



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Mirlan Lima dos Santos

**Comparação numérica entre as técnicas de tratamento de solos
moles: CPR Grouting, colunas granulares e drenos verticais**

Rio de Janeiro

2018

Mirlan Lima dos Santos

**Comparação numérica entre as técnicas de tratamento de solos moles:
CPR Grouting, colunas granulares e drenos verticais**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof^ª. Dr^ª. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Prof. Dr. André Pereira Lima

Rio de Janeiro
2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S237 Santos, Mirlan Lima dos.
Comparação numérica entre as técnicas de tratamento de solos moles: CPR grouting, colunas granulares e drenos verticais / Mirlan Lima dos Santos. – 2018.
168f.

Orientadores: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira e André Pereira Lima.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Solos - Tratamento (Engenharia civil) - Teses. 3. Solos argilosos - Teses. 4. Solos - Análise - Teses. 5. Aterros - Teses. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Lima, André Pereira. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.131

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Mirlan Lima dos Santos

**Comparação numérica entre as técnicas de tratamento de solos moles: CPR
Grouting, colunas granulares e drenos verticais**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em:

Banca Examinadora:

Prof^a. Dr^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. André Pereira Lima (Orientador)
Universidade Veiga de Almeida – UVA

Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof^a. Dr^a. Anna Laura Lopes da Silva Nunes
Faculdade de Engenharia – COPPE / UFRJ

Rio de Janeiro

2018

DEDICATÓRIA

A Deus pelo amparo em todos os momentos e à família, meu porto seguro.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela vida.

Aos meus pais pelo amor e incentivo de sempre, em todos os momentos da minha vida.

A minha esposa, companheira há 16 anos, pelo amor dedicado, pela sua compreensão e pelo seu apoio diante das dificuldades encontradas ao longo dessa trajetória.

Ao meu irmão, um exemplo de garra e determinação, que me apoiou constantemente e me incentivou para que não desistisse nunca.

Aos meus amigos da Universidade do Estado do Rio de Janeiro que proporcionaram toda a alegria e auxílio durante o mestrado.

Aos meus orientadores pela dedicação e estímulo em todos os momentos, pelo aprendizado transmitido e pelo apoio que proporcionaram a realização deste trabalho.

Aos professores da Faculdade de Engenharia da UERJ que com muita dedicação propiciam seus conhecimentos e acompanham seus alunos nessa árdua jornada.

A empresa Engegraut por viabilizar o desenvolvimento desse estudo, por difundir os conhecimentos e pela ajuda constante durante toda a fase de estudo.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a conclusão deste trabalho.

RESUMO

SANTOS, Mirlan Lima. *Comparação numérica entre as técnicas de tratamento de solos moles: CPR Grouting, colunas granulares e drenos verticais*. 2018. 168f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Entender as diferentes técnicas de tratamento para uma camada de solo mole é essencial para um engenheiro geotécnico, principalmente na escolha da solução adequada que irá atender aos objetivos requeridos em projeto. Comparações experimentais ou o uso de formulações analíticas podem ser onerosas e complexas. Assim, o presente trabalho apresenta uma comparação numérica do comportamento de aterros sobre solos moles empregando as técnicas de CPR *Grouting*, colunas de brita e drenos verticais. As análises foram realizadas com auxílio do *software* Plaxis 2D. Os resultados mostram que a conversão para o estado plano de deformações, pode ser realizada com o uso de paredes drenantes ou por meio homogêneo equivalente, incluindo a correção da permeabilidade, geometria ou da rigidez quando necessário. Após a confirmação da equivalência entre os resultados nas células unitárias, procedeu-se à comparação entre as técnicas, para um caso de aterro. Nesse estudo, observou-se que, para razões de substituição semelhantes, o CPR *Grouting* proporciona a menor magnitude de recalque, levando os fatores de segurança no controle da instabilidade a valores mais satisfatórios. Os prazos para estabilização dos recalques e as vantagens de supressão da sobrecarga temporária e reforço com geogrelhas são semelhantes entre as técnicas do CPR *Grouting* e as colunas de brita. No entanto, a técnica de aterro sobre drenos verticais apresentou recalque e prazo para estabilização bem superiores, como também, os menores fatores de segurança, mesmo com emprego de geogrelha e sobrecarga para acelerar o processo de adensamento.

Palavras-chave: Tratamento de solos: Solos moles; Análise de solos; Aterros; Comparação numérica.

ABSTRACT

SANTOS, Mirlan Lima. *Numerical comparison between soft soil treatment techniques: CPR Grouting, granular columns and vertical drains*. 2018. 168f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Understanding the different treatment techniques for a soft soil layer is essential for a geotechnical engineer, mainly in choosing the right solution that meets the design objectives required. Experimental comparisons or the use of analytical formulations can be onerous and complex. Thus, the present work presents a numerical comparison of the behavior of embankment on soft soils using the techniques of CPR Grouting, stone columns and vertical drains. The analysis was performed with the support of the Plaxis 2D software. The results show that the conversion to plane strain can be performed with the use of draining walls or by equivalent homogeneous means, including the correction of permeability, geometry or stiffness when necessary. After confirming the equivalence between the results in the unitary cells, the techniques were compared for an embankment. In this study, it was observed that, for similar substitution reasons, CPR Grouting provides the smallest magnitude of settlement, taking safety factors in instability control to more satisfactory values. The time periods to stabilize the settlements and the advantages of suppression of temporary overload and reinforcement of geogrid are similar between CPR Grouting techniques and stone columns. However, the embankment technique in vertical drains presented much higher settlement and stabilization, as well as the lower safety factors, even with the use of geogrids and overloads to accelerate the process of consolidation.

Keywords: Soil treatment: Soft soils; Soil analysis; Landfills; Numerical comparison.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Evolução do recalque x tempo.....	19
Figura 2 - Determinação do recalque pelos índices de compressão.....	21
Figura 3 - Fluxo em bloco elementar de solo homogêneo (Gerscovich, 2011).	24
Figura 4 - Variação de tensões e índice de vazios em uma camada compressível com carregamento instantâneo (Gerscovich, 2017).....	27
Figura 5 - Porcentagem de adensamento U_z (Pinto, 2006).....	30
Figura 6 - Representação idealizada do problema de adensamento radial (Coêlho, 1997).	32
Figura 7 - Representação do elemento infinitesimal do cilindro de solo (Coêlho, 1997).	32
Figura 8 - Representação da malha de drenos e seção transversal de um elemento (Coêlho, 1997).....	35
Figura 9 - Porcentagem média de adensamento x Fator tempo (Richart, 1959).....	40
Figura 10 - Curvas teóricas da porcentagem média de adensamento para drenagens radial ($n = 10$), vertical e combinada (Coêlho, 1997).	41
Figura 11 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010).	42
Figura 12 - Sequência executiva do CPR <i>Grouting</i> (Engegraut, 2017).	46
Figura 13 - Exemplo de: (a) deformação plana e (b) axissimétrica (Plaxis, 2017). ...	51
Figura 14 - Representação dos modelos constitutivos de: (a) Coulomb e (b) Mohr (Pinto, 2006).....	53
Figura 15 - Modelo geométrico adotado.....	59
Figura 16 - Ensaio de adensamento com drenagem vertical (Machado e Oliveira , 2010).	60
Figura 17 - Deslocamentos verticais da placa de recalque (Machado e Oliveira, 2010).	63
Figura 18 - Esquema de um aterro sobre geodrenos (Almeida e Marques, 2010)....	64
Figura 19 - Esquema de instalação de geodrenos (Almeida e Marques, 2010).....	65

Figura 20 - (a) Detalhe do mandril e da sapata de ancoragem; (b) Detalhe do mandril de cravação e do tudo de ancoragem (Almeida e Marques, 2010).	65
Figura 21 - Sistema de fixação do mandril (Fundesp, 2002)	66
Figura 22 – Relação do recalque (Δh) com o tempo sem e com drenos (Almeida e Marques, 2010).	66
Figura 23 - Valores típicos da capacidade de descarga vertical de acordo com o dreno utilizado (Bergado, et al., 1994).	68
Figura 24 - Distribuição com malha: (a) quadrangular e (b) triangular.	69
Figura 25 - Representação da região amolgada (adaptado de Bergado et al. (1994)).	70
Figura 26 - (a) Célula unitária axissimétrica e (b) seu modelo equivalente no estado de tensões planas.	72
Figura 27 - Célula axissimétrica com drenos verticais	74
Figura 28 - Detalhe do modelo geométrico da célula unitária no estado plano de deformações pela proposta de Hird et al. (1992).	77
Figura 29 - Velocidade de recalque para fronteiras: (a) impermeáveis, (b) superior permeável e (c) superior e inferior permeáveis.	79
Figura 30 - Linhas de cargas totais no modelo axissimétrico para fronteiras: (a) impermeáveis, (b) superior permeável e (c) superior e inferior permeáveis.	81
Figura 31 - Modelo adotado na modelagem da célula unitária pela proposta de Indraratna e Redana (1997).	83
Figura 32 - Modelo adotado na modelagem da célula unitária pela proposta de Chai et al. (2001).	85
Figura 33 - Comparação entre o recalque ocorrido na análise axissimétrica e no estado plano para drenos verticais para o ponto A.	86
Figura 34 - Excesso de poropressão no meio da camada do modelo axissimétrico.	87
Figura 35 - Comparação entre o excesso de poropressão dos modelos para o caso da célula unitária com drenos verticais no ponto B.	88
Figura 36 - Sequencia de execução de coluna de brita por vibrosubstituição: (A) Locação da coluna e suprimento de brita; (B) Abastecimento de brita no equipamento; (C) Penetração; (D) Compactação; (E) Finalização (Felix, 2012).	92
Figura 37 - Esquema de célula (Almeida e Marques, 2010).	93

Figura 38 - Modelo de distribuição de tensões (Bergado, et al., 1994).	94
Figura 39 - Fator de redução de recalques em relação à razão de substituição de áreas (Almeida e Marques, 2010).	96
Figura 40 - Regiões modificadas no processo de instalação das colunas de brita (Weber et al., 2010).	97
Figura 41 - Valores do empuxo lateral (Lima, 2012)	98
Figura 42 - Célula axissimétrica com coluna granular.	101
Figura 43 - Célula unitária axissimétrica da coluna granular adotada.	102
Figura 44 - Seção para conversão no plano de tensão equivalente (Tan et al., 2008).	104
Figura 45 - Detalhe da célula unitária planimétrica de Tan et al. (2008) – Método 1.	106
Figura 46 - Célula unitária planimétrica pela proposta de Tan et al. (2008) – Método 2.	107
Figura 47 - Comparação entre o recalque ocorrido na análise axissimétrica e no estado plano para colunas granulares.	109
Figura 48 - Comparação entre o recalque ocorrido na análise axissimétrica e no estado plano para colunas granulares (tempo em escala logarítmica).	109
Figura 49 - Comparação entre o excesso de poropressão dos modelos para o caso da célula unitária com colunas granulares.	110
Figura 50 - Fase de cravação dos geodrenos (Engegrout, 2017).	114
Figura 51 - Fase de cravação de geodrenos (Engegrout, 2017).	114
Figura 52 - Processo de formação dos bulbos de geogrout.	115
Figura 53 - Fase de injeção dos bulbos de compressão (Engegrout, 2017)	115
Figura 54 - Fotos da exumação dos bulbos formados no interior da camada (Sandoval, 2016)	116
Figura 55 - Malhas drenantes e bulbos de compressão na técnica do CPR <i>Grouting</i> : (a) Malha quadrada. (b) Malha triangular (Cirone, 2016).	117
Figura 56 - Transformação em parede cilíndrica drenante (Cirone, 2017)	117
Figura 57 - Volume elementar de solo: (A) Solo natural, (B) Solo após CPR <i>Grouting</i> (Cirone, 2016).	120

Figura 58 - Modelo geométrico adotado para análise axissimétrica: (a) Inicial e (b) após a expansão dos bulbos.....	123
Figura 59 - Parede cilíndrica drenante de uma célula axissimétrica (Ye et al., 2012).	127
Figura 60 - Célula unitária planimétrica pelo método do meio homogêneo equivalente.....	128
Figura 61 - Comparação entre o recalque ocorrido na análise axissimétrica e no estado plano para CPR Grouting.	129
Figura 62 - Impactos devido a expansões de cavidades (Au et al., 2007).	130
Figura 63 - Comparação entre o excesso de poropressão dos modelos para o caso da célula unitária para o CPR <i>Grouting</i>	131
Figura 64 - Excessos de poropressão do modelo axissimétrico (Updated Mesh) (a,b) e do modelo planimétrico inicial (c,d).	132
Figura 65 - Modelo geométrico adotado para análise do aterro sobre drenos verticais	134
Figura 66 - Malha deformada do aterro sobre drenos verticais, ao final da análise numérica.....	136
Figura 67 - Recalque ao longo do tempo do aterro sobre drenos verticais (ponto b).	136
Figura 68 - Recalque ao longo do tempo de um aterro sobre drenos verticais (ponto a).....	138
Figura 69 - Excessos de poropressão do aterro sobre drenos verticais (ponto c)...	138
Figura 70 - Fatores de segurança para estabilidade do aterro sobre drenos verticais	139
Figura 71 - Modelo geométrico adotado para análise do aterro sobre colunas de brita	140
Figura 72 - Malha deformada do aterro sobre colunas de brita, ao final da análise numérica.....	142
Figura 73 - Distribuição das tensões verticais após dissipação dos excessos de poropressão.	143
Figura 74 - Recalque ao longo do tempo de um aterro sobre colunas de brita (ponto b).	144

Figura 75 - Excessos de poropressão do aterro sobre colunas de brita (ponto c). .	145
Figura 76 - Fatores de segurança para estabilidade do aterro sobre colunas de brita.	145
Figura 77 - Modelo geométrico adotado para análise do aterro sobre CPR Grouting.	147
Figura 78 - Malha deformada do aterro sobre CPR <i>Grouting</i> , ao final da análise numérica.....	148
Figura 79 - Recalque ao longo do tempo de um aterro sobre CPR <i>Grouting</i> (ponto a).	149
Figura 80 - Excessos de poropressão do aterro sobre CPR <i>Grouting</i> (ponto c).	149
Figura 81 - Fatores de segurança para estabilidade do aterro sobre colunas de brita.	150
Figura 82 - Comparativo entre as técnicas na relação recalque x tempo (ponto a).	151
Figura 84 - Comparativo entre as técnicas na relação excesso de poropressão x tempo (ponto c).	152

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das metodologias executivas, suas características e referências (Almeida e Marques, 2010)	43
Tabela 2 - Características de melhoria de solos, objetivos e técnicas (adaptado de Schaefer et al. 2012 apud Chavão, 2015).....	45
Tabela 3 - Obras executadas com a técnica do CPR <i>Grouting</i> (adaptado de Chavão, 2015).....	47
Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos (Machado e Oliveira , 2010).....	60
Tabela 5 - Valores típicos para ângulos de atrito em areias (Pinto, 2006).	60
Tabela 6 - Parâmetros adotados para os materiais arenosos – Modelo Mohr Coulomb.....	61
Tabela 7 - Parâmetros adotados para camada argilosa – Modelo <i>Soft Soil</i>	62
Tabela 8 - Parâmetros adotados para camada argilosa nas células unitárias – Modelo linear elástico.....	62
Tabela 9 - Recomendações para zona amolgada (Adaptado de Indraratna et al., 2005; apud Almeida e Marques, 2010).	71
Tabela 10 - Técnica de instalação de colunas de brita.	91
Tabela 11 - Valores do coeficiente de empuxo lateral (Elshazly et al., 2008 apud Roza, 2012).....	98
Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos adotados para a coluna de brita.	100
Tabela 13 - Elemento de placa adotado.....	102
Tabela 14- Parâmetros geométricos da célula unitária (Cirone, 2017).	118
Tabela 15 - Parâmetros geotécnicos adotados para <i>Grouting</i> antes e após expansão.....	125
Tabela 16 - Parâmetros geotécnicos adotados na análise numérica.....	137
Tabela 17 - Parâmetros geotécnicos da coluna de brita	141
Tabela 18 - Tensões verticais médias em três pontos distintos.	143

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	16
1.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
1.1.	Compressibilidade do solo.....	19
1.2.	Fundamentos do adensamento.....	21
1.3.	Teoria de Adensamento de Terzaghi e Frolich.....	26
1.4.	Teoria de adensamento radial de Barron (1948).....	31
1.4.1.	Deformações verticais livres (“Free Vertical Strain”).....	36
1.4.2.	Deformações verticais iguais (“Equal Vertical Strain”).....	37
1.4.3.	Comparação entre as soluções “free strain” e “equal strain”.....	39
1.4.4.	Adensamento combinado.....	40
1.5.	Técnicas de melhoramento de aterros sobre solos moles.....	41
2.	SOFTWARE, MODELO ADOTADO E CASO HISTÓRICO	49
2.1.	O <i>Software</i> Plaxis 2D.....	49
2.1.1.	Modelo geométrico.....	50
2.1.2.	Componentes e carregamentos.....	51
2.1.3.	Modelos constitutivos dos materiais.....	52
2.1.4.	Comportamento quanto à drenagem.....	54
2.1.5.	Condição de permeabilidade.....	54
2.1.6.	Tipos de cálculos.....	55
2.1.7.	Adensamento de longo prazo.....	56
2.1.8.	Deformação volumétrica de um domínio de solo.....	57
2.2.	Caso de Estudo.....	58
2.2.1.	Localização e apresentação do caso.....	58
2.2.2.	Modelo geométrico.....	59
2.2.3.	Parâmetros geotécnicos.....	59
2.2.4.	Monitoramento.....	63
3.	DRENOS VERTICAIS	64
3.1.	Metodologia executiva.....	64
3.2.	Dimensionamento.....	67

3.2.1.	Diâmetro equivalente de drenos verticais.....	67
3.2.2.	Capacidade de vazão	67
3.2.3.	Área de influência dos drenos verticais	68
3.2.4.	Amolgamento (<i>Smear</i>)	69
3.3.	Descrição da modelagem numérica	72
3.3.1.	Modelo axissimétrico	73
3.3.2.	Conversão para o estado plano de deformação (Hird et al., 1992)	75
3.3.3.	Conversão para o estado plano de deformação (Indraratna et al., 2005) ..	81
3.3.4.	Conversão para o estado plano de deformação (Chai et al., 2001)	84
3.3.5.	Resultados das análises numéricas	85
4.	COLUNAS GRANULARES DE BRITA	90
4.1.	Metodologia executiva	91
4.2.	Dimensionamento.....	92
4.2.1.	Diâmetro equivalente de colunas granulares.....	92
4.2.2.	Razão de substituição	93
4.2.3.	Concentração de tensões.....	94
4.2.4.	Fator de redução de recalque.....	95
4.2.5.	Amolgamento (<i>Smear</i>)	96
4.2.6.	Efeito da instalação das colunas granulares	97
4.3.	Simulações numéricas em colunas granulares	99
4.3.1.	Modelo axissimétrico	99
4.3.2.	Conversão para o estado plano de deformação (Tan et al., 2008).....	102
4.3.3.	Resultados das análises numéricas	108
5.	CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL – CPR <i>GROUTING</i>	112
5.1.	Metodologia executiva	112
5.2.	Dimensionamento.....	116
5.2.1.	Diâmetro equivalente no CPR <i>Grouting</i>	116
5.2.2.	Razão ou Taxa de Substituição.....	118
5.2.3.	Eficiência de compensação	118
5.2.4.	Deformação volumétrica.....	119
5.2.5.	Incremento de resistência não drenada	121
5.3.	Simulações numéricas para Consolidação Profunda Radial	122

5.3.1.	Modelo axissimétrico	122
5.3.2.	Conversão para o estado plano de deformação.....	125
5.3.3.	Resultados das análises numéricas	128
6.	ANÁLISE NUMÉRICA DO ATERRO	133
6.1.	Análise Numérica De Sobrecarga Sobre Geodrenos	133
6.1.1.	Etapas da modelagem.....	135
6.1.2.	Resultados das análises numéricas	137
6.2.	Análise numérica de aterro sobre colunas granulares.....	139
6.2.1.	Etapas da modelagem.....	141
6.2.2.	Resultados das análises numéricas	142
6.3.	Análise numérica de aterro sobre CPR <i>Grouting</i>	146
6.3.1.	Etapas de Modelagem.....	147
6.3.2.	Resultados das análises numéricas	148
6.4.	Comparação entre os resultados.....	150
7.	CONCLUSÕES	153
7.1.	Conversão para o estado plano de deformações.....	153
7.2.	Análise numérica do aterro.....	154
7.3.	Sugestões para estudos futuros	154
	REFERÊNCIAS	156

INTRODUÇÃO

O território brasileiro contém em sua costa e várzeas grandes extensões de áreas de depósitos de solos moles, que são cada vez mais ocupadas nas regiões metropolitanas. Esse avanço tem exigido cada vez mais da engenharia soluções de menor custo e redução do prazo de execução das técnicas de melhoramento em solo argiloso mole, promovendo grandes desafios na redução da magnitude dos recalques e no impacto do prazo necessário para o adensamento.

Nesse contexto o CPR *Grouting*, sigla da técnica de Consolidação Profunda Radial, desenvolvida e patenteada pela empresa Enggegraut, proporciona uma nova metodologia para as técnicas de tratamento de solo mole. A técnica consiste na cravação de geodrenos verticais para dissipação do excesso de poropressão, que é desenvolvida pela expansão de cavidades, com geogrout. Os bulbos são expandidos sequencialmente de baixo para cima para proporcionar o adensamento, aumentando, conseqüentemente, a resistência e rigidez do solo homogeneizado.

O estudo de novas técnicas para melhoramento dos solos moles é essencial para atendimento das atuais necessidades construtivas, que requerem melhoria na capacidade de suporte, redução nos prazos de execução e aumento da resistência..

Soluções de construção em etapas, com sobrecarga empregada, até são economicamente interessantes, mas podem não atender aos requisitos de prazo da construção. O prazo pode ser reduzido com emprego de geodrenos para acelerar o recalque e geogrelhas para proporcionar maior altura nos aterros. Já o recalque ainda pode ser reduzido com a execução de elementos verticais na camada de solo mole, como estacas granulares. Assim, a comparação do comportamento proporcionado por cada técnica se faz essencial na escolha daquela que vai atender aos objetivos requeridos em um projeto.

O presente trabalho compara numericamente o comportamento de aterros sobre solos moles quando são empregadas diferentes técnicas: CPR *Grouting*, colunas de brita e drenos verticais. A análise do desempenho de um aterro sobre solo mole realizada por Machado e Oliveira (2010) servirá de modelo geométrico para a comparação das propostas de melhoramento de solo mole.

Esse problema envolve um grande número de variáveis de modelos matemáticos e métodos numéricos distintos, o que torna muito complexo e oneroso

a comparação através de resultados experimentais ou a verificação das soluções analiticamente, tornando a análise numérica uma boa alternativa. Dessa forma, a comparação entre as técnicas será realizada através de modelagem computacional com emprego do programa Plaxis, de elementos finitos.

Os problemas de engenharia são representados adequadamente por análises numéricas tridimensionais, mas geralmente não são empregadas em virtude da complexidade e do tempo necessário na criação do modelo. Além do mais, as técnicas de conversão em modelos planos conseguem proporcionar equivalências significativas nos resultados, não justificando o emprego de modelos complexos.

As análises numéricas serão realizadas no estado plano de deformações para comparar principalmente as magnitudes dos recalques, excessos de poropressão e dissipações ao longo do tempo, bem como os fatores de segurança proporcionados por cada técnica.

Objetivos

O presente trabalho tem o objetivo geral de comparar numericamente, para um mesmo aterro sobre solo mole, três técnicas de melhoramento: CPR *Grouting*, drenos verticais e colunas granulares. Com a modelagem, tem-se o objetivo de comparar recalques, excessos de poropressão e fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade.

Estrutura da dissertação

O Capítulo 1 apresenta a revisão bibliográfica utilizada como base no desenvolvimento do estudo. Trata-se de uma abordagem dos conceitos relativos à compressibilidade de solo, teoria de adensamento vertical e radial, bem como um resumo breve das principais técnicas de tratamento de solo mole.

No Capítulo 2 é apresentado o Plaxis 2D, *software* utilizado nas análises numéricas. Considerações referentes à geometria, elementos estruturais e modelos constitutivos adotados estão contidos neste capítulo. Apresenta-se também, o caso de um aterro sobre solo mole executado na obra de duplicação da BR-101/PE,

apresentado por Machado e Oliveira (2010), que servirá de modelo geométrico para análises numéricas. Este caso foi escolhido, pois além de conter os ensaios necessários, corresponde a um aterro sobre argila mole com características típicas do litoral do brasileiro com necessidade de reforço devido à instabilidade global.

No Capítulo 3 são apresentados o dimensionamento e o processo executivo dos drenos verticais. São analisadas as propostas de conversão de células unitárias, do modelo axissimétrico para o estado plano de deformação de Hird et al. (1992), Indraratna e Redana (1997) e Chai et al. (2001), e aplicadas ao modelo geométrico. Contempla ainda uma discussão dos resultados.

No Capítulo 4 são apresentados o dimensionamento e o processo executivo das colunas granulares. Os métodos de Tan et al., (2008) são aplicados na conversão de células unitárias do modelo axissimétrico para o estado plano de deformação. Os resultados são apresentados e discutidos.

O Capítulo 5 apresenta o dimensionamento e o processo executivo do CPR *Grouting*. O modelo do meio homogêneo equivalente é aplicado na conversão de células unitárias do modelo axissimétrico para o estado plano de deformação. Os resultados são comparados e discutidos.

No Capítulo 6, após a constatação da correspondência significativa com o caso axissimétrico, é apresentada a análise numérica do aterro sobre solo mole com a previsão de comportamento para as três técnicas de melhoramento de solo mole: drenos verticais, colunas de brita e CPR *Grouting*.

Finalmente, o Capítulo 7 reúne as principais conclusões das análises numéricas e as sugestões de estudos futuros a serem realizados.

CAPÍTULO

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1. Compressibilidade do solo

Construções de engenharia como fundações e aterros geram carregamentos no solo que proporcionam uma variação no estado de tensões e, conseqüentemente, promovem deformações oriundas da compressão de suas camadas. Essa compressão geralmente é ocasionada pela deformação das partículas do solo, rearranjo das partículas do solo e expulsão da água ou do ar dos vazios.

Segundo Almeida e Marques (2010), o processo de deformação do solo que impõe ao recalque pode ser dividido em (Figura 1):

Estágio 1: Recalque imediato, causado pelo carregamento instantâneo sem variação de volume da argila;

Estágio 2: Recalque por adensamento primário, processo em que o excesso de poropressão é gradualmente transferido para tensão efetiva devido à drenagem da água;

Estágio 3: Recalque por compressão secundária, processo em que ocorre o reajuste plástico da estrutura do solo após a dissipação do excesso da poropressão.

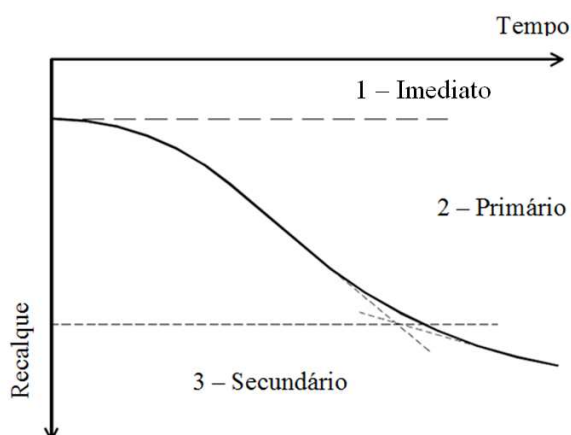


Figura 1 - Evolução do recalque x tempo.

O recalque imediato (ou elástico) é causado pela deformação elástica e ocorrem em solos não saturados e, no caso de solos saturados, quando as condições de contorno possibilitam a existência de deformações verticais e horizontais. Nesses casos parte das tensões, geradas pelo carregamento são transmitidas imediatamente ao arcabouço sólido. Os recalques geralmente são calculados com as equações derivadas da teoria da elasticidade.

O recalque primário (ou de adensamento primário) advém do processo de expulsão gradual da água dos vazios do solo, proporcionando a sua alteração de volume com transferência de esforços entre a água e as partículas de solo.

