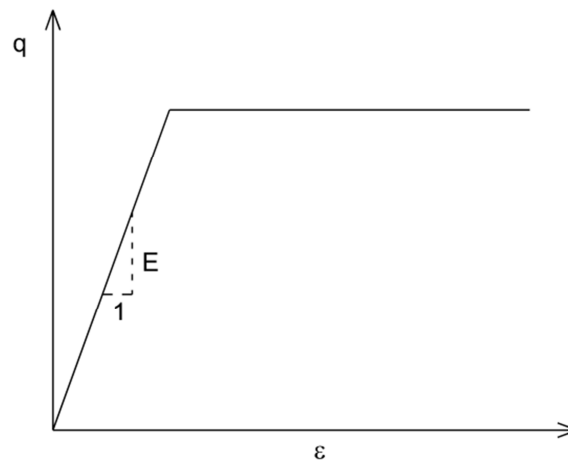


Figura 3.31 - Relação tensão deformação modelo de *Mohr-Coulomb* (PLAXIS, 2010).

Sendo a tensão $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ e ε a deformação específica

Este modelo envolve cinco parâmetros de entrada sendo eles:

E (módulo) e ν (coeficiente de *Poisson*) para a fase elástica do solo;

ϕ' (ângulo de atrito interno efetivo) e c' (coesão efetiva) para a determinação do patamar de plasticidade do solo e ψ como um ângulo de dilatância (caso o material seja representado com este efeito).

3.8.3 Parâmetros empregados nos materiais

Os parâmetros empregados nos materiais presentes nas análises foram definidos inicialmente, tendo como base as correlações entre as sondagens realizadas, ensaios de campo e laboratório. A Figura 3.32 ilustra os materiais definidos no modelo.

Para os materiais do pavimento, foram utilizados parâmetros provenientes de literatura (SCHNAID *et al.*, 2012). Para o material da coluna os parâmetros iniciais foram adotados com base em ensaios executados junto ao laboratório da UFRGS.

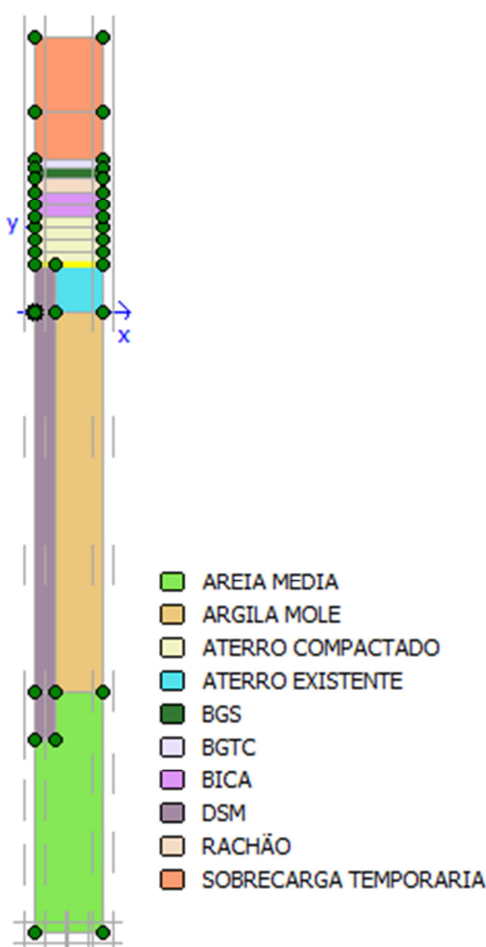


Figura 3.32 – Materiais do modelo.

Camada de argila mole

Para a camada de argila mole, cujo modelo constitutivo foi o “*Soft Soil*”, foram adotados os seguintes parâmetros:

Peso específico natural: $\gamma_{nat} = 12,8 \text{ kN/m}^3$;

Peso específico saturado: $\gamma_{sat} = 13,8 \text{ kN/m}^3$;

Coeficiente de compressão: $Cc = 1,33$;

Coeficiente de recompressão: $Cs = 0,19$;

Índice de vazios inicial: $e_0 = 2,19$;

$OCR = 1,0$;

Ângulo de atrito interno efetivo: $\phi' = 25^\circ$;

Coesão efetiva: $c' = 3,0 \text{ kPa}$;

Coeficiente de permeabilidade vertical: $\kappa_v = 3,2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$;

Coeficiente de permeabilidade horizontal: $\kappa_h = 7,9 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Os coeficientes de permeabilidade foram adotados com base nos valores médios de coeficientes de adensamento obtidos nos ensaios de adensamento em laboratório e ensaios de dissipação em campo com o piezocone. Quanto ao índice de vazios inicial foi adotado igual em toda a camada, sendo este valor o médio encontrado nos ensaios feitos em amostras da profundidade em torno de 5 m.

Colunas de DSM

Para as colunas de DSM cujo modelo constitutivo foi o *Mohr-Coulomb*, foram adotados inicialmente os seguintes parâmetros:

Peso específico saturado: $\gamma_{sat} = 14 \text{ kN/m}^3$;

Módulo elástico: $E = 165 \text{ MPa}$;

Ângulo de atrito interno: $\phi = 31^\circ$;

Coesão: $c = 700 \text{ kPa}$;

Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,2$.

O módulo elástico foi adotado baseado nas correlações expostas no item 2.6.7.1 e a resistência média foi a verificada nos ensaios realizados na mistura de laboratório com consumo de 300 kg de cimento por m³ de solo tratado (1,4 MPa). Optou-se inicialmente por um valor próximo ao limite inferior das faixas recomendadas encontradas na literatura (2.6.7). Isto para considerar o caso de análise realizada em etapa de projeto em que se espera valores de campo menores que de laboratório. Para o valor da coesão foi adotado igual a metade da resistência à compressão simples, considerada de 1,4 MPa (item 2.6.7.3).

Para os demais materiais (aterro e pavimento) foi adotado o modelo constitutivo *Mohr-Coulomb*, sendo os parâmetros os mesmos apresentados na Tabela 3.12. Para a geogrelha foram adotados parâmetros de maneira a simular aquela de projeto indicada no item 3.5.

Tabela 3.12 – Parâmetros adotados para os diversos materiais componentes do aterro.

Material	γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
Sobrecarga	19	$2,5 \times 10^4$	0,3	0	28
BGTC	22	5×10^4	0,2	0	50
BGS	20	5×10^5	0,2	0	40
Bica	20	$1,9 \times 10^5$	0,3	0	40
Rachão	22	2×10^5	0,2	0	45
Aterro Compactado	20	8×10^4	0,33	3	30

3.8.4 Etapas de análise

As análises foram divididas em 24 etapas que simularam os eventos construtivos das colunas e aterros, conforme apresentado na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Etapas das análises.

Etapa	Descrição	Tipo de Cálculo	Tempo
0	Estado de tensão inicial / aplicação das poropressões hidrostáticas e cálculo das tensões geostáticas devido às forças de massa dos materiais	Distribuição de tensão	Instantâneo
1	Escavação de parcial do aterro existente (até que se tenha 2,20m do topo da coluna até a base do revestimento)	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
2	Construção da coluna (substituição do material)	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo

Tabela 3.13 (continuação) – Etapas das análises.

Etapas	Descrição	Tipo de Cálculo	Tempo
3	Cura da coluna, construção da primeira camada de reaterro e instalação da geogrelha (substituição do material da coluna)	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
4	Adensamento devido à etapa 3	Adensamento	1 dia
5	Construção da segunda camada de reaterro	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
6	Adensamento devido à etapa 5	Adensamento	4 dias
7	Construção da terceira camada de reaterro	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
8	Adensamento devido à etapa 7	Adensamento	3 dias
9	Construção da quarta camada de reaterro	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
10	Adensamento devido à etapa 9	Adensamento	1 dia
11	Construção da primeira camada de bica	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
12	Adensamento devido à etapa 11	Adensamento	2 dias
13	Construção da segunda camada de bica	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
14	Adensamento devido à etapa 13	Adensamento	2 dias
15	Construção da camada de rachão	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
18	Adensamento devido à etapa 17	Adensamento	1 dia
19	Construção da camada BGTC	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
20	Adensamento devido à etapa 19	Adensamento	10 dias
21	Primeira etapa de construção do aterro de sobrecarga	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
22	Adensamento devido à etapa 21	Adensamento	1 dia
23	Segunda etapa de construção do aterro de sobrecarga	Não linear - Tensão / deformação	Instantâneo
24	Adensamento devido à etapa 23	Adensamento	60 dias

3.8.5 Resultados da análise inicial

A análise inicial teve por objetivo verificar se os fenômenos observados pela instrumentação eram reproduzidos com as premissas adotadas no projeto e para auxiliar a avaliação do comportamento do aterro. Assim, os dados gerados como resultados da análise serão apresentados em conjunto com os medidos nos instrumentos (células de tensão total e placas de recalque).

3.8.5.1 Recalques

A Figura 3.33 apresenta o resultado obtido na análise inicial em conjunto com as leituras das placas PR 01, PR 03 e PR 11 situadas sobre colunas. Os recalques medidos no final da execução do aterro variaram entre 2 e 5 cm, aproximadamente. As placas PR 01 e PR 03 tiveram média de recalque de 4,7 cm, enquanto a placa PR 11 indicou recalque de aproximadamente 2,6 cm. Na análise numérica, obteve-se recalque em torno de 4 cm, situando-se, portanto; entre os valores medidos, mais próximo das placas 01 e 03.

Os resultados numéricos mostraram boa concordância com a média das medidas de campo ao longo do tempo como mostra a Figura 3.34. Observam-se recalques crescentes com a construção das camadas de aterro, os quais demonstraram tendência a estabilizar.

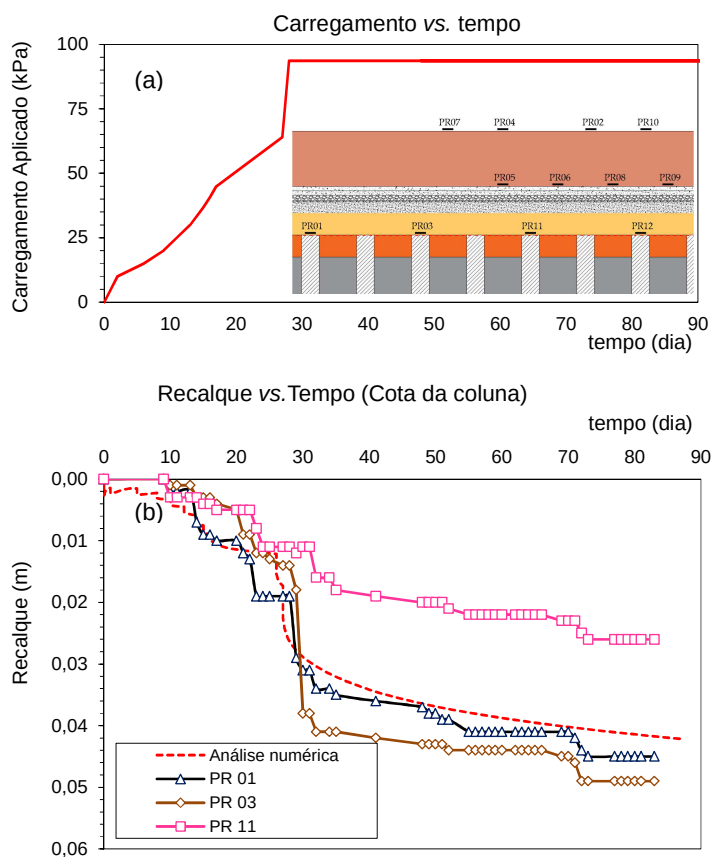


Figura 3.33 – Comparação de recalques numérico e medidos para o topo da coluna: (a) Carregamento aplicado; (b) recalques.

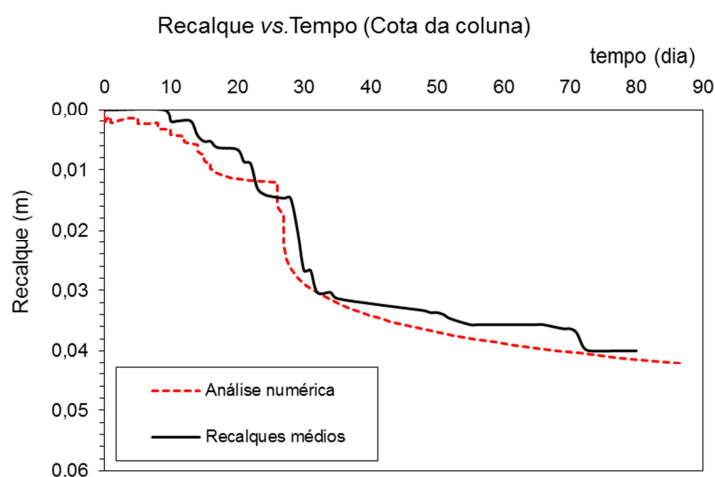


Figura 3.34 – Comparação de recalques médios nas placas PR01, PR03 e PR11 e numérico

A Figura 3.35 apresenta o resultado da análise numérica do deslocamento vertical ao longo do tempo na cota do pavimento na diagonal entre colunas. O resultado é apresentado em conjunto com os dados medidos nas placas PR 05, PR 06, PR 08 e PR 09 situadas na diagonal entre colunas. Os valores dos deslocamentos medidos situaram-se entre 2 cm e 5 cm, sendo que a análise numérica obteve novamente resultados na faixa dos valores medidos, sendo o recalque final para o período igual a 3,6 cm.

Considerando-se os resultados das placas PR 06 (2,5 cm), PR 08 (1,9 cm) e PR 09 (2,1 cm) obtém-se um deslocamento médio de 2,17 cm. A placa PR 05 apresentou deslocamento em torno do dobro, 4,13 cm, sendo que o valor médio geral ficou em 2,7 cm como observado na Figura 3.36. A comparação entre os resultados numéricos e os medidos em campo apresentaram uma boa concordância.

As mesmas oscilações nas medições observadas nas medidas citadas anteriormente são observados para o caso destas placas (PR 05, PR 06, PR 08 e PR 09), todas seguindo um mesmo padrão.

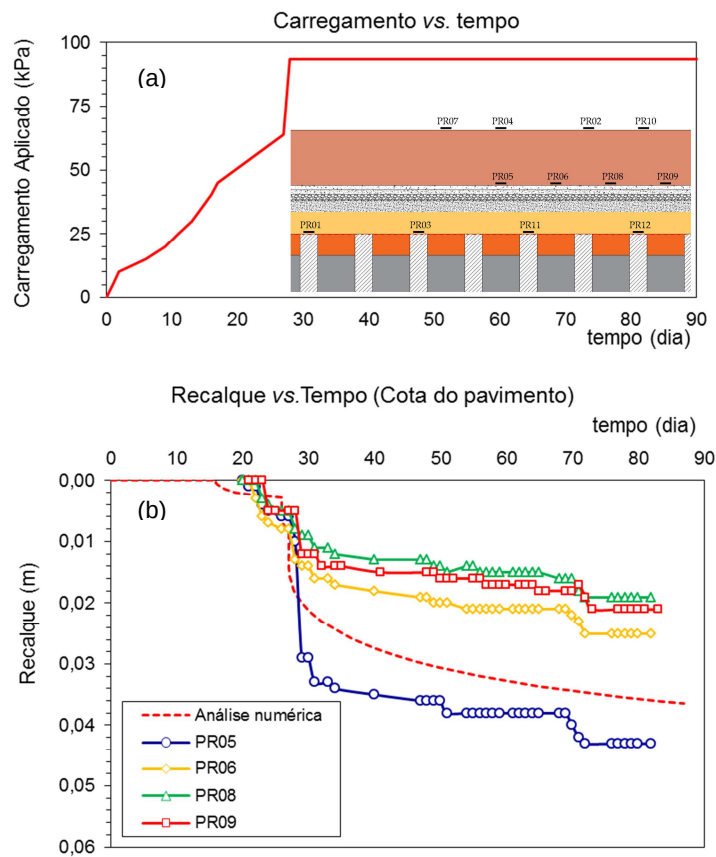


Figura 3.35 – Comparação de recalques numérico e medidos sobre as camadas granulares de pavimento: (a) Carregamento aplicado; (b) Recalques.

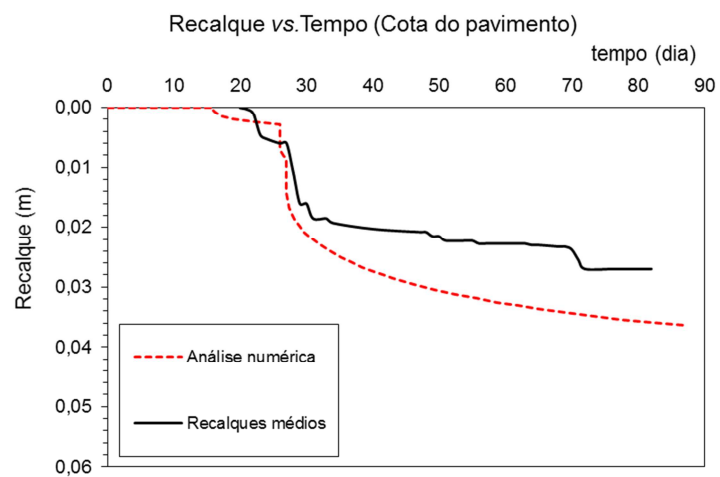


Figura 3.36 – Comparação de recalques médios das placas PR05, PR06, PR08 e PR09 e numérico.

Os recalques diferenciais na cota final do pavimento foram desprezíveis, menores que 1 mm pela análise numérica. As placas nas posições instaladas não permitem uma avaliação direta. No entanto, se for desprezada a deformação do aterro e do pavimento por ação do seus pesos próprios sobre as colunas, pode-se inferir o recalque diferencial. Comparando a placa PR 11 com a média das PR 06, PR 08 e PR 09, o recalque diferencial fica como na análise, inferior a 1mm. Comparando a média de todas as placas no nível da coluna o diferencial é inferior a 1 cm. Esta avaliação vai ao encontro do que era esperado pela correlação de McGUIRE (2011) em que se previu recalques mínimos para estas condições.

A Figura 3.37 mostra o resultado da análise realizada em conjunto com os dados medidos nas placas PR 02 e PR 10 situadas no topo do aterro de sobrecarga com projeção sobre colunas de *DSM*. Houve uma diferença entre as duas placas da ordem de 1 cm, com média de 2,5 cm. A curva de recalque do período da análise numérica situou-se entre as placas, ao final alcançando um deslocamento de 2,58 cm, muito próxima à média, mostrando boa aproximação entre o modelo e o campo, conforme apresenta as curvas da Figura 3.38.

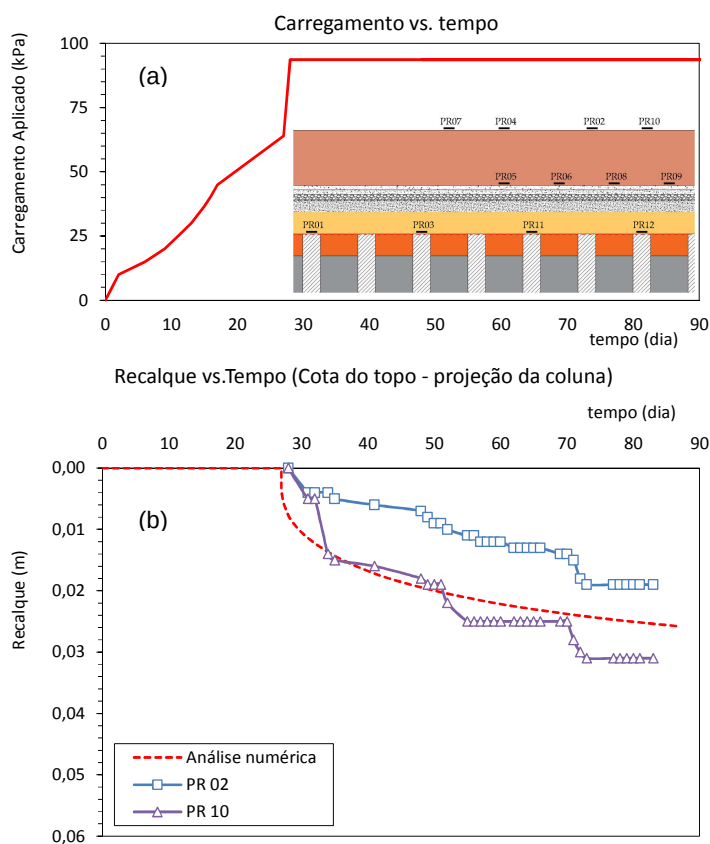


Figura 3.37 – Comparação dos resultados dos recalques da análise numérica no topo do aterro de sobre carga com projeção sobre uma coluna e placas PR02 e PR10: (a) Carregamento aplicado; (b)Recalques.

A Figura 3.39 apresenta o resultado do deslocamento vertical da análise numérica em conjunto com os dados medidos nas placas PR 04 e PR07, situadas na cota do topo do aterro de sobrecarga e com projeção sobre o vão entre colunas. Os valores medidos ficaram entre 4 e 5 cm, enquanto a análise numérica obteve um valor de 2,58 cm (o mesmo ocorrido nas placas PR 02 e PR10). Comparando os recalques médios entre os pares de placas com mesma cota (Figura 3.40) aparentemente há ocorrência de recalque diferencial. O cálculo numérico apresentou valores desprezíveis de recalque diferencial na cota final do aterro de sobrecarga.