O recalque secundário (ou adensamento secundário) constitui uma redução do índice de vazios enquanto a tensão efetiva se mantém constante, sendo oriundo do ajuste plástico da estrutura do solo. A literatura geralmente apresenta duas hipóteses para o comportamento do recalque secundário. A primeira considera que ele ocorre após o recalque primário, enquanto que a segunda prevê que a sua ocorrência se dá ao mesmo tempo que o recalque primário (Almeida e Marques, 2010).

Enquanto o recalque elástico ocorre imediatamente após a aplicação da sobrecarga, o recalque por adensamento continua ocorrendo ao longo do tempo e pode ter magnitude bem superior ao recalque elástico. Por esse motivo as adversidades provenientes de obras com recalque primário acentuado costumam ser mitigadas através das técnicas de melhoramento de solo mole, onde algumas são abordadas nesse trabalho.

O recalque primário geralmente é o maior desafio em aterros sobre grandes camadas de solo mole. Esse pode ser apresentado em termos do coeficiente de variação volumétrica ou pelo módulo oedométrico, sendo definido como:

$$\rho = m_v H_0 \Delta \sigma'_v = H_0 \Delta \sigma'_v / E_{oed} \quad (1)$$

Onde:

ρ – Recalque primário;

m_v – Coeficiente de variação volumétrica;

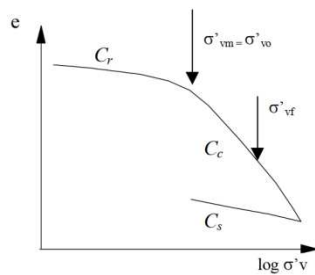
E_{oed} – Módulo oedométrico;

H_0 – Espessura da camada de solo mole;

$\Delta\sigma'_v$ – Variação de tensões efetivas.

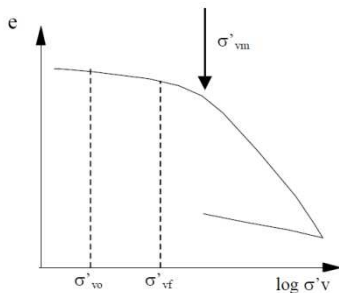
A magnitude do recalque primário também pode ser definida em função dos índices de compressão, que dependem da faixa de tensões efetivas associadas ao projeto e se relacionam com a história de tensões do depósito.

A Figura 2 ilustra a forma de determinação dos recalques em função dos coeficientes de compressibilidade e da história de tensões, sendo σ'_{vm} a máxima tensão efetiva que o solo foi submetido em toda a sua história.



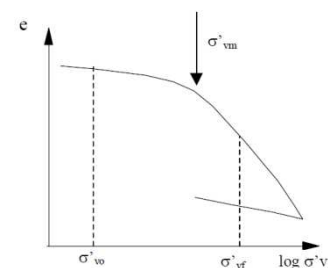
Solo normalmente adensado

$$\rho = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}$$



Solo pré-adensado

$$\rho = \frac{H_0}{1 + e_0} C_r \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}$$



Solo pré-adensado

$$\rho = \frac{H_0}{1 + e_0} \left(C_r \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right)$$

Figura 2 - Determinação do recalque pelos índices de compressão.

1.2. Fundamentos do adensamento

O adensamento de um solo saturado ocorre quando esse é submetido a um aumento de tensão por causa de cargas aplicadas ou em virtude do peso

proporcionado por camadas sobrejacentes. No instante da aplicação da carga ocorre o aumento da poropressão da água presente nos interstícios do solo. No processo de adensamento a água intersticial é expulsa gradualmente e proporciona a redução do volume da camada de solo. Esse processo, que está inteiramente relacionado à condutividade hidráulica do solo, gera o recalque por adensamento que apresenta magnitudes bem distintas segundo o tipo de solo.

Em camada de solos arenosos, altamente permeáveis, a condutividade hidráulica elevada favorece a drenagem. Dessa forma, o aumento de tensão na camada de um solo arenoso saturado proporciona o aumento da poropressão que é imediatamente dissipado com drenagem dos poros. O escoamento acelerado da água presente nos poros do solo arenoso produz o recalque por adensamento concomitante ao recalque elástico.

Já em camadas de solos argilosos, pouco permeáveis, a condutividade hidráulica reduzida não favorece a drenagem. A dissipação da poropressão gerada pelo aumento da tensão na camada de solo argiloso saturado é bastante lenta. Ela ocorre gradativamente por um longo período de tempo. Isso faz com que o recalque por adensamento seja igualmente lento.

O adensamento em solos argilosos saturados está diretamente relacionado à permeabilidade, em virtude do fluxo da água no interior do solo, durante o processo de adensamento no recalque primário.

A água pode ocupar os vazios presentes nos solos e quando essa está submetida a diferenças de potenciais é capaz de se deslocar em seu interior. O processo de percolação da água no interior do solo apresenta grande influência nos problemas práticos da engenharia em análises de recalque, onde essa relação ocorre com a diminuição do índice de vazios devido à expulsão da água (Pinto, 2006).

A Lei de Darcy propõe uma equação para velocidade de descarga da água através de solos saturados por meio da observação de uma experiência, onde o fluxo de água ocorre em areias:

$$Q = kiA \quad (2)$$

Sendo:

Q – Vazão;

i – Gradiente hidráulico;

k – Coeficiente de permeabilidade.

A vazão dividida pela área indica a velocidade com que a água escoar e corresponde à velocidade de percolação (v), representada por $v = ki$. O gradiente hidráulico (i) relaciona a carga que se dissipa na percolação com a distância na qual ocorre a dissipação, ou seja, $i = h/L$ e o coeficiente de permeabilidade é uma constante para cada solo.

Considerando válida a *lei de Darcy*, é possível determinar a equação básica de fluxo em solos que pode ser representada a partir da análise de um elemento de solo homogêneo, com dimensões dx , dy e dz , no qual ocorre um fluxo em regime laminar tridimensional, que pode ser decomposto nas três direções ortogonais, conforme apresentado na Figura 3 (Gerscovich, 2011).

A vazão de água que entra no elemento por unidade de tempo é o produto da área da seção pela velocidade do fluxo ($q = vA$), e pode ser representada nas direções x , y e z , respectivamente por:

$$\begin{aligned} q_x &= v_x dz dy \\ q_y &= v_y dz dx \\ q_z &= v_z dx dy \end{aligned} \quad (3)$$

De forma análoga, a vazão de água que sai do elemento por unidade de tempo pode ser representada nas direções x , y e z , respectivamente por:

$$\begin{aligned} q_x + dq_x &= \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz dy \\ q_y + dq_y &= \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dz dx \\ q_z + dq_z &= \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy \end{aligned} \quad (4)$$

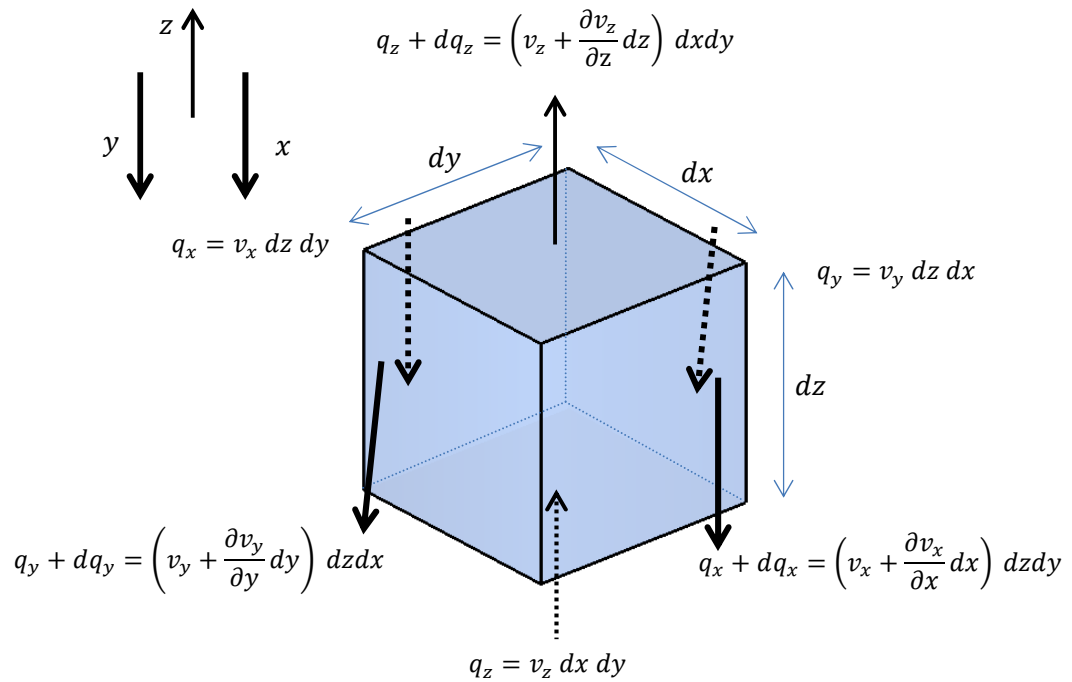


Figura 3 - Fluxo em bloco elementar de solo homogêneo (Gerscovich, 2011).

A diferença entre a vazão de água que sai e a vazão que entra do elemento será a variação de volume de água por unidade de tempo dentro do elemento, logo:

$$[(q_x + dq_x) + (q_y + dq_y) + (q_z + dq_z)] - q_x + q_y + q_z = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (5)$$

Resolvendo, tem-se:

$$dq_x + dq_y + dq_z = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (6)$$

Ou,

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}\right) dx dy dz = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (7)$$

Aplicando a *lei de Darcy* nas componentes da velocidade de percolação, v_x , v_y e v_z , nas direções x , y e z , respectivamente, onde o gradiente hidráulico é representado por ($i = \partial h / \partial l$), tem-se:

$$\begin{aligned} v_x &= k_x i_x = k_x \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) \\ v_y &= k_y i_y = k_y \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right) \\ v_z &= k_z i_z = k_z \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (8)$$

Resolvendo (7) em (8), obtêm-se:

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (9)$$

Considerando o grau de saturação (S) e índice de vazios (e), onde $V = V_s(1 + e)$, ou, $V_s = dx dy dz / (1 + e)$, tem-se:

$$V_w = \frac{Se}{1 + e} dx dy dz \quad (10)$$

Ou,

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{1}{1 + e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) dx dy dz \quad (11)$$

Aplicando (11) em (9) e simplificando, finalmente obtêm-se a equação básica para fluxo laminar tridimensional em solos:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (12)$$

A partir da análise dessa equação, pode-se perceber que um processo de adensamento ocorre, em uma situação de fluxo, quando o grau de saturação

permanece constante e o índice de vazios varia. Adensa quando e decresce e expande quando e aumenta.

A equação de continuidade de Laplace regula a condição de percolação de um regime permanente em determinado ponto de massa de solo. Considerando que não haja componente de vazão na direção y e as seguintes hipóteses:

- O solo é homogêneo;
- O fluxo é estacionário;
- O solo está saturado ($\partial S/\partial t = 0$);
- Os efeitos de capilaridade são desprezíveis;
- A variação de volume é nula ($\partial e/\partial t = 0$);
- O solo é isotrópico ($k_x = k_z$).

A equação de Laplace pode ser representada por:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (13)$$

Esta equação diferencial (13) representa matematicamente uma condição de fluxo bidimensional em um solo isotrópico em relação à permeabilidade.

1.3. Teoria de Adensamento de Terzaghi e Frolich

O adensamento ocorre em solos de baixa permeabilidade, onde após a aplicação de um carregamento ocorre a variação lenta e gradativa de volume do solo devido à expulsão da água em seu interior. Inicialmente a água suporta todo o acréscimo de tensão que é gradativamente transferido para o arcabouço sólido.

O Princípio das Tensões Efetivas proposto por Terzaghi propõe que todos os mensuráveis em solos, como compressão, distorções e resistência ao cisalhamento são provenientes das variações de tensões efetivas. Para ilustrar esse princípio no processo de adensamento e sua relação com o tempo, considere a Figura 4 com uma camada de argila saturada de espessura H , confinada em entre duas camadas de areia e submetida a um aumento de tensão (Δq).

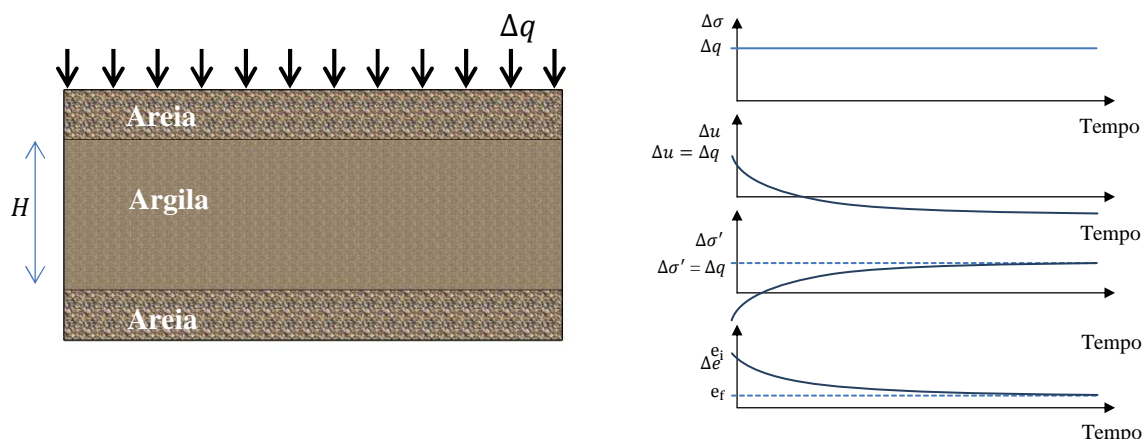


Figura 4 - Variação de tensões e índice de vazios em uma camada compressível com carregamento instantâneo (Gerscovich, 2017).

No instante inicial onde $t = 0$, toda a tensão incremental Δq será suportada pela água ($\Delta u = \Delta q$) e nenhuma tensão será aplicada no esqueleto do solo, devido à baixa condutividade hidráulica da argila e a incompressibilidade da água em comparação ao esqueleto do solo. Dessa forma, a tensão efetiva adicional será nula ($\Delta\sigma' = 0$).

No decorrer do tempo ($0 < t < \infty$), a água irá percolar pelos vazios buscando as camadas drenantes. Esse processo irá reduzir o excesso de poropressão gradualmente na camada, provocando um aumento da tensão efetiva. A distância de drenagem tem influência nas magnitudes da variação de tensão efetiva e na variação de poropressão. Quanto mais próximo da camada drenante, mais rápido será o processo de escoamento, e por consequência, a redução dos excessos de poropressão:

$$\Delta\sigma' > 0; \Delta u < \Delta\sigma \quad (14)$$

Para longos períodos de tempo ($t = \infty$), provavelmente ocorre toda a dissipação do excesso de poropressão ($\Delta u = 0$) e todo o acréscimo de tensão será aplicado na estrutura do solo ($\Delta\sigma' = \Delta\sigma$).

A influência do tempo no recalque por adensamento em camadas de argila saturada está relacionada ao processo gradual de transferência do excesso de poropressão para tensão efetiva.

O processo de drenagem da água controla o tempo e a forma de dissipação do excesso de poropressão. Assim, a solução matemática do processo de adensamento está na equação de fluxo. O desenvolvimento da Teoria de Adensamento de Terzaghi e Frolich (1936) considera as seguintes hipóteses:

- 1) O solo é totalmente saturado ($\partial S/\partial t = 0$);
- 2) A compressão é unidimensional;
- 3) O fluxo d'água é unidimensional;
- 4) O solo é homogêneo;
- 5) As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- 6) O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- 7) O fluxo é governado pela Lei de Darcy;
- 8) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- 9) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Considerando essas hipóteses na Equação (12), Terzaghi e Frolich (1936) deduziram a equação fundamental que governa o processo de adensamento. Sendo assim, segue a equação diferencial do adensamento unidimensional de uma camada de solo compressível, considerando o fluxo puramente vertical e carregamento instantâneo:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (15)$$

O coeficiente de adensamento *vertical* (c_v) representa as características do solo. Tem relação com a compressibilidade e a permeabilidade, associando o tempo

de transferência de tensões suportadas pela água para o arcabouço sólido por meio de:

$$c_v = \frac{k_v (1 + e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k_v}{\gamma_w m_v} \quad (16)$$

Onde:

k_v – Coeficiente de permeabilidade vertical;

e – Índice de vazios;

γ_w – Peso específico da água;

a_v – Coeficiente de compressibilidade ($a_v = -\Delta e / \Delta \sigma'_v$);

m_v – Coeficiente de compressibilidade volumétrica ($m_v = a_v / (1 + e)$).

A integração da Equação (15) envolve o parâmetro *Fator Tempo* (T), que correlaciona os tempos de recalque às características do solo e suas condições de drenagem:

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (17)$$

Onde:

t – Tempo;

c_v – coeficiente de adensamento vertical;

H_d – Distância de percolação da água.

Resolvendo e aplicando o parâmetro (17) em (15) na solução da integração, será possível representar a Equação (18), onde U_z é o grau de adensamento ao longo da profundidade:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\text{sen} \frac{Mz}{H_d} \right) e^{-M^2 T}, \text{ com } M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (18)$$

Esta equação é válida para um processo de adensamento unidimensional contendo duas fronteiras drenantes ou apenas uma.

As isócronas são as curvas apresentadas na Figura 5 e representam a solução da Equação (18) para diversos tempos após o carregamento.

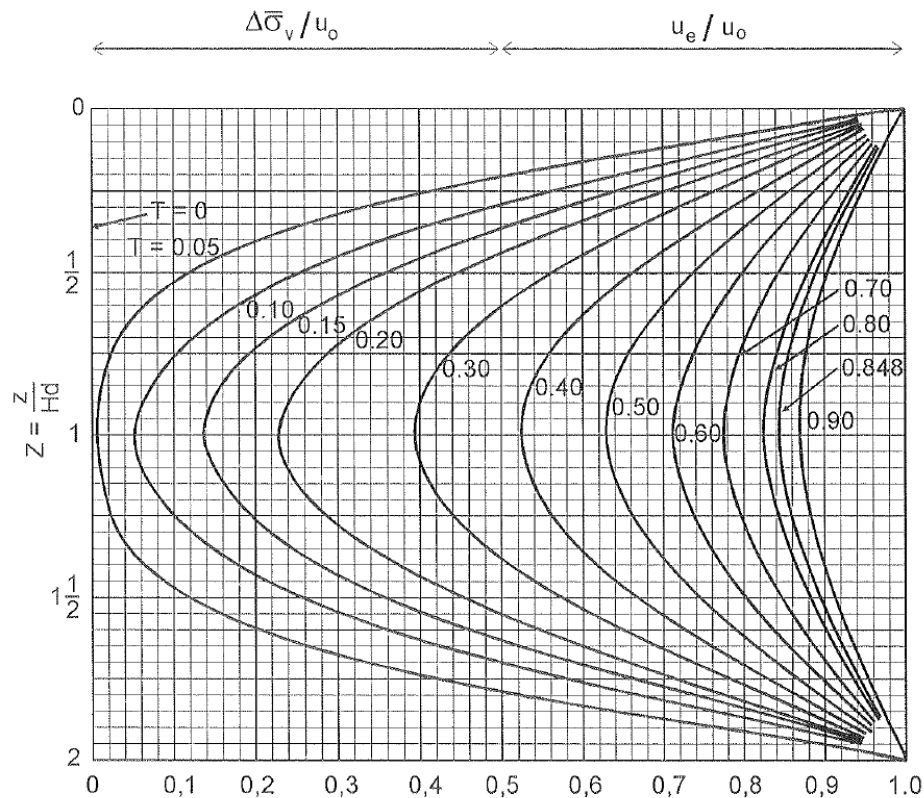


Figura 5 - Porcentagem de adensamento U_z (Pinto, 2006).

As dissipações dos excessos de poropressão ocorrem mais rapidamente quanto mais próximas das faces de drenagem. Pela teoria de Terzaghi e Frolich (1936), tem-se a porcentagem média de adensamento representada pelo somatório das deformações nos diversos pontos ao longo da profundidade. Sendo assim, o grau de adensamento médio (U) corresponde à média dos graus de adensamento:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T}, \text{ com } M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (19)$$

O grau de adensamento médio relaciona o recalque ocorrido em um dado instante com o recalque total devido ao carregamento, podendo ser apresentado como a porcentagem de adensamento.

Segundo Taylor (1948), duas equações empíricas representam bem o comportamento da equação teórica, a saber:

$$\begin{aligned} T_v &= \frac{\pi}{4} U^2 \text{ para } U \leq 60\%; \text{ e} \\ T_v &= -0,933 \log(1 - U) - 0,085 \text{ para } U > 60\%. \end{aligned} \quad (20)$$

De forma análoga ao processo desenvolvido na obtenção da equação diferencial unidimensional, é possível obter a equação para o adensamento tridimensional com fluxo nas direções x , y e z , sendo representada por:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (21)$$

A variação da poropressão no elemento ao longo do tempo é representada pela equação diferencial (21), onde a variação de deformação em um elemento de solo em processo de adensamento é representada por essa variação da poropressão.

1.4. Teoria de adensamento radial de Barron (1948)

Baseado na teoria de Terzaghi e Frolich (1936), Barron (1948) e Hansbo (1987) apresentaram a teoria do adensamento unidimensional com drenagem radial, baseado no adensamento de um cilindro de solo provido de um dreno em seu eixo. Consideram que a compressão é unidimensional e não há fluxo atravessando a superfície lateral do cilindro, conforme a Figura 6.

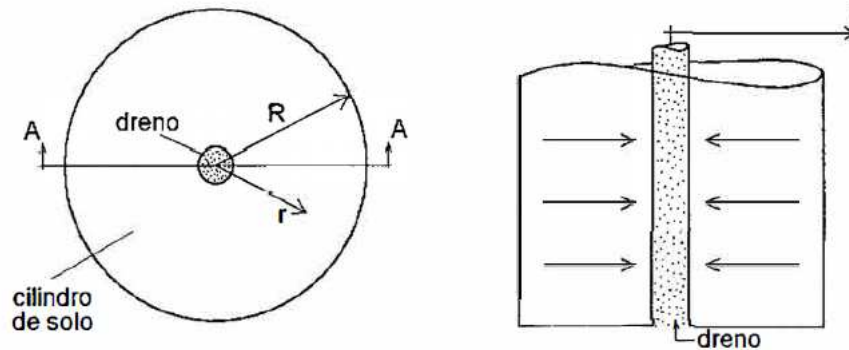


Figura 6 - Representação idealizada do problema de adensamento radial (Coêlho, 1997).

A teoria de Barron (1948) se baseia na simplificação da teoria de adensamento unidimensional proposta por Terzaghi (1943), onde se trata de problema de simetria axial com as variáveis do tempo t e a posição radial r do ponto considerado em relação ao eixo do dreno.

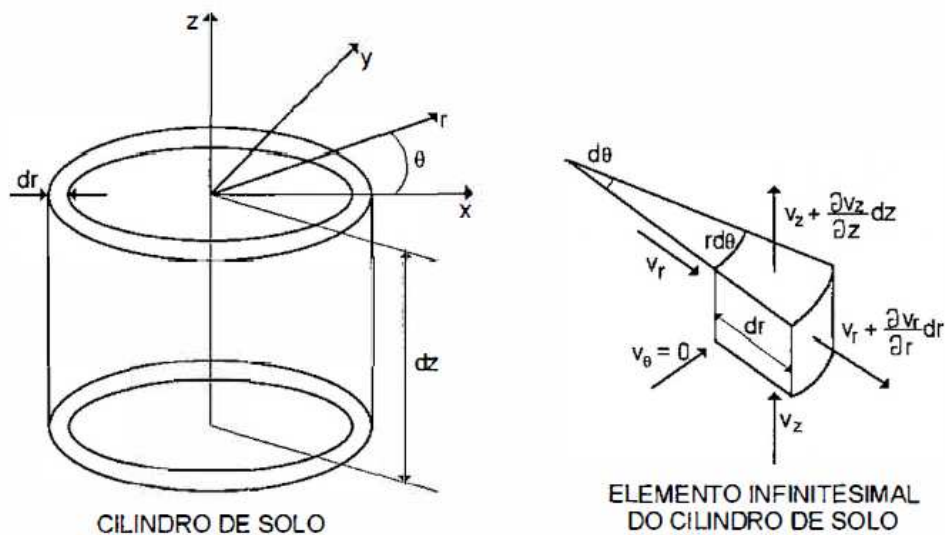


Figura 7 - Representação do elemento infinitesimal do cilindro de solo (Coêlho, 1997).

Considerando que o fluxo ocorre nos planos verticais e não há fluxo na direção tangencial ao cilindro ($v_\theta = 0$), é possível desenvolver as equações de forma

análoga a um elemento em bloco abordado na Figura 3. Tem-se, similarmente, a diferença entre a vazão de água que sai e a vazão que entra do elemento representada pela variação de volume de água por unidade de tempo dentro do elemento:

$$[(q_r + dq_r) + (q_z + dq_z) + (q_\theta + dq_\theta)] - (q_r + q_z + q_\theta) = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (22)$$

As vazões de água que entram no elemento podem ser representadas radialmente por:

$$\begin{aligned} q_r &= v_r r d\theta dz \\ q_z &= v_z r d\theta dr \\ q_\theta &= 0 \end{aligned} \quad (23)$$

As vazões de água que saem do elemento por unidade de tempo podem ser representadas radialmente por:

$$\begin{aligned} q_r + dq_r &= \left(v_r + \frac{\partial v_r}{\partial r} dr \right) (r + dr) d\theta dz \\ q_z + dq_z &= \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) r d\theta dr \\ q_\theta + dq_\theta &= 0 \end{aligned} \quad (24)$$

Ou seja;

$$\left(v_r + \frac{\partial v_r}{\partial r} dr \right) (r + dr) d\theta dz - v_r r d\theta dz + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) r d\theta dr - v_z r d\theta dr = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (25)$$

Desenvolvendo e cancelando os termos de segunda ordem, tem-se:

$$\left(v_r + \frac{\partial v_r}{\partial r} r + \frac{\partial v_z}{\partial z} r \right) d\theta dr dz = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (26)$$

Ainda de forma análoga ao desenvolvido na Equação (11), onde o volume total do elemento cilíndrico pode ser representado por $V = r d\theta dr dz$, tem-se:

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) r d\theta dr dz \quad (27)$$

Substituindo (27) em (26):

$$\frac{v_r}{r} + \frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (28)$$

Aplicando a *lei de Darcy* nas componentes da velocidade de percolação, v_r e v_z , na direção radial r e z , respectivamente, onde o gradiente hidráulico é representado por ($i = \partial h / \partial l$), tem-se:

$$\begin{aligned} v_r &= k_h \left(\frac{\partial h}{\partial r} \right) \\ v_z &= k_v \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (29)$$

Adotando as hipóteses simplificadoras da Teoria de Adensamento de Terzaghi de que o solo está totalmente saturado ($\partial S / \partial t = 0$) e aplicando (29) em (28), tem-se:

$$\frac{k_h}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + k_h \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + k_v \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (30)$$

Somente o excesso de carga hidrostática provoca fluxo na Equação (29), logo a carga (h) pode ser expressa pela pressão na água (u) sobre o peso específico da água (γ_w).

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial r} &= \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial h}{\partial z} &= \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \quad (31)$$

Sendo ainda adotado o coeficiente de compressibilidade representado por ($a_v = -de/d\sigma = de/du$), a Equação (30) pode ser representada por:

$$\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (32)$$

Ou:

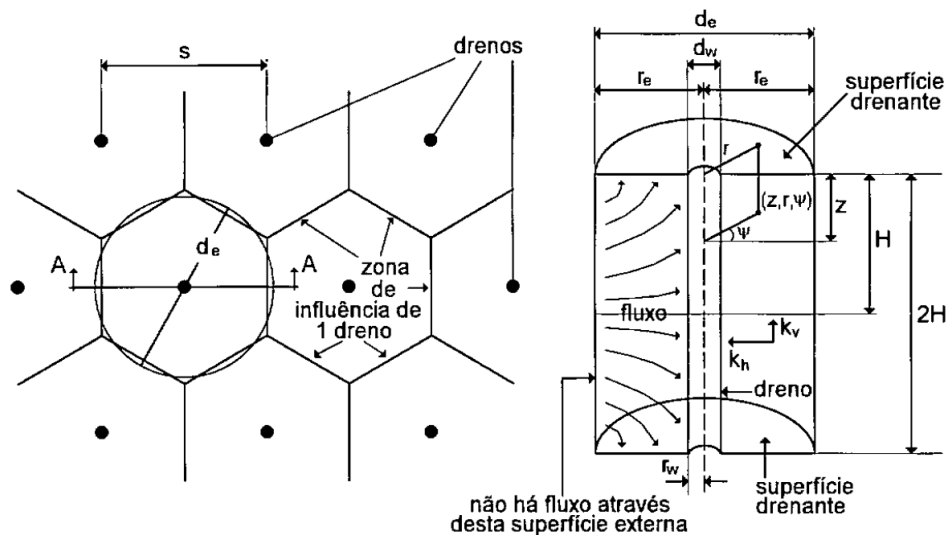
$$\frac{k_h(1+e)}{\gamma_w a_v} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{k_v(1+e)}{\gamma_w a_v} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (33)$$

Finalmente, substituindo os coeficientes de adensamento horizontal e vertical, tem-se:

$$c_h \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + c_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (34)$$

A compressão no processo de adensamento do solo é vertical, mas o fluxo majoritariamente ocorre na direção horizontal com a água convergindo para os drenos.

A Figura 8 contém a representação esquemática da distribuição dos drenos e o fluxo na zona de influência.



d_w – Diâmetro dos drenos ($d_w = 2r_w$); d_e – Diâmetro equivalente ($d_e = 2r_e$);

s – Espaçamento entre os drenos.

Figura 8 - Representação da malha de drenos e seção transversal de um elemento (Coêlho, 1997).

Para a solução do adensamento com fluxo radial, Bergado et al. (1994) resumem que a teoria de Barron (1948) apresenta o problema de adensamento através de duas condições de deformações: deformações verticais livres (*free strain*) e deformações verticais uniformes (*equal strain*).

1.4.1. Deformações verticais livres (“Free Vertical Strain”)

Neste caso as deformações são resultado de um carregamento uniforme na superfície da zona de influência circular de cada dreno. Os recalques diferenciais que ocorrem nessas zonas não têm efeito na redistribuição de tensões pelo arqueamento do aterro e tampouco no grau de adensamento.

É o caso em que ocorre o carregamento “flexível, onde as deformações livres permitem o adensamento com fluxo radial e o solo adjacente aos drenos adensa mais rápido que o restante do maciço. Essa diferença desenvolve recalques diferenciais na superfície que provocam deformações cisalhantes em planos verticais na massa de solo. Para este caso, com carregamento uniforme, assume-se que os recalques diferenciais não têm efeito na redistribuição de tensões devido ao carregamento, assim como as deformações cisalhantes não têm influência no processo de adensamento. A tensão total é constante em relação ao tempo.

Coelho (1997) apresenta a solução para a Equação (34) no caso de deformações livres, a partir das seguintes hipóteses como condições de contorno:

1. O excesso de poropressão inicial é uniforme em todo maciço. $u = u_0$ para $t = 0$;
2. O excesso de poropressão na superfície dos drenos é zero em qualquer tempo: $u_w = 0$ em $r = r_w$ para $t > 0$;
3. A superfície externa ($r = r_e$) é impermeável. Por causa da simetria não há fluxo através da superfície. Para $r = r_e$; $\partial u / \partial r = 0$.

Como solução para essas condições de contorno, tem-se:

$$u(r) = u_0 \sum_{\alpha_1}^{\alpha=\infty} \frac{-2 U_1(\alpha) U_0(\alpha r/r_w)}{\alpha [n^2 U_0^2(\alpha n) - U_1^2(\alpha)]} \epsilon_h^{-4 \alpha^2 n^2 T_h} \quad (35)$$

Onde:

$u(r)$ – Excesso de poropressão;

ϵ - Base do logaritmo neperiano;

$U_1(\alpha) = J_1(\alpha)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha)J_0(\alpha)$;

$U_0(\alpha n) = J_0(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_0(\alpha n)J_0(\alpha)$;

$U_0(\alpha r/r_w) = J_0(\alpha r/r_w)Y_0(\alpha r/r_w) - Y_0(\alpha r/r_w)J_0(\alpha)$;

J_0, J_1 – Funções de Bessel de 1ª espécie, de ordens 0 e 1 respectivamente;

Y_0, Y_1 – Funções de Bessel de 2ª espécie, de ordens 0 e 1 respectivamente;

α – Raízes das funções de Bessel que satisfazem $J_1(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n)J_0(\alpha) = 0$;

$n = r_e/r_w = d_e/d_w$;

T_h - Fator tempo para o adensamento com fluxo radial ($T_h = c_h t/d_e^2$).

Para o valor médio em toda massa de solo num dado tempo, tem-se:

$$\bar{U} = u_0 \sum_{\alpha_1}^{\alpha=\infty} \frac{4 U_1^2(\alpha)}{\alpha^2 (n^2 - 1) [n^2 U_0^2(\alpha n) - U_1^2(\alpha)]} \epsilon_h^{-4 \alpha^2 n^2 T_h} \quad (36)$$

1.4.2. Deformações verticais iguais ("Equal Vertical Strain")

Nesse caso o processo de arqueamento redistribui as tensões de tal maneira que os deslocamentos verticais de todos os pontos da superfície são iguais e não há desenvolvimento de recalques diferenciais.

Mendes (2011) resume que, no caso de deformações verticais iguais, o carregamento é uniformemente distribuído na zona de influência do dreno; os assentamentos diferenciais que ocorrem durante o processo de adensamento não afetam a redistribuição de tensões por efeito de arco; e as distorções derivadas desses assentamentos diferenciais não influenciam o processo de adensamento.

Coêlho (1997) destaca que no caso de "equal strain", ocorre o carregamento rígido e a redistribuição do carregamento superficial devido à diferença na razão de adensamento é considerada somente em caso extremo. É imposto que o

arqueamento seja tal que distribua as cargas superficiais de modo que os deslocamentos verticais de todos os pontos da superfície sejam iguais e recalques diferenciais não ocorram.

A solução da Equação (34) que controla o processo de adensamento no tempo, pode ser representada pela expressão:

$$u(r) = \frac{4U_0}{\mu d_e^2} \exp\left[-\frac{8c_h t}{\mu d_e^2}\right] \left[r_e^2 \ln \frac{r}{r_w} - \frac{(r^2 - r_w^2)}{2} \right] \quad (37)$$

Sendo a porcentagem média de adensamento para a drenagem puramente radial dada por:

$$\bar{U}_r = 1 - \exp\left[-\frac{8T_h}{\mu}\right] \quad (38)$$

Onde, T_h =fator tempo horizontal, representado por:

$$T_h = \frac{C_h t}{4 r_e^2} \quad (39)$$

O fator μ , que considera o raio de influência do dreno, o efeito da região amolgada, bem como o efeito da permeabilidade do dreno, é representado por:

$$\mu = \ln(n/s) + (k_h/k_s) \ln(s) - 3/4 + \pi(2lz - z^2)(k_h/q_w) \quad (40)$$

Considerando a permeabilidade do dreno significativamente superior à permeabilidade do solo, tem-se:

$$\mu = \ln(n/s) + (k_h/k_s) \ln(s) - 3/4 \quad (41)$$

Ignorando o efeito da região amolgada, tem-se μ representado somente pela razão entre o raio de influência do dreno e o raio equivalente do dreno:

$$\mu = \ln(n) - 3/4 \quad (42)$$

Onde n e s são representados por:

$$n = \frac{r_e}{r_w}; s = \frac{r_s}{r_w} \quad (43)$$

Sendo, r_e = raio de influência do dreno; r_w = raio equivalente do dreno e r_s = raio da região amolgada.

1.4.3. Comparação entre as soluções “free strain” e “equal strain”

O comportamento no processo de fluxo radial tende a ser intermediário entre as condições “equal strain” e “free strain” devido ao efeito do arqueamento e consequente redistribuição de tensões durante o processo de adensamento. Nesse contexto Coêlho (1997) argumenta que de qualquer maneira a diferença entre os resultados obtidos nos dois casos extremos é pequena e as discrepâncias diminuem quanto maiores forem os valores de n e do tempo, ou fator tempo T_h .

As curvas que representam as duas soluções, para valores de n maiores que 10, apresentam diferenças mínimas e praticamente se igualam em porcentagens de adensamento maiores que 50%. A Figura 9 apresenta as curvas para a solução “equal strain” e “free strain”.

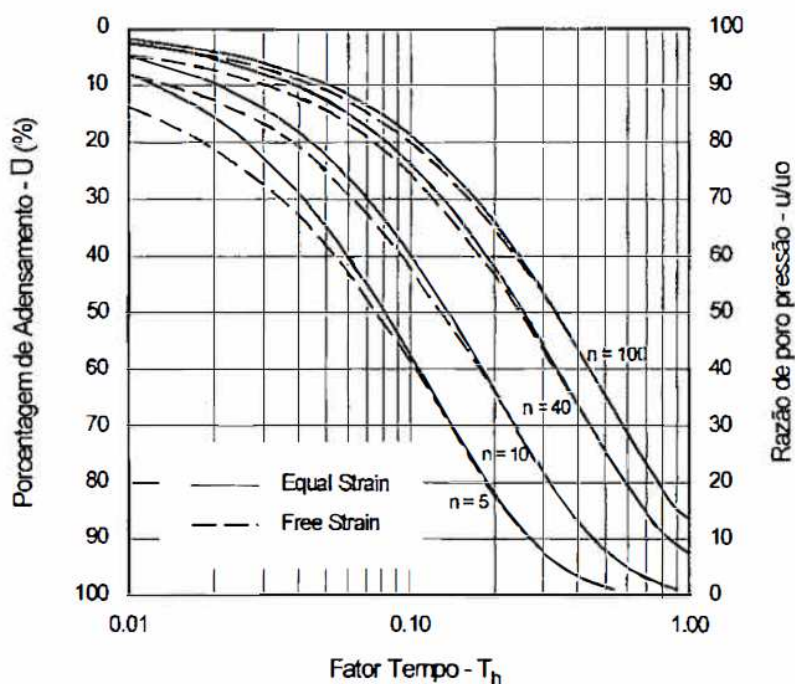


Figura 9 - Porcentagem média de adensamento x Fator tempo (Richart, 1959).

Os resultados para ambas as soluções são muito próximos, pois para valores de $n > 5$ essa aproximação tende a se reduzir significativamente. Ainda, a solução “equal strain” é muito mais simples, uma vez que a solução “free strain” é apresentada em termos de funções de Bessel.

Dessa forma, a solução que considera as deformações verticais iguais “equal strain” é mais utilizada na prática em virtude da sua simplicidade.

1.4.4. Adensamento combinado

A partir das soluções de adensamento unidimensional com fluxo vertical e radial, determinadas separadamente, é possível resolver o problema com drenagem combinada. Carillo (1942) propõe o grau de adensamento U como o resultado dos efeitos combinados da drenagem horizontal (radial) e da vertical:

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \quad (44)$$

Onde:

U – Porcentagem média de adensamento combinada;

U_h – Porcentagem média de adensamento horizontal (radial);

U_v – Porcentagem média de adensamento vertical.

A comparação entre o grau de adensamento para drenagem vertical, radial e a combinação entre ambas é apresentada na Figura 10.

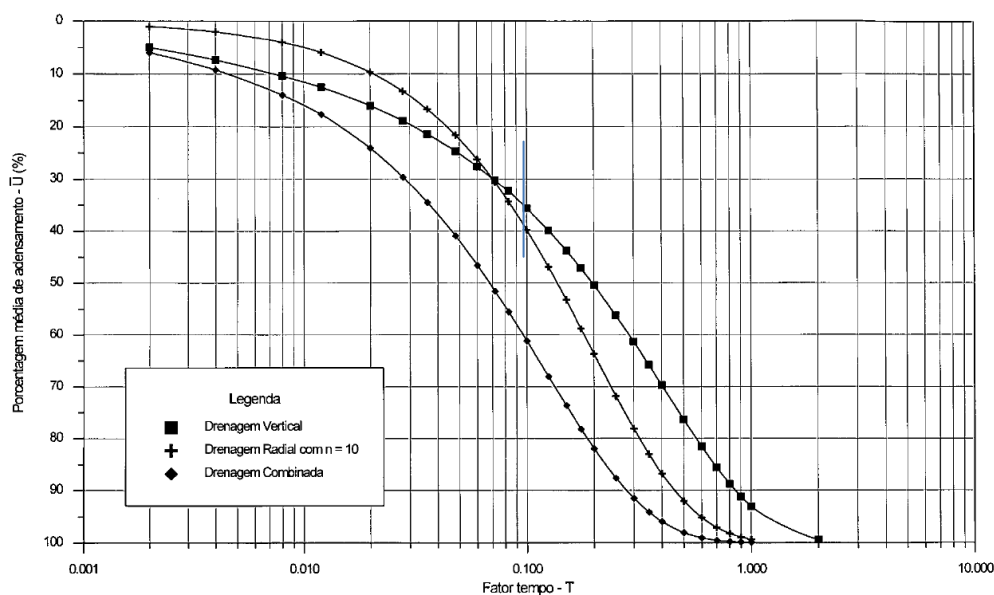


Figura 10 - Curvas teóricas da porcentagem média de adensamento para drenagens radial ($n = 10$), vertical e combinada (Coelho, 1997).

Analisando a figura se observa que para $T \cong 0,03$ e $n = 10$, a porcentagem média de adensamento no caso puramente radial é da ordem de 15%, enquanto que na drenagem combinada é da ordem de 30%. Isso demonstra a relevância na determinação das condições de contorno para a drenagem, pois podem proporcionar diferenças da ordem de 100% na porcentagem média de adensamento.

1.5. Técnicas de melhoramento de aterros sobre solos moles

Existem diversas técnicas de melhoramento de aterros sobre solos moles e a solução mais adequada deve ser analisada individualmente para cada caso. Os requisitos construtivos e os parâmetros geotécnicos da região a ser tratada têm grande influência na definição da metodologia mais eficiente. Dessa forma, comparações entre as técnicas de melhoramento contribuem na definição daquela que pode apresentar maior eficiência na solução do problema.

A escolha do método construtivo mais adequado está associada a diversas questões: características geotécnicas dos depósitos, utilização da área, incluindo a vizinhança, prazos construtivos e custos envolvidos. (Almeida e Marques, 2010). Na escolha do método de melhoramento mais adequado é recomendável observar, além das questões apresentadas, a verificação da geometria do problema e se existem requisitos de recalque ao longo do tempo devido à ocorrência do adensamento primário e secundário, bem como condições de segurança da estabilidade com vista à capacidade de suporte do solo. A Figura 11 reúne os principais métodos empregados para proporcionar controle da estabilidade e do recalque.

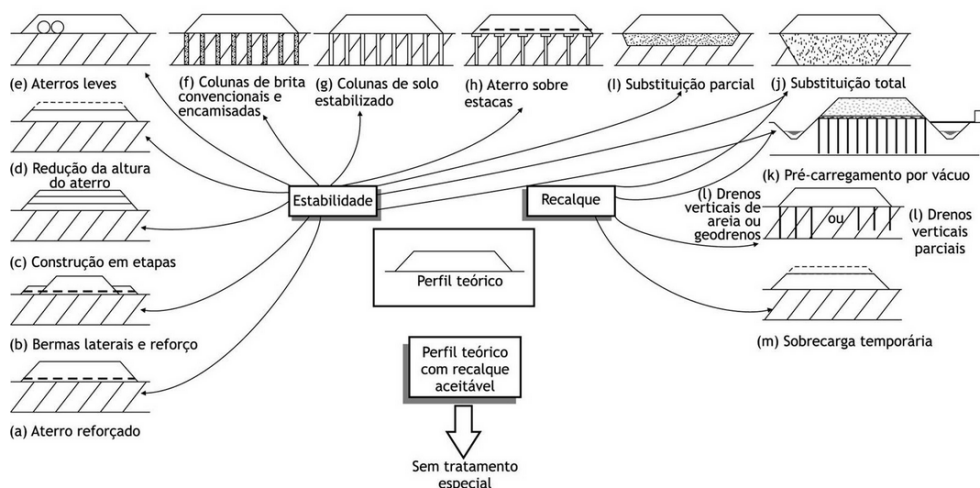


Figura 11 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010).

A Tabela 1 reúne as características e referências das técnicas de aterros sobre solo mole. As soluções podem ser adotadas em conjunto, quando possível, para aprimoramento no controle da estabilidade e do recalque.

Tabela 1 - Resumo das metodologias executivas, suas características e referências (Almeida e Marques, 2010)

Metodologias construtivas	Caraterísticas	Experiências brasileiras
Remoção da camada mole total ou parcial	Eficaz, rápido, grande impacto ambiental; necessária sondagem para aferição da quantidade de solo removido/remanescente	Vargas (1973); Cunha e Wolle (1984); Barata (1977)
Expulsão de solo com ruptura controlada (aterro de ponta)	Utilizada para depósitos de pequena espessura e muito dependente da experiência local; necessária sondagem para aferição da espessura de solo removido/remanescente	Zayen et al. (2003)
Aterro convencional	Estabilização dos recalques é lenta	Pinto (1994)
Construção em etapas	Utilizada, na maioria dos casos, com drenos verticais; é necessário monitoramento do ganho de resistência; não é favorável para prazos exíguos	Almeida, Davies e Parry (1985); Almeida et al. (2008)
Drenos verticais e sobrecarga com aterro	Utilizado para acelerar recalques, com grande experiência acumulada. Usa-se a sobrecarga temporária para diminuir os recalques primários e secundários remanescentes	Almeida et al. (2001); Sandroni e Bedeschi (2008); Almeida, Rodrigues e Bittencourt (1999)
Bermas de equilíbrio e/ou reforço	Adotada frequentemente; é necessário avaliar se a força de tração do reforço é realmente mobilizada in situ	Palmeira e Fahel (2000); Magnani, Almeida e Ehrlich (2009)
Uso de materiais leves	Ideal para prazos exíguos; custos relativamente elevados; sua utilização tem aumentado	Sandroni (2006b); Lima e Almeida (2009)
Aterros sobre estacas com plataforma de geogrelhas	Ideal para prazos exíguos, diversos layouts e materiais podem ser utilizados	Almeida et al. (2008a); Sandroni e Deotti (2008)
Colunas granulares (estacas granulares)	Colunas granulares que podem ou não ser encamisadas com geotêxtil; os recalques são acelerados devido à natureza drenante	Mello et al. (2008); Garga e Medeiros (1995)

	das colunas granulares; geogrelhas são às vezes instaladas acima das estacas granulares	
Pré-carregamento por vácuo	Pode substituir parcialmente a necessidade de sobrecarga com material de aterro; deslocamentos horizontais são muito menores que os de carregamentos convencionais	Marques e Leroueil (2005)

As técnicas de tratamento de solos moles têm o objetivo de viabilizar a realização de construções sobre solo de alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte. Dentre os problemas oriundos desses tipos de solos, destacam-se principalmente os problemas de recalque excessivo e estabilidade.

Chavão (2015, apud Schaefer et al, 2012) apresenta um resumo contendo as técnicas de tratamento e/ou melhoramento de solos e um ou mais dos seus objetivos principais:

- Aumentar a resistência ao cisalhamento;
- Aumentar a capacidade de carga;
- Aumentar a densidade;
- Transferir as cargas do aterro para camadas mais competentes;
- Controlar as deformações;
- Acelerar o adensamento;
- Reduzir as cargas impostas à fundação;
- Proporcionar estabilidade;
- Vedar infiltrações;
- Preencher vazios e aumentar a resistência à liquefação.

A caracterização do solo, o grau de melhoramento pretendido, o custo previsto e o prazo de execução, além de espaço e equipamentos disponíveis para a execução dos serviços são informações necessárias que permitem avaliar se uma determinada técnica é exequível em um determinado tipo de solo. A Tabela 2 contém as categorias e as técnicas de tratamento de solo, com seus principais objetivos.

Tabela 2 - Características de melhoria de solos, objetivos e técnicas (adaptado de Schaefer et al. 2012 apud Chavão, 2015).

Categoria	Técnicas	Objetivos
Compactação	<ul style="list-style-type: none"> - Vibrocompactação - Compactação dinâmica - Compactação com uso de explosivos - <i>Compaction grouting</i> - Compactação de superfície (incluindo compactação de rápido impacto) 	Aumentar a densidade, a capacidade de carga e a resistência ao atrito; aumentar a resistência à liquefação; reduzir a compressibilidade; aumentar a resistência de solos argilosos.
Adensamento	<ul style="list-style-type: none"> - Pré-carregamento sem drenos - Pré-carregamento com drenos - Pré-carregamento por vácuo - Eletrosmose 	Acelerar o adensamento, reduzir os recalques, aumentar a resistência.
Redução de carregamento	<ul style="list-style-type: none"> - Geofoam - Concreto aerado - Materiais leves para aterro (pneus picados, etc. 	Reduzir o carregamento no solo de fundação, reduzir os recalques, aumentar a estabilidade do talude.
Reforço	<ul style="list-style-type: none"> - Micro estacas - Solo grampeado/ancoragem - Colunas (colunas granulares, colunas granulares encamisadas, <i>jet grouting</i>) - Colunas com plataformas de transferência de cargas - Aterro reforçado com geossintético 	Inclusão de elementos de reforço no solo para melhorar as características de engenharia; promover estabilidade lateral.
Tratamento químico	<ul style="list-style-type: none"> - <i>Deep mixing</i>: via seca ou úmida - <i>Jet grouting</i> - <i>Compaction grouting</i> 	Aumentar a densidade, aumentar a resistência, preencher os vazios, vedar infiltrações.
Estabilização térmica	<ul style="list-style-type: none"> - Congelamento do solo - Aquecimento do solo e vitrificação 	Aumentar a resistência ao cisalhamento, promover vedação.
Estabilização biotécnica	<ul style="list-style-type: none"> - Uso de vegetação em taludes como reforço - Métodos microbianos 	Aumentar resistência; reforçar.
Outros	Métodos eletrocinéticos, métodos químicos	Remediar solos contaminados

Dentre essas técnicas de tratamento de solo mole, tem-se uma nova metodologia para as técnicas de tratamento de solo mole, o CPR *Grouting*, sigla da técnica de Consolidação Profunda Radial, desenvolvida e patenteada pela Engegraut.

A técnica consiste na cravação de geodrenos verticais para dissipação do excesso de poropressão desenvolvida pela expansão de cavidades, com *geogROUT*. Os bulbos são expandidos sequencialmente de baixo para cima para proporcionar o adensamento, conseqüentemente, aumentando a resistência e rigidez do solo homogeneizado.

A Figura 12 ilustra o processo executivo do CPR *Grouting*. A técnica consiste resumidamente na instalação dos geodrenos, seguida da preparação da argamassa e bombeamento no interior da massa de solo.

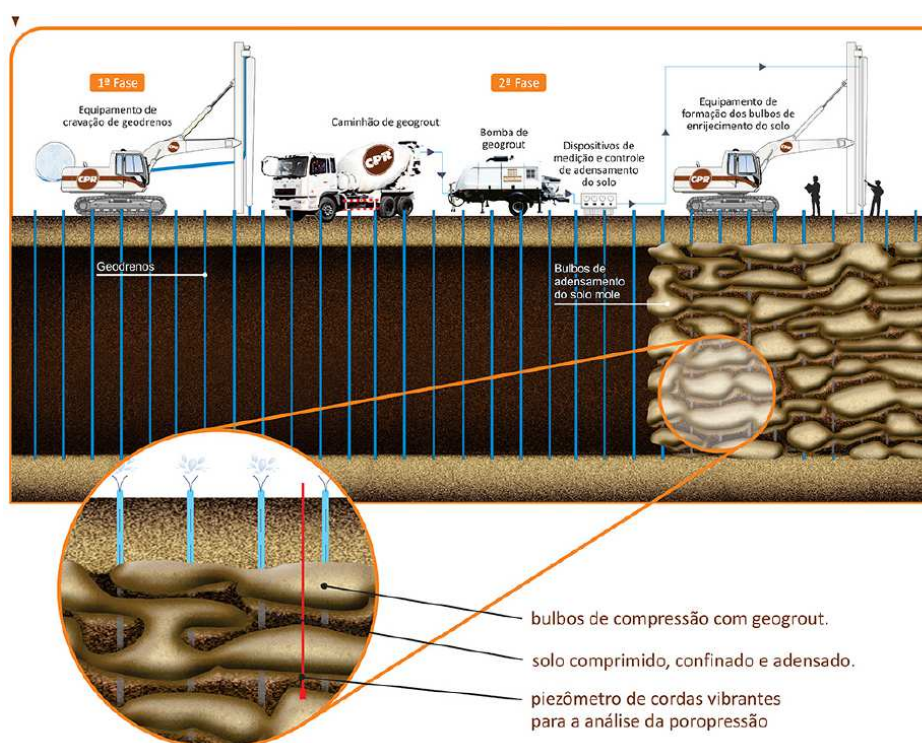


Figura 12 - Sequência executiva do CPR *Grouting* (Engegraut, 2017).

A injeção da argamassa sob alta pressão no interior da camada proporciona o confinamento lateral do solo, causando deslocamentos no entorno dos bulbos, que são formados em verticais, de baixo para cima, com volumes e pressão previamente determinados em projeto. O volume geralmente é da ordem de 800 a 1000 litros e as pressões variam de 100 kPa até 1.000 kPa, reduzindo à medida que se aproxima da superfície (Chavão, 2015).

O efeito do confinamento gerado pelos bulbos em conjunto com os drenos verticais previamente instalados proporcionam o enrijecimento da camada que tende

a se tornar menos compressível e mais resistente. Ainda, com a instalação dos drenos verticais tem-se a aceleração do processo de adensamento, quando da aplicação do carregamento de projeto sobre a camada. A Tabela 3 apresenta algumas obras onde foi empregada a técnica.

Tabela 3 - Obras executadas com a técnica do CPR *Grouting* (adaptado de Chavão, 2015).

Obra	Local	Período de execução		Área tratada (m ²)	Camada de solo mole (m)
		Início	Término		
Tratamento de solo para receber a ferrovia VLI dentro do Porto de Itaqui/MA	São Luís/MA	Ago/14	Mar/15	45.000	11
Tratamento de solos de fundação para receber a elevatória da ETE Rio das Pedras	Rio de Janeiro/RJ	Jun/14	Out/14	1.524	10
Reforço do solos de fundação para a construção da fábrica da BMW	Araquari/SC	Fev/14	Mai/14	40.504	18
Reforço de solo de fundação na obra Palm, Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro	Fev/14	Jul/14	17.593	20
Tratamento do solo para assentamento das bases da adutora de água do sistema ITALUÍS, em Campos de Perizes	Perizes, São Luís/MA	Nov/13	Fez/14	38.845	6
Duplicação da BR-135 sentido Bacabeira	São Luís/MA	Jun/13	Out/13	17.600	9
Reforço do solos para assentamento da cisterna do Barra Shopping	Rio de Janeiro/RJ	Mar/13	Abr/13	1000	8
Reforço do solos de fundação no Estaleiro Renave	Niterói/RJ	Fev/13	Mar/13	180	2
Sistema de Esgotamento Sanitário de São Luís	Vinhais/MA	Jan/13	Jul/13	142.104	-
Reforço do solos de fundação na área portuária de Manaus/AM	Manaus/AM	Nov/11	Até hoje	200.000	20
Tratamento de solos de fundação para instalação de 3 vias junto à Rodovia Anhanguera, SP-330, SP	Campinas/SP	Out/12	Fev/13	6.528	16
Reforço para a implantação da Avenida Via Parque na Barra da Tijuca, junto ao Village Mall	Rio de Janeiro/RJ	Ago/12	Set/12	1.000	14
Reforço de solo de fundação no depósito da Gerdau	Muribeca/PE	fev/12	ago/12	14.000	22
Melhoria e monitoramento na Av. Ayrton	Rio de Janeiro/RJ	jan/12	jun/12	6.000	-

Obra	Local	Período de execução		Área tratada (m ²)	Camada de solo mole (m)
		Início	Término		
Senna, 4.701, Barra da Tijuca					
Melhoria no trecho da calçada da pista existente da Av. Ayrton Senna, para obra da Linha Amarela, Lote V, Trechos I e II	Barra da Tijuca, Rio de Janeiro/RJ	dez/11	fev/12	3.000	19
Obra de implantação da Transoeste/Grota Funda – Corredor exclusivo de BRT entre a Barra da Tijuca e Santa Cruz, Lote 03	Guaratiba/RJ	dez/11	fev/12	7.000	16

2. SOFTWARE, MODELO ADOTADO E CASO HISTÓRICO

Simulações numéricas por meio do Método dos Elementos Finitos (FEM) consistem em uma ferramenta valiosa na engenharia geotécnica para prever e compreender o comportamento de estruturas complexas.