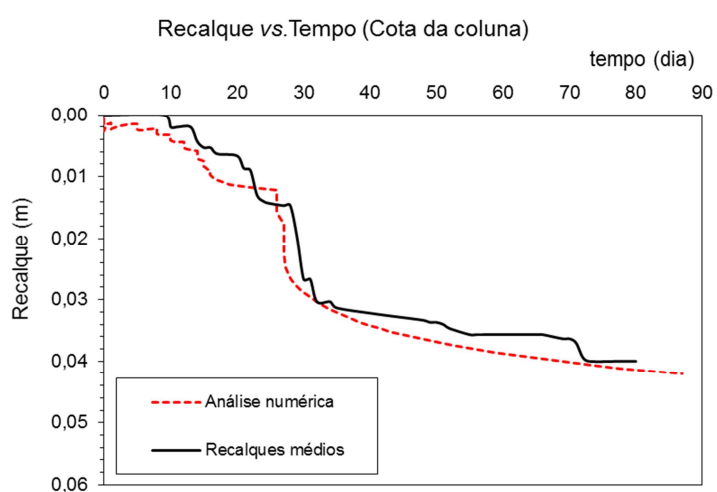


Figura 3.38 – Comparação dos recalques médios das placas PR02 e PR10 e numérico.

Analisando agora os pares mais próximos entre si; sendo no campo a PR 02 mais próxima da PR 04 (Figura 3.23), o recalque diferencial medido foi de 2,3 cm ,enquanto entre as placas PR 07 e PR 10, os recalques diferenciais no período de leituras considerado foi de 1,8 cm.

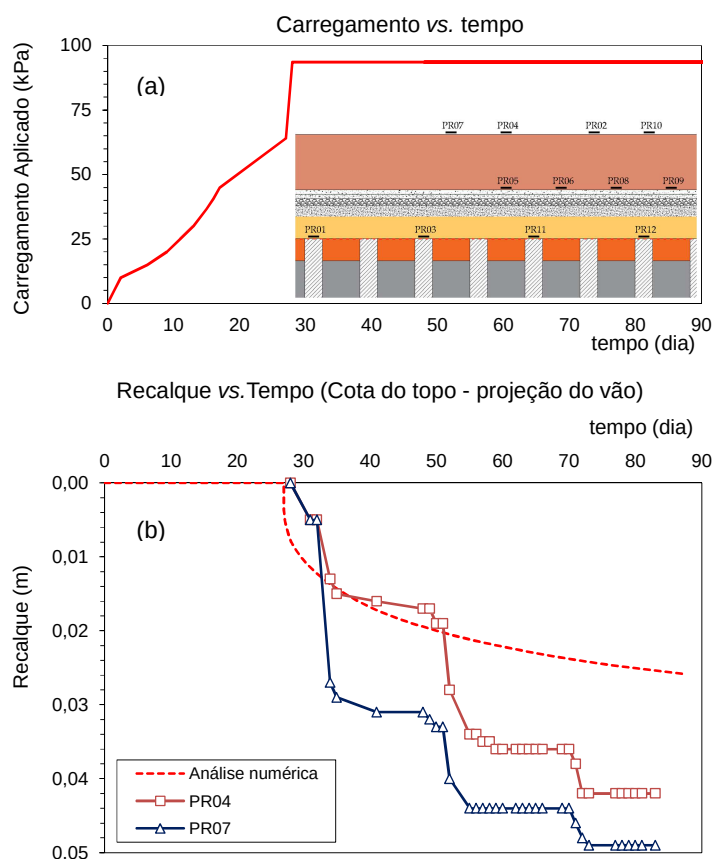


Figura 3.39 – Comparação do resultado dos recalques da análise numérica no topo do aterro de sobre carga com projeção sobre do vão e placas PR04 e PR07: (a) Carregamento aplicado; (b) Recalques.

Estes valores de recalques diferenciais são significativamente superiores ao esperado para um aterro estruturado com altura elevada, considerando as referências já abordadas a respeito de alturas críticas (item 2.5). Observou-se anteriormente no dimensionamento (item 3.5) que mesmo na cota do pavimento já não eram esperados recalques diferenciais. Tal fato pode ter ocorrido devido ao aterro de sobrecarga ter sido construído com material apenas lançado. Sem os procedimentos de compactação adequados, não há garantia da homogeneidade, fazendo com que as placas refletissem a deformação do aterro pelo seu próprio peso. Não é possível afirmar que estes recalques são diferenciais normalmente observados em aterros estruturados de fato.

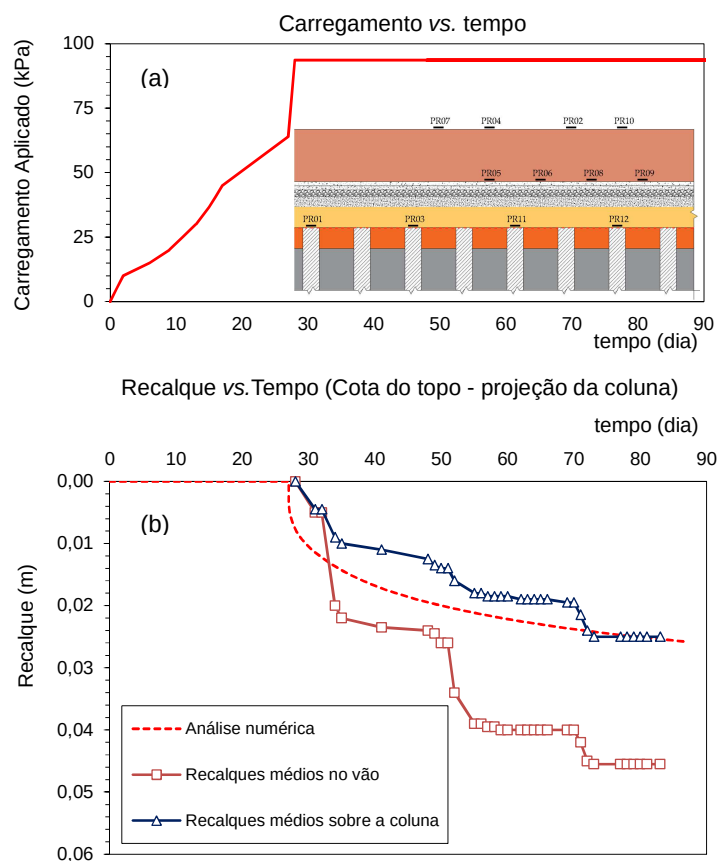


Figura 3.40 – Comparação dos resultados dos recalques médios no topo do aterro de sobrecarga com projeção sobre o vão, sobre a coluna e numérico: (a) Carregamento aplicado; (b) Recalques.

3.8.5.2 Tensões

Estão apresentadas na Figura 3.41 o gráfico “Tensão total vs. tempo”, onde estão plotadas as curvas obtidas das leituras da instrumentação. Conforme se observa, as células de tensão total CP 01 e CP 06 mediram valores na faixa 300 kPa e 350 kPa após a última etapa de carregamento indicando, como esperado por efeito do arqueamento do solo, tensões mais altas nas colunas que o peso próprio γH .

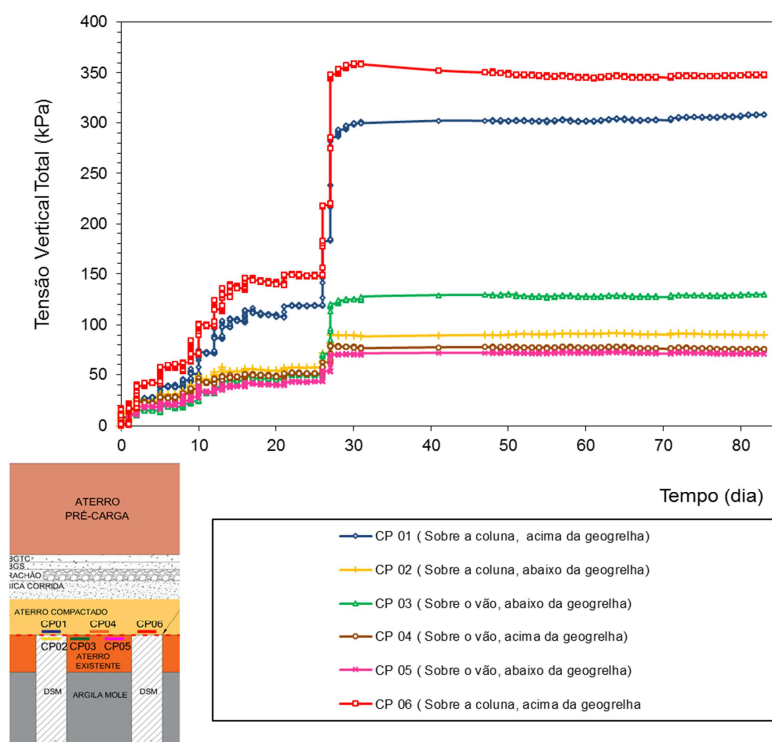


Figura 3.41 – Tensões totais medidas.

A eficiência do sistema pode ser calculada a partir das medidas aplicando o conceito dado por HEWLLET e RANDOLPH (1988), que reflete o quanto da tensão aplicada é suportado pela coluna

Admitindo que a tensão na célula é uniforme sobre a coluna:

$$E = \frac{P_L}{A\gamma H} \times 100\% \quad \text{Eq. 3.7}$$

sendo:

E é a eficiência,

A a área de influência de uma coluna;

P_L a força sobre a coluna; e

γH a tensão vertical geostática.

Para a tensão média medida na coluna igual a 325 kPa, área da coluna igual $0,64 \text{ m}^2$, área de influência da coluna igual a $6,25 \text{ m}^2$ e $\gamma H = 93,6 \text{ kPa}$, tem-se:

$$E = \frac{325 \times 0,64}{6,25 \times 93,6} \times 100\% \cong 35 \%$$

A célula CP04, posicionada para medir tensões no solo, indica valores finais em torno de 76 kPa, lembrando que o valor γH é de 93,6 kPa. Percebe-se, portanto, que o arqueamento de fato ocorreu, com fator de concentração de tensões (relação entre a tensão na coluna e a tensão no solo) entre 3,9 e 4,6, o que está dentro da faixa recomendada em colunas de areia e brita (BARKSDALE; BACHUS, 1983; KIATZUME, 2005 *apud*. ALMEIDA e MARQUES, 2010).

A célula CP 02 posicionada para medir os mecanismos A e B somados, indica tensões baixas, da ordem de 90 kPa para a última etapa de carregamento. Com a mobilização do reforço e transferência de carga em direção da coluna este valor deveria ser teoricamente superior aos medidos nas células CP 01 e CP 06. A resposta desta célula é incoerente com o esperado pelos mecanismos do aterro estruturado e reforçado.

Há o indicativo de que não está ocorrendo efetivamente a mobilização da geogrelha, sugerindo que o aterro existente sobre o solo mole, no qual o reforço está assente, exerce um papel de suportaç o influente no mecanismo de distribui o de esfor os.

As células CP 03 e CP 05 indicaram tensões da ordem de 70 kPa a 130, kPa mostrando que o aterro acima da geogrelha se encontrava em contato com o solo subjacente à mesma, de outra forma estas células deveriam registrar valores nulos de tensão.

A Figura 3.42 apresenta as leituras médias sobre a coluna e sobre o solo, em conjunto com as análises numéricas. As leituras indicam que as tensões totais seguiram aumentando gradativamente com a tensão aplicada pelo aterro e *pari-passu* ocorreu um distanciamento entre tensões aplicadas nas colunas e sobre o solo. Na análise pelo MEF o comportamento não se mostrou acentuado.

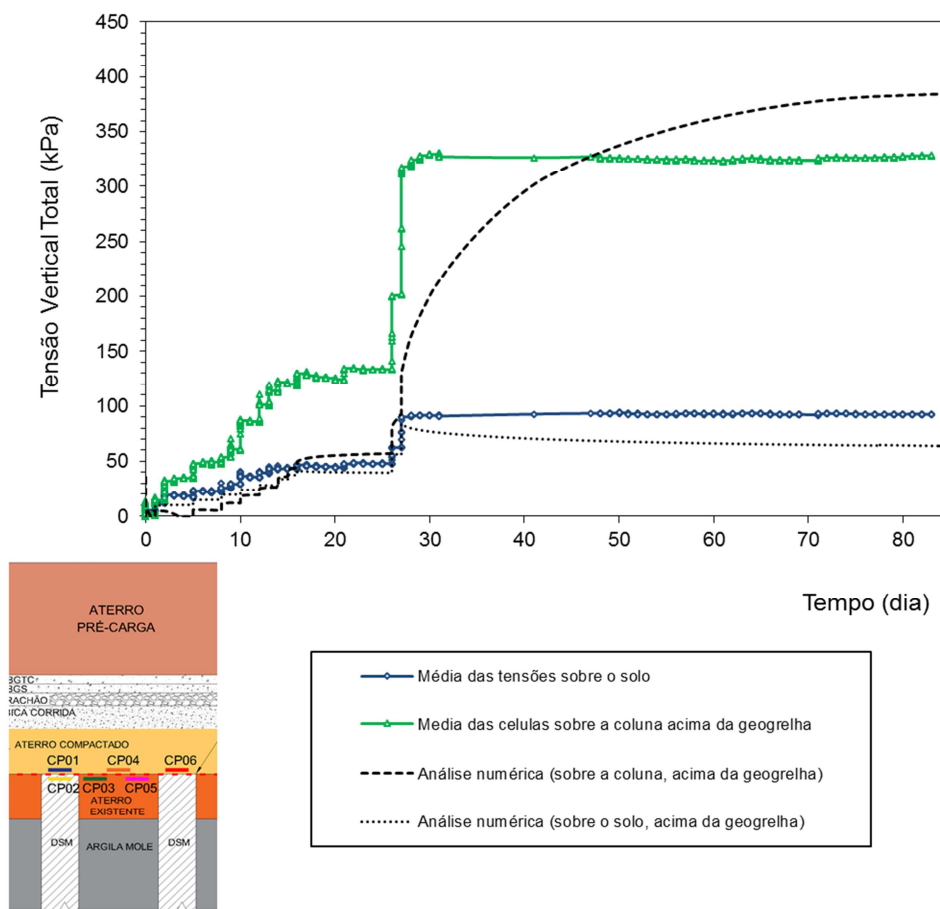


Figura 3.42 – Comparação das tensões médias da instrumentação e análises numéricas.

A análise numérica, apesar de apresentar boa correspondência com os valores finais de tensões medidos, apresentou comportamento distinto do medido em relação ao tempo, quando se observa as tensões obtidas sobre as colunas.

As tensões obtidas pelo MEF apresentaram um padrão de evolução seguindo os recalques por adensamento ocorridos. Na medida em que os deslocamentos ocorrem, as tensões na coluna são gradativamente aumentadas, sempre dentro da faixa de comportamento elástico do material. Os acréscimos de tensões na coluna refletem o desenvolvimento da curva de recalque e os gráficos apresentam o mesmo aspecto. Tal fato, não se mostra acentuado na instrumentação de campo. Tão logo foram aplicadas as últimas (e maiores) etapas de carregamento, notou-se o rápido acréscimo e estabilização das tensões.

Este comportamento observado nas colunas ocorreu também nas células sobre o vão. Neste caso a análise numérica obteve o mesmo padrão de comportamento tendo uma boa aproximação com as leituras. No solo mole, notou-se a ocorrência de pontos de plastificação e a tensão estabilizou mesmo com a evolução das deformações.

Diante das observações feitas, entende-se que a simulação inicial, apesar de corresponder aos resultados medidos em termos finais de carregamento sobre as colunas, não refletiu tão bem o comportamento real do aterro observado no campo quanto ao desenvolvimento das tensões em relação ao tempo.

3.8.6 Influência dos parâmetros da coluna

Conforme destacado no Capítulo 2, existe uma considerável dispersão nos valores dos parâmetros que governam o comportamento da coluna em relação a resistência à compressão simples.

As tensões obtidas sobre as colunas inicialmente se mostraram divergentes das medidas de campo, tanto em relação ao tempo como nas etapas iniciais com cotas baixas de aterro. Havendo a expectativa de que o módulo de deformação adotado no modelo tenha influência importante nas respostas, foi estudado emprego de outros valores. Os novos módulos selecionados tiveram como base as faixas de variação descritas em experiências encontradas na literatura, conforme apresentado no item 2.6.7.1; considerando-se o método de mistura e o tipo de ligante do caso da obra.

A mais ampla faixa de valores do módulo de deformação citada no Capítulo 2 para o método úmido foi de $75 \times q_u$ a $1.000 \times q_u$, sendo q_u a resistência obtida em laboratório. Para mistura com consumo de 300 kg/m^3 , o valor do módulo adotado na análise inicial foi $E_1 = 1.65 \text{ MPa}$ ($115 \times q_u$). Considerando agora um valor de resistência à compressão simples média da mistura em campo de $1,6 \text{ MPa}$ ao final de 56 dias de cura (item 3.6), e adotando um valor intermediário na faixa de valores mostrada na Figura 2.21, obtém-se $E_2 = 1.100 \text{ MPa}$. Um terceiro módulo $E_3 = 2.100 \text{ MPa}$ foi empregado para testar um valor que poderia ser considerado superestimado, a fim de verificar o comportamento com relação à coluna mais rígida, embora sejam estes valores bem inferiores ao módulo de elasticidade do concreto (segundo a NBR 6118, pode-se estimar o módulo de elasticidade em torno de $5600 \times f_{ck}^{1/2}$).

Outro parâmetro testado em combinação com a variação do módulo foi à adoção da coesão do material da coluna. A coesão inicialmente adotada foi considerada como uma coesão verdadeira gerada pela ação do ligante, de valor igual à metade da resistência à compressão simples obtida nos ensaios da mistura. No entanto, conforme indicado no item 2.6.7 não há um consenso a respeito da envoltória de resistência do *DSM*. KITAZUME e TERASHI (2013), apresentam valores em ensaios de compressão triaxial *CIU* e consideravelmente mais baixos, pouco acima de 100 kPa para baixas tensões confinantes e em torno 50 kPa para tensões confinantes mais elevadas. No presente estudo, foi adotado o valor de 100 kPa. A adoção destes parâmetros combinados levou a um total de 6 análises distintas como apresentado na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Análises com variação de parâmetros

	E (Mpa)	c (kPa)
A1	165	700
A2	165	100
A3	1.100	700
A4	1.100	100
A5	2.100	700
A6	2.100	100

A Figura 3.43 apresenta os resultados das análises apenas para as tensões sobre as colunas em conjunto com a média das células CP 01 e CP 06. As tensões no solo geraram resultados muito próximos em todas as análises e não estão plotadas para melhor visualização. Nota-se ao final, que os valores alcançados se tornaram muito próximo ao medidos para as análises A2, A4 e A6, com menor valor de resistência.

As análises com os maiores módulos apresentam uma carga na coluna elevada mais rapidamente. As curvas crescem até atingir um patamar. Para as análises de menor resistência este patamar coincide com os resultados medidos. Com a resistência, a tensão segue crescente até que o adensamento cesse.

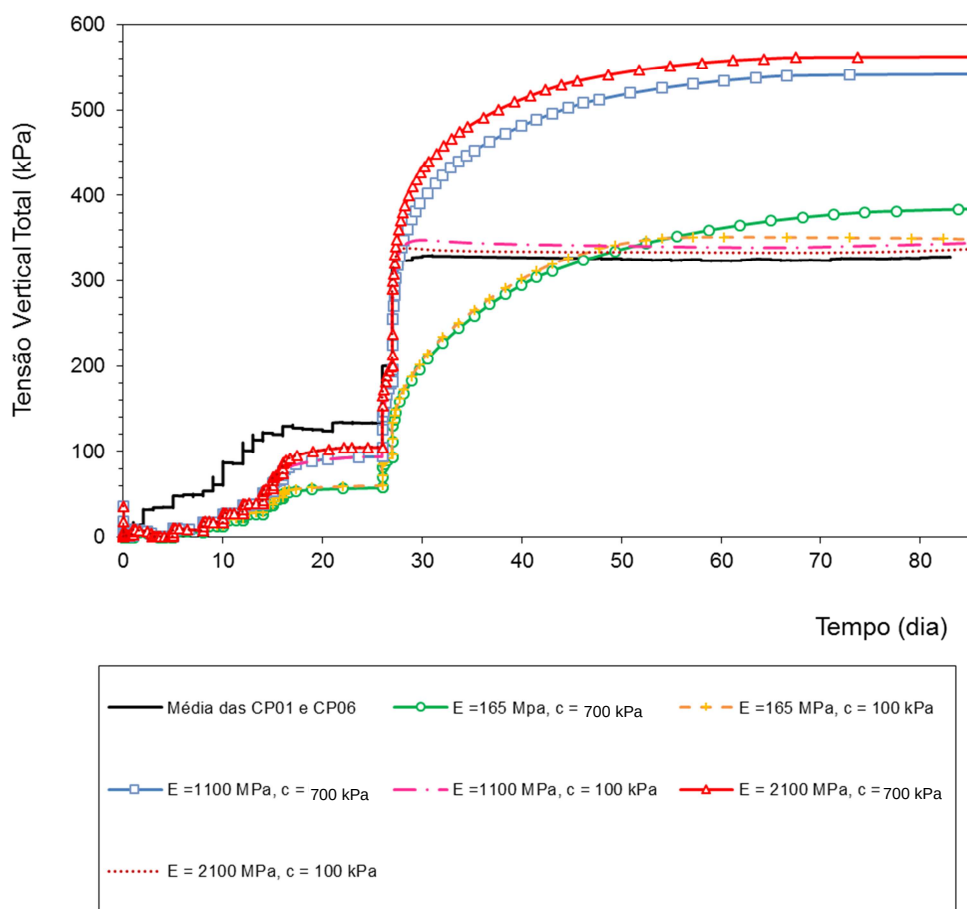


Figura 3.43 – Tensões totais sobre a coluna resultantes das análises com variação de parâmetros

Não houve significativa diferença para o valor de módulos igual a 1.100 MPa e igual a 2.100 MPa. Estes dois valores de módulo associados a menor resistência aproximaram as curvas dos valores medidos de tensão vertical. Além disto, os módulos maiores aproximaram mais as curvas medidas, quando os carregamentos são baixos.