A modelagem de um terreno envolvendo um grande número de drenos verticais é representada com maior precisão em análises tridimensionais. No entanto, essas análises são sofisticadas e podem requerer um grande esforço computacional. Para otimizar a análise é possível converter um problema tridimensional em um modelo de deformação plana que contenha propriedades e dimensões equivalentes. Vários autores desenvolveram técnicas numéricas para simular o efeito de drenagem vertical sob condição plana bidimensional. Essas técnicas assumem que o comportamento de adensamento ocorre em um sistema de drenagem que possui características de compressibilidade linear e permeabilidades equivalentes.

Nesse contexto, esse estudo propõe uma comparação numérica para uma situação de aterro em uma camada de solo mole típica brasileira, contemplando a transformação de um problema tridimensional para o estado plano bidimensional, onde células unitárias axissimétricas são comparadas com suas equivalentes no estado de deformação plana.

Assim, na comparação numérica será empregado o *software* Plaxis 2D, tanto para análises axissimétricas, quanto planimétricas, bem como para um caso de aterro sobre solo mole típico brasileiro para três diferentes técnicas de melhoramento: drenos verticais de geodrenos, colunas de brita convencionais e o CPR *Grouting*.

2.1. O Software Plaxis 2D

O programa Plaxis 2D, empregado nesse estudo, é uma ferramenta de elementos finitos bidimensional voltada para análises de deformações, tensões e estabilidades de problemas geotécnicos. A interface do programa está dividida em quatro subprogramas subsequentes *Input* (entrada), *Calculations* (cálculos), *Output* (resultados) e *Curves* (curvas):

- *Input*: Etapa de criação do modelo geométrico, introdução das propriedades dos materiais e condições de contorno, geração da malha, e das condições iniciais (poropressões e tensões efetivas);
- *Calculations*: Etapa empregada para realizar os cálculos após a formulação das etapas construtivas e seus respectivos tempos, métodos de cálculos, seleção de carregamentos e seleção dos pontos para análise;
- *Output*: Fase utilizada para apresentação dos resultados como deslocamentos, tensões, poropressões, etc. Estão incluídos os resultados nos elementos estruturais;
- *Curves*: Utilizado para visualizar gráficos e tabelas de curvas de tempo, deslocamento, tensão, deformação, poropressão, etc. de pontos previamente selecionados na malha.

Seguem as considerações referentes à geometria, elementos estruturais e modelos constitutivos adotados nas análises desse estudo.

2.1.1. Modelo geométrico

A geração de modelo em elementos finitos de um problema geotécnico começa com a geração de um modelo geométrico que seja representativo. O modelo geométrico adotado deve corresponder a problemas de deformações planas (*plane strain*) ou axissimétricos (*axisymmetric*) (Figura 13).

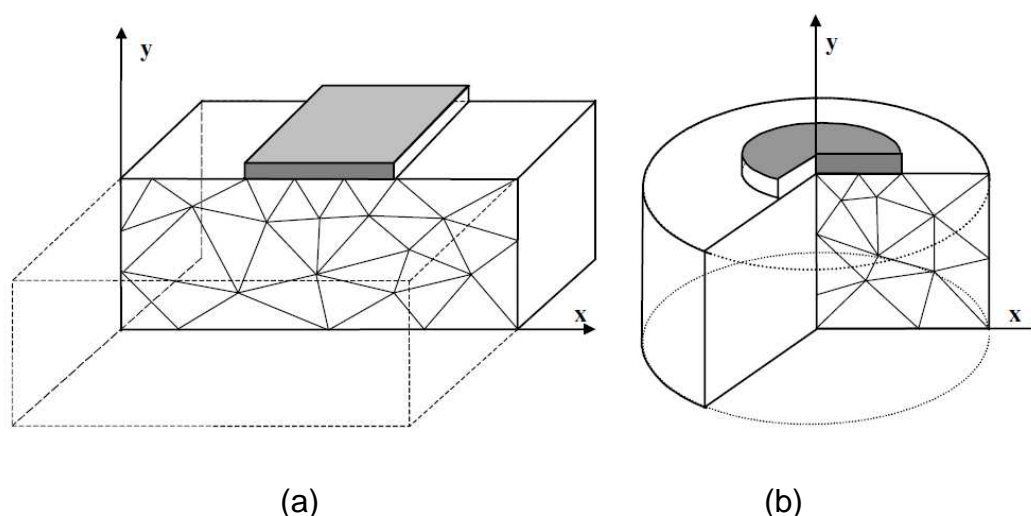


Figura 13 - Exemplo de: (a) deformação plana e (b) axissimétrica (Plaxis, 2017).

Os modelos de deformações planas são utilizados em casos onde a seção transversal do problema é representativa ao longo do comprimento perpendicular a essa seção. Os deslocamentos e deformações são considerados nulos na direção perpendicular do problema, mas os esforços são contemplados em todas as direções.

Os modelos axissimétricos são empregados em estruturas circulares com seção transversal radial uniforme. Os estados de tensão e deformação são idênticos em qualquer direção radial.

As análises são realizadas a partir de malhas triangulares geradas automaticamente, onde cada elemento triangular pode conter 6 ou 15 nós. Para as análises realizadas nesse estudo foram considerados elementos triangulares de 15 nós, proporcionando uma interpolação de quarta ordem para os deslocamentos e uma integração numérica que considera doze pontos de Gauss (pontos de avaliação de tensões). Isso proporciona resultados mais precisos, mesmo em malhas menos densas.

2.1.2. Componentes e carregamentos

Os componentes estruturais, especiais ou condições de carregamentos são introduzidos no modelo para simular situações equivalentes em campo. Os principais componentes aplicados nas análises são as placas, geossintéticos e drenos.

As placas são objetos estruturais utilizados para representar estruturas esbeltas com rigidez tanto à flexão quanto a esforços normais. São utilizadas para representar muros, placas e revestimentos que se estendem na direção perpendicular da seção transversal do modelo. Esse componente é considerado na análise como um elemento de viga com três graus de liberdade, sendo dois de translação nos eixos x e y e um de rotação no plano x, y . Os seus elementos serão representados por 5 nós e 8 pontos de análise de tensão, correspondentes às linhas azuis na geometria do modelo.

Geossintéticos são componentes estruturais que não apresentam nenhuma resistência à flexão ou compressão. Esses elementos suportam somente esforço de tração e são empregadas para proporcionar reforços em solos instáveis. São compostos por elementos unidimensionais com dois graus de liberdade, x e y . Os elementos serão representados por elementos contendo 5 nós e 5 pontos de análise de tensão e correspondentes às linhas amarelas na geometria do modelo.

Os carregamentos distribuídos são aplicados nos modelos geométricos e são representados pela força por unidade de superfície (kN/m^2), no plano x, y . Esses são representados por linhas azuis na geometria do modelo.

Os drenos servem para anular os valores dos excessos de poropressão ao longo de um alinhamento do modelo. São usados nas análises com fluxo radial, horizontal ou combinada durante o processo de adensamento. Esses são representados por linhas pontilhadas azuis na geometria do modelo.

2.1.3. Modelos constitutivos dos materiais

Os modelos constitutivos servem para representar o comportamento do solo sob as condições de carregamento. Esse comportamento tensão-deformação pode ser definido por diversos níveis de sofisticação, e quanto mais refinado for o modelo, maior será a quantidade de parâmetros que regem o comportamento do solo.

O *software* conta com 6 modelos constitutivos para representação do comportamento dos materiais na análise numérica: *Linear Elastic*, *Mohr Coulomb*, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep* e *Jointed Rock*.

Um modelo pode ser considerado satisfatório quando representa adequadamente o comportamento do solo analisado. Um exemplo é o modelo de Mohr-Coulomb, um dos mais aplicados na engenharia geotécnica. Ele representa a aplicação da reta proposta por Coulomb na envoltória de Mohr, justificando o nome do modelo (Figura 14).

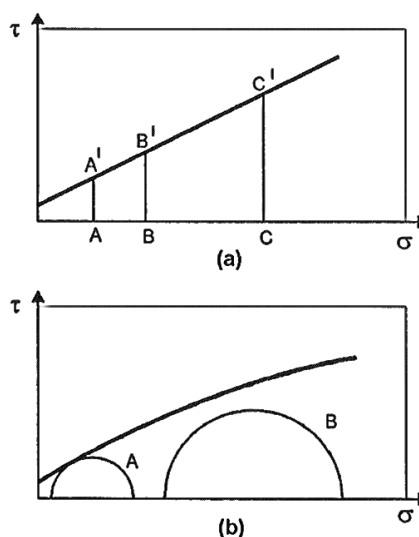


Figura 14 - Representação dos modelos constitutivos de: (a) Coulomb e (b) Mohr (Pinto, 2006).

O programa admite diversos modelos constitutivos para simular o comportamento do solo. Nas análises realizadas nesse estudo são empregados três modelos: linear elástico, Mohr Coulomb e *Soft Soil*.

O modelo linear elástico representa a Lei de Hook de elasticidade linear isotrópica. Os parâmetros empregados são o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Esse modelo é adotado para todos os materiais nas simulações das células unitárias devido à simplicidade de representação do modelo e para verificação simples das propostas de conversão no estado plano de deformações.

O modelo de Mohr Coulomb apresenta comportamento elástico perfeitamente plástico que representa a ruptura por cisalhamento nos solos. O seu comportamento é regido pelo módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c) e ângulo de atrito do solo (ϕ). Esse modelo é utilizado nas análises do aterro para solos granulares com permeabilidade elevada.

Já o modelo *soft soil* pode ser utilizado para simular o comportamento de solos moles. O modelo proporciona bons resultados em situação de compressão primária. Os parâmetros empregados são a coesão (c), ângulo de atrito do solo (θ), índice de compressão (c_c), índice de expansão (c_s) e índice de vazios inicial (e_0).

2.1.4. Comportamento quanto à drenagem

A água intersticial tem grande influência no comportamento do solo. Para considerar essa interação da água com o solo nas análises, deve-se definir o comportamento para a drenagem. O programa considera três comportamentos: drenado (*Drained behaviour*), não drenado (*Undrained behaviour*) e não poroso (*Non-porous behaviour*).

O comportamento drenado não considera a geração de excesso de poropressão. Deve ser adotado em casos de drenagem completa, devido à alta permeabilidade ou para simular o comportamento do solo a longo prazo.

O comportamento não drenado considera os excessos de poropressão gerados durante o carregamento. Deve-se destacar que os parâmetros do solo devem ser introduzidos em termos de tensões efetivas para considerar a condição no final de construção.

O comportamento não poroso não considera a água presente no material na análise. É útil para representar o comportamento do concreto ou estruturas em geral. Os materiais com esse comportamento apresentam a sua superfície impermeável no modelo, impedindo totalmente a condição de fluxo.

2.1.5. Condição de permeabilidade

A introdução da permeabilidade no modelo é necessária em análises de adensamento ou de fluxo. O programa distingue a permeabilidade horizontal (k_x) da permeabilidade vertical (k_y). Para as análises executadas no presente estudo, será considerado um meio isotrópico.

Para simular materiais quase impermeáveis é necessário introduzir uma permeabilidade que seja baixa o suficiente, comparada ao solo ao seu redor. Um fator de 1000 é suficiente para garantir essa condição.

Por padrão o programa não altera o valor da permeabilidade enquanto ocorre o processo de adensamento. Apesar de ser possível considerar essa variação, as análises realizadas nesse estudo mantiveram a permeabilidade constante durante o processo de adensamento, em conformidade com o proposto na teoria clássica de adensamento.

Essa variação pode ser alterada através do fator de correção c_k definido por:

$$\log \left(\frac{k}{k_0} \right) = \frac{\Delta e}{c_k} \quad (45)$$

Onde:

k – Permeabilidade final (direção x ou y);

k_0 – Permeabilidade inicial (direção x ou y);

Δe – Variação do índice de vazios.

Por padrão esse fator é igual a 10^{15} , garantindo com que não seja considerado uma variação da permeabilidade no solo (Plaxis, 2017).

Todos os limites da geometria do modelo são definidos para permitir a permeabilidade do material ao redor, e assim todo o excesso de poropressão se torna nulo. Para contornar essa situação, foi empregada a opção de contorno impermeável para adensamento (*Closed consolidation boundary*).

2.1.6. Tipos de cálculos

O programa considera quatro tipos de cálculos, sendo: Cálculo plástico (*Plastic*), análise de adensamento (*Consolidation*), análise do fator de segurança (*Phi-c reduction*) e dinâmico (*Dynamic*):

- *Plastic*: Utilizado em análises de deformação elástico-plástica em que não é necessário considerar a redução progressiva dos excessos de poropressão com o tempo. Quando se opta por não selecionar a opção de malha atualizada, essa opção considera a teoria de pequenas deformações. Esse tipo de cálculo tem aplicação nesse estudo para situações de carga rápida em solos argilosos saturados para representar o comportamento totalmente não drenado;
- *Consolidation*: Usado quando se torna necessário considerar a dissipação dos excessos de poropressão ao longo do tempo em solos argilosos saturados. Ele é aplicado nessa análise para condições em que se considera a aplicação gradativa do carregamento com o tempo e para dissipação do excesso de poropressão para valores inferiores a 1 *kPa*.
- *Phi-c reduction*: Utilizado para determinação do fator de segurança global de uma etapa construtiva do problema em análise. A análise é realizada reduzindo os parâmetros de resistência do solo até a condição de ruptura.
- *Dynamic*: Essa opção deve ser selecionada quando for necessário considerar vibrações no solo, como ondas sísmicas.

Os cálculos podem ser realizados em conjunto com a atualização da malha (*Updated Mesh Analysis*) quando ocorrem grandes deformações, ou a atualização das poropressões (*Update water pressures*) quando se deseja considerar o efeito da submersão.

2.1.7. Adensamento de longo prazo

O critério utilizado para determinar o fim das análises de adensamento é a opção de excesso de poropressões mínima (*P-stop*), para valores inferiores a 1 *kPa*

para todo o domínio. Dessa forma, a fase de cálculo termina quando o excesso de poropressão em todos os nós da malha são inferiores ao valor absoluto determinado.

A porcentagem de adensamento (u) pode ser representada pela proporção de poropressão dissipada, assim para especificar uma porcentagem predefinida para a dissipação será necessário conhecer o excesso de poropressão máximo ($P_{máx}$), em valor absoluto, imediatamente após a aplicação do carregamento:

$$P-stop = P_{máx} (100 - x)\% \quad (46)$$

Onde:

$P-stop$ – Excesso de poropressão mínimo para término da análise;

$P_{máx}$ – Excesso de poropressão máximo gerado logo após o carregamento;

u – Porcentagem de adensamento (%).

Dessa forma, para um carregamento instantâneo de $q = 40 \text{ kPa}$ e $P-stop = 1 \text{ kPa}$, ocorreria o término da análise para uma porcentagem de adensamento correspondente a 99,98%.

2.1.8. Deformação volumétrica de um domínio de solo

As deformações volumétricas podem ser impostas ao domínio do solo através da ferramenta “*Volumetric Strain*”. Esta opção é útil para simular processos mecânicos que resultam em deformações volumétricas no solo como injeções de argamassa.

A alteração volumétrica (ϵ_v) é expressa em porcentagem e a ferramenta dispõe de uma estimativa da quantidade de volume alterado por unidade de comprimento. No entanto, deve-se considerar que nem sempre é possível obter a deformação volumétrica, em virtude da rigidez dos domínios e objetos ao redor.

Um valor positivo de deformação volumétrica representa uma expansão, enquanto que um valor negativo representa uma contração.

2.2. Caso de Estudo

A comparação das propostas de melhoramento de solo mole será realizada com base na análise de desempenho de um aterro sobre solo mole realizada por Machado e Oliveira (2010). A escolha deste caso de estudo levou em consideração a existência de ensaios de campo e laboratório, para a definição de parâmetros, além do monitoramento e instrumentação de campo, para análise do desempenho.

O aterro foi executado na obra de duplicação da BR 101/PE. Além de conter os ensaios necessários, o caso analisado consiste em um aterro sobre argila mole, com necessidade de reforço devido à instabilidade global e uma camada de solo mole com características típicas do litoral do brasileiro.

Assim, utilizou-se o modelo geométrico do caso para verificar numericamente as propostas de autores na conversão de células unitárias, do modelo axissimétrico para o estado plano de deformação, em uma situação brasileira real e representativa. Adicionalmente, é avaliado o desempenho de cada proposta no melhoramento do processo de adensamento, bem como no controle da estabilidade global, a partir da comparação de 3 diferentes técnicas de melhoramento de solo mole: Drenos verticais, Colunas Granulares de Brita e CPR *Grouting*.

2.2.1. Localização e apresentação do caso

O aterro está situado no Lote 6, entre a Divisa dos estados PB/PE e o Município de Igarassú/PE, na várzea de Goiana-PE, entre as estacas 3290 e 3320, possuindo 600 m de extensão (Machado e Oliveira, 2010).

O caso em estudo consiste na execução de um aterro de 2 metros de altura em relação ao nível do terreno existente, sobre uma camada de argila orgânica mole, com a finalidade de servir para duplicação de rodovia BR101/PE. Para o aterro em estudo foi adotada como solução a estabilização do solo de fundação através da aplicação de geodrenos, incluindo uma sobrecarga de 1 m, com controle da

estabilidade global feito através da aplicação de geogrelha entre duas camadas de colchão drenante com 0,30 m de espessura para cada camada.

2.2.2. Modelo geométrico

Machado e Oliveira (2010) destacam que a sondagem realizada indicou um perfil do subsolo contendo três camadas distintas, com nível d'água a 2,10 m de profundidade. A altura de aterro adotada foi de 2 metros. Similarmente ao adotado pelos autores, será considerada apenas uma camada no trecho 0,00 – 8,80 m para consideração do modelo geométrico, conforme exposto na Figura 15.

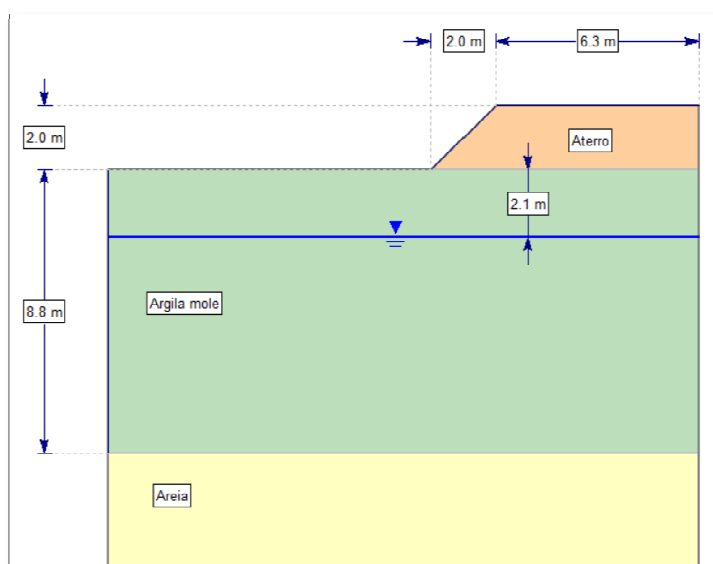


Figura 15 - Modelo geométrico adotado.

2.2.3. Parâmetros geotécnicos

Machado e Oliveira (2010) apresentam os parâmetros geotécnicos para o projeto do aterro sobre solo mole, com base em amostras para a realização de ensaios como: ensaio de palheta, caracterização, adensamento vertical e ensaio triaxial UU. A Figura 16 apresenta os resultados dos ensaios de adensamento.

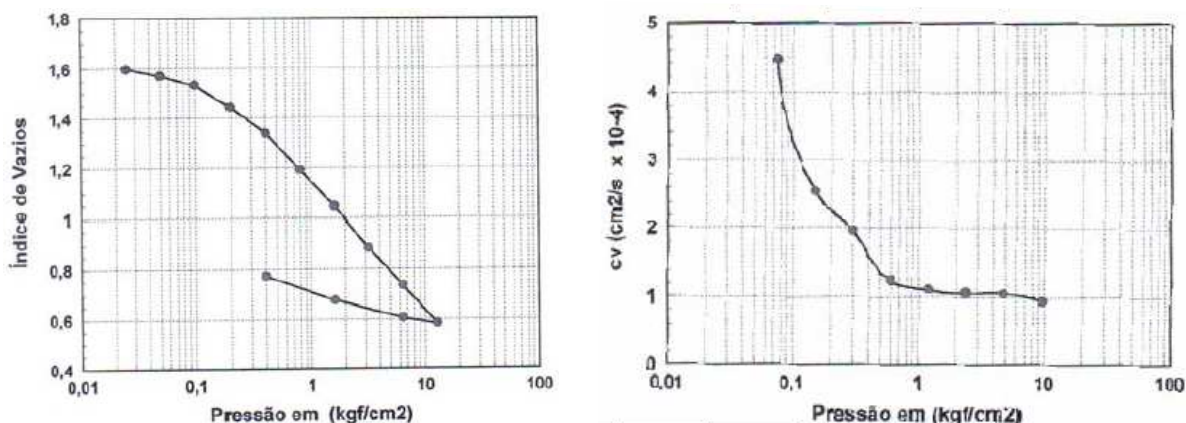


Figura 16 - Ensaio de adensamento com drenagem vertical (Machado e Oliveira , 2010).

Na Tabela 4 estão apresentados os parâmetros dos materiais empregados na construção do modelo. Cabe esclarecer que se recomenda a utilização de parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas para análises de adensamento de longo prazo. Esses parâmetros, necessários para construção do modelo, foram estimados de acordo com as características geotécnicas correspondentes, conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos (Machado e Oliveira , 2010).

Parâmetros geotécnicos empregados no modelo	
Material	Argila mole
Umidade natural do solo (w)	62,46 %
Índice de vazios inicial (e_0)	1,62
Porosidade inicial (n)	62 %
Peso específico aparente úmido (γ_h)	16,4 kN/m ³
Índice de compressão (c_c)	0,51
Coefficiente de compressão (CR)	0,19
Índice de expansão (c_s)	0,2

Tabela 5 - Valores típicos para ângulos de atrito em areias (Pinto, 2006).

	Compacidade		
	fofo	a	compacto
Areias bem graduadas			
de grãos angulares	37°	a	47°
de grãos arredondados	30°	a	40°
Areias mal graduadas			
de grãos angulares	35°	a	43°
de grãos arredondados	28°	a	35°

A determinação do coeficiente de permeabilidade do solo mole foi realizada a partir do coeficiente de adensamento vertical. Para níveis de tensões da ordem de 40 kPa, estima-se $c_v = 1,2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ (Figura 16). Para o caso em análise é adotado um coeficiente de permeabilidade horizontal igual ao vertical no modelo numérico. Conforme mostrado no Apêndice A, tem-se $k_x = k_y = 1,30 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.

Para a representação da camada de areia foi utilizado o modelo de Mohr Coulomb, com parâmetros apresentados na Tabela 6. A camada argilosa foi reproduzida na simulação do aterro sobre solo mole pelo modelo *Soft Soil* (Tabela 7). Nas análises numéricas das células unitárias, adotou-se o modelo linear elástico (Tabela 8).

Tabela 6 - Parâmetros adotados para os materiais arenosos – Modelo Mohr Coulomb.

Parâmetro		Aterro	Areia
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,0	20,0
γ_{sat}	[kN/m ³]	22,0	22,0
k_x	[m/dia]	0,01	0,01
k_y	[m/dia]	0,01	0,01
e_{init}	[-]	0,50	0,50
c_k	[-]	1×10^{15}	1×10^{15}
E_{ref}	[kN/m ²]	30000	20000
ν	[-]	0,30	0,30
G_{ref}	[kN/m ²]	11538,5	7692,3
E_{oed}	[kN/m ²]	40384,6	26923,1

Parâmetro		Aterro	Areia
c_{ref}	[kN/m ²]	5,00	1,00
ϕ	[°]	30	30

Tabela 7 - Parâmetros adotados para camada argilosa – Modelo *Soft Soil*.

Parâmetro		Argila
γ_{unsat}	[kN/m ³]	15,5
γ_{sat}	[kN/m ³]	16,4
k_x	[m/day]	$1,30 \times 10^{-5}$
k_y	[m/day]	$1,30 \times 10^{-5}$
e_{init}	[-]	1,62
c_k	[-]	1×10^{15}
λ^*	[-]	0,08
κ^*	[-]	0,03
c	[kN/m ²]	5,0
ϕ	[°]	25

Tabela 8 - Parâmetros adotados para camada argilosa nas células unitárias – Modelo linear elástico.

Parâmetro		Argila
γ_{unsat}	[kN/m ³]	15,5
γ_{sat}	[kN/m ³]	16,4
k_x	[m/day]	$1,30 \times 10^{-5}$
k_y	[m/day]	$1,30 \times 10^{-5}$
e_{init}	[-]	1,62
c_k	[-]	11×10^{15}
E_{ref}	[kN/m ²]	590,42
ν	[-]	0,30
G_{ref}	[kN/m ²]	227,1
E_{oed}	[kN/m ²]	794,8

2.2.4. Monitoramento

O objetivo do presente estudo não é simular numericamente o comportamento apresentado no caso em análise, entretanto uma convergência entre os resultados do monitoramento com o modelo numérico se faz necessário para garantir a compatibilidade do modelo. Sendo assim, a Figura 17 apresenta os dados do monitoramento de uma placa de recalque para o trecho em análise apresentado por Machado e Oliveira (2010).

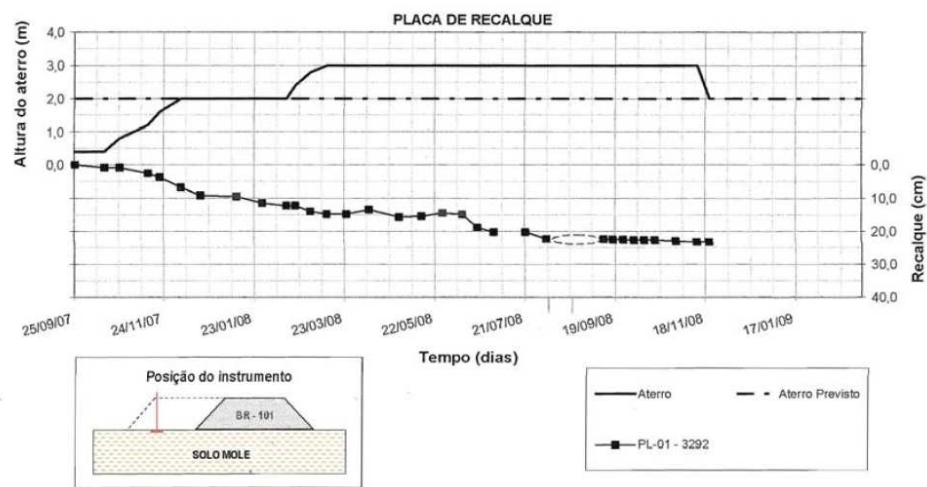


Figura 17 - Deslocamentos verticais da placa de recalque (Machado e Oliveira, 2010).

3. DRENOS VERTICAIS

Os drenos verticais são elementos instalados abaixo da camada de aterro que alteram o fluxo no interior da massa do solo da trajetória predominantemente vertical para radial. Como consequência, há uma redução nas trajetórias das partículas de água, e no tempo do adensamento. Além da redução da trajetória, o escoamento poderá ser mais rápido devido ao coeficiente de permeabilidade horizontal, geralmente superior ao vertical, devido ao processo de formação das camadas.

Os drenos verticais, ou “*Prefabricated Vertical Drains*” (PVD), são normalmente instalados em conjunto com o emprego da sobrecarga para reduzir o tempo de adensamento. A finalidade da instalação dos drenos verticais é dupla: (1) acelerar o processo de adensamento da camada argilosa; e (2) proporcionar o aumento da estabilidade da estrutura (Bergado, et al., 1994).

3.1. Metodologia executiva

Os primeiros drenos verticais utilizados eram de areia, os quais foram substituídos pelos drenos verticais pré-fabricados, também denominados geodrenos e drenos fibroquímicos. Os geodrenos consistem em um núcleo de plástico com ranhuras em forma de canaleta, envolto em um filtro de geossintético não tecido de baixa gramatura, conforme Figura 18 (Almeida e Marques, 2010).