3.8.7 Aplicação do método da *EBGEO*

O método recomendado pela *EBGEO*, descrito no item 2.4.2, foi aqui aplicado para cada etapa da construção para obtenção das tensões na coluna e no solo. Esta aplicação permite a comparação com os dados medidos e resultados numéricos.

É importante destacar que tal método depende apenas da geometria do aterro e do ângulo de atrito e peso específico do solo que compõe o aterro. Sabe-se também que parte da limitação do método está no fato de ser concebido para um aterro homogêneo e sem coesão. Nenhuma dessas duas situações se adequa ao caso real, sendo inclusive esperado que parte do arqueamento ocorra ainda dentro das camadas de pavimento (considerando o arco até uma altura igual à metade do espaçamento entre eixos de colunas). Desta forma, há evidente ressalva na comparação direta entre valores medidos e calculados pelas recomendações da *EBGEO*.

Foi adotado para aplicação do método um valor de ângulo de atrito igual a 35° para todo o aterro, valor um pouco mais elevado do que vinha sendo adotado até então para o aterro como forma de compensar o fato do aterro real possuir coesão (não considerada no método).

Duas condições foram analisadas, a primeira tratou todas as camadas construídas como o aterro que contribui no arqueamento. A segunda condição tratou o aterro acima das camadas de pavimento como sobrecarga aplicada. Os resultados para as duas condições estão apresentados na Tabela 3.15 e Tabela 3.16, respectivamente. Graficamente as respostas estão apresentadas na Figura 3.44. O valor do ângulo de atrito adotado foi adequado para que o método se aproximasse em resultados dos valores medidos de tensão na coluna para o caso de aterro homogêneo. Entretanto, quando o aterro real passa ser composto por material mais rígido, o método superestima a tensão na coluna, aumentando significativamente a eficiência, conforme havia sido comentado anteriormente. Há de se considerar também que além da questão da geometria, verificou-se na instrumentação que as colunas apresentaram razoável deslocamento. No método isto também não é considerado, devendo influenciar nas divergências entre os valores medidos e calculados para tensões mais elevadas.

Apesar das dificuldades da aplicação do método nestas condições que são essencialmente mais complexas, as tensões no solo apresentaram boa concordância. Neste aspecto, tanto o método, como o modelo numérico como os dados medidos foram congruentes.

Tabela 3.15 – Resultados de tensão no solo, na coluna e eficiência pelo método sugerido pela *EBGEO* (2011) sem sobrecarga.

		$\sigma_{zs,k}$	$\sigma_{z0,k}$	E_L
18/11/2014	-	-	-	-
19/11/2014	Primeira camada de aterro	5,58	4,95	8,97
20/11/2014	Segunda camada de aterro	14,46	9,61	11,63
24/11/2014	Terceira camada de aterro	29,30	13,75	15,71
27/11/2014	Quarta camada de aterro	49,51	17,23	20,79
29/11/2014	Primeira camada de bica	82,19	20,00	26,44
01/12/2014	Segunda camada de bica	120,40	22,09	32,28
03/12/2014	Camada de rachão	176,95	24,26	38,95
04/12/2014	BGS	211,22	25,68	41,84
05/12/2014	BGTC	247,30	27,30	44,21
15/12/2014	Primeira camada da sobrecarga	410,67	33,68	51,61
16/12/2014	Segunda camada da sobrecarga	662,90	43,84	56,94

Tabela 3.16 – Resultados de tensão no solo, na coluna e eficiência pelo método sugerido pela *EBGEO* (2011) considerando sobrecarga.

		$\sigma_{zs,k}$	$\sigma_{z0,k}$	E_L
18/11/2014	-	-	-	-
19/11/2014	Primeira camada de aterro	5,58	4,95	8,97
20/11/2014	Segunda camada de aterro	14,46	9,61	11,63
24/11/2014	Terceira camada de aterro	29,30	13,75	15,71
27/11/2014	Quarta camada de aterro	49,51	17,23	20,79
29/11/2014	Primeira camada de bica	82,19	20,00	26,44
01/12/2014	Segunda camada de bica	120,40	22,09	32,28
03/12/2014	Camada de rachão	176,95	24,26	38,95
04/12/2014	BGS	211,22	25,68	41,84
05/12/2014	BGTC	247,30	27,30	44,21
15/12/2014	Primeira camada da sobrecarga	532,89	43,68	51,61
16/12/2014	Segunda camada da sobrecarga	715,34	58,67	51,61

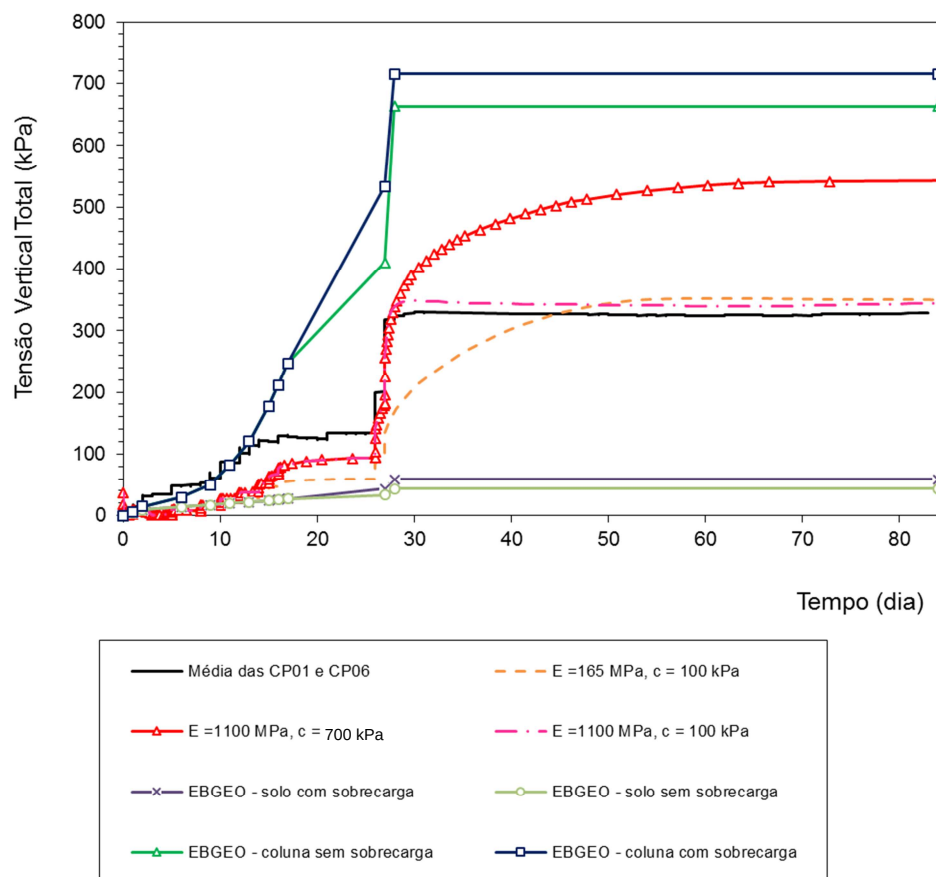


Figura 3.44 – Resultados conjuntos do método recomendado pela EBGEO, análises numéricas e medidas de campo.

3.9 Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado o caso da obra de ampliação do Aeroporto Internacional de Porto Alegre, que se configurou como uma das experiências mais importantes de aplicação do método do *deep soil mix* no Brasil até os dias atuais.

Devido ao porte da obra criou-se a oportunidade da produção de boa quantidade de dados oriundos da investigação geotécnica e complementados por aterros teste instrumentados, que permitiram a verificação do comportamento real do sistema.

Ensaio de dosagem para avaliação da mistura com o solo local foram realizados, permitindo concluir que aquela cujo traço do ligante era composto apenas por água e cimento era capaz de garantir a resistência mínima adotada como referência do projeto (1MPa), superando em média 70 % este valor, com consumo de cimento de 350 kg/m³ que foi aproximadamente o consumo executado no campo.

Foram feitos ensaios de piezocone e de palheta antes e após o início da execução das colunas de *DSM*. Apesar dos ensaios de cone não apresentarem variação significativa na resistência a penetração, os ensaios de palheta mostraram uma redução da resistência não drenada, fazendo com que os valores de S_u obtidos em campo chegassem próximos aos obtidos em ensaios de laboratório, cujas amostras apresentaram comportamento amolgado, verificado no ensaio de adensamento, segundo critérios de LUNNE *et al.* (1997) e Oliveira (2002). Com isto, há o indicativo de que a ação da construção das colunas gera perturbações de maneira sensível na argila mole.

Durante a execução das colunas amostras do *mix* produzido no campo foram retiradas para realização de ensaio preliminares de resistência à compressão simples, que como se viu no Capítulo 2, é a principal característica avaliada na prática, podendo ser correlacionada com as demais propriedades mecânicas usadas nos dimensionamentos e estudos do seu comportamento. Foram obtidas resistências em campo semelhantes às apresentadas na literatura. No caso, a de campo foi em média 64% da alcançada no laboratório aos 28 dias de idade e chegando quase a 100 % aos 56 dias de idade. Estes resultados serviram de base para introdução dos parâmetros da coluna em análises numéricas que foram realizadas e confrontadas com os dados oriundos da instrumentação do aterro teste.

A instrumentação de campo foi distribuída na Área Teste de forma a observar os principais mecanismos esperados nos aterros estruturados e reforçados. As leituras mostraram um comportamento global do aterro satisfatório com recalques ocorrendo na medida em que se aplicava o carregamento e tendendo a estabilizar de maneira rápida. As análises numéricas apresentaram muito boa aproximação com os dados medidos neste aspecto. Não houve indicativo de recalques diferenciais na cota de utilização do aterro.

As células de tensão total indicaram a formação do arqueamento com tensões mais elevadas sobre as colunas do que o peso de solo acima delas, sendo, portanto, menores no vão. As análises numéricas, em se tratando das tensões, apresentaram também boa aproximação com os valores medidos. Para as tensões no solo os resultados foram bastante próximos durante todo período de leituras. Já para as colunas, essa proximidade só foi alcançada em termos finais da análise. Ao longo do tempo simulado, para carregamentos menores o arqueamento não se demonstrou tão eficiente quanto no campo. Quando o carregamento se tornou mais elevado, verificou-se na análise o acréscimo da eficiência, porém acompanhando gradativamente o adensamento, fato este não observado em campo de maneira acentuada.

Estas divergências entre os resultados numéricos e os dados medidos em campo levaram à avaliação da influência dos parâmetros da coluna no comportamento geral do aterro. Com base em correlações com a resistência à compressão foram adotados módulos de deformação e coesão distintos dos iniciais. Os novos resultados mostraram que os valores adotados acima de 1.000 MPa em conjunto com a coesão de 100 kPa (consideravelmente mais baixa que a inicial adotada) fizeram com que as tensões na coluna se ajustassem muito bem aos dados medidos.

Por fim, foi aplicado o modelo analítico proposto pela *EBGEO* (2011) e conclui-se que dentro das limitações do modelo, com aterro homogêneo, e baixas tensões a resposta foi boa comparada ao campo. No entanto, quando a obra passou a carregamentos maiores e em camadas com diferentes materiais, ocorreu considerável divergência.

Aqui se ressalta a importância da avaliação criteriosa no emprego dos métodos analíticos principalmente quando adotados fora de suas premissas. Destaca-se que geometrias e condições complexas podem ser bem representadas com ferramentas numéricas, com a ressalva da dificuldade de se obter previamente parâmetros adequados. No caso, específico do *DSM* em que se reconhece certa variabilidade dos parâmetros do material formado devendo, as escolhas de parâmetros serem procedidas com atenção redobrada.

4 CASO DE ESTUDO DE ATERRO ESTRUTURADO SOBRE COLUNAS DE DEEP SOIL MIX

4.1 Descrição do local

O caso descrito neste capítulo trata de uma solução hipotética de aterro estruturado sobre colunas de *DSM* para uma região localizada na Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, próximo à Lagoa da Tijuca, no município do Rio de Janeiro / RJ. No terreno estudado, com cerca de 250.000 m², foi realizada investigação geotécnica que constatou que o depósito de argila está em processo de adensamento com recalques de magnitudes significativas ainda por ocorrer. Subsequentemente foram propostas técnicas construtivas para dar prosseguimento ao alteamento do aterro no terreno, preconizando-se a técnica de aterro estruturado com coluna *DSM* como a mais fortemente recomendada.

4.2 Investigações geotécnicas

No local em questão, foram realizadas ao menos três campanhas conhecidas com sondagens com *SPT*. As duas primeiras realizadas na década de 1980 e final dos anos 90, sendo a terceira campanha realizada em março de 2015. Os resultados das sondagens iniciais indicam um subsolo homogêneo consistindo essencialmente de uma camada superficial de aterro sobre camada de argila mole, seguindo-se então camadas competentes de solo arenoso.

Considerando a topografia atual e requisitos de macrodrenagem da região, a utilização futura do terreno exigiria espessuras de aterros adicionais de até 1,3 m de espessura (valor médio de 0,5 m), exclusive eventuais recalques por ocorrer, os quais dependeriam do método construtivo adotado.

4.2.1 Ensaios complementares

Com o objetivo de obtenção das propriedades da argila mole na região em estudo, foram programados ensaios geotécnicos complementares de campo e de laboratório. Em campo, foram realizados ensaios de penetração de piezocone e sonda piezométrica, bem como, a retirada de amostras indeformadas para a realização de ensaios em laboratório, sendo estes, de adensamento oedométrico e de caracterização completa. Os dados levantados pelas campanhas de *SPT* indicaram que a questão principal no terreno envolve essencialmente o controle de recalques, daí não ter sido necessário prever ensaios para a medida de resistência não drenada da camada de argila como ensaios de palheta e triaxiais.

Os ensaios foram distribuídos em três ilhas de investigação, denominadas Ilha 1, Ilha 2 e Ilha 3. Os resultados serão aqui resumidos e graficamente estão apresentados no Anexo 2.

A Tabela 4.1 resume os principais resultados da caracterização do solo local a partir dos ensaios de laboratório. Nota-se que a argila mole desta região possui, apesar de diferentes espessuras de camadas depositadas, propriedades físicas muito semelhantes, podendo ser considerada homogênea.

Os ensaios de granulometria indicaram que o solo compressível é composto basicamente por uma argila silto arenosa, com 70% de argila, 20% de silte e 10% de areia. A umidade natural elevada encontrada neste caso apresenta valores típicos das argilas da região (LACERDA e ALMEIDA, 1995), assim como os valores de peso específico natural médio abaixo de 13 kN/m³. Resultados da densidade real dos grãos, com valor médio em torno de 2,2 g/cm³, abaixo do típico de 2,6 g/cm³ refletem a importante presença de matéria orgânica.

A Tabela 4.2 apresenta os valores das tensões que representam as condições de campo existentes e parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios de adensamento. As curvas de adensamento ($e \times \sigma'_v$) obtidas nos ensaios oedométricos apresentaram um comportamento de amostras amolgadas, o que em certa medida, prejudica a obtenção dos parâmetros de compressibilidade (índice de compressão e recompressão) e também a definição da tensão de pre-adensamento (σ'_{vm}) de maneira representativa.

A razão de sobreadensamento (“*Over Consolidation Ratio*” - *OCR*) do solo foi estimada com base nos ensaios de adensamento e também através de correlações com o ensaio de *CPTu*. Os valores de *OCR* obtidos da forma convencional pela divisão de tensão de sobreadensamento do ensaio de laboratório pela tensão vertical efetiva *in situ* resultaram em valores menores que 1, indicando, portanto, uma camada sub adensada, ou em adensamento.

No que diz respeito à estimativa de *OCR* com base em ensaios de campo, CHEN e MAYNE (1996) indicam as seguintes correlações com ensaio de penetração do piezocone para obtenção da razão de sobreadensamento:

$$OCR = 0,15 \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \quad \text{Eq. 4.1}$$

$$OCR = 0,375 \left(\frac{q_t - u_1}{\sigma'_{vo}} \right) \quad \text{Eq. 4.2}$$

$$OCR = 0,25 \left(\frac{q_t - u_2}{\sigma'_{vo}} \right) \quad \text{Eq. 4.3}$$

Os valores de *OCR* obtidos através da aplicação destas correlações para o ensaio de *CPTu* (resultados podem ser visualizados no Anexo 2) também foram inferiores à unidade, confirmando novamente a condição de camada subadensada, ou em adensamento.

Em resumo, os resultados das investigações mostraram um terreno com espessuras de argila mole entre 4 e 16 m e valor médio da ordem de 10 m. Espessuras de aterro existente entre 4 e 12 m, com valor médio da ordem de 6 m. Solo argiloso orgânico com baixo peso específico, elevado índice de vazios, umidade superior ao limite de liquidez e alta compressibilidade. Por fim, depósito sub adensado ou em adensamento com recalques importantes a ocorrer ao longo de vários anos, independentemente de espessuras de aterros adicionais a serem colocadas sobre o terreno.

Tabela 4.1 – Resumo da caracterização da argila.

	Profundidade (m)	Umidade Natural	Densidade Real do Grãos	Peso Específico Natural	Limite de Liquidez	Limite de Plasticidade	Índice de Plasticidade	Argila	Silte	Areia
	-	w (%)	G _s (g/cm ³)	γ _{nat} (kN/m ³)	w _L	w _P	IP	(%)	(%)	(%)
Ilha 1	11	139,0	2,20	12,74	69,0	28,8	40,2	79,1	11,4	9,5
	13	176,4	2,20	12,12	66,0	31,8	34,2	72,1	18,1	9,8
Ilha 2	8	172,8	2,22	12,82	69,3	29,9	39,4	67,3	20,0	12,7
	10	177,3	2,22	12,18	67,4	28,7	38,7	66,5	23,7	9,8
	12	151,9	2,26	12,65	62,7	29,8	32,9	60,7	25,8	13,5
	14	132,2	2,30	13,15	72,2	32,4	39,8	72,3	19,5	8,2
Ilha 3	8	175,9	2,21	12,67	63,4	23,4	40,0	73,1	16,5	10,4
	11	208,2	2,26	12,06	60,3	29,5	30,8	66,8	21,4	11,8
	13	117,0	2,32	13,66	67,0	30,4	36,6	61,6	18,5	19,9
Média	-	161,2	2,24	12,67	66,4	29,4	37,0	68,8	19,4	11,7

Tabela 4.2 – Tensões e parâmetros de compressibilidade da argila.

Amostras	Tensão de Sobreadensamento		Tensão Vertical Total	Pressão Hidrostática (1)	Tensão Vertical Efetiva	Razão de Sobreadensamento	Índice de Compressão	Índice de Expansão	Índice de Vazios Inicial	Razão de Compressão
	Prof. (m)	σ'_{vm} (kPa)	σ_{v0} (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	OCR	C_c	C_s	e_0	$C_c/(1+e_0)$
Ilha 1	11	80,0	187,5	98,1	89,4	0,90	2,08	0,12	3,12	0,50
	13	18,0	211,7	117,7	93,1	0,19	2,19	0,11	4,03	0,44
Ilha 2	8	7,5	133,1	68,7	64,5	0,12	1,05	0,07	3,72	0,22
	10	19,0	157,5	88,3	69,2	0,27	2,17	0,13	4,06	0,43
	12	8,5	182,8	107,9	74,9	0,11	1,51	0,07	3,50	0,34
	14	18,0	209,1	127,5	81,6	0,22	1,68	0,07	3,06	0,41
Ilha 3	8	8,0	132,3	68,7	63,6	0,13	1,38	0,14	3,81	0,29
	11	16,0	168,4	98,1	70,3	0,23	2,52	0,11	4,77	0,44
	13	10,0	209,4	127,5	81,9	0,12	1,18	0,06	2,69	0,32
Média	-	-	-	-	-	-	1,75	0,10	3,64	0,38

(1) – estimado através de dados da sonda piezométrica.

4.3 Avaliação do grau de adensamento

A comprovação da ocorrência do excesso de poropressão no local foi realizada através de ensaios de dissipação com a sonda piezométrica. Os ensaios foram realizados até obter 100 % de dissipação do excesso de poropressão e então os valores foram comparados com a poropressão hidrostática.

A Figura 4.1 apresenta, para a ilha de investigação 1, o gráfico das tensões totais, poropressões hidrostáticas e excessos de poropressões medidas com a sonda piezométrica. Os dados referentes às Ilhas 2 e 3 encontram-se no Anexo 2.

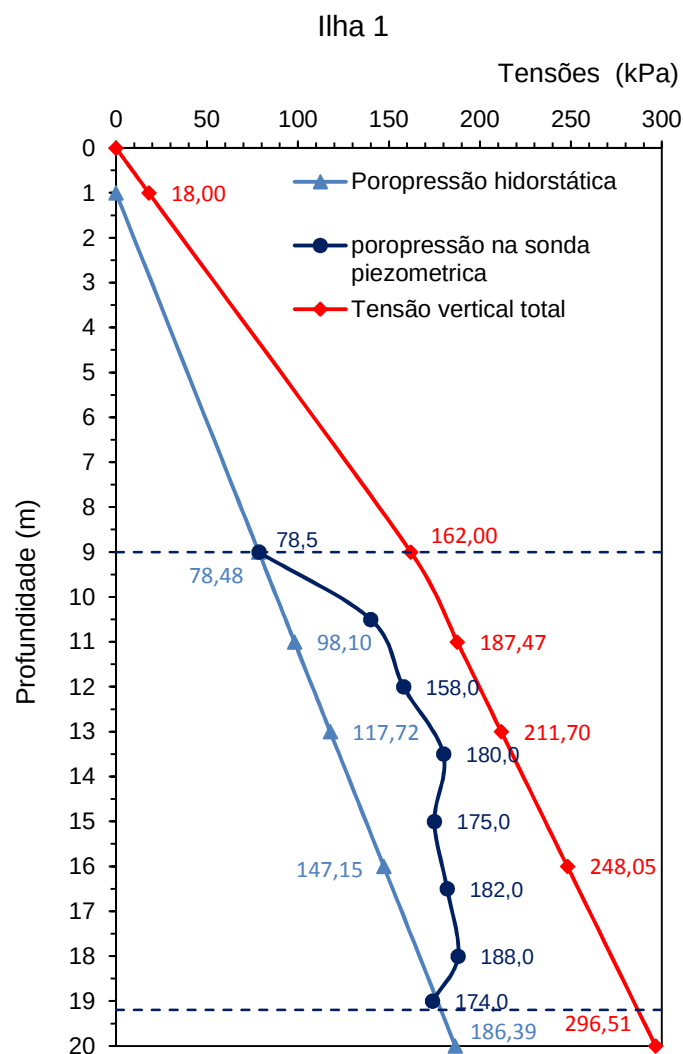


Figura 4.1 – Ilha 01: Tensões totais, pressões hidrostáticas e excessos de poro pressão. Nível de água 1,00 m abaixo da superfície.

A Tabela 4.3 apresenta valores de graus de adensamento em termos de poro pressões, admitindo-se todo o aterro existente construído pelo homem. A obtenção do grau de adensamento médio foi feita comparando as áreas, atual e inicial, entre curva de excesso de poropressões e a linha hidrostática. Observa-se nos dados que o grau de adensamento em termos de poropressões varia entre cerca de 50% a 60%, ou seja, ainda está longe dos 100%.

Sendo esta argila muito compressível, como aferido nos ensaios e com camadas de aterro com grandes espessuras observadas nas sondagens, graus de adensamento desta ordem indicam recalques primários de magnitude ainda elevada por ocorrer, e com prazos longos até a completa estabilização, além naturalmente dos recalques por compressão secundária.

Embora se possa estimar um grau de adensamento conforme descrito anteriormente, a magnitude dos recalques ainda por ocorrer a partir dos dados medidos nos ensaios não é trivial. Isto se deve à ausência de dados sobre datas e períodos de construção do aterro, se existia aterro prévio no terreno, e o valor da espessura original da camada de argila mole.

Tabela 4.3 – Graus de adensamento em termos de poropressões.

Ilha	h_{at} (m)	γ_{at} (kN/m ³)	$\Delta\sigma_v = \Delta U$ (kPa)	$A_0 = \Delta U \cdot h_{arg}$ (kN/m)	A (kN/m)	$U_p (\%) = (A_0 - A)/A_0$
1	9,0	18,0	162,0	987,4	381,1	61,0
2	5,9	18,0	106,2	762,8	292,9	62,0
3	5,8	18,0	104,4	794,5	384,8	52,0

onde:

A_0 = área correspondente ao excesso de poro pressão gerado pelo carregamento inicial;

A = área correspondente ao excesso de poro pressão ainda remanescente.

4.4 Estimativa do tempo remanescente para a estabilização de recalques

A partir do valor médio de coeficiente de adensamento vertical verificado, obtém-se o gráfico mostrado na Figura 4.2 que relaciona o tempo para 90% de estabilização de recalques *versus* espessura da camada de argila. É notável que ainda seriam necessários vários anos (na ordem das dezenas) para a estabilização dos recalques na camada de solo mole. Desta maneira, o estudo do aproveitamento de uma área nestas condições impõe, na prática, que se lance mão de uma técnica adequada para a estabilização destes recalques, tal qual a técnica do *DSM*.

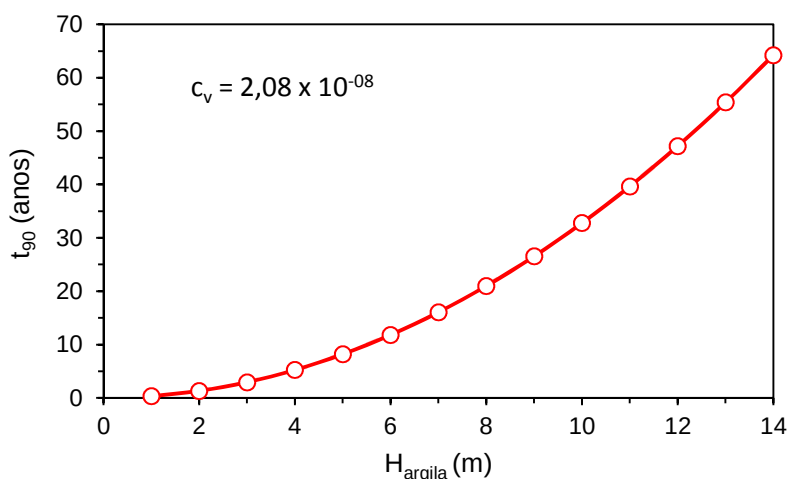


Figura 4.2 – Variação de t_{90} com a espessura da argila - drenagem 1D, duas fronteiras.

4.5 Análises Numéricas

As condições do subsolo investigadas indicaram um terreno ainda com recalques significativos por ocorrer. Dentre os métodos construtivos disponíveis será aqui analisado o uso de aterro estruturado com colunas em *DSM* para interromper a evolução do adensamento da camada mole. No aspecto construtivo deve-se mencionar que a coluna *DSM* pode ser executada no interior do aterro existente sem necessidade de pré-furo e com quantidade mínima de cimento, sendo que no caso presente toda a coluna foi considerada com as mesmas propriedades. Considerando-se a geometria fora do convencional (existência de espessa camada de aterro) em dissonância com as premissas dos modelos analíticos existentes, foi então adotado o método dos elementos finitos para a análise do caso em questão.

Em princípio, qualquer método que utilize conceitos do aterro suportado por elementos semi-rígidos ou rígidos, nesta condição de aterro pré existente, irá requerer o arrasamento parcial para que exista alguma altura mínima acima da coluna para que o efeito do arqueamento se desenvolva. Neste caso como a espessura de aterro remanescente é, em média significativamente espessa, foi modelado numericamente a condição sem reforço de geogrelha, admitindo que este aterro poderia desempenhar um papel significativo no suporte do aterro acima das colunas (Mecanismo C).

4.5.1 Etapas da análise

As análises foram feitas considerando valores médios de camada de argila mole com 10 m de espessura e aterro existente de 6 m, complementado com 0,5 m de altura. Para avaliação de uma possível cota de implantação das colunas a fim de mobilizar adequadamente o efeito de arqueamento, foi simulada a escavação de uma altura H_1 variável, à qual foram atribuídos os valores de 1,0; 1,5 e 2 m. Neste nível, seria executada a coluna de *DSM* e, em seguida, o reaterro. São, portanto, três condições de análise.

O modelo é semelhante ao apresentado no Capítulo 3, empregando o conceito da célula unitária e axissimetria. A geometria das camadas está representada na Figura 4.3, conforme o descrito, sendo a coluna adotada com 0,8 m de diâmetro e espaçamento de 2,5 m (diâmetro da célula unitária igual a 2,825 m).

Nota-se que malha de colunas é idêntica ao caso do Capítulo 3 e as alturas de aterro acima delas ficou em 1,5 m, 2,0 m e 2,5 m. Com estas alturas, pela correlação de McGUIRE (2011), seria previsível a ocorrência de recalques diferenciais no topo

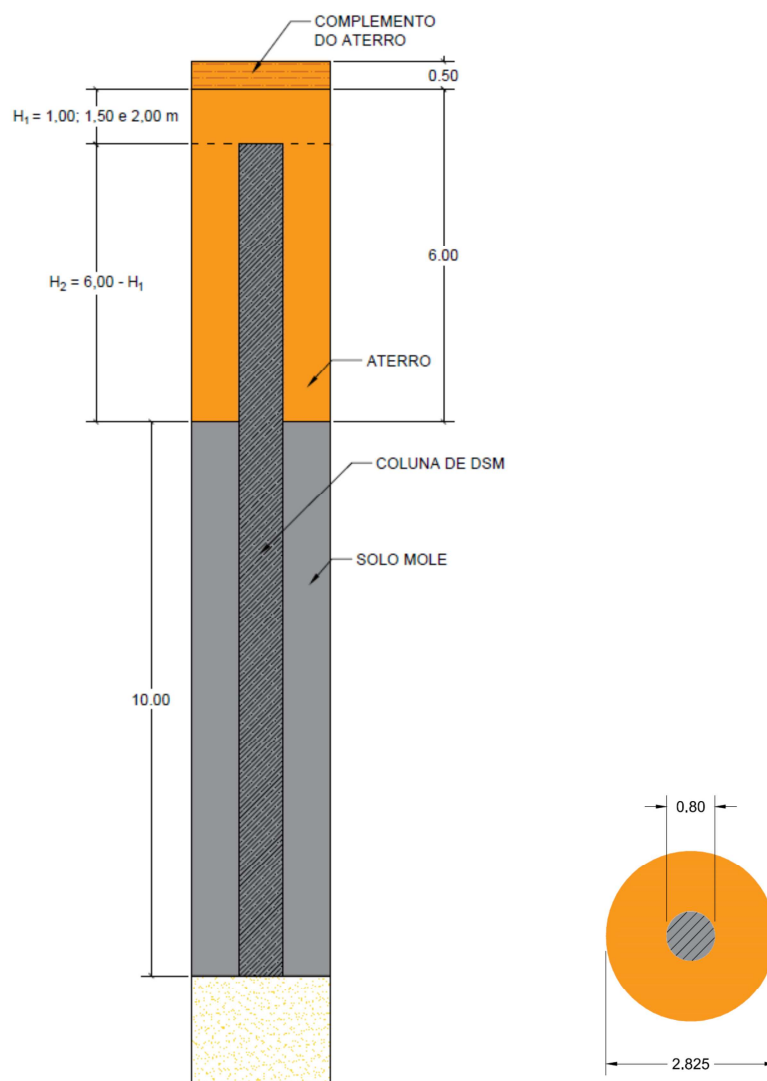


Figura 4.3 – Geometria típica considerada na análise.

4.5.2 Parâmetros geotécnicos das análises

Os parâmetros adotados seguiram os valores médios observados na investigação realizada, conforme expostos na Tabela 4.4. Quanto aos modelos constitutivos, também foram tratados da mesma forma que apresentado no Capítulo 3. No PLAXIS 2D, o modelo “*Soft Clay*” para argila mole e “*Mohr Coulomb*” para os demais materiais. Os parâmetros da coluna de *DSM* foram adotados seguindo aqueles que melhor se ajustaram nas análises do caso apresentado no Capítulo 3, sendo a argila de características semelhantes de compressibilidade.

Tabela 4.4 – Parâmetros adotados.

	γ (kN/m ³)	C_c	C_s	$C_c/(1+e_0)$	c_v (m ² /s)	c (kPa)	ϕ (°)	κ_v (m/s)
Argila	12,7	1,75	0,1	0,38	2,44E-08	5	25	$1,44 \times 10^{-09}$
	γ (kN/m ³)	c (kPa)			ϕ (°)	E (MPa)		ν
Aterro	18	5			28,0	80		0,33
DSM	14	100,0			31	1000		0,2

4.5.3 Procedimentos das análises

Para simulação numérica foram realizadas análises com os seguintes procedimentos:

a) Determinação dos excessos de poropressões atuais

Foi ajustado manualmente o esboço de uma isócrona a partir do perfil de tensões medido na ilha 1, cuja espessura de camada é semelhante à do modelo típico adotado. Graficamente foram obtidos os excessos de poropressões. A camada de argila foi dividida em subcamadas de 0,5 m de espessura e as poropressões com variação linear nestas subcamadas. Estes valores foram então aplicados nas condições iniciais do modelo.

Uma maneira alternativa, seria, a partir da estimativa do grau de adensamento, verificar o tempo decorrido para simular na análise o adensamento do período. No entanto, isto esbarraria nas dificuldades anteriormente colocadas quanto a falta de informação sobre a aplicação do carregamento ao longo do tempo. Esta metodologia obrigaria a assumir premissas desconhecidas, ou simplificações como aplicação instantânea de camada muito espessa de aterro. Desta maneira a simulação levaria a um tempo decorrido sabidamente menor que o real, por comparação com dados de sondagens realizadas em décadas passadas.

Antes de partir para simulação dos eventos de escavação, construção da coluna, reaterro e complementação da camada de aterro com 0,5 m, foi verificado como ocorreria a evolução dos recalques sem nenhum tratamento especial a partir deste perfil de poropressões.

Dadas estas condições iniciais, deixando simplesmente ocorrer a dissipação das poropressões atribuídas, os recalques alcançaram valores próximos a 2,5 m e 90% deste adensamento em aproximadamente 16 anos. Ressalve-se as dificuldades já mencionadas quanto à determinação precisa desta magnitude e prazo. A Figura 4.4 mostra a evolução do recalque com o tempo nesta condição de análise e verifica-se o estimado analiticamente (Figura 4.2) apresentada anteriormente.

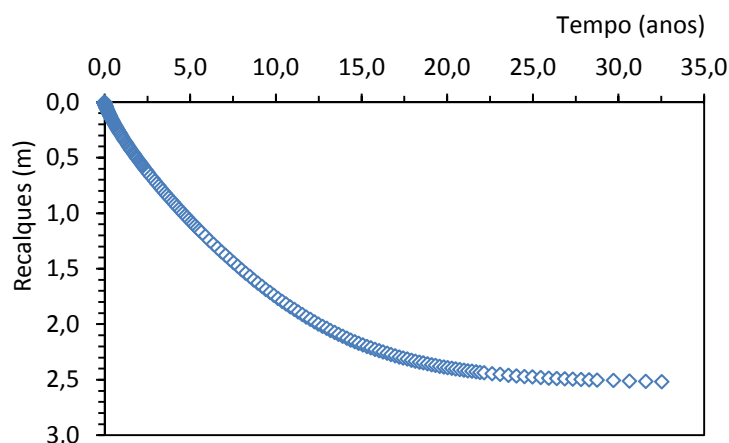


Figura 4.4 – “Recalque vs. Tempo” a partir da condição inicial com poropressão aplicada na geometria típica considerada.

As etapas da análise após foram:

- b) Simulação da escavação da altura H_1 , conforme definida; e construção da coluna de *DSM*;
- c) Adensamento por um período de 28 dias; tempo arbitrário para considerar a cura pelo período normalmente aceito para alcance de resistência adequada;
- d) Construção do reaterro mais o complemento de 0,5 m de espessura; e
- e) Adensamento final.

4.5.4 Resultados das análises

A Figura 4.5 apresenta a evolução dos recalques com o tempo. Observa-se que para todas as cotas de instalação da coluna, o recalque cessa em pouco tempo; chegando a valores finais na ordem de milímetros, estáveis em menos de 1 ano.

Observa-se que, apesar de muito pequenos, os deslocamentos são maiores, comparados entre si, quanto maior o valor assumido de H_1 . Este fato se mostra coerente, na medida que quanto maior o carregamento acima das colunas, maior dever ser o recalque total a ocorrer. Nota-se que as curvas apresentam um trecho inicial com deslocamento igual a zero. Tal fato ocorre devido a análise ser realizada em etapas e este ponto considerado ainda não está presente nos eventos iniciais de simulação

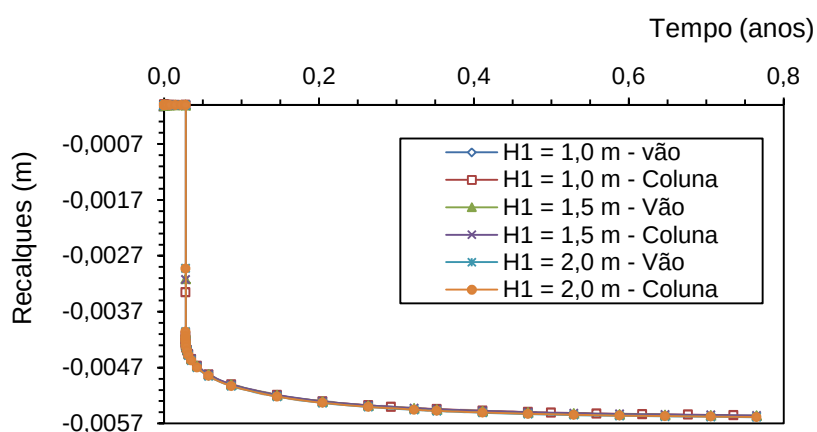


Figura 4.5 – Recalques no topo do aterro final – sobre colunas e no vão entre colunas.

O recalque diferencial praticamente não ocorre em qualquer das condições de escavação inicial analisadas. A Tabela 4.5 resume os recalques finais obtidos nas análises com variação da cota de implantação da coluna. A Figura 4.6 apresenta graficamente estes resultados.

Tabela 4.5 – Recalques no topo do aterro final.

H_1 (m)	Recalques (mm)		
	Vão	Coluna	Diferencial
1,00	-5,559	-5,550	0,009
1,50	-5,560	-5,556	0,004
2,00	-5,587	-5,584	0,003

Nota-se na Figura 4.6 que os recalques, apesar de pequenos, seguem a tendência esperada para o fenômeno do arqueamento, sendo o recalque total crescente com a altura de aterro acima das colunas e diferencial (no topo) menor, quanto maior a camada em arqueamento.

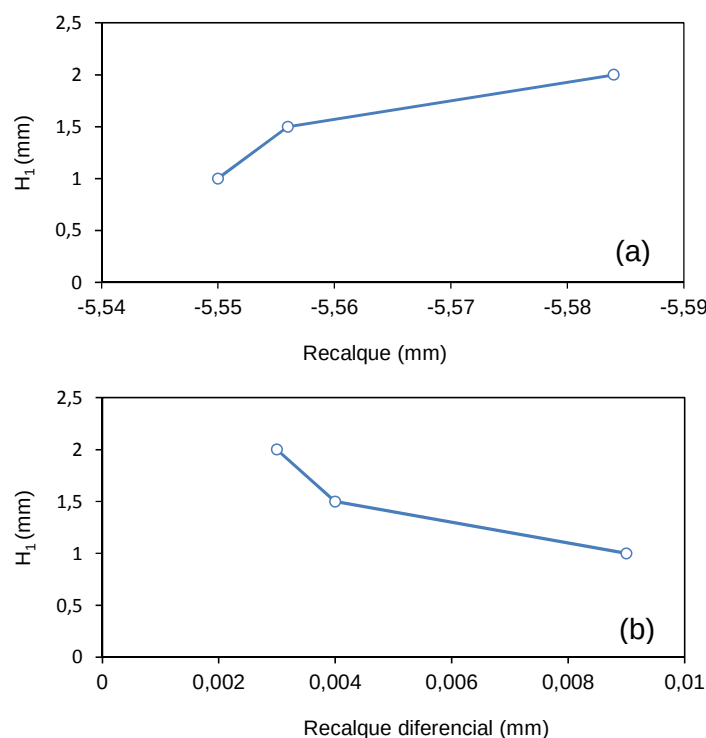


Figura 4.6 – Recalques em função da altura inicial escavada para construção da coluna de *DSM*: (a) Recalque no vão; (b) Recalque diferencial.

A seguir serão apresentados os resultados da análise com $H_1 = 1,0$ m individualmente observando algumas outras características do comportamento do sistema. Para H_1 igual a 1 m encontra-se os recalques dados na Figura 4.7.

Quanto às tensões efetivas, na cota de instalação das colunas, elas são significativamente menores no vão do que sobre as colunas, conforme esperado ocorrer pelo fenômeno do arqueamento, que pode ser verificado pelas cruzetas de tensões efetivas apresentadas na Figura 4.8 e em valores no gráfico da Figura 4.9.

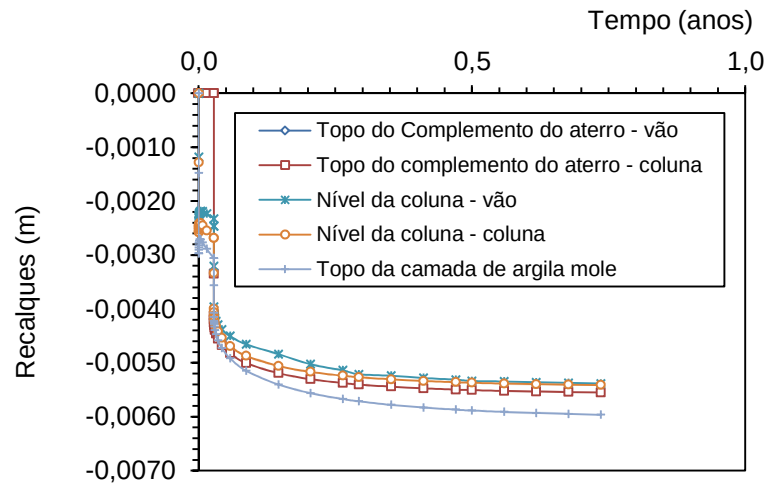


Figura 4.7 – Recalques vs. Tempo ($H_1 = 1,0$ m).

No topo da camada de argila, a tensão efetiva reduz após a construção da coluna, ficando a níveis menores que na cota da coluna, como mostrado na Figura 4.9.

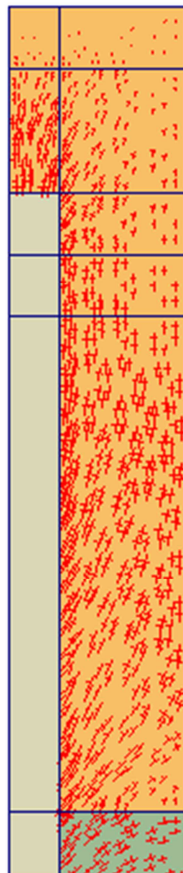


Figura 4.8 – Tensões principais efetivas na região do topo da coluna.