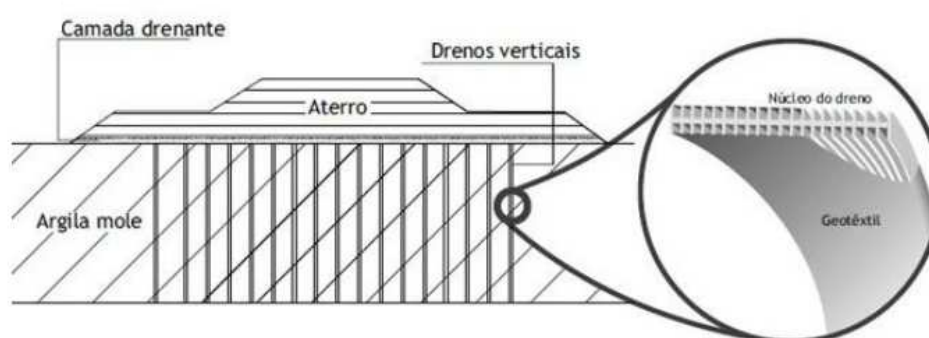


Figura 18 - Esquema de um aterro sobre geodrenos (Almeida e Marques, 2010).

A metodologia executiva consiste, resumidamente, na execução da camada drenante que receberá a água proveniente dos drenos. Posteriormente é realizada a demarcação dos locais de instalação, onde os drenos serão cravados conforme previsto no projeto. Posteriormente o equipamento de cravação, com torre adequada à profundidade prevista, realiza a cravação do dreno (Figura 19). Esse fica solidarizado à sapata de cravação com o objetivo de proporcionar a fixação no fundo da camada quando o mandril é recolhido. O processo é repetido até finalização da cravação (Figura 20 e Figura 21). Por fim, pode ser realizado o corpo do aterro.

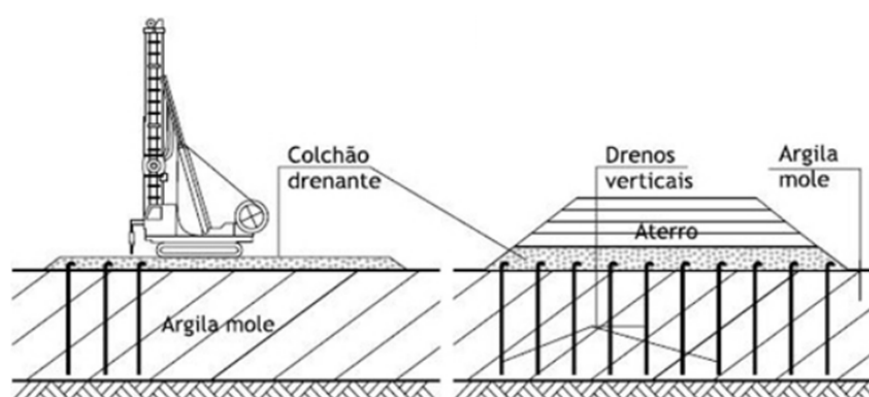


Figura 19 - Esquema de instalação de geodrenos (Almeida e Marques, 2010).

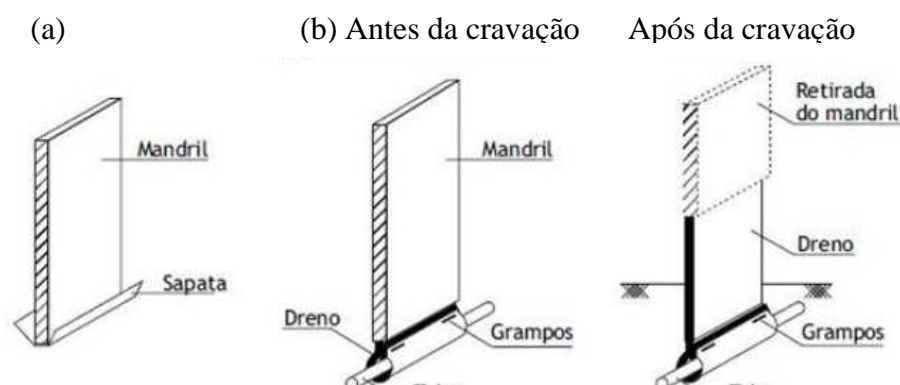


Figura 20 - (a) Detalhe do mandril e da sapata de ancoragem; (b) Detalhe do mandril de cravação e do tudo de ancoragem (Almeida e Marques, 2010).

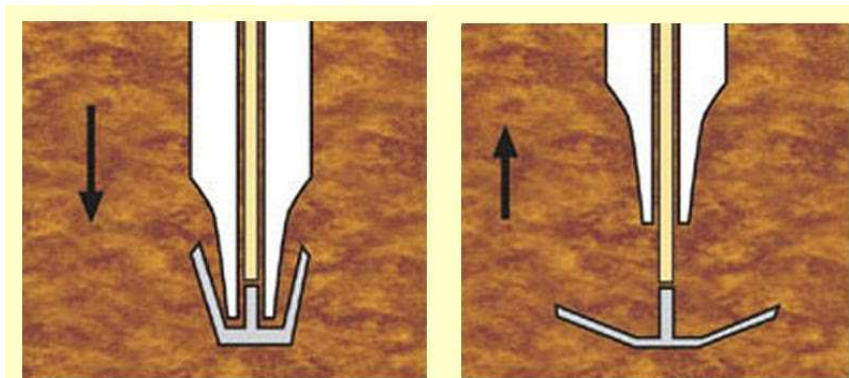


Figura 21 - Sistema de fixação do mandril (Fundesp, 2002)

Os geodrenos verticais conduzem a água recolhida para as camadas drenantes existentes nas extremidades da camada de solo mole. Esses elementos são muito utilizados quando há uma espessura de solo mole de tal ordem que o tempo do adensamento primário não seja compatível com os prazos estabelecidos da obra. Com isso, são utilizados drenos verticais em conjunto com aterros sobre solos moles, com o objetivo de acelerar o processo de adensamento primário, como ilustra a Figura 22.

O processo de cravação de geodrenos apresenta grande produtividade e esses não interferem no valor do recalque total. Sua influência se limita à aceleração dos recalques com o tempo.

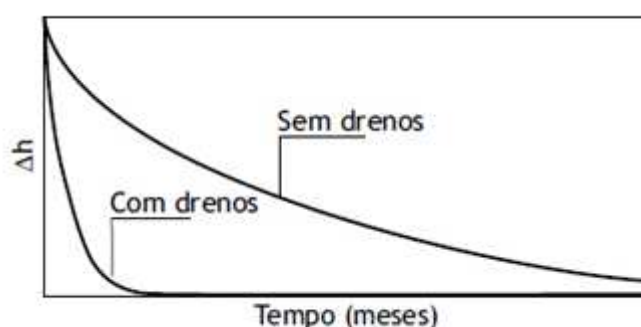


Figura 22 – Relação do recalque (Δh) com o tempo sem e com drenos (Almeida e Marques, 2010).

A técnica de pré-carregamento pode ser empregada em conjunto com a instalação dos drenos verticais. Um ponto importante a ser destacado na técnica de sobrecarga temporária é que essa deve ser aplicada excedendo a tensão de pré-

adensamento, ou seja, a tensão máxima sofrida pela camada (Bergado, et al., 1994).

3.2. Dimensionamento

3.2.1. Diâmetro equivalente de drenos verticais

Os geodrenos em geral possuem uma forma retangular de dimensões a e b , divergindo da teoria de adensamento radial, onde se pressupõe que o dreno vertical apresenta seção circular. Para solução do problema é empregada a utilização do diâmetro equivalente (d_w) que apresenta o mesmo desempenho que o dreno de seção retangular. Estudos de elementos finitos realizados por Rixner et al. (1986), por Hansbo (1987) e outros autores sugeriram que o diâmetro equivalente pode ser representado por:

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad \text{ou} \quad d_w = \frac{a+b}{2} \quad (47)$$

A diferença entre a primeira ou a segunda proposta na determinação do diâmetro equivalente pode ser desprezível diante dos parâmetros do dreno, coeficiente de adensamento do solo, do modelo geométrico e do tipo de ensaio empregado.

3.2.2. Capacidade de vazão

A capacidade da vazão de descarga dos drenos pré-fabricados usualmente é disponibilizada pelos fabricantes e essa vazão de descarga é influenciada pela pressão de confinamento lateral, conforme resultados de testes demonstrados na Figura 23.

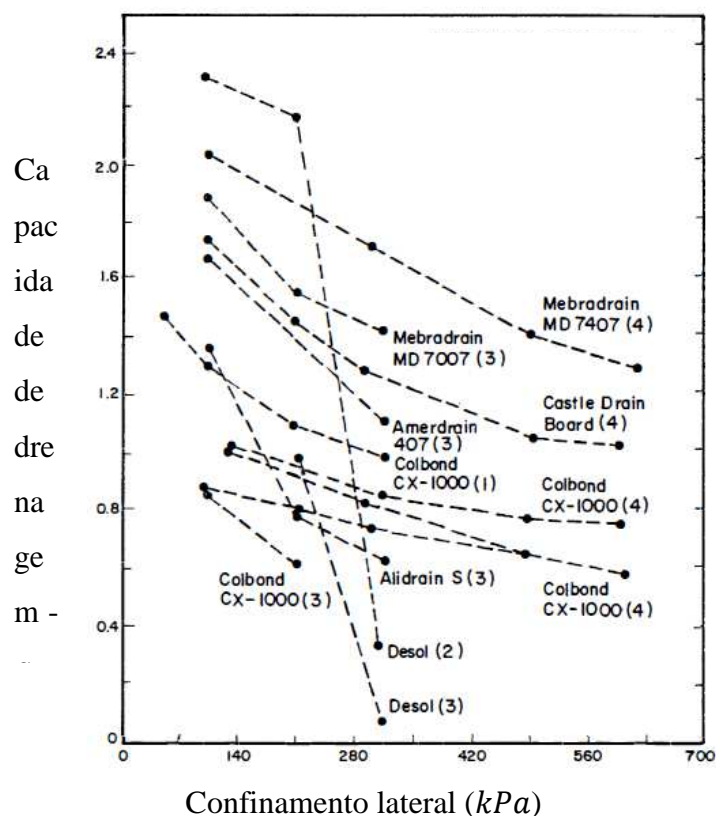


Figura 23 - Valores típicos da capacidade de descarga vertical de acordo com o dreno utilizado (Bergado, et al., 1994).

A capacidade de descarga dos drenos pré-fabricados varia consideravelmente de acordo com a forma do dreno e diminui com o aumento da pressão lateral (Figura 23). Isso é causado pelo confinamento dos canais do núcleo, reduzindo a área da seção transversal. Outro fator importante é o dobramento do dreno quando submetido a grandes tensões verticais. Nesse caso, os canais de fluxo seriam reduzidos, diminuindo, assim, a capacidade de descarga. A sedimentação de pequenas partículas nos canais de fluxo também pode diminuir a capacidade de descarga.

3.2.3. Área de influência dos drenos verticais

Os drenos verticais pré-fabricados são normalmente instalados com um arranjo de malha quadrada ou triangular, conforme Figura 24.

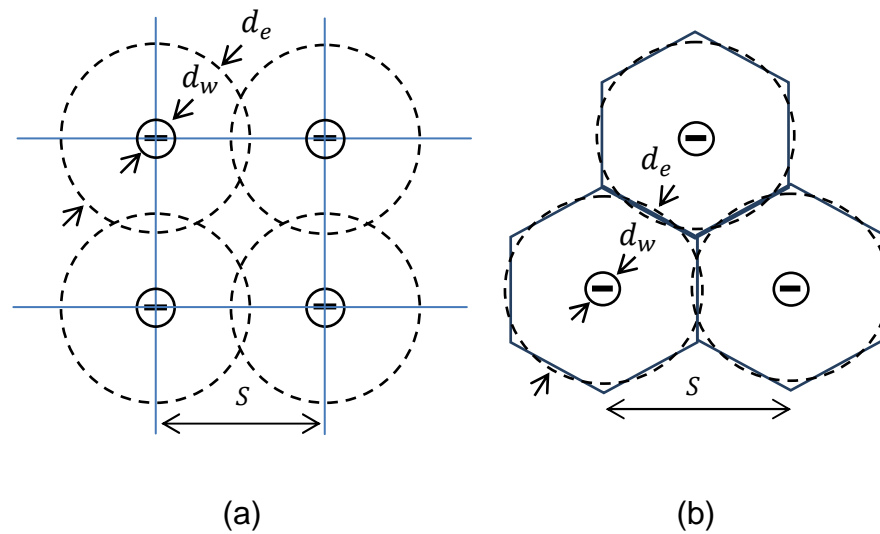


Figura 24 - Distribuição com malha: (a) quadrangular e (b) triangular.

O espaçamento entre os drenos pode ser relacionado com o diâmetro de influência do dreno (d_e):

$$d_e = 1,13S \text{ (quadrangular)} \quad (48)$$

$$d_e = 1,05S \text{ (triangular)} \quad (49)$$

A distribuição quadrada apresenta vantagem no layout e controle na execução, entretanto a distribuição triangular proporciona um adensamento mais uniforme entre os drenos (Bergado, et al., 1994).

3.2.4. Amolgamento (Smear)

O mandril utilizado no processo de cravação dos drenos pré-fabricados cria o espaço para o dreno, deslocando o solo durante a penetração. Esse processo provoca uma perturbação no solo ao redor do dreno em virtude das tensões cisalhantes e deslocamento do solo. Esse efeito, denominado “Smear zone”, representa o amolgamento do solo em uma região circundante ao dreno (Figura 25).

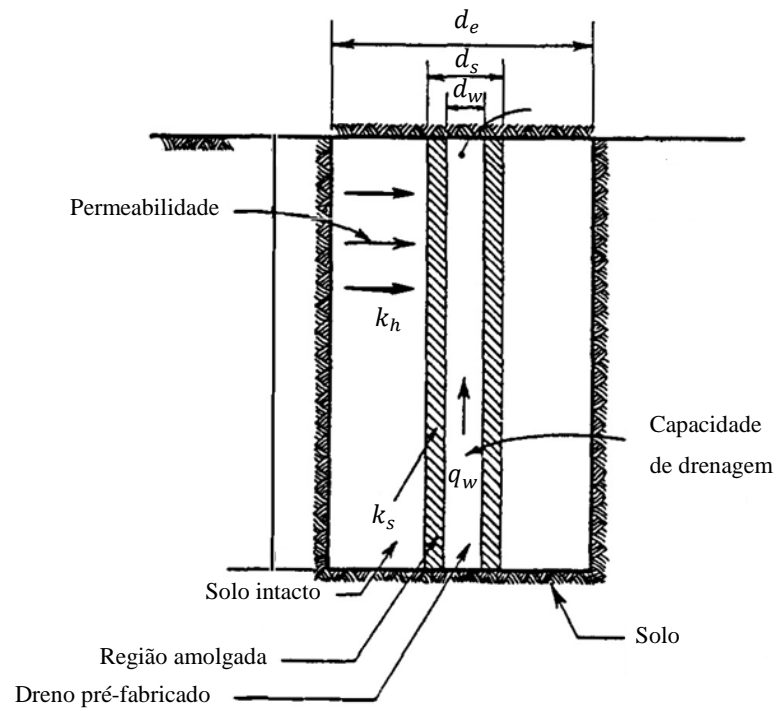


Figura 25 - Representação da região amolgada (adaptado de Bergado et al. (1994)).

O raio da região amolgada pode ser representado pela seguinte equação (Hansbo, 1987 apud Bergado et al., 1994):

$$r_s = 2 r_m \quad (50)$$

$$r_m = \sqrt{\frac{w l}{\pi}} \quad (51)$$

Onde:

r_s – Raio da região amolgada;

r_m – Raio equivalente do mandril de cravação;

w, l – Dimensões do mandril retangular;

k_h – Coeficiente de permeabilidade horizontal da região intacta;

k_s – Coeficiente de permeabilidade horizontal da região amolgada.

A razão entre o coeficiente de permeabilidade da região intacta e o coeficiente de permeabilidade da região amolgada pode ser determinada por ensaios. Esse efeito do amolgamento na permeabilidade original do solo foi objeto de estudo de diversos autores, conforme Tabela 9.

Tabela 9 - Recomendações para zona amolgada (Adaptado de Indraratna et al., 2005; apud Almeida e Marques, 2010).

Fonte	Raio	Coeficiente de permeabilidade	Observações
Barron (1948)	r_s	$k_h/k_s = 3$	Valores assumidos
Hansbo (1979)	$r_s = 1,5 - 3 r_m$	-	De acordo com a literatura da época
Hansbo (1981)	$r_s = 1,5 r_m$	$k_h/k_s = 3$	Assumidos para o caso estudado
Bergado et al. (1991)	$r_s = 2 r_m$	$k_h/k_v = 1$	Ensaio de laboratório e retroanálises de aterros na argila mole de Bangcoc
Onue et al. (1991)	$r_s = 1,6 r_m$	$k_h/k_s = 3$	Interpretações de ensaios
Almeida et al. (1993)	$r_s = 1,5 - 2 r_m$	$k_h/k_s = 3 - 6$	Valores obtidos a partir da experiência dos autores
Indraratna et al. (1998)	$r_s = 4 - 5 r_m$	$k_h/k_v = 1,15$	Ensaio de laboratório (argila de Sydney)
Hird et al. (2000)	$r_s = 1,6 r_m$	$k_h/k_s = 3$	Recomendações para uso em projeto
Xiao (2000)	$r_s = 4 r_m$	$k_h/k_s = 1,3$	Ensaio de laboratório para argilas de caulim

Os valores indicados na literatura para a relação da geometria estão entre 1,5 e 5,0, com valor médio para $r_s/r_m = 2,3$. Geralmente o coeficiente de permeabilidade na região amolgada é inferior ao da região intacta, tendendo ao prolongamento do prazo no processo de adensamento. A variação da razão k_h/k_s está na faixa de 1,0 até 6,0.

3.3. Descrição da modelagem numérica

As soluções analíticas para o adensamento do solo por drenagens verticais envolvem o estudo de uma célula unitária, ou seja, um cilindro de solo em torno de um único dreno sob condições de fronteiras simplificadas, como indica a Figura 26.

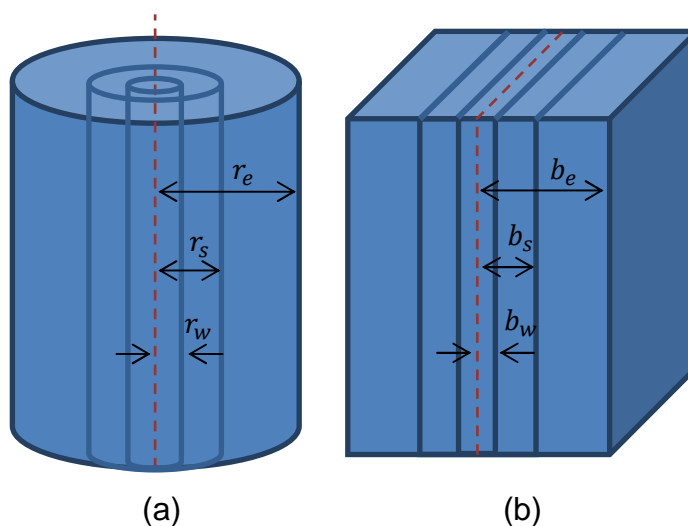


Figura 26 - (a) Célula unitária axissimétrica e (b) seu modelo equivalente no estado de tensões planas.

A Figura 26a mostra uma célula unitária axissimétrica de raio externo fixo r_e contendo um dreno de raio r_w . O limite inferior impermeável não é livre para se mover verticalmente, enquanto o limite superior permeável pode se deslocar livremente sob um carregamento constante (deformações livres) ou pode ser comprimido uniformemente (deformações iguais). A suposição de deformações iguais geralmente é adotada pela conveniência matemática. À medida que é comprimido, o solo exibe um comportamento linear uniforme. A drenagem dentro do solo pode ocorrer em ambas as direções vertical e radial, embora geralmente seja

razoável assumir que o fluxo radial predomine. A permeabilidade do solo k_h pode reduzir para um valor inferior k_s , dentro de uma zona amolgada r_s , causada pela instalação do dreno. O fluxo no dreno ocorre verticalmente em direção ao topo e é governado pela permeabilidade do dreno k_w .

No campo, a instalação de drenos verticais pré-fabricados por meio de um mandril provoca uma reorganização significativa do subsolo, especialmente na vizinhança imediata do mandril. A zona amolgada resultante terá uma permeabilidade lateral reduzida, que afeta negativamente o processo de adensamento. Esse efeito do amolgamento deve ser levado em consideração nas análises de elementos finitos. Dois parâmetros são necessários para caracterizar esse efeito, o diâmetro da zona amolgada (d_s) e a razão de permeabilidade (k_h/k_s), isto é, o valor na zona não perturbada (k_h) sobre a zona amolgada (k_s).

Já a Figura 26b representa um modelo equivalente em estado plano de tensões, contendo a partir do seu eixo de simetria uma largura externa b_s , largura da zona amolgada b_s e largura equivalente do dreno b_w . No lugar de uma coluna, nesse modelo tem-se uma parede drenante.

A linha tracejada representa um eixo de simetria da célula unitária. Pode-se afirmar que o comportamento observado em um lado é idêntico ao que ocorre no outro. Essa informação proporciona celeridade na construção do modelo geométrico e reduz o trabalho computacional nas análises numéricas.

3.3.1. Modelo axissimétrico

O modelo geométrico é constituído a partir do caso apresentado no Item 2.2. A solução técnica para melhoramento da camada de solo mole adotada consistiu no emprego de geodrenos em distribuição triangular com espaçamento de 1,60 m (Machado e Joaquim, 2010). Assim, para a análise mais consistente do modelo é adotado um dreno de dimensões de 10 cm x 0,5 cm e um mandril de 12 cm x 6 cm. A partir das dimensões da malha, dreno e mandril, é possível estimar os valores típicos da célula unitária axissimétrica para o processo de modelagem.

A Figura 27 mostra a célula axissimétrica adotada, onde $r_e = 0,840 m$, $r_w = 0,026 m$ e $r_s = 0,096 m$.

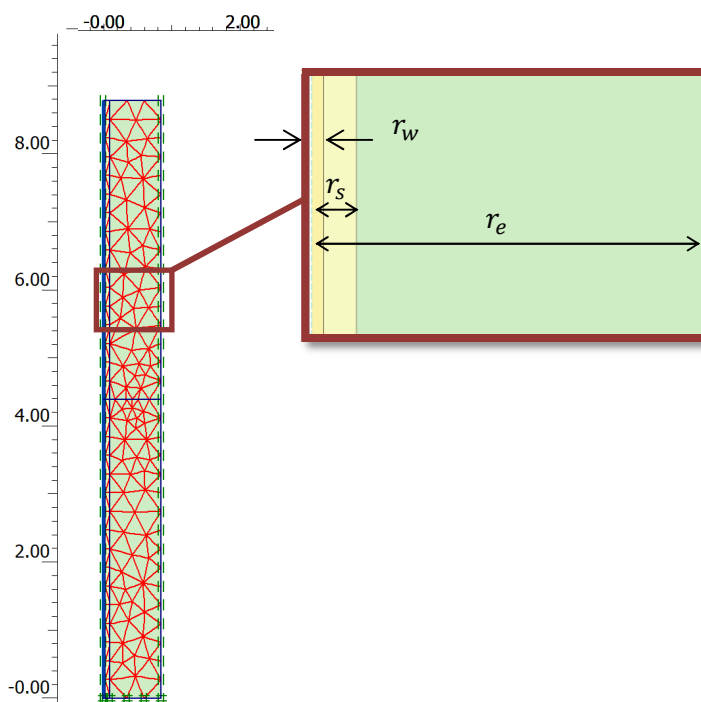


Figura 27 - Célula axissimétrica com drenos verticais

O modelo constitutivo adotado nas análises numéricas é o linear elástico, tanto no caso axissimétrico quanto no caso de deformação plana. A análise numérica no caso dos drenos verticais consiste resumidamente em 2 etapas.

Na primeira etapa ocorre o carregamento instantâneo de 40 kPa . O tempo de aplicação considerado é nulo, ou $t = 0$. Nessa fase ocorre a geração do excesso de poropressão máxima.

Na segunda etapa é mantido o carregamento enquanto ocorre a dissipação do excesso de poropressão ao longo do tempo. O excesso de poropressão inferior a 1 kPa é o critério adotado para término da análise numérica. Esse critério corresponde à porcentagem de adensamento superior a 97,5%.

Ainda, baseado na literatura de estudos de depósitos argilosos, adota-se que o diâmetro da região amolgada é o dobro do diâmetro equivalente do dreno, ou $d_s = 2 d_w$, e $k_h/k_s = 5$.

3.3.2. Conversão para o estado plano de deformação (Hird et al., 1992)

O sistema de drenagem axissimétrico pode ser convertido em paredes de drenagem paralelas equivalentes. Para essa conversão Hird et al. (1992) propõem uma metodologia para modelagem de drenos verticais nas análises de elementos finitos em camadas de aterros assentes sobre solos moles com emprego de um elemento de drenagem vertical no centro da célula. A proposta considera uma célula unitária plana de largura $2b_e$, contendo um dreno com capacidade de drenagem vertical Q_w . Segundo Hird et al. (1992), uma porcentagem média de adensamento no estado plano é similar ao apresentado para a porcentagem média de adensamento puramente radial, ou seja:

$$U_{hpl} = 1 - \exp \left[-\frac{8T_h}{\mu_{pl}} \right] \quad (52)$$

Onde,

$$\mu_{pl} = \frac{2}{3} + \frac{2k(2lz - z^2)}{BQ_w} \quad (53)$$

Os critérios para combinar o efeito do dreno nas análises de deformação axissimétrica e plana são desenvolvidos com base na correspondência da geometria (espaçamento dos drenos) e/ou a permeabilidade do solo, onde o grau médio de adensamento em um estado plano e uma célula unitária axissimétrica devem ser iguais, ou seja:

$$U_{hpl} = U_{hax} \quad (54)$$

Analisando a Eq. (38) observa-se que a igualdade proposta pela Eq. (54) é verdadeira se $T_{hpl}/\mu_{pl} = T_{hax}/\mu_{ax}$, onde o fator tempo, apresentado pela Eq. (39) pode ser aplicado:

$$\frac{c_{hpl}t}{b^2\mu_{pl}} = \frac{c_{hax}t}{r^2\mu_{ax}} \quad (55/)$$

A partir da definição do coeficiente de adensamento e eliminando os termos equivalentes, tem-se:

$$\frac{k_{hpl}}{b^2\mu_{pl}} = \frac{k_{hax}}{r^2\mu_{ax}} \quad (56)$$

Hird et al. (1992) mostram que se a capacidade de drenagem do dreno (q_w ou Q_w) for significativamente superior à capacidade de drenagem do solo, os graus médios de adensamento U em qualquer profundidade e tempo nas duas células unitárias (axissimétricas e plana) são teoricamente idênticos e a correspondência pode ser alcançada através de três métodos:

- Correção geométrica;
- Correção da permeabilidade;
- Correção geométrica e de permeabilidade.

Na primeira proposta de correção exclusivamente geométrica, o espaçamento entre os drenos são alterados enquanto se mantém o mesmo coeficiente de permeabilidade ($b^2\mu_{pl} = r^2\mu_{ax}$), assim:

$$\frac{b^2}{r^2} = \frac{3}{2} \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right] \quad (57)$$

Na proposta seguinte o coeficiente de permeabilidade é alterado, enquanto mantém o mesmo espaçamento de drenagem ($k_{hpl}/\mu_{pl} = k_{hax}/\mu_{ax}$), como segue:

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2}{3 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} \quad (58)$$

Na terceira proposta, tanto a permeabilidade quanto a geometria do modelo são corrigidas por meio de:

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2b^2}{3r^2 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} \quad (59)$$

Sendo: k_{ax} = Permeabilidade horizontal do solo não perturbado; k_s = Permeabilidade horizontal do solo perturbado e k_{pl} = Permeabilidade no modelo plano.

As propostas de Hird et al. (1992) consideram o efeito da zona amolgada no modelo plano e o efeito da geometria. Uma proposta sem considerar esses efeitos pode ser obtida partir da Eq. (42), onde o efeito da zona amolgada na redução da permeabilidade e a geometria adotada são equivalentes ao modelo plano ($R = B$), obtendo a seguinte expressão simplificada:

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{0,67}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right) - 0,75} \quad (60)$$

No modelo bidimensional pode ser usado um elemento de drenagem especial para simular o dreno vertical e o excesso de poropressão deve ser ajustado para o valor zero. Este método de correspondência tem uma vantagem importante visto que nenhuma zona amolgada precisa ser representada no modelo do estado plano de tensões.