Ainda com auxílio da Figura 4.8, verifica-se que, com a introdução das colunas e transferência de carga para elas, inclusive ao longo do fuste embutido no aterro, efeito complementar ao arqueamento clássico, ocorreu um descarregamento da argila ao longo do tempo, na medida em que ocorreu o adensamento. É possível observar, inclusive, o surgimento de um segundo arqueamento no nível da camada de argila. Nota-se na Figura 4.9 que a curva da tensão efetiva no topo da camada de argila é decrescente ao longo do período de simulação e acompanha a curva de recalques. Isto explica os baixos valores de recalque ocorridos.

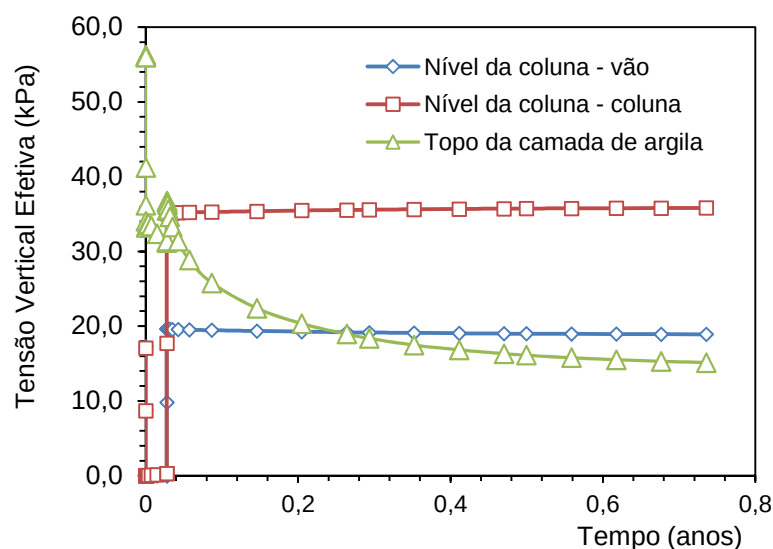


Figura 4.9 – Tensões verticais efetivas vs. Tempo ($H_1 = 1,0$ m).

Pode-se verificar que, na fase inicial, ocorre uma redução das poropressões devido à escavação e um pequeno período de dissipação do excesso (neste caso negativo). Em seguida, com a simulação do reaterro, elas crescem novamente e com o adensamento ocorre nova dissipação, de maneira relativamente rápida. Este comportamento pode ser observado na Figura 4.10 que mostra a evolução das poropressões no meio da camada de argila.

Dois fenômenos ocorrem simultaneamente: redução do carregamento sobre a argila mole e dissipação das poropressões, acelerando a estabilização dos recalques.

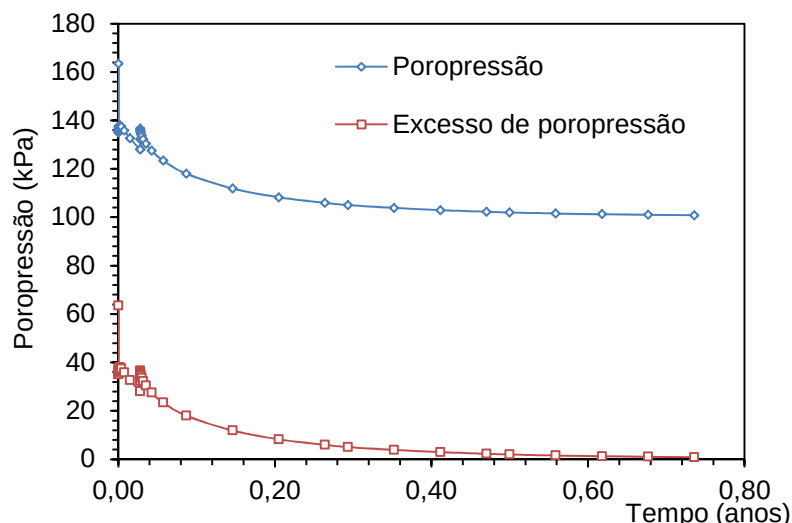


Figura 4.10 – Poropressões ($H_1 = 1,0$ m).

As demais análises têm comportamentos análogos, porém com intensidades diferentes. A relação entre a tensão na coluna e no solo cresce com o aumento da espessura H_1 como ocorreu no caso de obra anterior medido, modelado e calculado com método de arcos circulares da *EBGEO*. Isto significa que o acréscimo de altura de aterro aumenta o arqueamento, no sentido do aumento da eficiência da transferência de carga para as colunas. Como é de se esperar, ocorre o aumento da eficiência. Os resultados podem ser vistos no Anexo 3.

4.5.5 Considerações finais

Como consideração final deste caso, destaca-se que a condição peculiar do campo foge das premissas dos modelos analíticos disponíveis. Os modelos consideram as colunas no mesmo nível do solo compressível e em geral desprezam sua capacidade de suporte. Neste contexto a análise numérica se torna uma ferramenta fundamental, permitindo aplicar a geometria e as tensões iniciais incomuns. É possível verificar padrões de comportamentos do sistema em que se nota, por exemplo, que o conceito de altura crítica acima do nível das colunas não se aplicou ao caso em que a camada de base seja um material com capacidade de suporte elevada e com considerável espessura. As tensões que seriam devidas ao mecanismo “B+C” praticamente se dissipam no fuste da coluna ao longo do aterro existente, reduzindo drasticamente as tensões atuantes na camada mole. Para este caso estudado de aterro em adensamento, o emprego da coluna parece ser bastante eficiente para estabilização de recalques.

5 CONCLUSÕES

O trabalho realizado apresentou dois casos de aterro estruturado em solo mole sobre colunas de *deep soil mix*. O primeiro caso apresentado foi a obra de ampliação do Aeroporto Internacional Salgado Filho do Rio Grande do Sul, que contou com ampla campanha de ensaios para a definição da mistura com solo do local e construção de aterros teste instrumentados. As investigações preliminares da mistura feitas em laboratório e sua comparação com os ensaios realizados em misturas feitas no campo mostrou que este caso poderia, a princípio, se enquadrar nas faixas observadas nas experiências internacionais para o método *wet mixing*, como, por exemplo, as dadas pelo *CDIT* 2010; ($q_{u,campo}$ de 20% a 100% do $q_{u,lab}$) e a indicada por *BRUCE* (2010) que afirma que nos EUA é comum a expectativa de que a resistência em campo alcance ao menos 50% daquela obtida no laboratório. No entanto, os ensaios de misturas de campo aqui abordados foram realizados apenas na Área Teste 2. Para um universo de amostras mais amplo, de toda obra, *MACHADO* (2016) mostrou que em média a resistência da mistura de campo era maior que àquela obtida no laboratório.

O aterro teste foi analisado em conjunto com análises numéricas e com o método proposto pela *EBGEO* ao longo das fases de construção. O comportamento do aterro demonstrou a existência do arqueamento e com recalques estabilizando em tempo relativamente curto (já dentro do período de leituras observadas nesta dissertação). Neste aspecto as análises numéricas apresentaram boa concordância com as medições. Segundo as análises e indicativos das placas de recalque, não devem ocorrer recalques diferenciais significativos na cota final de utilização do aterro.

No que diz respeito às tensões verticais na coluna foi visto que o modelo proposto pela *EBGEO* só conseguiu se aproximar dos dados medidos para os carregamentos baixos e aterro homogêneo. Entretanto, para condições de carregamentos elevados e geometria complexa com aterro em camadas heterogêneas foi menos favorável a concordância entre medições e modelo analítico.

As divergências encontradas nas análises motivaram a estudar parâmetros da coluna de *DSM* com base nas correlações da literatura apresentadas no Capítulo 2. Concluiu-se que há influência significativa do módulo de deformação da coluna e parâmetro de coesão adotados. Valores altos de coesão concentram mais tensões na coluna, enquanto o módulo faz com que essa concentração ocorra tão mais rapidamente quanto maior a coesão.

O segundo caso apresentado tratou de um terreno no Rio de Janeiro, RJ em que as investigações geotécnicas constataram que a argila mole presente encontrava-se ainda em processo de adensamento. Havia a dificuldade adicional do desconhecimento do histórico de carregamento, existindo espessas camadas de aterro sobre a argila mole lançadas ao longo de décadas. Estimou-se o grau de adensamento em torno de 50% a 60%, com recalques significativos por ocorrer.

A partir destas condições, foi simulada a construção de colunas de *DSM* como técnica de estabilização dos recalques e avaliado o efeito da introdução destas inclusões. Os parâmetros da coluna foram adotados com base nas observações obtidas nas análises do Capítulo 3. Os resultados indicaram que a introdução das colunas com boa parte do comprimento embutido no aterro provocou um “descarregamento” da argila mole estabilizando os recalques muito rapidamente.

Foi também analisada a influência da cota de instalação da coluna nos recalques diferenciais. Para tanto, simulou-se a escavação, introdução dos elementos e reaterro até a cota desejada. As análises consideraram alturas de aterro acima das colunas de 1,5 m 2,0 m e 2,5 m. Com estas alturas e geometria proposta era de se esperar recalques diferenciais que não se mostraram nos resultados (conforme correlação de McGUIRE, 2001). Concluiu-se que a grande espessura de aterro existente com boa capacidade de suporte, enrijecido pelas colunas dentro dele, impediram que os recalques diferenciais ocorressem.

Estes dois casos estudados na dissertação tem a particularidade de fugirem das condições convencionais consideradas nos métodos de análise. Destaca-se em ambos o papel de camada pré-existente no suporte do aterro ainda que o arqueamento tenha sido verificado satisfatório, promovendo transferência de carga para as colunas e então para as camadas competentes inferiores, reduzindo recalques absolutos e impedindo recalques diferenciais.

5.1 Sugestões de pesquisas futuras

Como temas de pesquisas futuras ficam como sugestões:

- Estudo do papel da geogrelha em casos semelhantes com emprego da solução de *DSM*.
- Otimização da solução em termos geométricos para obtenção da melhor eficiência dos componentes do sistema (coluna, reforço e solo).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

.ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, E. S, *Aterros sobre solos moles. Projeto e Desempenho*. 254p. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

ASIRI, *Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides*, (In french), 2012.

BABASAKI, R, TERASHI, M., SUZUKI, T., MAEKAWA, A., KAWAMURA, M., FUKAZAWA, E., "Japanese Geotechnical Society Technical Committee Reports: Factors influencing the strength of improved soil". *Proceedings. of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems*. V.2. pp. 913–918,1996.

BAKER, S. "Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay", *Swedish Deep Stabilization Research Centre*, Linköping, Sweden, 2000.

BERGARDO, D. T., LONG, P. V., "Numerical analysis of embankment on subsing ground improved by vertical drains", In: *Proceedins of International Conference of Soil Mechanicsand Foundation Engeneering*, pp 1361-1366, Nova Delhi, 1994.

BORBA, A. M., *Análise de desempenho de aterro experimental na vila pan-americana*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

BROMS, B. B., "Keynote Lecture: Design of Lime, Lime/Cement and Cement Columns," In: *International Conference on Dry Mix Methods: Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*, 125–153, Balkema, Roterdã, Holanda, 1999.

BROMS, B. B. *Deep Soil Stabilization: Design and Construction of Lime and Lime/Cement Columns*, Royal Institute of Technology, Stocolmo, Suécia, 2003.

BRUCE, D. A.. *An Introduction to the Deep Mixing Method as Used in Geotechnical Applications*, Report No. FHWA-RD-99-138, Federal Highway Administration, Washington, DC., 2000.

BRUCE, M. E. C., BERG, R. R., COLLIN, J. G., FILZ, G. M., TERASHI, M., YANG, D. S., *Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support*, Report No. FHWA-HRT-13-046, Federal Highway Admnistration, Springfield, VA, Outubro, 2013

BS8006-1. *Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills*. British Standards Institution, 2010.

CARDOSO, C. A., *Estudos numéricos de aterros estaqueados reforçados com geogrelha*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

CARLSSON, b., *Reinforced soil - Principles for calculation*. Linköping: Terranova, 1987

CARREIRA, M. I. S., *Altura Crítica em aterros suportados por colunas de areia encamisadas*. Dissertação de Mestrado-Técnico, Lisboa, Portugal, 2014.

CEMENT DEEP MIXING INSTITUE. *Design and Construction Manual for CDM Institute*, Partial English Translation, Cement Deep Mixing Association of Japan, Toquio, Japão., 1985.

CDIT, *Manual of Deep Mixing Method for Marine Works*, Coastal Development Institute of Technology Technical. 289p, 2010.

CHEN, B.S-Y., MAYNE, P.W., "Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays". *Canadian Geotechnical J.* No 33 (3), pp.488-498, 1996.

CHEN, R.P., CHEN, Y.M., HAN, J., XU, Z.Z., "A theoretical solution for pilesupported embankments on soft soils, under one-dimensional compression". *Canadian Geotechnical Journal* 45, pp. 611- 623., 2008

COLLIN, J.G. "Column supported embankment design considerations". In: *Proceedings of 52nd Annual Geotechnical Engineering Conference*- University of Minnesota, pp. 51-78, Minnessota, 2004.

EBGEO, "Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements", Translation of the 2nd German edition. *German Geotechnical Society (DGGT)*, Berlim, Alemanha, Wilhelm Ernst & Sohn, 2011.

EN14679: *Execution of special geotechnical works: Deep Mixing*, European Standard, 2005.

EUROSOILSTAB, *Development of Design and Construction Methods to Stabilise Soft Organic Soils—Design Guide: Soft Soil Stabilization*, CT97-0351, Project No. BE 96-3177, IHS BRE Press, Watford, Reino Unido. 2002.

FAGUNDES, D. F. *Modelagem centrífuga de aterros estruturados*, Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2016.

FILZ, G.; SLOAN, J.; MCGUIRE, M.; COLLIN, J.; SMITH, M.. "Column-supported embankments: settlement and load transfer". In: *Geotechnical engineering state of the art and practice*, pp. 54-77, 2012.

FILZ, G. M., SMITH, M. E., *Design of Bridging layers in geosynthetic-reinforced, column-suported embankments*. Contract Report VTCRC 06-CR12, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, 2006

HEWLETT, W.J. e RANDOLPH, M. F., "Analysis of Piled Embankment", *Ground Engineering*, V. 21, n. 3, 12 – 18, 1988.

HANDY, R. L.,. "The Igloo and the Natural Bridge as Ultimate Structures", In: *Arctic*, Vol. 26, No. 4, pp 276-281, 1973

HORGAN, G.J.; SARSBY, R.W., "The Arching Effect of Soils over Voids and Piles Incorporating Geosynthetic Reinforcement". In: *Proceedings of 7th ICG*, Delmas, pp.373-378, 2002.

HOUSSEINPOUR, I. *Test embankment on geotextile encased granular columns stabilized soft ground*. Tese de Doutorado-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

IGLESIA, G. R. M.; HERBERT H, EINSTEIN; e WHITMAN, R. V., "Investigation of Soil Arching with Centrifuge Tests" In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2013.

JAPAN CEMENT ASSOCIATION, "Soil Improvement Manual using Cement Stabilizer" *Japan Cement Association*, 3 edition, pp 387, 2007.

JONES, C. J. P. F.; LAWSON, C. R.; AYRES, D.J., "Geotextiles Reinforced Piled Embankment", In: *4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Den Haag, Vol. 1, pp. 155 – 160, 1990.

KEMPFERT, H-G.; GÖBEL, C.; ALEXIEW, D.; HEITZ, C., "German Recommendations for reinforced Embankments on Pile-Similar Elements", In: *Proceedings of Third European Geosynthetics Conference*, pp.279 – 284, Munique, março, 2004.

KITAZUME M.; TERASHI, T., *The Deep Mixing Method*, 2013 Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2013.

KEMPFERT, H.G., JAUP, A., RAITHEL, M., "Interactive behavior of a flexible reinforced sand column foundation in soft soils", In: *ISSMGE, 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hamburg, Germany, 1997, pp. 1757-1760.

KEMPFERT, H-G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D. e HEITZ, C., "German Recommendations for reinforced Embankments on Pile-Similar Elements", In: *Proceedings of Third European Geosynthetics Conference*, MMunique, pp. 279 – 284., 2004,

LACERDA, W. A., ALMEIDA, M. S. S., "Engineering properties of regional soils: residua soils and soft clays. In: *Proceedings of Panamerican Conference on Soil Mechaniscs and Foundations Engineering, State of the art lecture*, 10.,V.4, pp. 161-176, Guadalajara, 1995

LADD, C.C, e DeGROOT, D.J., . "Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande lecture" In: *Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Cambridge, MA., 2003.

LIMA, B.T. *Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles*. Tese de Doutorado-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2012.

LODDER, H.J., *Piled and reinforced embankments comparing scale model tests and theory*, Master of Science thesis., Delft University of Technology, 2010

LOW, B. K., TANG, S. K. e CHOA, V., "Arching in Piled Embankment", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, n.11, pp.1917 – 193, Novembro, 1994.

LUNNE. T., BARRE, T., STRANDVIK, S., "Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay, Resent Developments in soil and Pavement Mechanics" In: *Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Junho, 1997.

MARSTON, A., ANDERSON, A.O., "The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Testsof Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe. Bulletin No. 31. Engineering Experiment Station, 1913.

McGUIRE, M. *Critical height and surface deformation of column-supported embankments*. Ph.D. dissertation, Virginia Tech, Blacksburg., 2011.

MC KELVEY III J. A. "The Anatomy of Soil Arching". *Geotextiles and Geomembranes* n. 13, p.p. 317-329; 1994.

MOSELY, M. P.; KIRSCH, K. - *Ground Improvement*, 2a ed., Spon Press, pp. 331-428. Oxon, Reino Unido, 2004.

NAUGHTON, P., "The significance of critical height in the design of piled embankments. Soil Improvement", In: *Proceedings of GeoDenver*, pp. 1 - 10. Denver, Colorado, Estados Unidos, 2007.

NGI,. "Nordic Handbook - Reinforced soils and fills". Nordic Geotechnical Society, Stockholm, Sweden, 2002

NIINA, A., SAITOH, S., BABASAKI, R., TSUTSUMI, I., KAWASAKI, T. "Study on DMM using cement hardening agent (Part 1)". *Proceedins. of the 12th Annual Conference of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. pp. 1325–1328, 1981

OLIVEIRA, J. T. R., A influencia da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

PLAXIS, *Plaxis 2D - material manual*, 2010.

ROGBECK, Y.;GUSTAVSSON, S.; SODERGREN, I.; LINDQUIST, D. "Reinforced piled embankment in Seweden – Design aspects". ROWE, R. K. (Ed.) In: *Proceedings of International Conference on Geosynthetics*, 6., v. 2, pp. 755-762, Atlanta , Georgia, 1998.

ROSCOE K.H. e BURLAND J.B., *On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay*, Cambridge Univ. Press, 535-609, 1968.

ROZA, F.C. *Comportamento de obras sobre solos moles com colunas de brita para armazenamento de minério de ferro*. Dissertação de Mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2012.

RUSSELL, D., PIERPOINT N., "An Assessment of Design Methods for Piled Embankments", *Ground Engineering*, pp. 39 – 44. Novembro, 1997.

SCHNAID, F; NACCI, D e Milititsky, J, *Aeroporto Internacional Salgado Filho: Infra-Estrutura Civil e Geotécnica*, Ed. Sagrais, Porto Alegre, Brazil, 2001

SCHNAID, F., "Solução Geotécnica dos Pavimentos (Lado Ar e Lado Terra) - Estudo de alternativas" - *Avaliação Geotécnica FS-2012-01.*, 2012

SLOAN, J. *Column-supported embankments: full-scale tests and design recommendations*. Ph.D. dissertation, Virginia Tech, Blacksburg, 2011.

SPANGLER, M.G. e HANDY, R.L., *Soil Engineering*, Intext Educational Publishers, New York, 1973.

SPOTTI, A. P. *Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole*. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

SVANØ, G., ILSTAD, T., EIKSUND, G., WANT, A., "Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement". In: *Proceedings of the 4th GIGS*, Helsinki, 2000.

TERASHI, M. (1997) "Theme Lecture: Deep mixing method – Brief State of the Art". In: *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 4. pp. 2475–2478, 1997.

TERASHI, M., FUSEYA, H., NOTO, S. Outline of the deep mixing method. In: Proc. of the Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tsuchi To Kiso. Vol. 31. No. 6. pp. 57–64, 1983

VAN EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., VAN TOL, A.F., "Analysis and modification of the British Standard BS8006 for the design of piled embankments". *Geotextiles and Geomembranes*, 29, pp. 345-359, 2011a

VAN EEKELEN, S.J.M., BEZUIJEN, A., LODDER, H.J., VAN TOL, A.F., "Model experiments on piled embankments. Part I", *Geotextiles and Geomembranes*, pp.69-81 2011b

VAN EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., VAN TOL, A.F., "An analytical model for arching in piled embankments", *Geotextiles and Geomembranes.*, 39, pp. 78 – 102, 2013.

VAN EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A. VAN TOL, A. F., "Validation of analytical models for the design of basal reinforced piled embankments". *Geotextiles and Geomembranes*. V. 43, 56 – 81, 2015a.

VAN EEKELEN, S. J. M., *Basal Reinforced Piled Embankments Experiments, field studies and the development and validation of a new analytical design mode*. Ph.D. dissertation, Technische Universiteit Delft, Holanda, 2015b.

TATSUOKA, F. e KOBAYASHI, A. "Triaxial strength characteristics of cement treated soft clay". In: *Proceedings of the 8th European Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1. pp. 421–426. 1983.