A Figura 28 apresenta o modelo geométrico adotado, no qual tanto a permeabilidade quanto a geometria do modelo são corrigidas, conforme proposto pela Eq. (59).

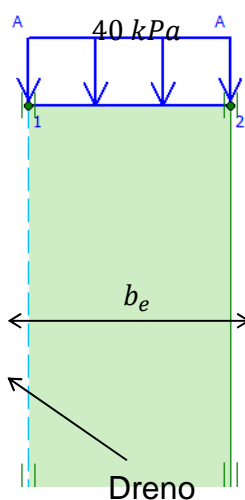


Figura 28 - Detalhe do modelo geométrico da célula unitária no estado plano de deformações pela proposta de Hird et al. (1992).

O coeficiente de permeabilidade do modelo plano é $k_{pl} = 1 \times 10^{-6}$ m/dia. A largura referente à metade de célula unitária é igual a $b_e = 0,80$ m.

Para determinação das condições de contorno na permeabilidade da célula unitária, foi constatada a necessidade de verificação de equivalência do comportamento do recalque com o tempo dos modelos no axissimétrico e estado plano de deformação, conforme apresentado na Figura 29.

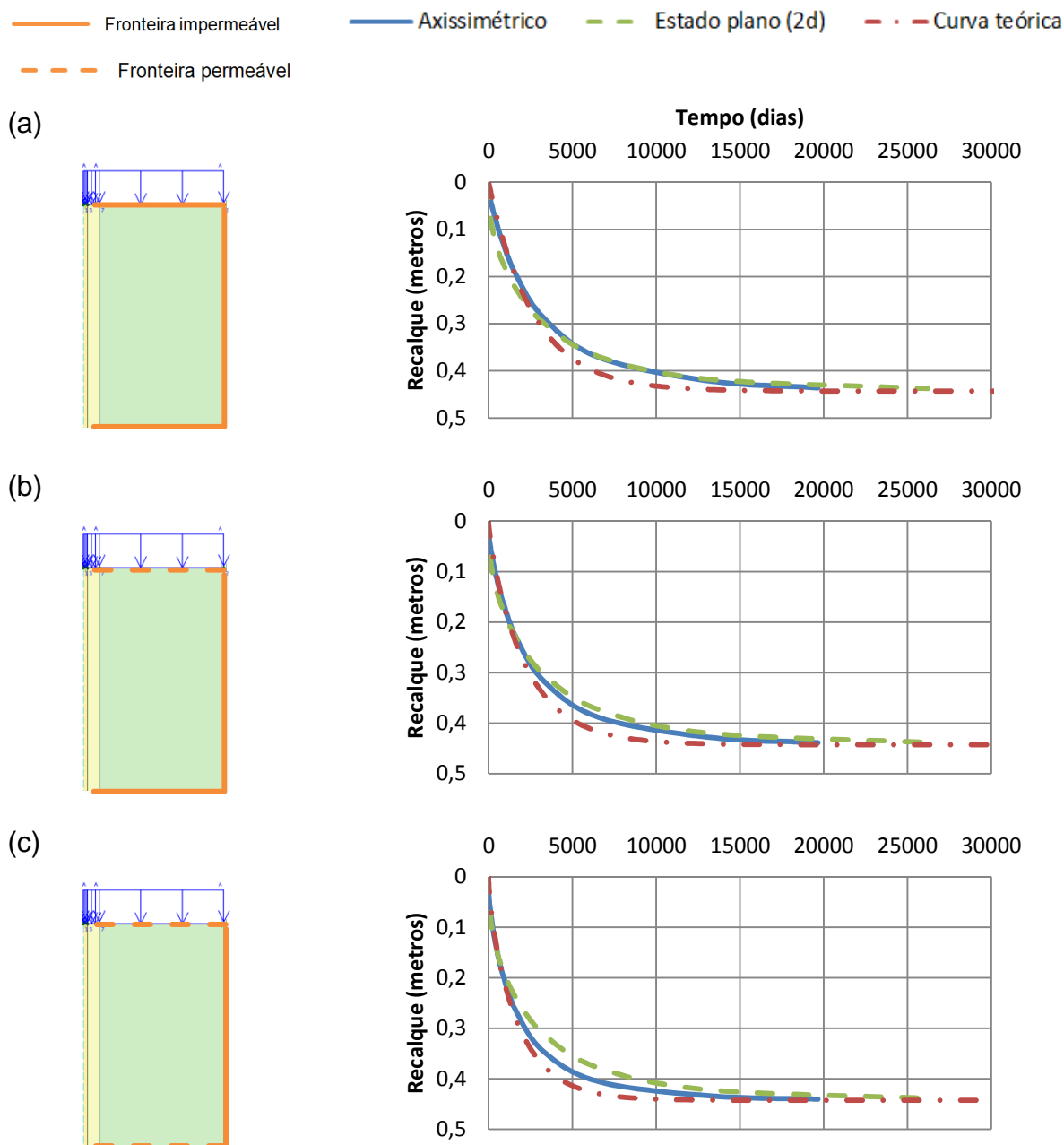


Figura 29 - Velocidade de recalque para fronteiras: (a) impermeáveis, (b) superior permeável e (c) superior e inferior permeáveis.

A Figura 29 compara o comportamento do recalque em relação ao tempo para três condições de contorno da permeabilidade da célula unitária axissimétrica em relação à da célula unitária no modelo bidimensional. A Figura 29a apresenta todas as fronteiras impermeáveis, ou seja, considera o fluxo puramente radial, já a Figura 29b considera somente a fronteira superior permeável, enquanto que a Figura

29c contempla as fronteiras superior e inferior permeáveis. Estas condições de permeabilidade nas fronteiras foram adotadas para os dois modelos simultaneamente.

As curvas teóricas apresentadas seguem as teorias de Barron (1948) e Hansbo (1987) para a condição de fluxo radial para deformações verticais iguais. A condição de adensamento combinado definida pela proposta de Carillo (1942) em conjunto com a teoria de Terzaghi e Frolich (1936) para o adensamento vertical. As curvas teóricas apresentam equivalências significativas entre os resultados do modelo axissimétrico e planimétrico, onde as diferenças máximas do recalque, para um mesmo tempo t , são da ordem de 8%.

Na comparação do modelo axissimétrico com o modelo bidimensional para as três condições de permeabilidade nas extremidades se constatou a compatibilidade para todas as condições de contorno adotadas nas fronteiras dos modelos, apesar de Hird et al. (1992) considerarem somente a equivalência do grau médio de Adensamento horizontal. Para a condição de fluxo puramente radial se obteve os melhores resultados na comparação. No caso de Adensamento combinado, os resultados também foram satisfatórios, com diferenças máximas do recalque, para um mesmo tempo t , da ordem de 5%.

Na Figura 30 são apresentadas as linhas de cargas totais do modelo de uma etapa do processo de adensamento para as três condições de permeabilidade das fronteiras adotadas.

(a) Drenagem radial (b) Dren. combinada simples (c) Dren. combinada dupla

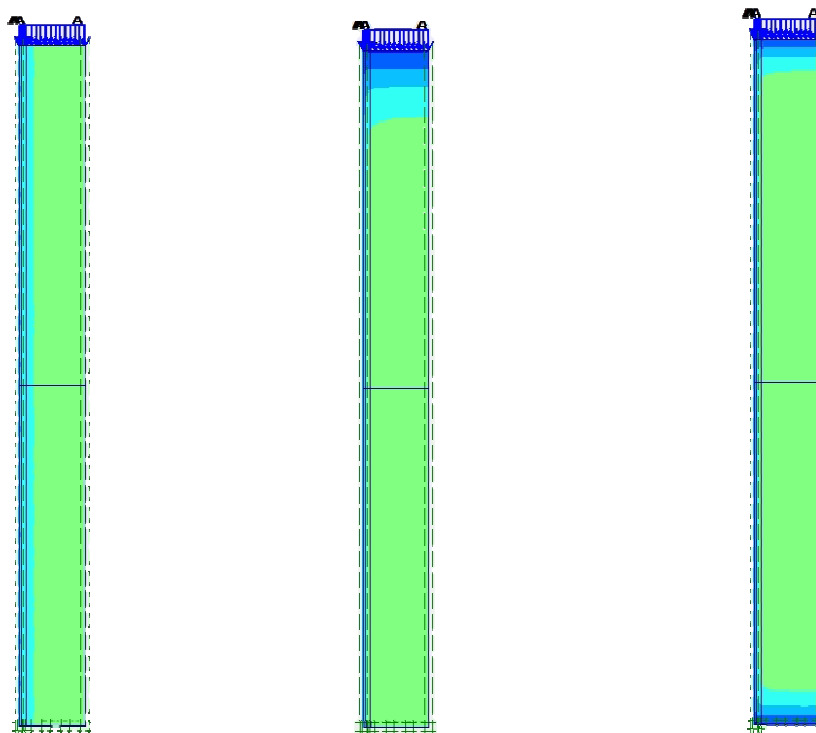


Figura 30 - Linhas de cargas totais no modelo axissimétrico para fronteiras: (a) impermeáveis, (b) superior permeável e (c) superior e inferior permeáveis.

Nesse caso, a proposta de transformação para o modelo bidimensional apresenta correspondência significativa para condições de adensamento combinado, conforme apresentado na Figura 29c. Assim, será adotado o comportamento de adensamento combinado em todos os modelos para possibilitar uma equivalência na comparação dos resultados.

3.3.3. Conversão para o estado plano de deformação (Indraratna et al., 2005)

Indraratna e Redana (1997) propuseram um modelo analítico para quantificar o efeito da zona amolgada e investigar seu papel no comportamento de argila mole usando um modelo plano que represente a largura da zona amolgada. Os autores converteram o sistema de drenagem vertical em paredes drenantes paralelas

equivalentes por meio de ajustes no coeficiente de permeabilidade, área de influência do dreno e na zona amolgada.

A largura de influência do dreno b_w e a largura de influência da zona amolgada b_s da célula unitária no estado plano devem ser devidamente reajustadas pelos raios de influência do dreno r_w e pelo raio de influência da zona amolgada r_s da célula unitária axissimétrica respetivamente, conforme:

$$b_w = \frac{\pi r_w^2}{2S} ; b_s = \frac{\pi r_s^2}{2S} \rightarrow \text{Malha quadrada} \quad (61)$$

$$b_w = \frac{1,143 \pi r_w^2}{S} ; b_s = \frac{1,143 \pi r_s^2}{S} \rightarrow \text{Malha triangular} \quad (62)$$

Inicialmente a permeabilidade equivalente da zona intacta do modelo plano é representada pela proposta de Hird et al. (1992). Assim, Indraratna e Redana (1997) propõem a relação de permeabilidade horizontal equivalente da zona amolgada no modelo plano a partir da permeabilidade horizontal equivalente da zona intacta também do modelo plano:

$$\frac{k'_{hp}}{k_{hp}} = \frac{\beta}{\left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k'_h}\right) \ln(s) - 0,75 - \alpha \right]} \quad (63)$$

Sendo:

$$\alpha = \frac{2 (n - s)^3}{3 (n - 1)n^2} \quad (64)$$

$$\beta = \frac{2 (s - 1)^3}{3 (n - 1)n^2} [3n(n - s - 1) + (s^2 + s + 1)] \quad (65)$$

$$n = \frac{R}{r_w} \quad (66)$$

$$s = \frac{r_s}{r_w} \quad (67)$$

Onde: k_h = coeficiente de permeabilidade horizontal do solo não perturbado e k'_h = coeficiente de permeabilidade horizontal do solo amolgado. O subscrito p representa o estado plano de tensões.

Na modelagem do problema é necessário representar os drenos verticais com suas zonas amolgadas, conforme Figura 31.

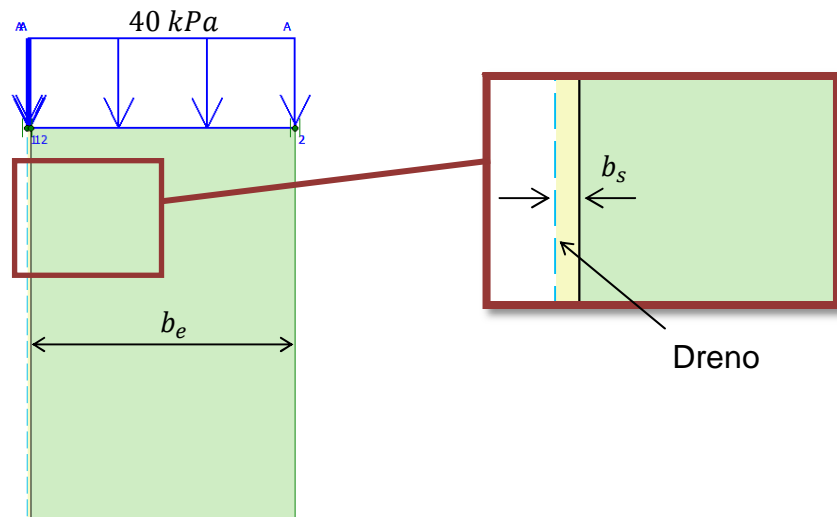


Figura 31 - Modelo adotado na modelagem da célula unitária pela proposta de Indraratna e Redana (1997).

A largura da zona amolgada na célula unitária é da ordem de $b_s = 0,0206 \text{ m}$, já a largura equivalente do dreno é $b_w = 0,0015 \text{ m}$. A largura da zona amolgada é representada no modelo. Porém, ela é quase imperceptível em virtude da sua magnitude. Observa-se que a largura equivalente do dreno (b_w) é ainda menor, e por isso não é possível realizar a sua representação no modelo. Alternativamente, propõe-se a representação de um elemento de dreno vertical para representar o comportamento do dreno circular.

O coeficiente de permeabilidade aplicado no modelo plano para a argila é $k_{hp} = 1 \times 10^{-6} \text{ m/dia}$. Já o coeficiente de permeabilidade da região amolgada é de

$k'_{hp} = 1,39 \times 10^{-7}$ m/dia. A largura da metade de célula unitária tem magnitude de $b_e = 0,80$ m.

3.3.4. Conversão para o estado plano de deformação (Chai et al., 2001)

Na proposta de Chai et al. (2001) se considera que os drenos verticais pré-fabricados aumentam a condutividade hidráulica na direção vertical. Logo, o intuito é estabelecer um valor para a condutividade hidráulica vertical para o solo natural que representa o efeito da existência dos drenos verticais na massa de solo. Nesse caso a massa de solo melhorada pode ser modelada como um caso sem instalação dos drenos verticais, desde que a condutividade hidráulica seja adequadamente corrigida para uma condição equivalente. A condutividade hidráulica equivalente k_{ve} é representada por:

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{2,5l^2 k_h}{\mu D_e^2 k_v} \right) k_v \quad (68)$$

Onde: k_v = condutividade hidráulica na direção vertical, l = comprimento de drenagem e D_e = diâmetro da célula unitária.

Sendo,

$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2l^2 k_h}{3q_w} \quad (69)$$

$$n = \frac{D_e}{d_w} \quad (70)$$

$$s = \frac{d_s}{d_w} \quad (71)$$

Onde: d_w = diâmetro equivalente, d_s = diâmetro da zona amolgada, k_h = permeabilidade horizontal, k_s = permeabilidade horizontal da zona amolgada.

A partir dessa proposta, obteve-se o valor da condutividade hidráulica na direção vertical de $k_{ve} = 4,14 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$ e a sua representação geométrica não exige um elemento de drenagem especial conforme apresentado na Figura 32.

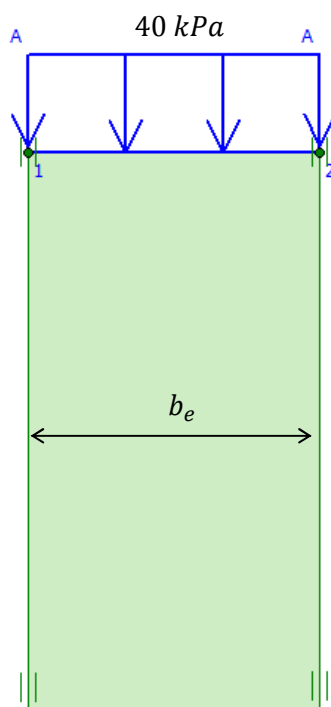


Figura 32 - Modelo adotado na modelagem da célula unitária pela proposta de Chai et al. (2001).

Esse método é o mais prático dos três, pois os drenos verticais e suas zonas amolgadas não precisam ser representadas na modelagem do problema no estado plano de tensões.

3.3.5. Resultados das análises numéricas

A Figura 33 compara a evolução de recalques com o tempo, obtidos nas análises em estado plano (2D) e axissimétricas na célula unitária considerando o modelo linear elástico. Com relação ao tempo de adensamento, as diferenças máximas entre as previsões axissimétrica e 2D são cerca de 8% com Hird et al. (1992), 5% com Indraratna e Redana (1997) e 6% com Chai et al. (2001). Conforme

mostrado na figura, esses métodos de correspondência predizem razoavelmente os resultados obtidos no modelo axissimétrico.

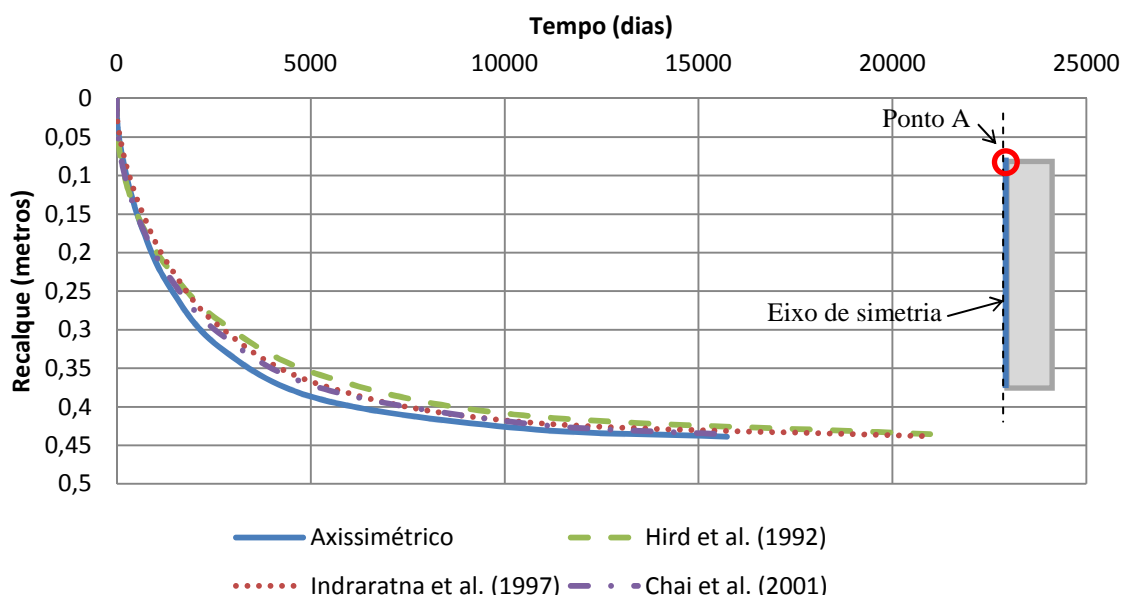


Figura 33 - Comparação entre o recalque ocorrido na análise axissimétrica e no estado plano para drenos verticais para o ponto A.

As previsões de Indraratna e Redana (1997) apresentam a melhor correspondência aos resultados obtidos na análise axissimétrica e a diferença do recalque total é da ordem de 0,1% para dissipação de poropressão inferior a 1 kPa. Isso se deve à consideração no modelo bidimensional de um elemento especial de drenagem, da zona amolgada, bem como da área de influência do dreno, exigindo um trabalho maior no processo de construção do modelo.

Já a proposta de Chai et al. (2001), no caso adotado, apresentou diferença no recalque total da ordem de 0,6%. Esse método é o mais simples na representação do modelo em virtude da consideração de meio homogêneo equivalente.

Por último, com Hird et al. (1992), obtém-se as maiores diferenças durante o processo de adensamento com recalque final de 0,7%. A modelagem é relativamente simples devido à consideração de apenas um elemento de drenagem na camada.

No final do processo de adensamento, no entanto, todos os métodos de correspondência preveem deslocamentos verticais similares e os resultados concordam com os resultados do modelo axissimétrico.

A Figura 34 compara os valores de excesso de poropressão obtidos pela análise axissimétrica a uma profundidade de $H/2 = 4,40 \text{ m}$ abaixo da superfície do solo, em posições distintas no raio equivalente (r_e) que varia de 0,2 a 1,0 de seu comprimento.

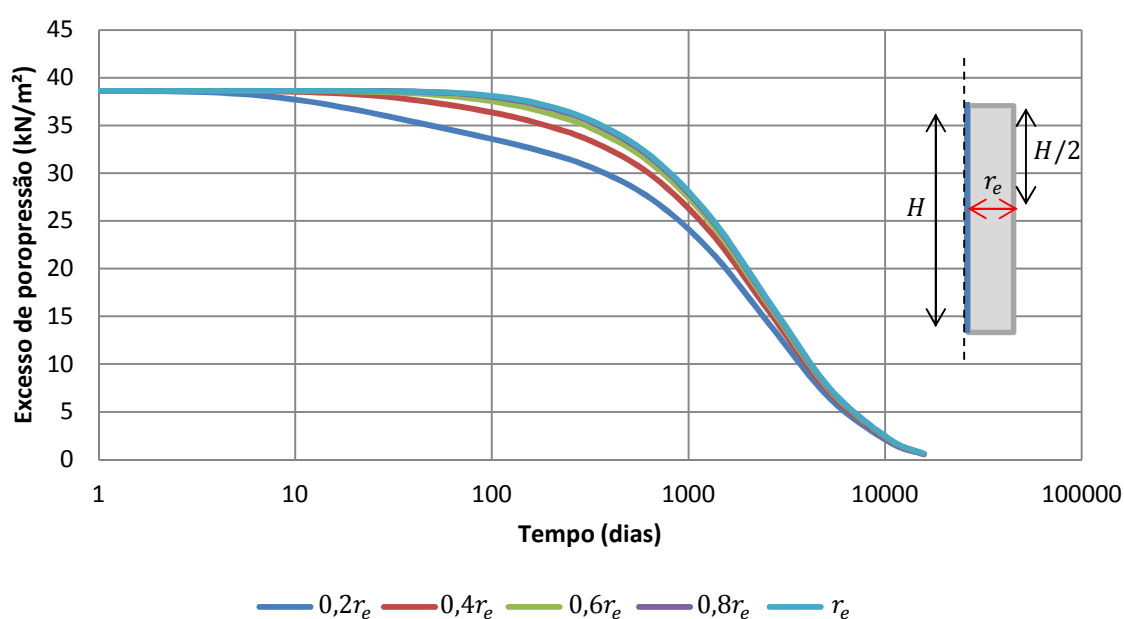


Figura 34 - Excesso de poropressão no meio da camada do modelo axissimétrico.

As diferenças entre o excesso de poropressão no mesmo alinhamento foram da ordem de 8% e naturalmente as poropressões dissipam primeiro nos pontos mais próximos ao centro da célula unitária. Isto sugere que existem diferenças mínimas durante o processo de dissipação do excesso de poropressão para diferentes pontos em uma linha horizontal no meio da camada no modelo axissimétrico.

Este resultado tem utilidade na comparação com as curvas de dissipação do excesso de poropressão dos modelos, pois quando comparado às curvas de dissipação do excesso de poropressão de pontos análogos aos modelos axissimétricos com os planimétricos, observou-se que as curvas apresentaram

discordâncias crescentes quanto mais próximas do centro da célula unitária, ou seja, os melhores resultados são obtidos na comparação de pontos na extremidade da célula unitária dos modelos para o meio da camada.

Cabe destacar que técnicas de transformação para o estado plano de deformações através de meio equivalente, como proposto por Chai et al. (2001), apresentam resultados idênticos quando comparados com outros pontos na mesma linha horizontal. Isso se deve à condição de drenagem puramente vertical.

A Figura 35 apresenta as curvas de dissipação do excesso de poropressão a uma profundidade de 4,40 m, de um ponto na fronteira da célula unitária (r_e).

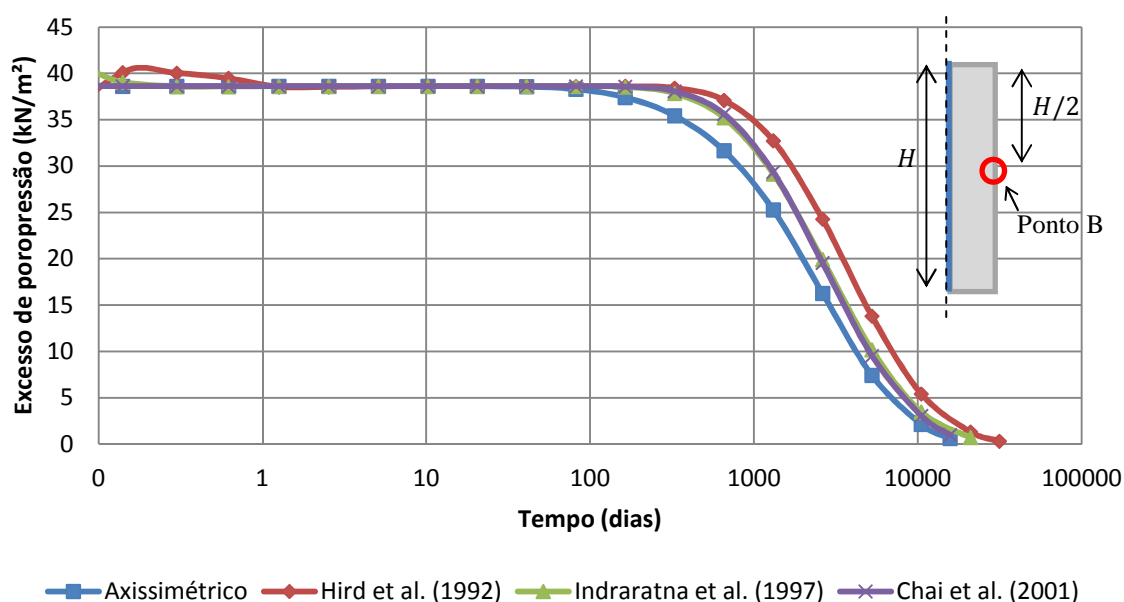


Figura 35 - Comparação entre o excesso de poropressão dos modelos para o caso da célula unitária com drenos verticais no ponto B.

Os valores máximos previstos são de aproximadamente $40,1 \text{ Kn/m}^2$ com as propostas de Hird et al. e Indraratna e Redana e $38,6 \text{ Kn/m}^2$ com Chai et al., enquanto o modelo axissimétrico prevê cerca de 40 Kn/m^2 . A taxa de dissipação da poropressão após a aplicação da sobrecarga difere de um método para outro e os modelos planos equivalentes preveem uma maior taxa de dissipação durante o adensamento.

O método de Indraratna e Redana (1997) proporcionou a maior similaridade com a diferença média em torno de 7,6% na dissipação do excesso de poropressão.

Entretanto, nesse procedimento é necessário discretizar os drenos verticais, suas zonas amolgadas nas análises e a área equivalente do dreno.

O método de Hird et al. (1992) apresentou as maiores diferenças na média dos resultados, em torno de 17,3% na dissipação do excesso de poropressão.

Já o método proposto por Chai et al. (2001), é o método de correspondência mais simples, pois nele é desnecessária a representação dos drenos verticais e suas zonas amolgadas devido ao conceito de condutividade hidráulica equivalente. A média das diferenças durante o recalque é da ordem de 9,1%.

A partir das análises dos resultados da dissipação do excesso de poropressão, conclui-se que, para uma linha horizontal localizada no meio da camada, a fronteira da célula unitária é o local mais indicado para implantação do monitoramento das poropressões, quando se deseja comparar com resultados obtidos pela modelagem planimétrica.

As técnicas de análises de deformação plana equivalente apresentam resultados satisfatórios quando são empregadas condições de contorno adequadas e modelos coerentes nas análises de elementos finitos. Essas técnicas são ferramentas úteis para a prática de engenharia e fornecem uma maneira fácil de analisar o comportamento do subsolo melhorado por drenos verticais pré-fabricados.

O comportamento dos drenos verticais em 3D se converte em condições de deformação plana equivalente com as três técnicas propostas por Hird et al. (1992), Chai et al. (2001) e Indraratna e Redana (1997). As análises completas em 3D são geralmente mais demoradas e complexas. Os resultados das análises de deformação plana 2D são comparáveis com os resultados da análise em 3D (Yildiz, 2009), justificando o uso de análises bidimensionais nesse caso.

4. COLUNAS GRANULARES DE BRITA

Os aterros denominados estruturados são aqueles em que parte ou a totalidade do carregamento devido ao aterro é transmitida para o solo de fundação mais competente, subjacente ao depósito mole através de estacas ou colunas de diversos materiais e processos construtivos. (Almeida e Marques, 2010).

Uma das diferenças mais significativas para o melhoramento do solo mole decorre que as estacas são elementos estruturais considerados incompressíveis, ao contrario das colunas granulares que se deformam verticalmente sob a ação do carregamento devido ao aterro.

A adoção de colunas de brita é um dos métodos mais empregados, produzindo menores deslocamentos horizontais e verticais do aterro em comparação com um aterro convencional ou sobre drenos verticais. Isso se deve à malha de colunas granulares que atuam como estacas assentes na camada subjacente mais resistente que absorve grande parte da carga transmitida pelo aterro ao solo mole (Almeida e Marques, 2010).

A dissipação da poropressão também é otimizada com essa técnica, pois as colunas granulares também promovem a dissipação das poropressões por drenagem radial, aumentando a resistência da argila e acelerando os recalques, ou seja, promovem um tratamento do solo. Por fim, essa técnica permite a construção de aterros mais altos e com maiores fatores de segurança.

De forma resumida, as colunas de brita são comumente instaladas como substituição parcial do solo para melhoramento da argila mole para proporcionar celeridade na construção de terraplenagem. O objetivo principal é acelerar o adensamento primário do solo de fundação por meio de dois mecanismos. No primeiro, a alta permeabilidade da coluna provoca drenagem radial, resultando em uma dissipação mais rápida do excesso de poropressão e, em segundo lugar, a rigidez da coluna reduz o carregamento vertical aplicado ao solo e, assim, reduz a geração de excesso de poropressão e o recalque.

4.1. Metodologia executiva

As técnicas de instalação de granulares evoluíram com a utilização de equipamentos e tecnologias mais modernas. Essas podem ser instaladas com ou sem o encamisamento que é composto de um geossintético (geotêxtil). A sua função é separar o material granular (usualmente areia) e o solo natural promovendo um confinamento radial que aumenta a capacidade de resistência lateral da coluna e, conseqüentemente, a capacidade de carga. A utilização de colunas de brita, sem o uso de encamisamento, tem se apresentado versátil e economicamente vantajosa, sendo cada vez mais utilizada no Brasil. A Tabela 10 apresenta o resumo de alguns processos de instalação de colunas de brita.

Tabela 10 - Técnica de instalação de colunas de brita.

Técnica	Principais Características
Tubo de ponta aberta	<ul style="list-style-type: none"> - Cravação de um revestimento em aço com ponta aberta; - Limpeza do material que penetra no tubo; - Preenchimento com brita ou areia inundada com remoção simultânea do tubo; - Pode ou não ter a compactação do material granular através de pilão.
Tubo de ponta fechada	<ul style="list-style-type: none"> - Cravação de tubo com ponta fechada ou com um sistema de dobradiças provocando o deslocamento do solo; - Expulsão do tampão com pancadas do martelo ou a sua abertura ao sacar o revestimento simultaneamente ao preenchimento com material granular; - Pode ou não ter a compactação do material granular através de pilão.
Jateamento	<ul style="list-style-type: none"> - Furo formado, sem revestimento, pela desagregação provocada por bombeamento de um jato rotativo de água de alta pressão; - As paredes do furo se mantêm abertas graças ao empuxo da água em seu interior nos minutos necessários para preenchimento com material granular.
Vibrossubstituição	<ul style="list-style-type: none"> - Cravação de um vibrador profundo, podendo ou não ser utilizada água;

	<ul style="list-style-type: none"> - O método seco utiliza ar comprimido e o peso do conjunto do vibrador para atingir a profundidade desejada; - A colocação da brita pode ser realizada pelo topo do terreno (top feed) ou no fundo, na ponta do vibrador, através de um tubo junto a este (bottom feed).
--	---

As técnicas contendo a cravação de revestimento metálico apresentam simplicidade e facilidade de aplicação, entretanto oferecem baixa produtividade e não garantem a compacidade da coluna após a retirada do revestimento, principalmente quando da sua utilização em argilas muito moles, devido ao baixo confinamento lateral do solo sobre a coluna. A técnica de vibrosubstituição apresenta uma boa produtividade e é a mais utilizada atualmente (Lima, 2012). A Figura 36 ilustra a sequência executiva.

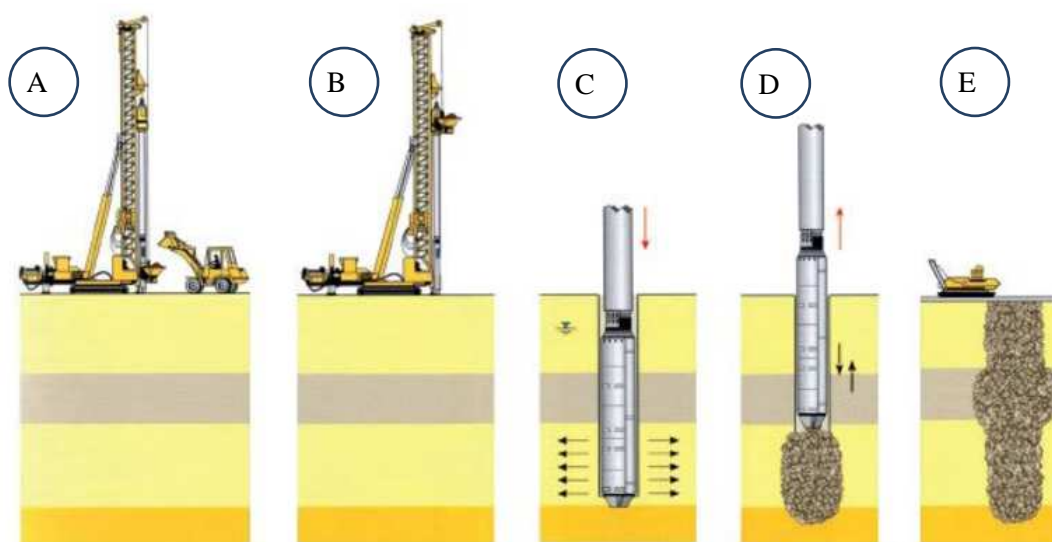


Figura 36 - Sequência de execução de coluna de brita por vibrosubstituição: (A) Locação da coluna e suprimento de brita; (B) Abastecimento de brita no equipamento; (C) Penetração; (D) Compactação; (E) Finalização (Felix, 2012).

4.2. Dimensionamento

4.2.1. Diâmetro equivalente de colunas granulares

Para solução analítica das colunas de brita pode ser feita uma analogia ao caso dos drenos verticais. A distribuição da malha pode ser quadrada ou triangular, espaçamento l e diâmetro d .

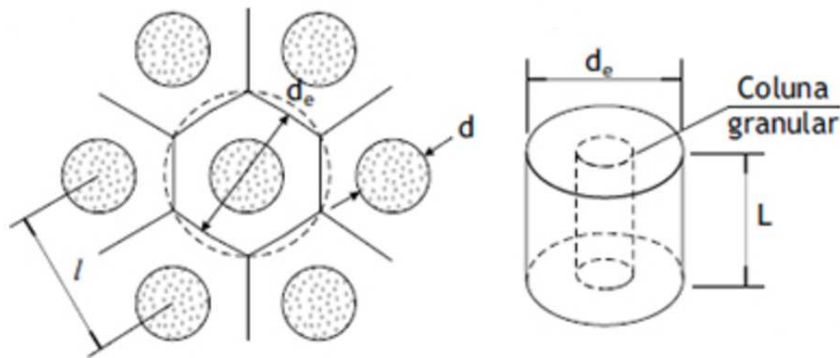


Figura 37 - Esquema de célula (Almeida e Marques, 2010).

De forma análoga aos drenos verticais, o diâmetro equivalente pode ser representado de acordo com a distribuição da malha.

$$d_e = 1,13l \text{ (quadrado)} \quad (72)$$

$$d_e = 1,05l \text{ (triangular)} \quad (73)$$

4.2.2. Razão de substituição

A razão de substituição (a_c) representa a proporção de solo tratado, e é definida como a razão entre a área da coluna granular com a área total da célula unitária:

$$a_s = \frac{A_s}{A} = 1 - a_c \quad (74)$$

Sendo:

$$A_c = \frac{\pi d_c^2}{4} \quad (75)$$

$$A = \frac{\pi d_e^2}{4} \quad (76)$$

$$A_s = A - A_c \quad (77)$$

$$a_c = \frac{A_c}{A} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{d_e}{l} \right)^2 \text{ (malha quadrada)} \quad (78)$$

$$a_c = \frac{A_c}{A} = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{d_e}{l} \right)^2 \text{ (malha triangular)} \quad (79)$$

Onde: A_c = área da coluna; A = área total da célula e A_s = área do solo ao redor da coluna.

4.2.3. Concentração de tensões

Devido à maior rigidez da coluna em comparação ao solo mole circundante ocorre uma concentração de tensões nas colunas. A razão entre os acréscimos de tensões verticais atuantes na coluna ($\Delta\sigma_{vc}$) e na argila ao redor ($\Delta\sigma_{vs}$) é representada pelo fator de concentração de tensões (n):

$$n = \frac{\Delta\sigma_{vc}}{\Delta\sigma_{vs}} \quad (80)$$

A representação da variação de tensões verticais atuantes na coluna ($\Delta\sigma_{vc}$) e da variação de tensões verticais atuantes na argila ($\Delta\sigma_{vs}$), bem como a variação média de tensão atuante ($\Delta\sigma$), são apresentadas no modelo de distribuição de tensões para uma seção ao longo de uma sequência de colunas granulares, conforme ilustrado na Figura 38:

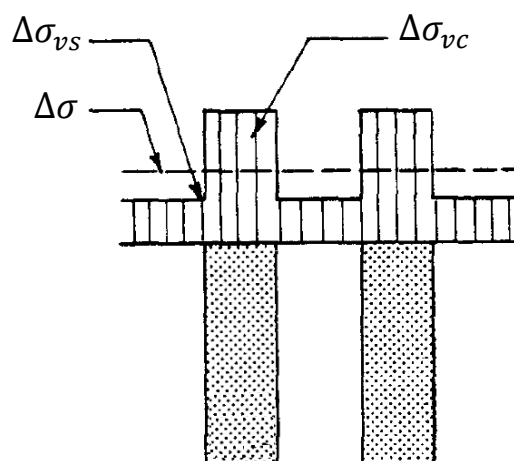


Figura 38 - Modelo de distribuição de tensões (Bergado, et al., 1994).

O acréscimo de tensão vertical média na área total da célula unitária pode ser representado pela soma do acréscimo de tensão vertical na área da coluna com o acréscimo de tensão vertical no solo mole:

$$\Delta\sigma A = \Delta\sigma_{vc} A_c + \Delta\sigma_{vs} A_s \quad (81)$$

Dividindo por A e aplicando a Eq. (74), tem-se:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{vc} a_c + \Delta\sigma_{vs} (1 - a_c) \quad (82)$$

Aplicando (80) e desenvolvendo:

$$\Delta\sigma_{vs} = \frac{\Delta\sigma}{[1 + (n - 1)a_c]} = \mu_s \Delta\sigma \quad (83)$$

$$\Delta\sigma_{vc} = \frac{n \Delta\sigma}{[1 + (n - 1)a_c]} = \mu_c \Delta\sigma \quad (84)$$

4.2.4. Fator de redução de recalque

As metodologias para determinação dos recalques com uso de colunas de brita adotam em grande parte o fator de redução de recalque (β). Trata-se da razão entre o recalque esperado do solo sem tratamento e o recalque do solo tratado:

$$\beta = \frac{\Delta h}{\Delta h_s} \quad (85)$$

A estimativa de recalque de um aterro sobre colunas granulares pode ser obtida pelo método de Priebe (1995) que considera as seguintes hipóteses:

- A coluna se assenta em uma camada rígida;
- Os recalques da coluna e do solo são iguais;
- Os pesos específicos da coluna e do solo são desprezados;
- A ruptura plástica da coluna segue a ruptura plástica do solo, com acréscimos de tensões horizontais iguais a $\Delta\sigma_{hc} = k_{ac} \Delta\sigma_{vc}$; $\Delta\sigma_{hs} =$

$\Delta\sigma_{vs}$; $K_{ac} = tg^2 \left(45 - \frac{\phi_c}{2} \right)$, onde ϕ_c é o ângulo de atrito do material da coluna;

- A argila ao redor das colunas funciona como um duto espesso com comportamento elástico (módulo de Young E' e Poisson ν') e sem deformação radial da superfície externa do duto (célula unitária);
- A área da seção transversal da célula unitária permanece constante.

A partir das hipóteses apresentadas e no caso particular de $\nu' = 0,33$, Priebe (1995) apresenta o valor de β expresso por:

$$\beta = 1 + a_c \left[\frac{5 - a_c}{4k_{ac}(1 - a_c)} - 1 \right] \quad (86)$$

A Figura 39 apresenta o ábaco referente a expressão (86).

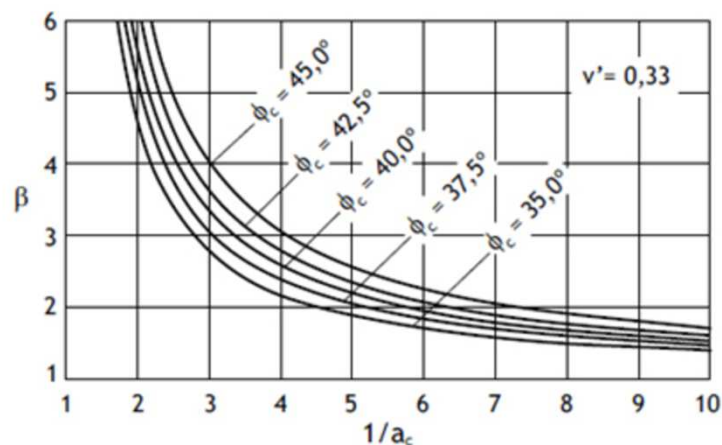


Figura 39 - Fator de redução de recalques em relação à razão de substituição de áreas (Almeida e Marques, 2010).

4.2.5. Amolgamento (Smear)

O processo de formação da região amolgada também ocorre em solos melhorados com colunas granulares. Isso se deve às perturbações geradas no solo com o processo de instalação das colunas. A Figura 40 apresenta um ensaio em escala reduzida de Weber et al. (2010), onde os autores identificam as diferentes camadas do solo que se sobrepõem devido à confecção da coluna de brita.

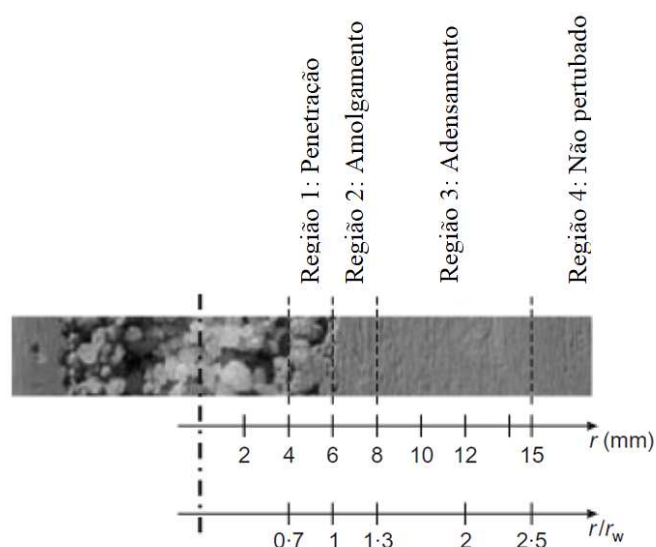


Figura 40 - Regiões modificadas no processo de instalação das colunas de brita (Weber et al., 2010).

Observa-se na figura a região perturbada pela penetração, a região amolgada e uma região de adensamento. A região amolgada apresenta maior interesse no processo de modelagem em virtude da redução significativa da permeabilidade original do solo. Assim, a relação do raio da região amolgada (r_s) com o raio da coluna de brita (r_c) é da ordem de 30%.

4.2.6. Efeito da instalação das colunas granulares

Segundo Lima (2012), a simulação da instalação das colunas granulares em análises numéricas pode ser realizada a partir da variação do coeficiente de empuxo lateral (K^*) ou pelo deslocamento horizontal da malha de elementos finitos. Na análise numérica do autor não foi possível simular as etapas construtivas através do deslocamento horizontal, em virtude das falhas encontradas na malha. Sendo assim, nas análises axissimétricas considerando a variação do coeficiente de empuxo lateral, ele obteve valores da ordem de $K^* = 2$, conforme apresentado na Figura 41.

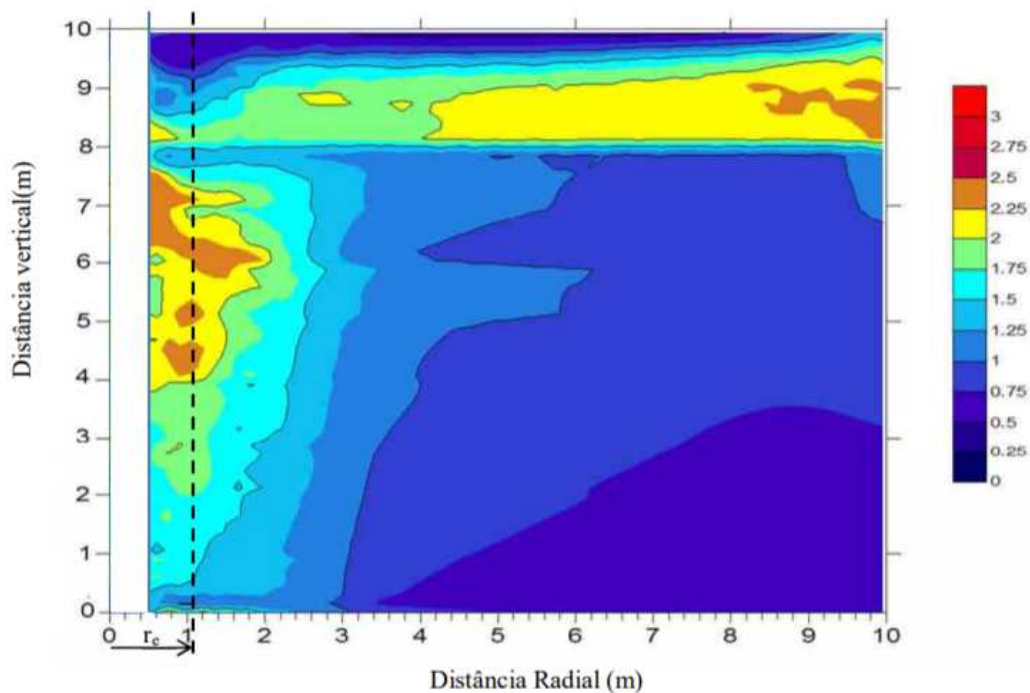


Figura 41 - Valores do empuxo lateral (Lima, 2012)

A Tabela 11 reúne as propostas de alguns autores para os valores do coeficiente de empuxo lateral.

Tabela 11 - Valores do coeficiente de empuxo lateral (Elshazly et al., 2008 apud Roza, 2012)

Referência	Valor de K^*
PRIEBE (1995)	1,0
WATTS et al. (2000)	Entre K_0 e K_p
ELSHAZLY et al. (2006)	1,1 a 2,5 – melhor resultado com 1,5
ELSHAZLY et al. (2008)	0,7 a 2,0 – Média de 1,2
GUETIF et al. (2007)	0,75 – 1,4
WEBER (2008)	0,8 a 3,0 – com valores até a metade da camada de argila entre 2,7 a 2,0
CASTRO E KARSTUNEN (2010)	1,4

4.3. Simulações numéricas em colunas granulares

A modelagem numérica para determinação da aceleração da taxa de adensamento através do melhoramento de solo mole com colunas granulares pode ser realizada através de uma célula unitária básica por modelagem axissimétrica, ou seja, um corpo de solo cilíndrico em torno de uma coluna de brita. Entretanto, em análises com emprego de múltiplas colunas pode ser necessário análises tridimensionais complexas e demoradas para representar o problema de engenharia nos melhoramentos de solo mole.

Para simplificar essas análises são empregados métodos de conversão da célula unitária axissimétrica em um modelo de deformação plana equivalente para modelagem em duas dimensões e, dessa forma, representar o perfil de múltiplas colunas em um plano bidimensional com resultados compatíveis.

4.3.1. Modelo axissimétrico

O caso em estudo, apresentado no Item 2.2, foi reproduzido a partir do modelo axissimétrico. A Tabela 12 reúne os parâmetros adotados nas análises numéricas. Para a representação das colunas de brita é adotado o modelo linear elástico.

Os parâmetros foram selecionados com base em recomendações da literatura. Lima (2012) sugere que em solos moles, com $S_u < 10$ kPa, as colunas devem possuir, no mínimo, 0,8 m de diâmetro com distâncias inferiores a 2,5 m, para garantir o efeito de grupo. Almeida e Marques (2010) recomendam um diâmetro da coluna entre 0,6 e 1,0 m, e o espaçamento entre colunas de 1,5 m a 3,0 m, para $S_u > 7,5$ kPa.

Diante do exposto, para o caso em estudo, optou-se por uma malha quadrada com colunas de 0,80 m, espaçadas de 2,5 m. A permeabilidade adotada foi de 0,1 m/dia.

O coeficiente de empuxo lateral foi definido com base nas propostas apresentadas na Tabela 11, adotando-se um valor médio de 1,4.

Conforme os ensaios de Weber et al. (2010), apresentado no Item 4.2.5, o diâmetro da região amolgada corresponde ao acréscimo de 30% no diâmetro da coluna, ou $d_s = 1,3 d_c$, e a relação do coeficiente de permeabilidade da região intacta com a região amolgada é $k_h/k_s = 5$.

Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos adotados para a coluna de brita.

Parâmetro		Coluna de brita
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,0
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,0
k_x	[m/day]	0,10
k_y	[m/day]	0,10
c_k	[-]	10^{15}
E	[kN/m ²]	30000
ν	[-]	0,33
G_{ref}	[kN/m ²]	7611,9

O módulo de elasticidade (E_c) adotado para as colunas granulares é de 30.000 *kPa*, conforme proposto por TAN et al. (2008).

A Figura 42 apresenta a célula axissimétrica adotada, onde $r_e = 1,41 m$, $r_c = 0,40 m$ e $r_s = 0,52 m$. Essas dimensões proporcionam uma razão de substituição $a_c = 8 \%$.

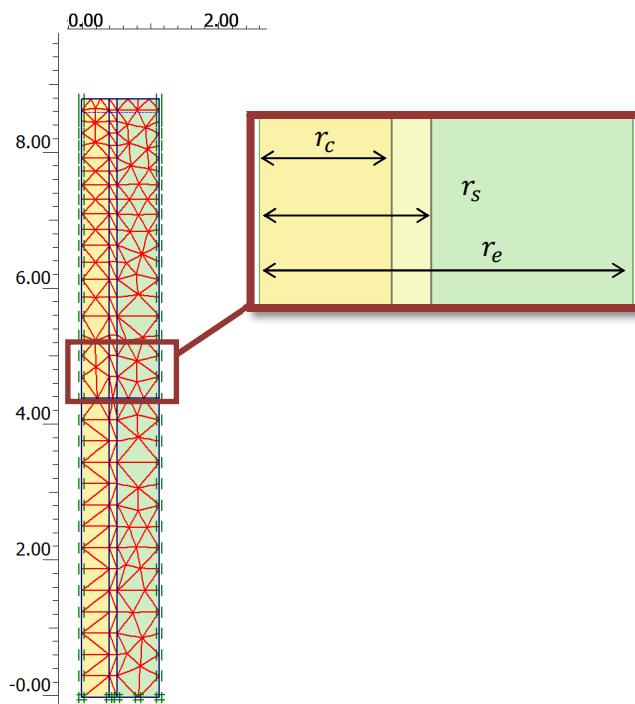


Figura 42 - Célula axissimétrica com coluna granular.

O modelo constitutivo das análises numéricas é o linear elástico, tanto no caso axissimétrico quanto nos casos de deformação plana. As análises numéricas consistem resumidamente em 2 etapas.

Na primeira etapa ocorre o carregamento instantâneo de 40 kPa . O tempo de aplicação é considerado nulo, ou $t = 0$. Nessa fase ocorre a geração do excesso de poropressão máxima.

Na segunda etapa, o carregamento é mantido enquanto ocorre a dissipação do excesso de poropressão ao longo do tempo. O excesso de poropressão inferior a 1 kPa é o critério adotado para término da análise numérica. Esse critério corresponde à porcentagem de adensamento superior a 97,5%.

Cabe destacar que, devido a grande diferença de rigidez entre a coluna e o solo circundante, foram observados recalques diferenciais significativos na célula unitária nas análises numéricas. Esse comportamento diverge da proposta teórica de deformações iguais apresentada no Item 1.4.3.

TAN et al. (2008) fizeram uso de um elemento de placa sobre a célula unitária, provavelmente para contornar esse comportamento. Sendo assim, adota-se com sucesso um elemento de placa de espessura mínima e rigidez elevada o suficiente para impedir recalques diferenciais, conforme apresentado na Figura 43. A Tabela 13 apresenta os parâmetros do elemento de placa.

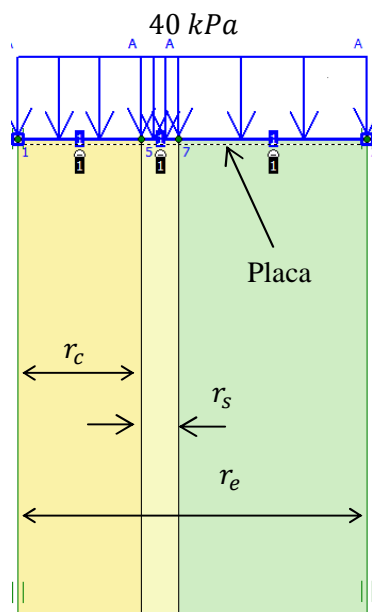


Figura 43 - Célula unitária axissimétrica da coluna granular adotada.

Tabela 13 - Elemento de placa adotado.

Identificação	EA	EI
	[kN/m]	[kNm ² /m]
Placa rígida	10^{15}	10^{15}

4.3.2. Conversão para o estado plano de deformação (Tan et al., 2008)

Para estudo das metodologias de conversão empregadas, esse trabalho considera a simplificação do modelo plano de deformações do solo reforçado com colunas de brita de Tan et al. (2008).

Os autores apresentam dois métodos de conversão simplificados para obter o modelo plano de deformação equivalente da célula unitária e investigam sua aplicabilidade em solos reforçados. No primeiro método de conversão, a

permeabilidade do solo é combinada de acordo com uma equação analítica, enquanto que no segundo método, a largura da coluna é combinada com base na equivalência da área da coluna.

A validade desses métodos é testada por comparação com os resultados numéricos de simulações de célula unitária e com os dados de campo de uma terraplanagem.

Vários métodos foram propostos para converter a célula unitária axissimétrica no modelo plano de tensões equivalentes com o intuito de realizar a modelagem bidimensional para aplicações reais de múltiplas colunas. Hird et al. (1992), Indraratna e Redana (1997) e Yildiz (2009) são autores com métodos de conversão, apresentados anteriormente, que envolveram as derivações da permeabilidade ou a geometria no plano de tensões equivalentes com base na correspondência de soluções analíticas de adensamento axissimétrico e de deformação plana. Para aplicações em colunas de brita, essas metodologias de conversão precisam incluir um procedimento para obter a rigidez da coluna no plano equivalente, de modo que o efeito sobre a taxa de adensamento possa ser corretamente simulado na análise numérica.

Tan et al. (2008) propõem uma conversão com base em uma abordagem que considera os efeitos globais de drenagem e a redução do carregamento suportado pela argila mole, oriunda da rigidez elevada da coluna, sem o emprego de solução analítica complexa (Figura 44). A equivalência dos métodos é testada através da comparação entre a célula unitária axissimétrica e a sua equivalente no estado plano, bem como na comparação dos resultados com valores obtidos em um monitoramento.