TERASHI, M. "Deep Mixing Method: Brief State of the Art", In: *17th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 2475-2478 Hamburgo, Alemanha.1997.

TERZAGHI, K., "Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door", In: *Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics*, Cambridge, Massachusetts,v.1, pp. 35-39, 1936.

TERZAGHI, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley & Sons, NY, USA, 1943.

ZAESKE, D. (2001). Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Trag-schichten ber pfahlartigen Gran dungselementen, Schriftenreihe Geotechnik 10, Kassel University Press GmbH, Kassel, Germany (in German), 2001.

ANEXO:1 – COMPOSIÇÃO DAS MISTURAS DE SOLO / CIMENTO E RESULTADOS DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.

As tabelas A1.1, A1.2 e A1.3 apresentam as composições das misturas produzidas em laboratório para obtenção de consumo de cimento de 350 kg/m³, 300 kg/m³ e 250 kg/m³, respectivamente. A partir destas misturas foram produzidos os corpos de prova para posterior rompimento em ensaios de compressão simples.

Tabela A1.1 – Composição para consumo de cimento de 350kg/m³.

	Calda 1	Calda 2	Calda 3
Cimento (kg)	712	677	848
Areia (kg)	-	277	346
Água (dm³)	750	652	573
Aditivo* (dm³)	-	-	3,9
Massa Específica (kg/dm³)	1467	1606	1778
Volume de calda/m³ de solo (dm³)	488	517	413

Tabela A1.2 – Composição para consumo de cimento de 300kg/m³.

	Calda 1	Calda 2	Calda 3
Cimento (kg)	613	580	724
Areia (kg)	-	216	253
Água (dm³)	788	698	629
Aditivo* (dm³)	-	-	3,6
Massa Específica (kg/dm³)	1401	1494	1610
Volume de calda/m³ de solo (dm³)	489	517	414

Tabela A1.3 – Composição para consumo de cimento de 250kg/m³.

	Calda 1	Calda 2	Calda 3
Cimento (kg)	518	484	606
Areia (kg)	-	158	193
Água (dm³)	521	751	674
Aditivo* (dm³)	-	-	3,4
Massa Específica (kg/dm³)	1339	1392	1476
Volume de calda/m³ de solo (dm³)	488	517	413

As figuras A1.1 a A1.3 apresentam os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para cada calda de cimento com consumo de cimento de 350 kg/m³ de solo tratado.

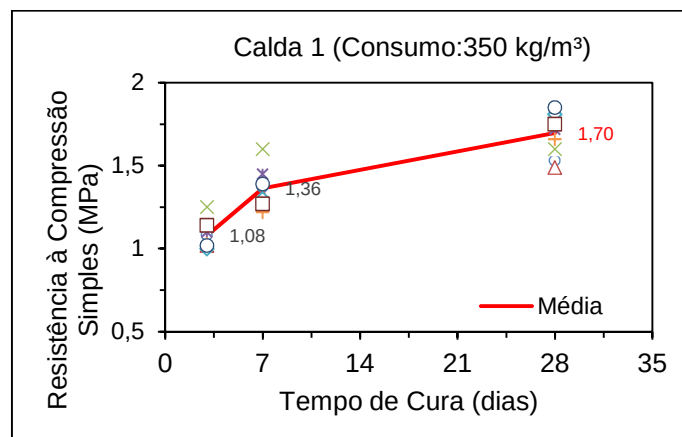


Figura A1.1– Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 1, consumo 350 kg/m³).

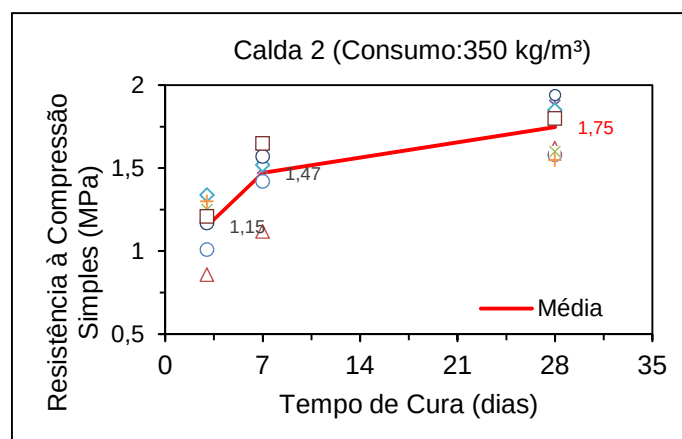


Figura A1.2 – Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 2, consumo 350 kg/m³).

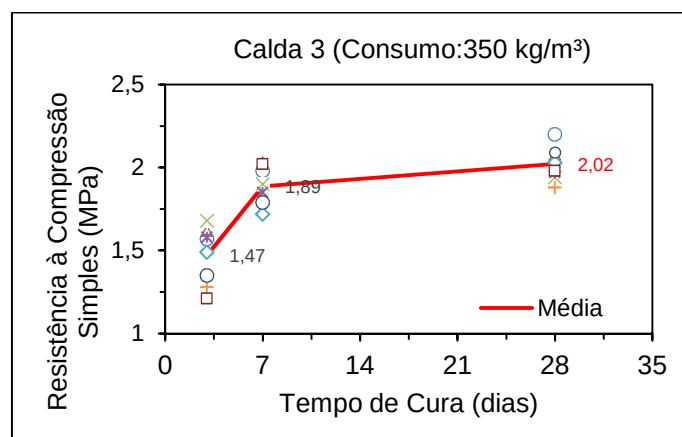


Figura A1.3 – Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 3, consumo 350 kg/m³).

As figuras A1.4 a A1.6 apresentam os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para cada calda de cimento com consumo de cimento de 300 kg/m³ de solo tratado.

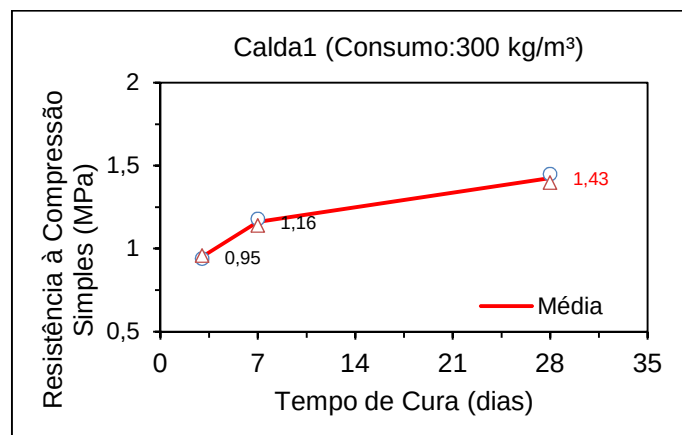


Figura A1.4 – Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 1, consumo 300 kg/m³).

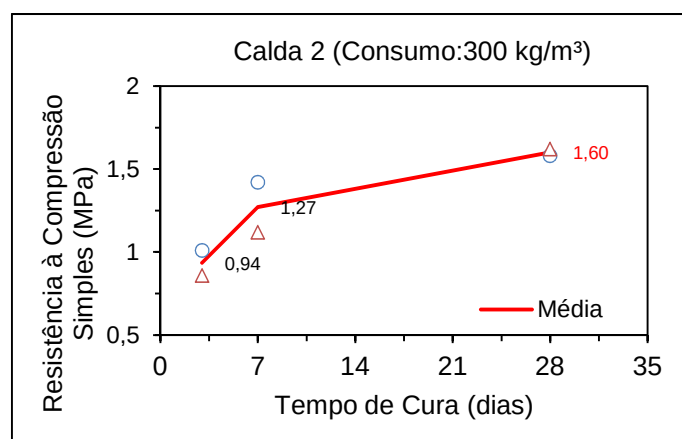


Figura A1.5 – Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 2, consumo 300 kg/m³).

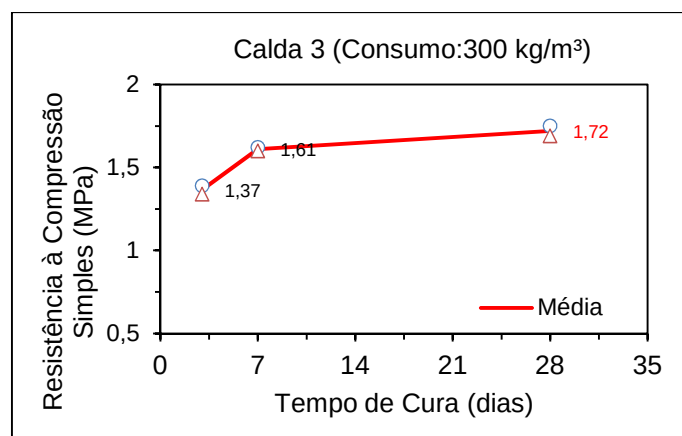


Figura A1.6 – Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 3, consumo 300 kg/m³).

As figuras A1.4 a A1.6 apresentam os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para cada calda de cimento com consumo de cimento de 250 kg/m³ de solo tratado.

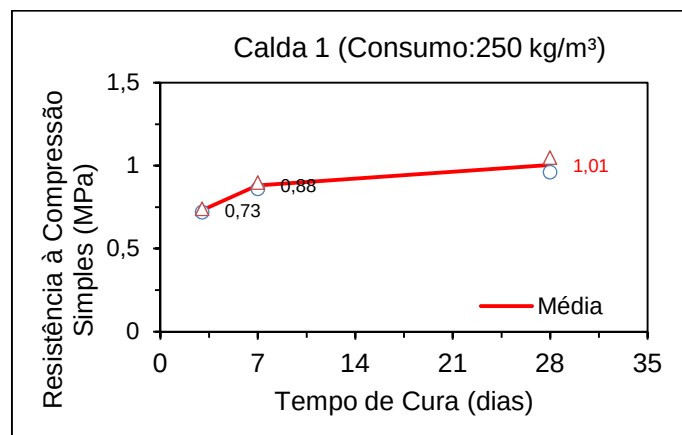


Figura A1.7 – Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 1, consumo 250 kg/m³).

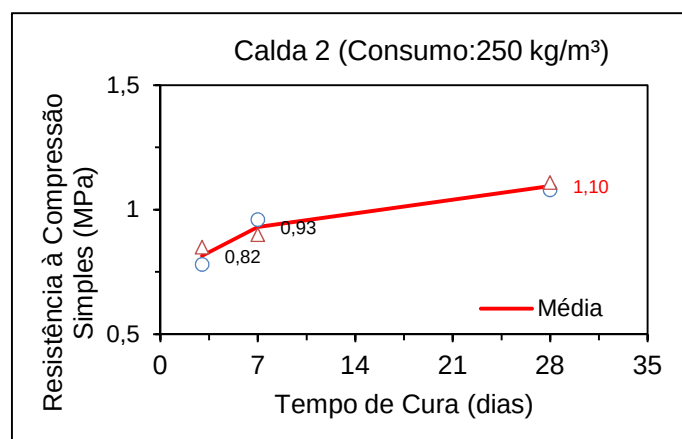


Figura A1.8 – Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 2, consumo 250 kg/m³).

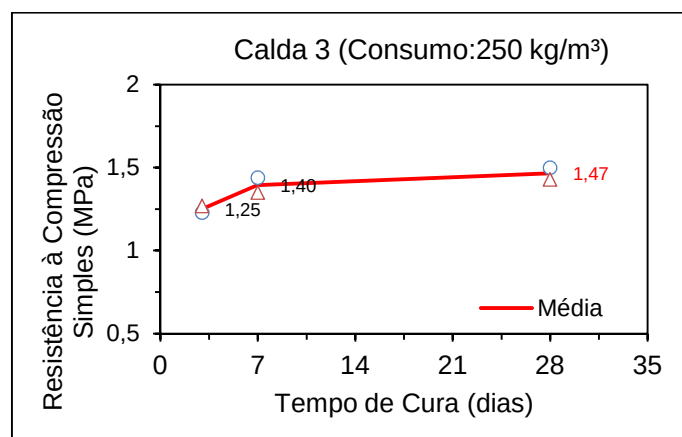


Figura A1.9 – Resistência à compressão simples vs. Tempo de cura (calda 3, consumo 250 kg/m³).

As Figuras Figura A1.10 a Figura A1.13 apresentam os valores médios obtidos nos ensaios de estudo de dosagem segundo o consumo de cimento e segundo o tipo de calda.

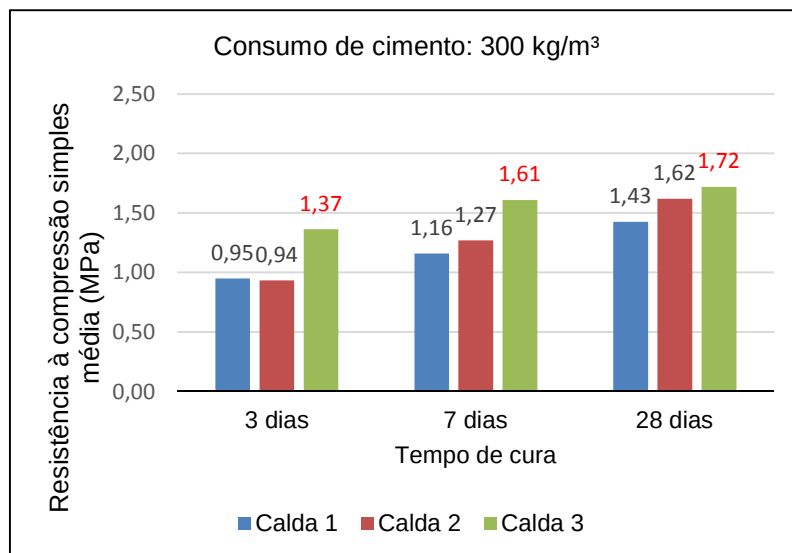


Figura A1.10 – Valores médios da resistência à compressão simples obtidos para consumo de cimento de 300 kg/m.

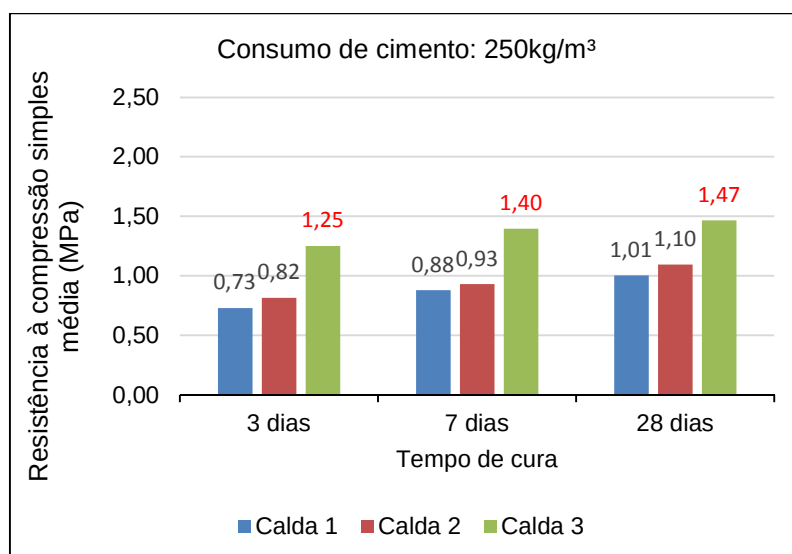


Figura A1.11 – Valores médios da resistência à compressão simples obtidos para consumo de cimento de 250 kg/m.

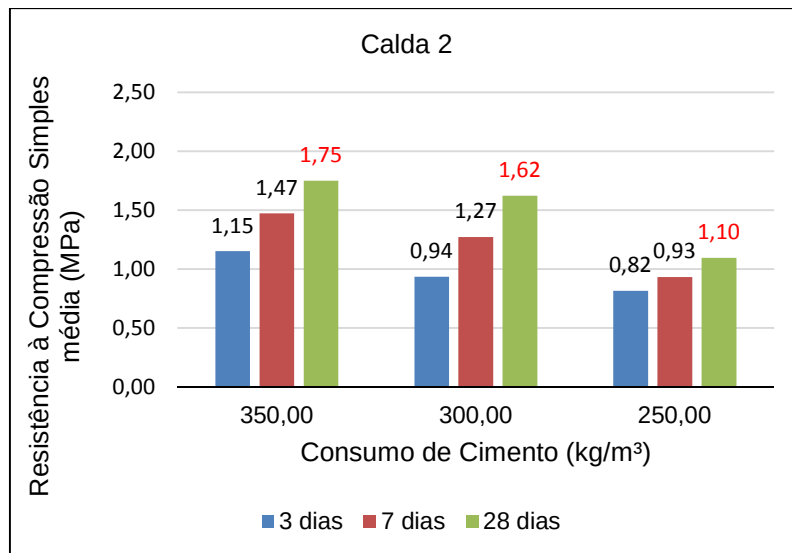


Figura A1.12 – Valores médios da resistência à compressão simples obtidos com a calda 2.

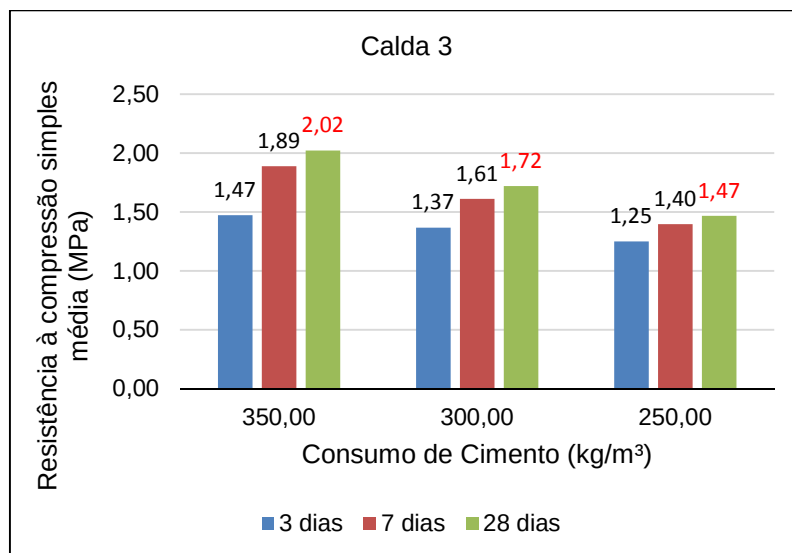


Figura A1.13 – Valores médios da resistência à compressão simples obtidos com a calda 3.

A Figura A1.14 apresenta os perfis de sondagens da região do pátio central de aeronaves. A Figura A1.15 apresenta os perfis de sondagens realizadas na região do Terminal de Cargas

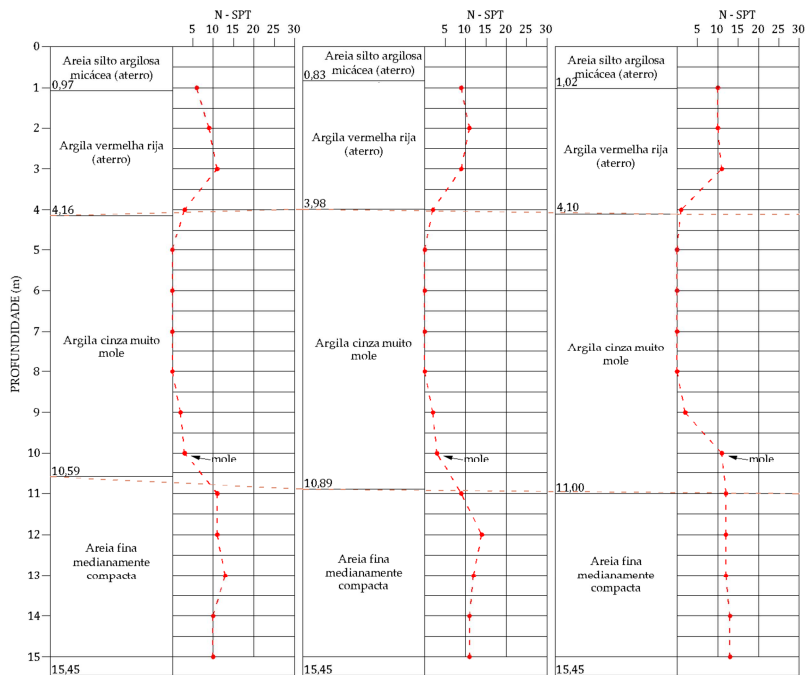


Figura A1 14 – Grupo de sondagens na região central do Pátio de Aeronaves.

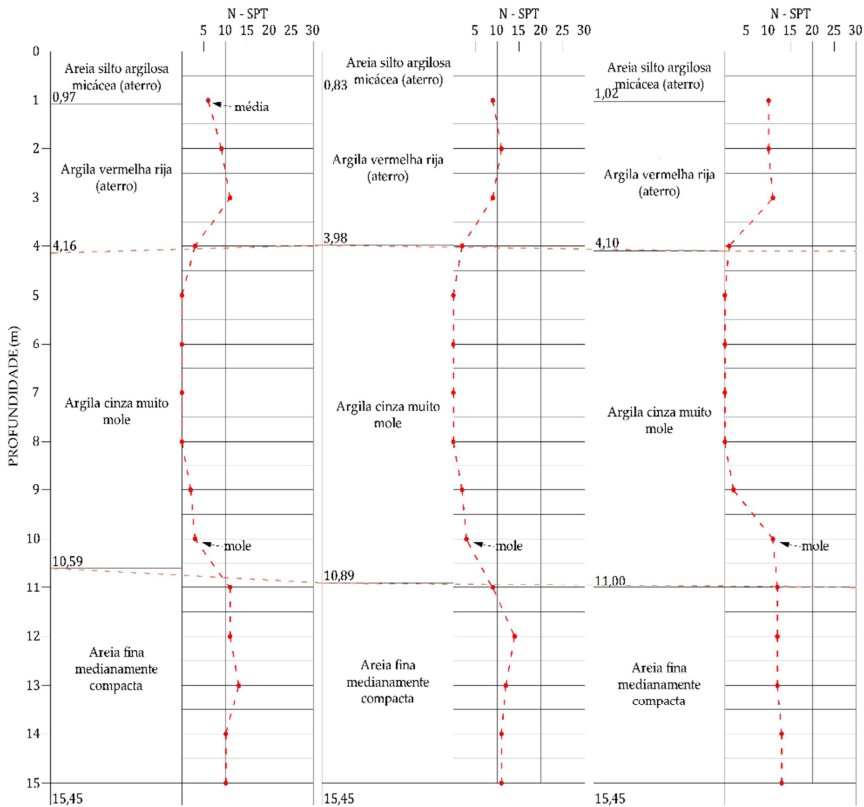


Figura A1 15 – Grupo de sondagens no Terminal de Cargas.

ANEXO 2 – RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO DO CASO DE ESTUDO DO CAPÍTULO 4

As Figuras A2.1. a A2.10 apresentam graficamente os resultados dos ensaios de campo e laboratório realizados na investigação complementar do caso apresentado no Capítulo 4.

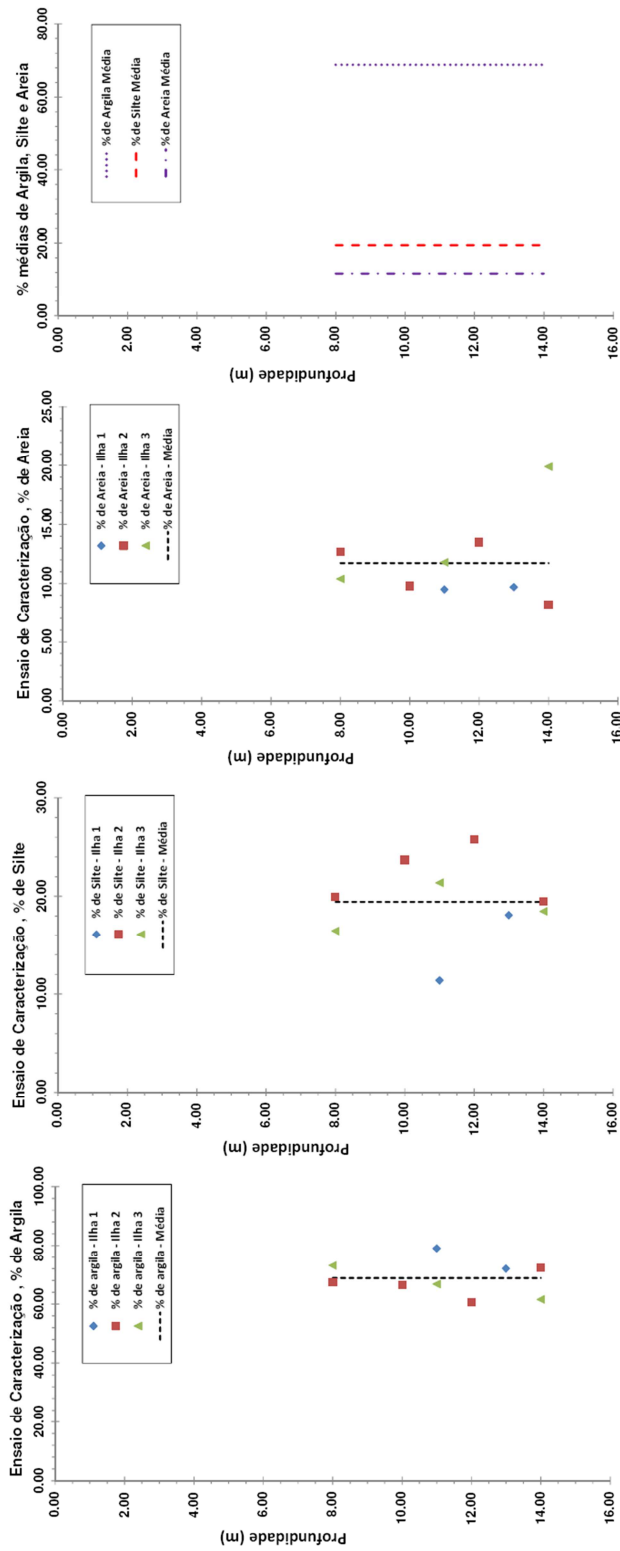


Figura A2.1 – Ensaio de granulometria.

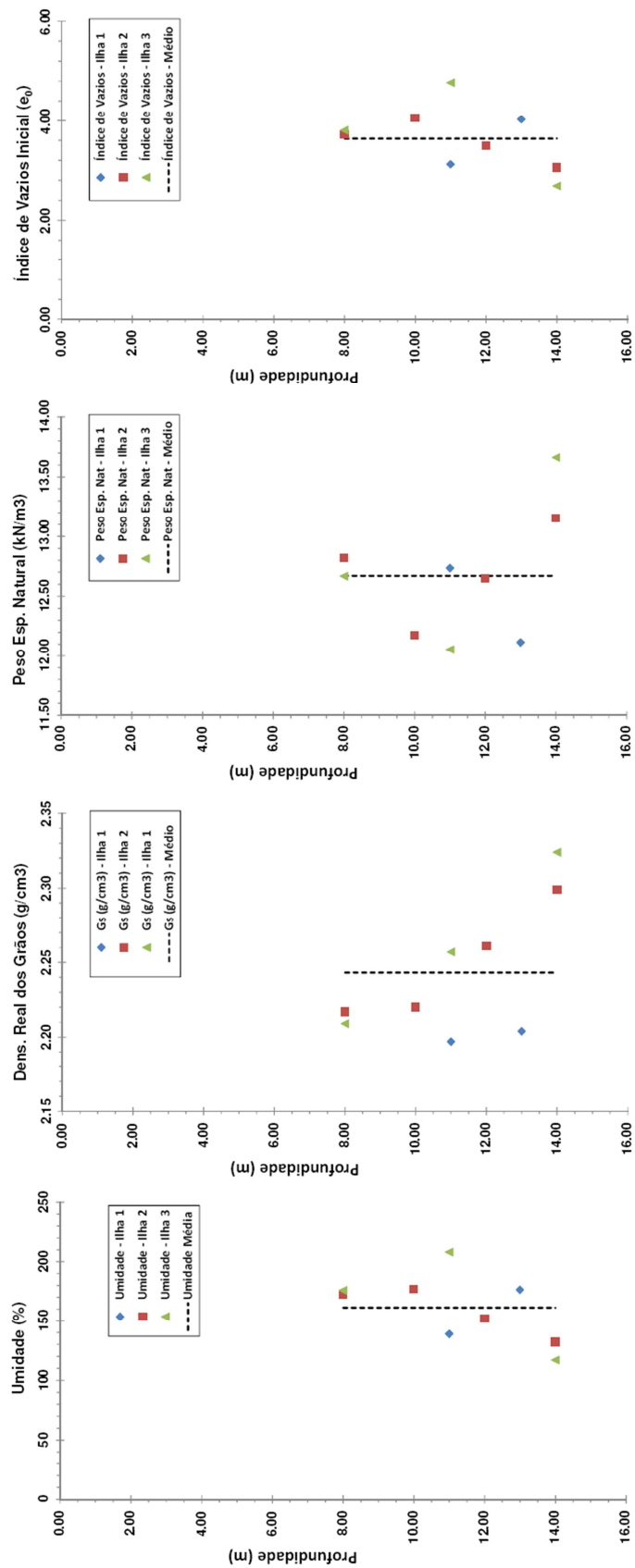


Figura A2.2 - Parâmetros de caracterização.

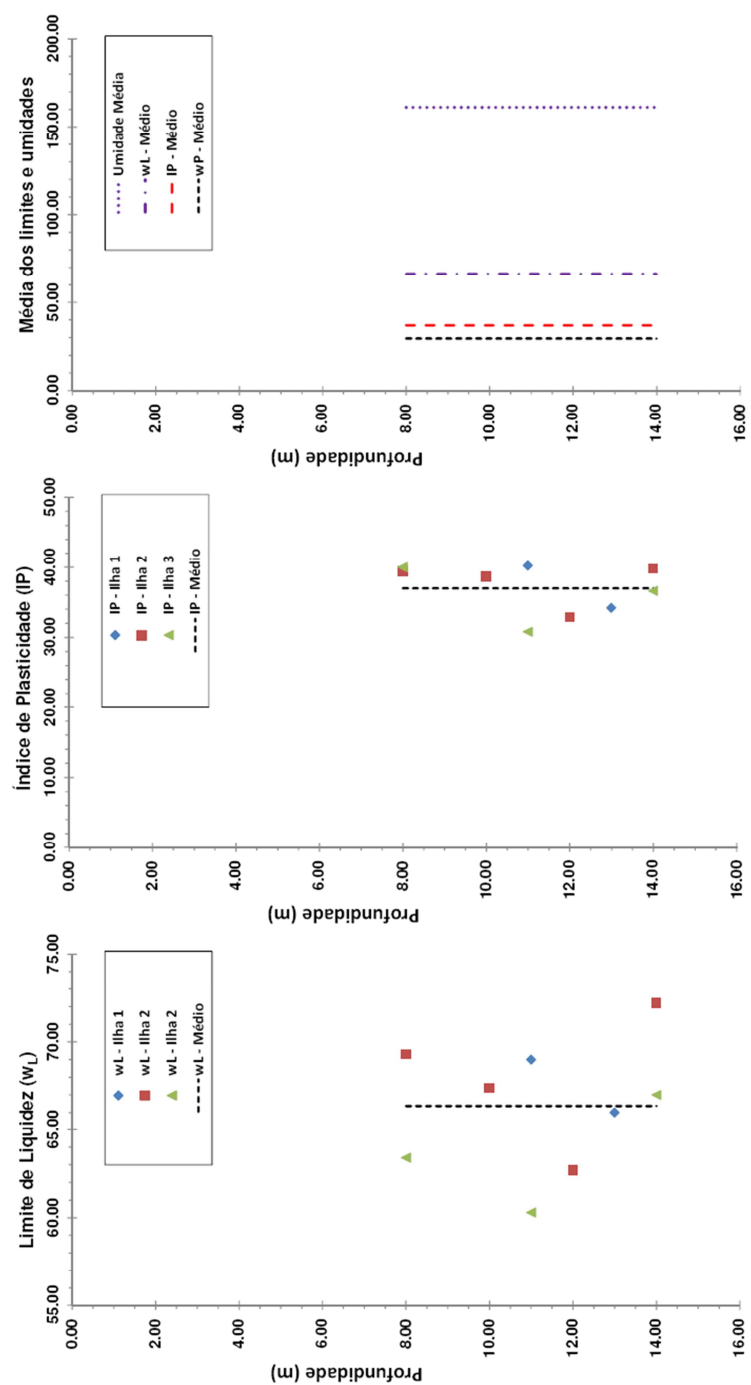


Figura A2.3 – Limites de consistência.

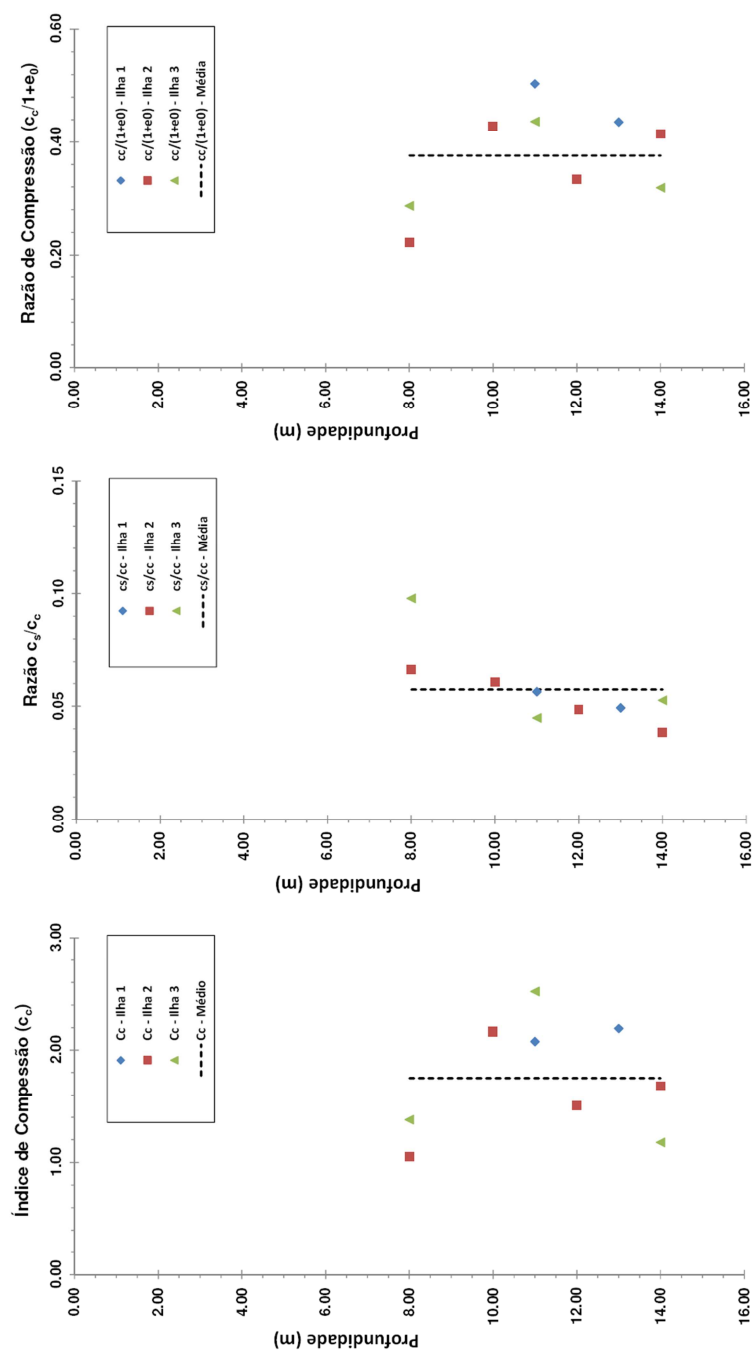


Figura A2.4 – Parâmetros de compressibilidade.

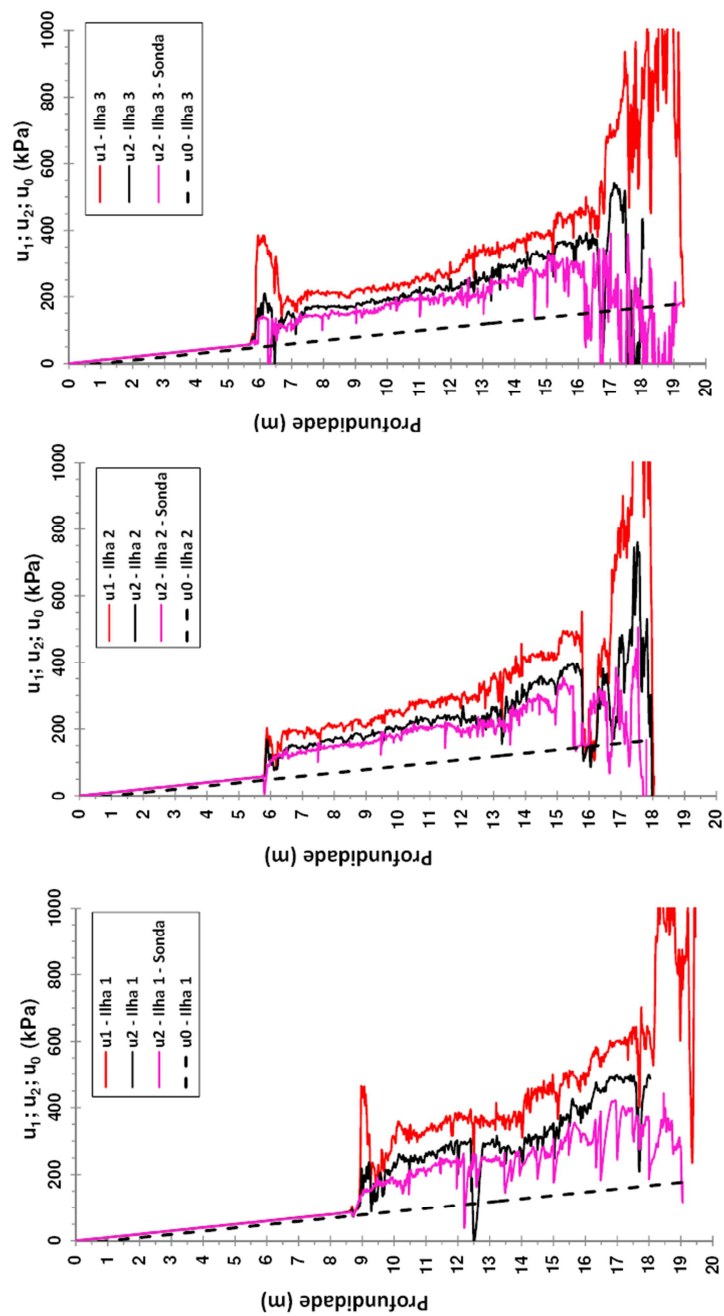


Figura A2.5 – Poropressões $CPTu$ e Sonda Piezométrica.

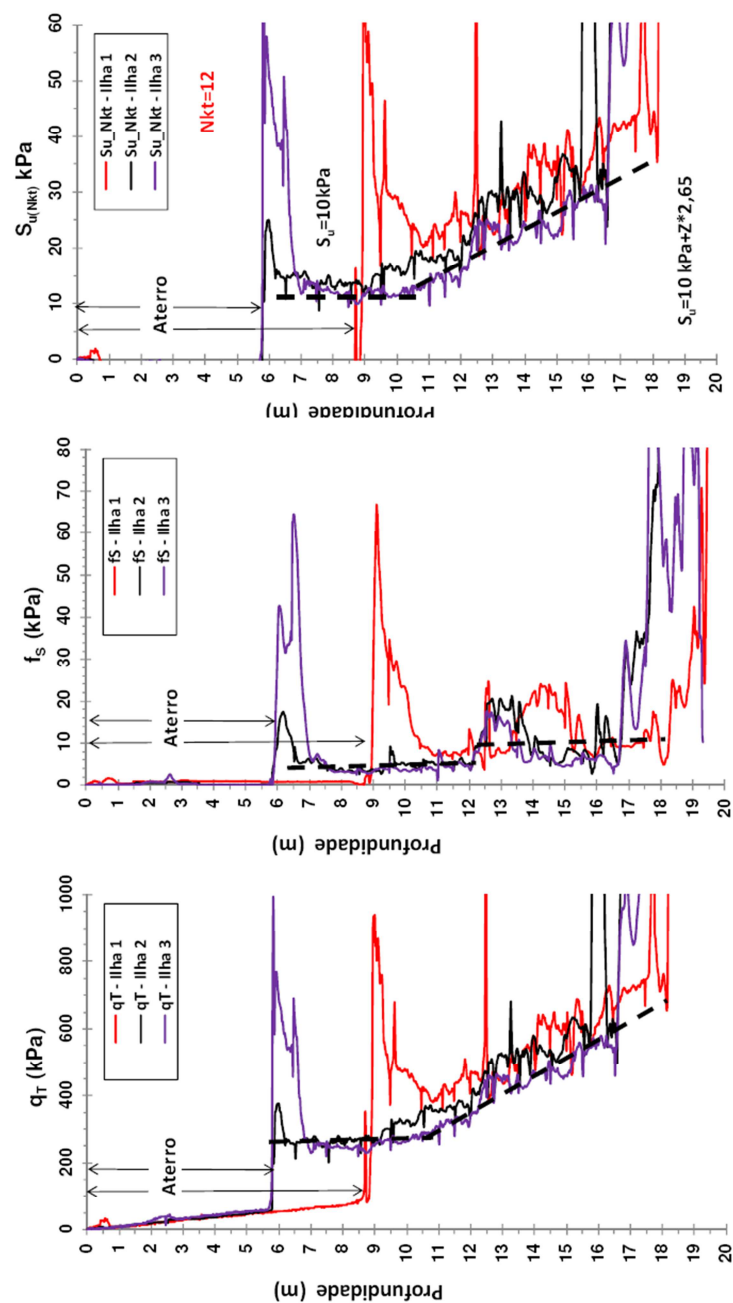


Figura A2.6 – Resistência de ponta, atrito lateral e resistência não-drenada (CPT_u)

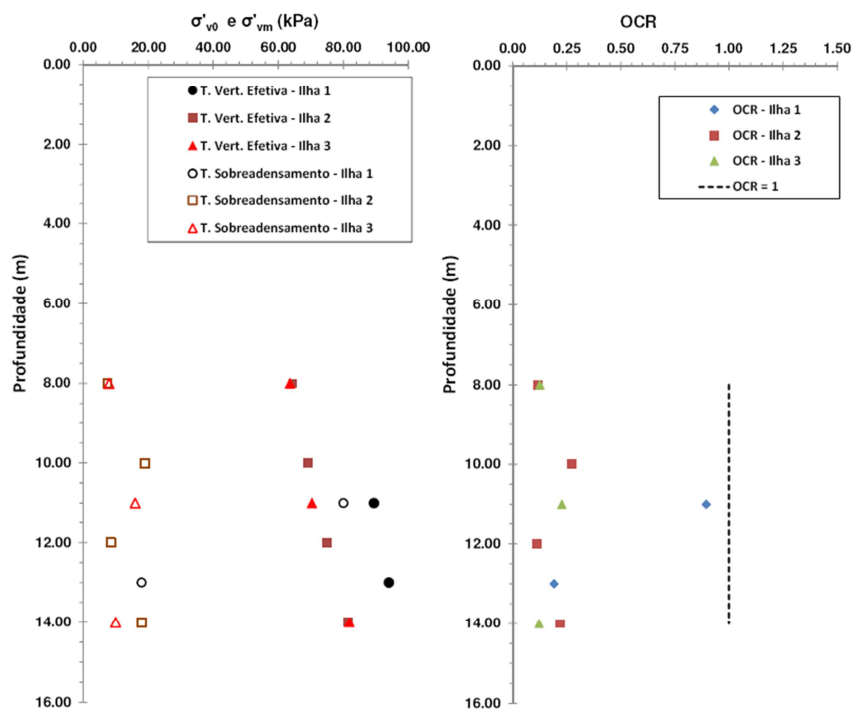


Figura A2.7 – Razão de Sobreadensamento – OCR – ensaios de adensamento.

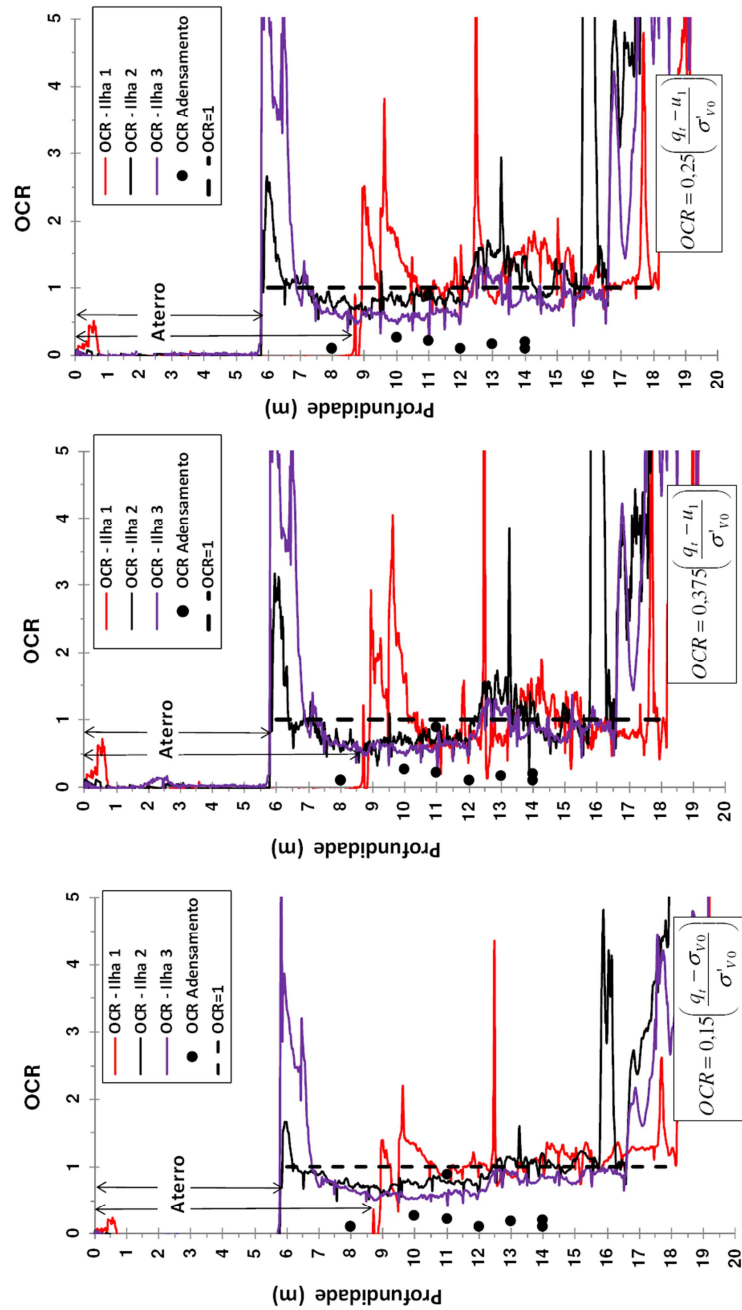


Figura A2.8 – Correlações do piezocone com OCR (Chen e Mayne, 1996).

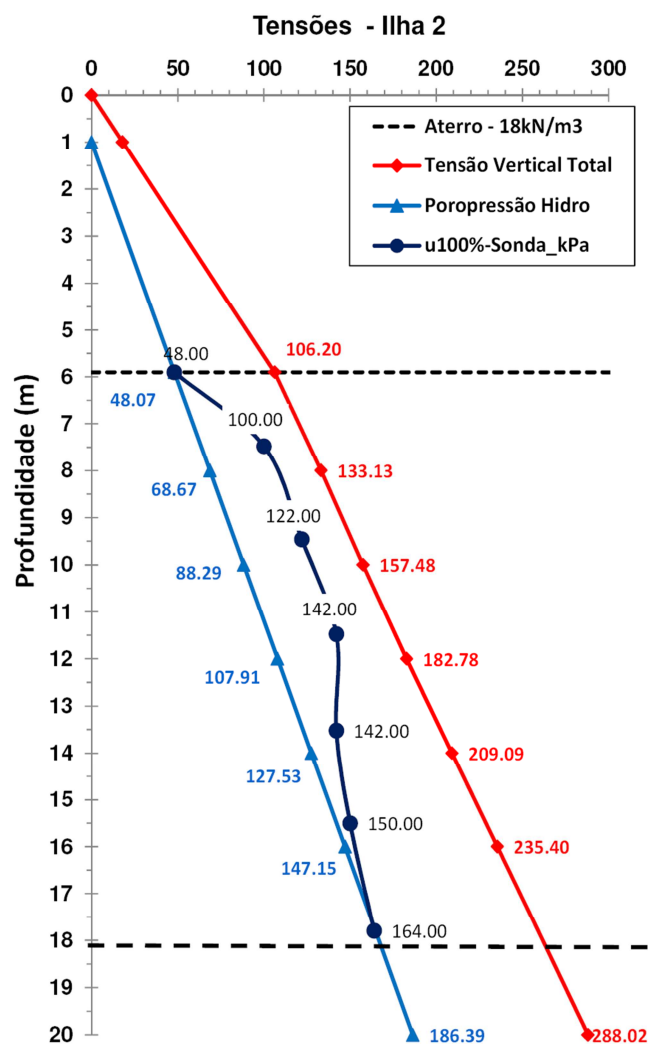


Figura A2.9 – Tensões Totais, pressões hidrostáticas e excessos de poro pressões. Nível de água 1,00 m abaixo da superfície Ilha 02.

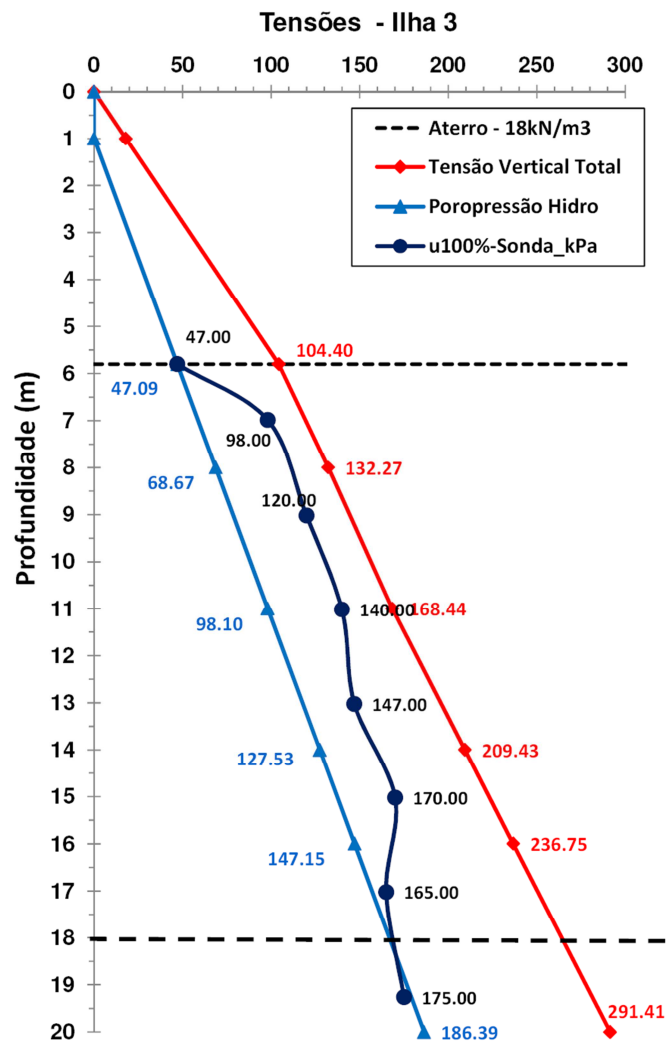


Figura A2.10 – Tensões Totais, pressões hidrostáticas e excessos de poro pressões. Nível de água 1,00 m abaixo da superfície Ilha 03.

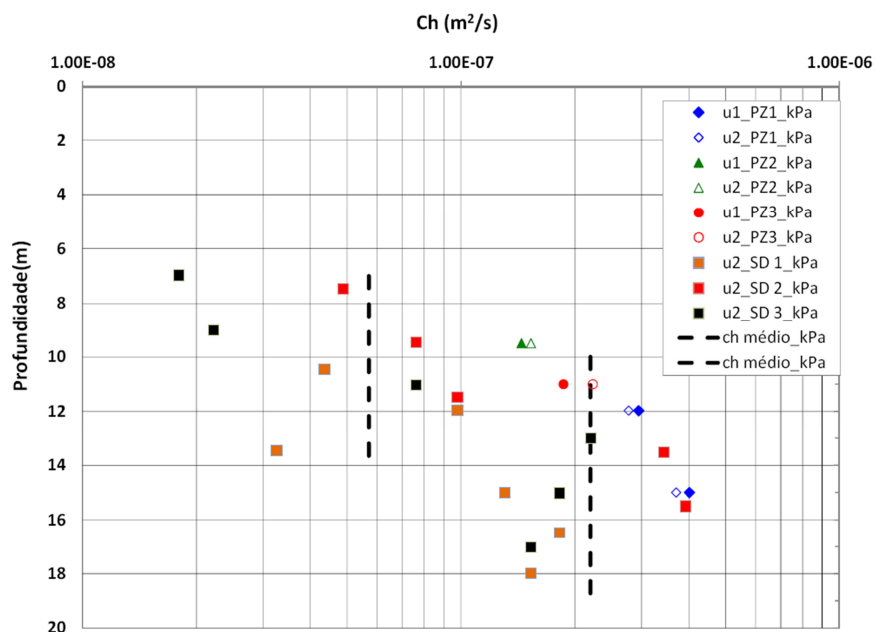


Figura A2.11 – Coeficiente de adensamento horizontal - ensaios de dissipação com a sonda piezométrica e *CPTu*.

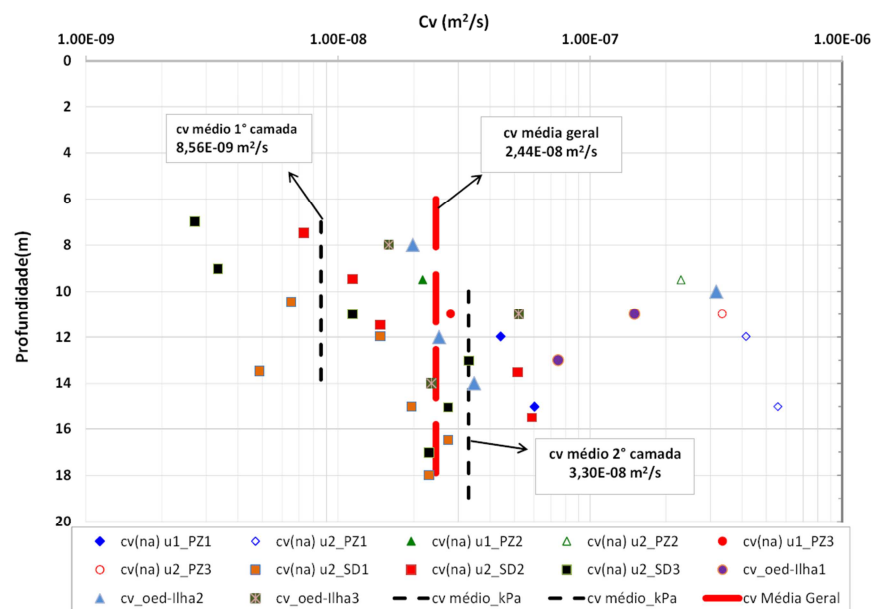


Figura A2.12 – Coeficiente de adensamento vertical - ensaios de adensamento e ensaios de dissipação com a sonda piezométrica.

ANEXO 3 – RECALQUE OBTIDO EM ANÁLISE NUMÉRICA DO CASO DE ESTUDO II

As figuras A3.1 A3.2 e A3.3 apresentam as curvas de recalque, tensões efetivas e poropressões para as altura de instalação da coluna igual a 1,5 m, As figuras A3.4, A3.5 e A3.6 apresentam os mesmos tipos de resultado para a altura de instalação da coluna igual a 2,0m.

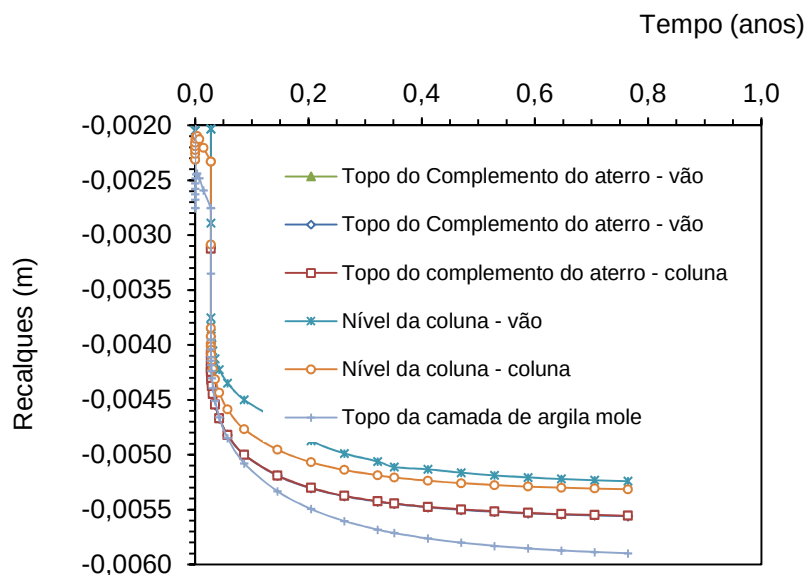


Figura A3.1 – Recalques vs. Tempo ($H_1 = 1,5$ m).

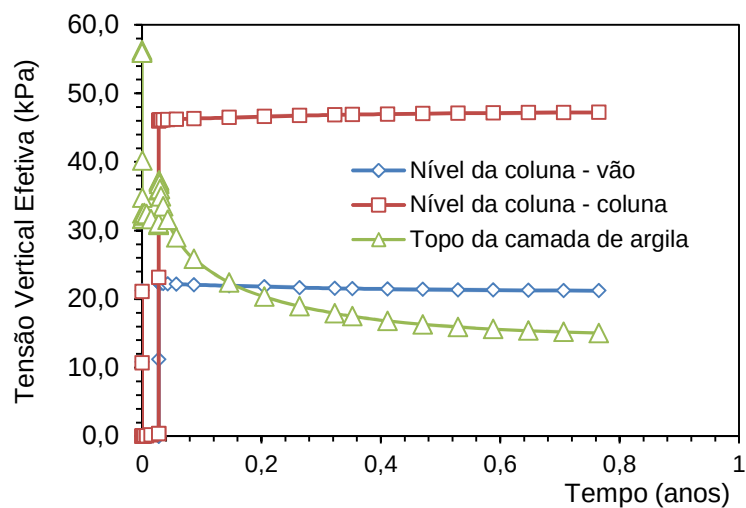


Figura A3.2 – Tensões verticais efetivas vs. Tempo ($H_1 = 1,5$ m).

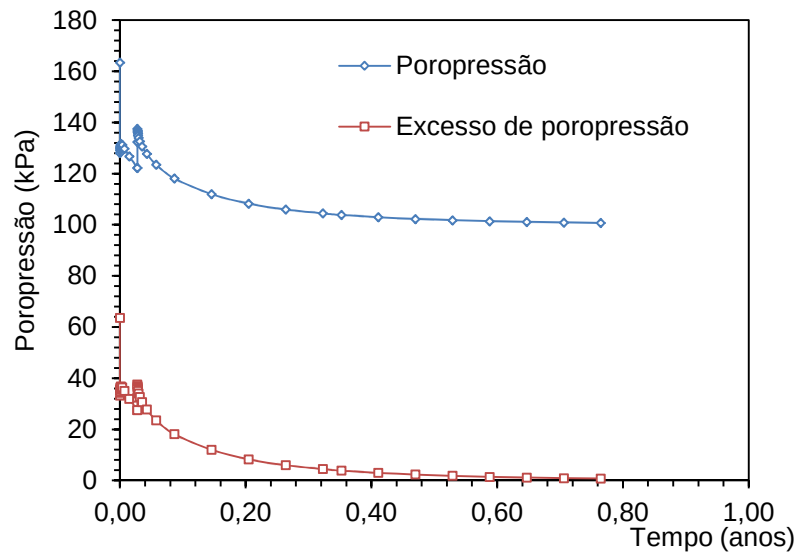


Figura A3.3 – Poropressões ($H_1 = 1,5$ m).

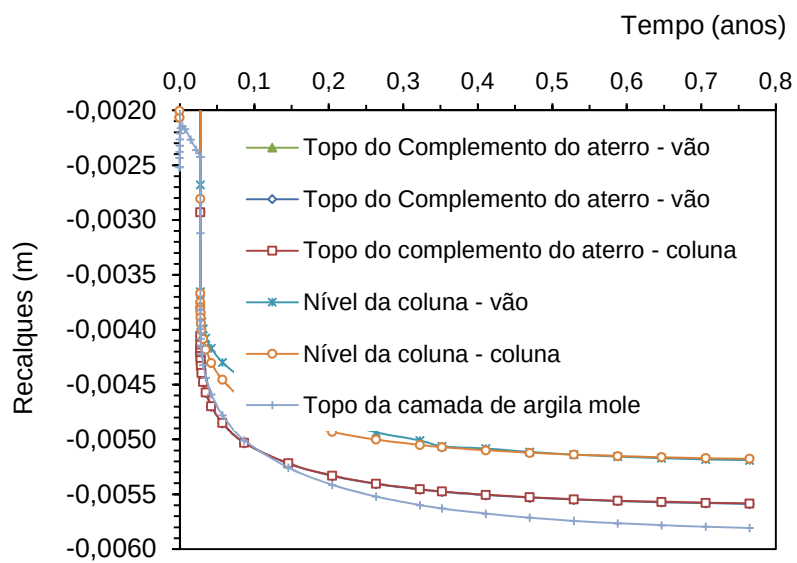


Figura A3.4 – Recalques vs. Tempo ($H_1 = 2,0$ m).

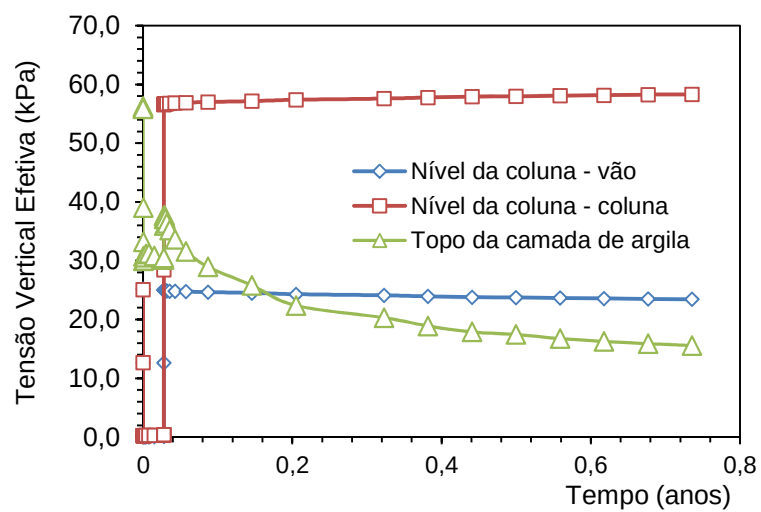


Figura A3.5 – Tensões verticais efetivas vs. Tempo ($H_1 = 2,0$ m).

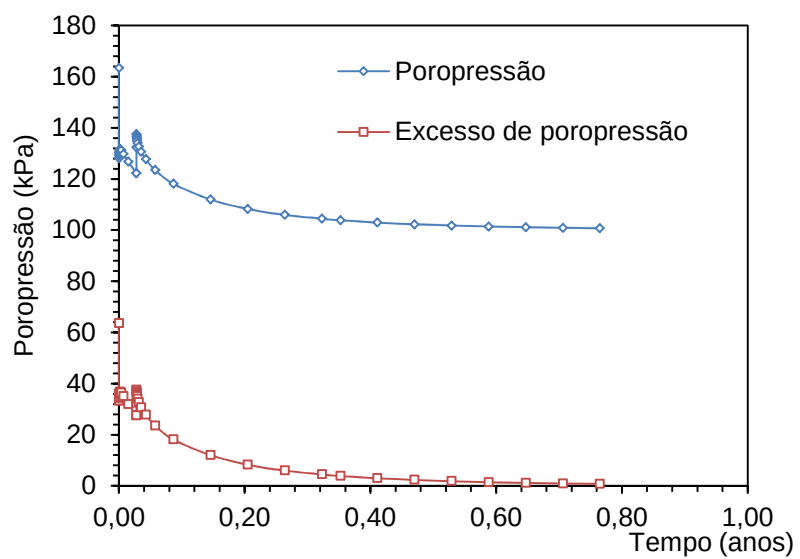


Figura A3.6 – Poropressões ($H_1 = 2,0$ m).