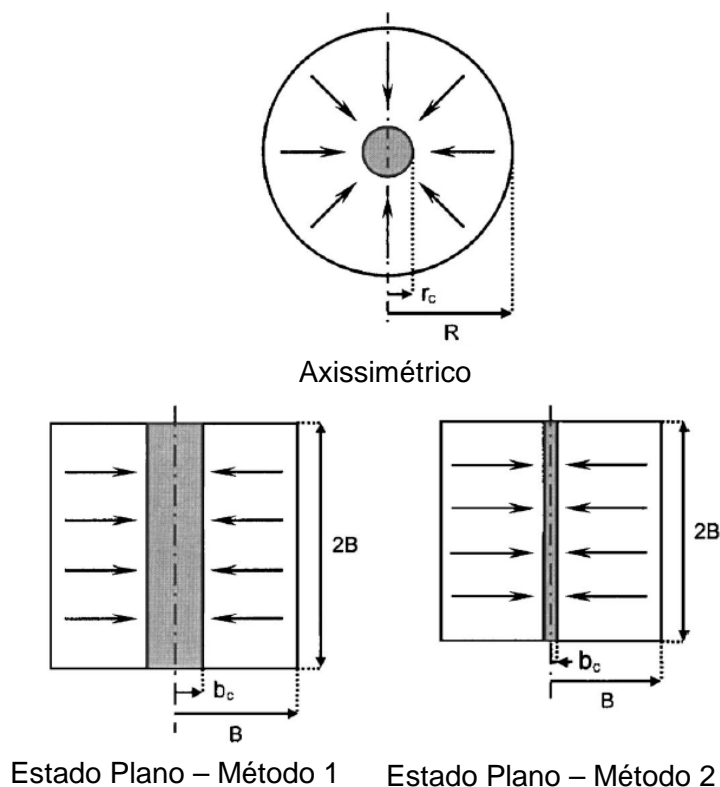


Figura 44 - Seção para conversão no plano de tensão equivalente (Tan et al., 2008).

4.3.2.1. Método 1 de Tan et al (2008)

No Método 1 existe uma equivalência geométrica entre a seção axissimétrica e o modelo plano bidimensional, Ou seja, $r_c = b_c$ e $R = B$. Dessa forma, as propriedades do material no estado plano de tensões precisam ser ajustadas para atender às mudanças geométricas. A rigidez do material no estado plano é alterada com base na combinação da rigidez composta coluna-solo (Tan e Oo, 2006):

$$E_{c,pl}a_{s,pl} + E_{s,pl}(1 - a_{s,pl}) = E_{c,ax}a_{s,ax} + E_{s,ax}(1 - a_{s,ax}) \quad (87)$$

Onde E_c e E_s são os módulos elásticos do material da coluna e do solo circundante, respectivamente. Já os índices pl e ax , indicam as condições no estado plano e axissimétrico, respectivamente. A relação de área $a_s = A_c/(A_c + A_s)$, onde A_c e A_s representam a área da seção transversal da coluna e do solo circundante, respectivamente.

Tan et al (2008) apresentam a razão entre o coeficiente de permeabilidade usando a equação analítica:

$$\frac{k_{h,pl}}{k_{h,ax}} = \frac{F(N)_{pl}}{F(N)_{ax}} \left[\frac{m_{vs}m_{vc}(1-a_s)}{m_{vc}(1-a_s) + m_{vs}a_s} \right]_{pl} \left[\frac{m_{vc}(1-a_s) + m_{vs}a_s}{m_{vs}m_{vc}(1-a_s)} \right]_{ax} \frac{B^2}{R^2} \quad (88)$$

$$F(N) = \frac{N^2}{N^2 - 1} \ln(N) - \frac{3N^2 - 1}{4N^2} \quad (89)$$

$$m_{vs} = \frac{\alpha_{vs}}{1 + e_s} = \frac{1}{D_{vs}} \quad (90)$$

$$m_{vc} = \frac{\alpha_{vc}}{1 + e_c} = \frac{1}{D_{vc}} \quad (91)$$

Onde k_h é o coeficiente de permeabilidade do solo na direção horizontal; N é a razão de diâmetro e igual a R/r_c para condição axissimétrica e B/b_c para o estado plano de tensões; α_{vc} e α_{vs} são os coeficientes de compressibilidade da coluna de brita e do solo mole, respectivamente; e_c e e_s são os índices de vazios da coluna e do solo mole, respectivamente e D_{vc} e D_{vs} são o módulo confinado ou oedométrico da coluna e do solo, respectivamente.

Esse método considera que o coeficiente de deformação plana da permeabilidade do solo na direção vertical $k_{v,pl}$ tem pouca influência na taxa de adensamento global, já que o fluxo de água no solo é predominantemente radial ou horizontal. Dessa forma, assume-se que ele segue o valor axissimétrico, ou seja:

$$k_{v,pl} = k_{v,ax} \quad (92)$$

Aplicando esses conceitos na célula unitária no estado plano de deformações tem-se um módulo de elasticidade equivalente da coluna obtido para o modelo planimétrico de $E_{cpl} = 9065,27 \text{ kPa}$ e a permeabilidade equivalente do solo de $k_{hpl} = 3,88 \times 10^{-6} \text{ m/dia}$. A Figura 45 mostra o trecho superior da célula unitária no estado plano de deformações, com $b_c = 0,40 \text{ m}$ e $b_e = 1,41 \text{ m}$.

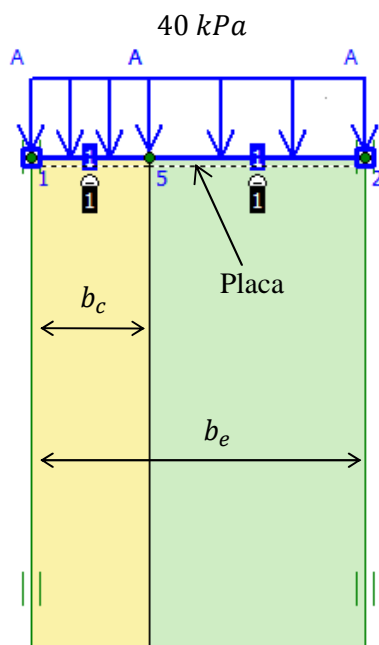


Figura 45 - Detalhe da célula unitária planimétrica de Tan et al. (2008) – Método 1.

4.3.2.2. Método 2 de TAN et al (2008)

No Método 2, Tan et al. (2008) propõem uma transformação geométrica alternativa que se baseia na equivalência de drenagem da coluna em condições axissimétricas e no estado plano de tensões, cujo conceito é o proposto por Indraratna e Redana (1997) para converter o sistema de drenagem vertical em uma parede de drenagem no estado plano de tensões. Este método preserva as áreas transversais da coluna e do solo mole no entorno para a mesma área total em ambas as condições. A largura equivalente da coluna no estado plano é dada pela seguinte relação, com base na equivalência da razão de substituição da área:

$$b_c = B \frac{r_c^2}{R^2} \quad (93)$$

Os módulos de elasticidade para as condições axissimétrica e no estado plano de tensão são iguais, $E_{c,pl} = E_{c,ax}$, assim como $a_{s,pl} = a_{s,ax}$ e $E_{s,pl} = E_{s,ax}$.

Já para a permeabilidade são mantidas as propriedades do modelo axissimétrico com o modelo no estado plano tensões, ou seja, $k_{h,pl} = k_{h,ax}$ e $k_{v,pl} = k_{v,ax}$. A Figura 46 mostra o modelo adotado na análise da célula unitária. Nesse caso os valores correspondentes às larguras são $b_e = 1,25$ e $b_c = 0,10$ m.

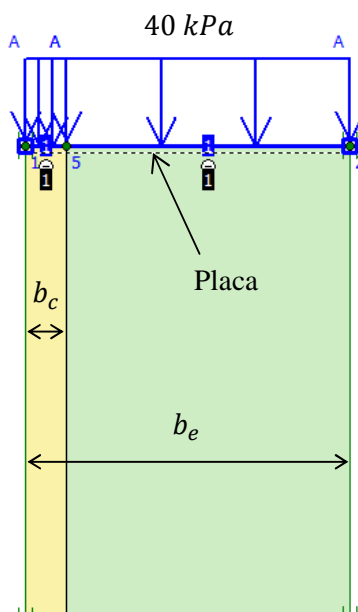


Figura 46 - Célula unitária planimétrica pela proposta de Tan et al. (2008) – Método 2.

4.3.2.3. Método 2 de TAN et al. (2008) com correção no coeficiente de permeabilidade

No segundo método o autor não considera a correção da permeabilidade do solo no estado plano. Assim, analisa-se uma terceira alternativa de estudo, que considera a correção da permeabilidade do solo mole através da proposta de Hird et al. (1992), permitindo uma representação simples do modelo com resultados compatíveis.

A teoria de Hird et al. (1992) condiciona a equivalência da porcentagem de adensamento entre o modelo axissimétrico e o planimétrico, a partir da solução analítica de uma célula unitária planimétrica contendo um dreno no centro. Isso proporciona um fluxo radial em uma parede drenante com comportamento equivalente a partir da correção da permeabilidade, geometria ou de ambos.

A representação da coluna de brita no modelo planimétrico também apresenta uma célula unitária planimétrica com uma parede drenante no centro, atendendo aos critérios de Hird et al. (1992). A diferença se deve a elevada rigidez da coluna comparada ao solo circundante, aumentando a capacidade de suporte da camada de solo mole.

Apesar do reforço proporcionado pela coluna de brita, espera-se que o comportamento do fluxo na célula unitária apresente comportamento similar ao observado no dreno vertical, indicando a necessidade de correção, não somente da geometria ou da rigidez, mas também da permeabilidade no modelo plano.

Portanto, para um modelo geométrico e parâmetros dos materiais inalterados, a permeabilidade equivalente do solo ao redor da coluna no estado plano para esta alternativa é igual a $k_{pl} = 4,36 \times 10^{-6} \text{ m/dia}$.

4.3.3. Resultados das análises numéricas

A Figura 47 apresenta os recalques obtidos pelas análises em estado plano de deformações e axissimétrica nas células unitárias. Os métodos de Tan et al. (2008) apresentam recalques equivalentes aos da célula unitária axissimétrica. Tan et al. Método 2 corrigido apresentou a convergência mais significativa na evolução do recalque com o tempo, principalmente nos instantes iniciais do processo de adensamento, conforme apresentado na Figura 48.

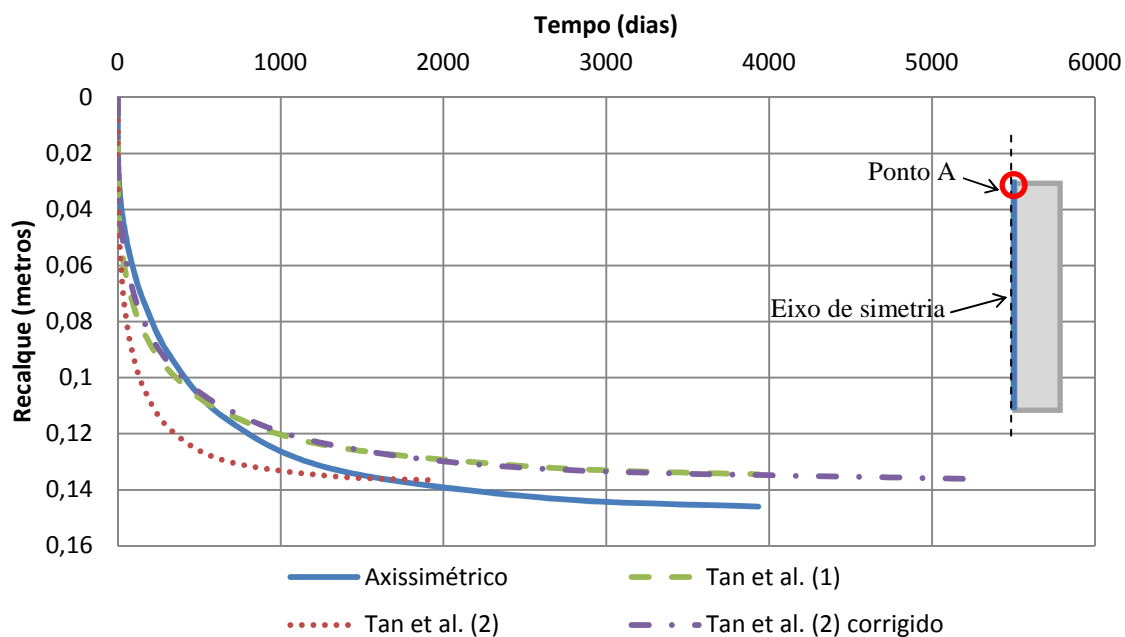


Figura 47 - Comparação entre o recalque ocorrido na análise axissimétrica e no estado plano para colunas granulares.

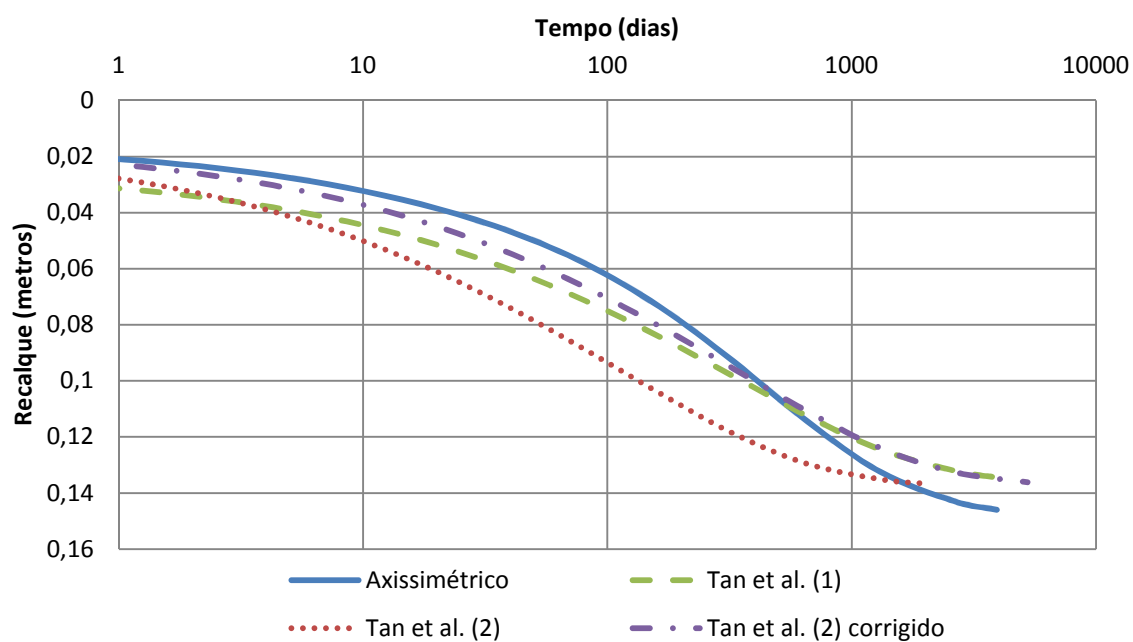


Figura 48 - Comparação entre o recalque ocorrido na análise axissimétrica e no estado plano para colunas granulares (tempo em escala logarítmica).

Durante o adensamento, as diferenças máximas entre as previsões de recalque axissimétrica e planimétricas são cerca de 0,03 m para Tan et al. (2). Para

Tan et al. (1) e Tan et al. (2) corrigido se observa diferenças máximas na ordem de $0,01 m$. O ajuste da permeabilidade no segundo método permite um melhoramento na convergência das curvas principalmente no início do processo de adensamento.

A fronteira da célula unitária apresentou as melhores correspondências nas medidas de excesso de poropressão em relação ao observado nos drenos verticais. A Figura 49 compara as curvas de dissipação do excesso de poropressão, a uma profundidade de $4,40 m$ de um ponto pertencente à fronteira da célula unitária (r_e).

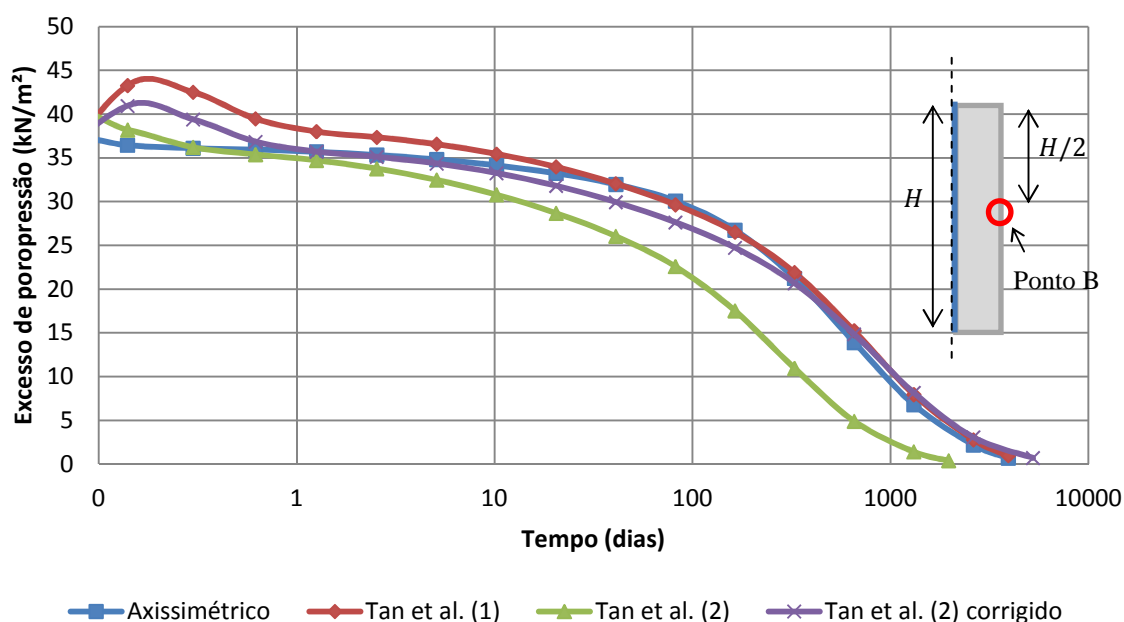


Figura 49 - Comparação entre o excesso de poropressão dos modelos para o caso da célula unitária com colunas granulares.

Os valores máximos de excesso de poropressão previstos são iguais a $43,3 Kn/m^2$ para o primeiro método de Tan et al. (2008), $39,62 Kn/m^2$ para o segundo método, e $40,93 Kn/m^2$ com correção da permeabilidade, enquanto o modelo axissimétrico prevê cerca de $37,4 Kn/m^2$.

Para Tan et al. (1) e Tan et al. (2) corrigido ocorrem valores de excesso de poropressão que não diminuem após a aplicação do carregamento, mas aumentam por um período curto antes de diminuírem. Esse resultado, denominado de efeito Mandel-Cryer, é devido ao aumento das tensões totais ocasionado pela compatibilidade da deformação volumétrica (Schiffman et al., 1969).

Mandel (1953) e Cryer (1963) observaram anomalias nas curvas no processo de adensamento. Cryer (1963) especificamente analisou o processo de adensamento aplicando acréscimo de tensão em uma esfera porosa saturada pela teoria de Terzaghi e pela teoria de Biot (1941). O autor observou que as duas teorias preveem variações de volume qualitativamente semelhantes, mas que as previsões para a pressão da água no centro da esfera diferem. A teoria de Terzaghi prevê que a pressão da água diminuirá constantemente, enquanto a teoria de Biot prevê que a pressão da água aumentará inicialmente. Fatahi et al. (2012) descrevem que a superfície da esfera é livre para drenar, mas sob a pressão aplicada, as tensões no centro da esfera aumentam temporariamente em virtude da morosidade da dissipação do excesso de poropressão. Isso resulta no aumento do excesso de poropressão durante algum tempo antes do início da dissipação.

Tan et al. (2008) destacam que, para a modelagem de material elástico linear, ambos os métodos produzem recalques de adensamento de longo prazo razoavelmente precisos. Enquanto que para a modelagem de materiais elastoplásticos, o segundo método é preferível, pois o primeiro determina assentamentos divergentes.

Por fim, observa-se que a correção da permeabilidade oferece um refinamento na convergência entre o recalque dos modelos axissimétricos e planimétricos, principalmente no início do processo de adensamento. A correção da permeabilidade desenvolvida nesse estudo se mostrou adequada ao caso em estudo.

5. CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL – CPR *GROUTING*

A Consolidação Profunda Radial é uma técnica recente de melhoramento de solos moles, baseada na teoria de adensamento que foi desenvolvida e patenteada pela empresa Engegraut.

Sandoval (2016) informa que a técnica cria inicialmente um ambiente drenante artificial na camada de solo, o qual será comprimido e confinado por meio de expansão de cavidades, devido à formação de bulbos de compressão com geogROUT. O resultado obtido é o adensamento do solo, com ganho de resistência devido ao processo de confinamento, aumentando a rigidez e, conseqüentemente, diminuindo os recalques.

Chavão (2015) apresenta as fases consecutivas da execução do CPR *Grouting*: instalação de geodrenos, na preparação de argamassa e no bombeamento de argamassa no interior do solo mole. A injeção de geogROUT sob alta pressão no interior da camada faz com que se formem bulbos de compressão, que comprimem o solo lateralmente, causando elevados deslocamentos.

Essa técnica consiste resumidamente na formação prévia de uma malha triangular ou quadrangular de geodrenos verticais na camada de solo mole, onde bulbos são formados pela injeção de geogROUT, que são expandidos sequencialmente ao longo de uma vertical em cada célula da malha.

No processo executivo da injeção do geogROUT, inicialmente se tem um excesso de poropressão gerado pelos bulbos injetados sob alta pressão. Esse excesso tende a ser dissipado principalmente através da percolação radial da água, devido aos drenos verticais previamente instalados.

Além da melhoria no processo de adensamento, os bulbos de geogROUT gerados apresentam uma rigidez superior a do solo circundante. Dessa forma, o conjunto solo e bulbos apresentam uma rigidez superior ao solo sem tratamento, que também irá proporcionar uma redução dos recalques.

5.1. Metodologia executiva

Inicialmente o processo de execução do CPR *Grouting* é similar ao empregado nos drenos verticais até a etapa de cravação. Na sequência é iniciado o

processo de preparação do geogROUT e a sua injeção desse para formação dos bulbos.

Assim como nos métodos de melhoramento de solo mole com emprego dos drenos verticais e colunas granulares, é necessário executar um aterro de conquista para viabilizar o acesso dos equipamentos empregados na técnica do CPR *Grouting*.

Antes de iniciar o processo de cravação dos geodrenos são realizadas as marcações através de piquetes para formação prévia da malha em toda a área a ser tratada conforme definido em projeto. Em terrenos com camada superficial resistente, executa-se um furo para atravessar a camada resistente, denominado pré-furo.

A profundidade de cravação dos geodrenos é definida a partir do perfil geotécnico que advém dos resultados das sondagens de campo como à percussão tipo SPT, entretanto variações da espessura dessa camada podem ocorrer ao longo do trecho a ser tratado. Para corrigir a profundidade de cravação é realizado, durante a fase de cravação dos geodrenos, a verificação da resistência à penetração do mandril de cravação. Isso proporciona um ajuste da profundidade de cravação durante o processo de execução do CPR *Grouting* conforme as condições encontradas no campo (Cirone, 2017). A Figura 50 e Figura 51 apresentam detalhes da cravação dos geodrenos.

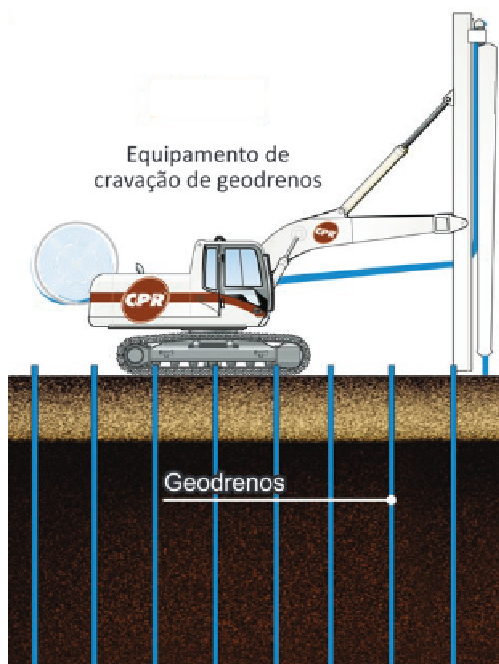


Figura 50 - Fase de cravação dos geodrenos (Engegraut, 2017).



Figura 51 - Fase de cravação de geodrenos (Engegraut, 2017).

Após a cravação dos geodrenos realiza-se a expansão dos bulbos de compressão na camada de solo mole. Esses são formados em um alinhamento vertical sequencialmente de baixo para cima, conforme ilustrado na Figura 52. A pressão e os volumes são controlados por dois manômetros para monitorar a pressão de bombeamento, sendo que um deles fica posicionado no nível do terreno e o outro é acoplado na lança de bombeamento.

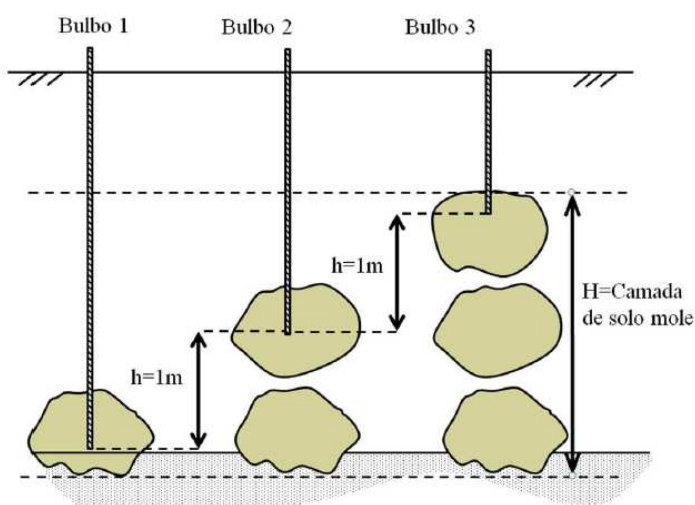


Figura 52 - Processo de formação dos bulbos de geogROUT.

Os bulbos expandidos no interior da camada são formados em um alinhamento, mas não tendem a formar colunas e a forma não é esférica em virtude da heterogeneidade da camada (Figura 53 e Figura 54).

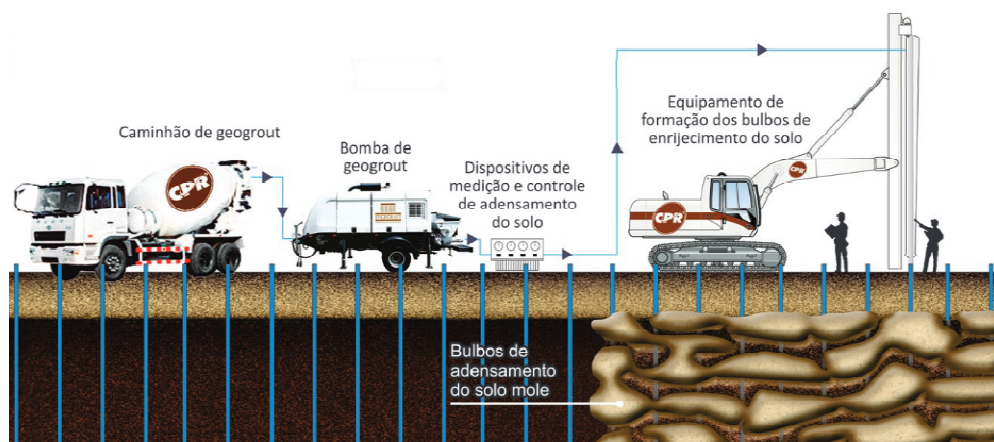


Figura 53 - Fase de injeção dos bulbos de compressão (Engegraut, 2017)



Figura 54 - Fotos da exumação dos bulbos formados no interior da camada (Sandoval, 2016)

O geogROUT empregado no processo injeção é composto por areia, silte, cimento e aditivos. O controle de resistência é realizado com o recolhimento dos corpos de prova para ruptura (NBR 5739/07) e o controle da viscosidade por meio do ensaio de abatimento do tronco de cone (slump test NBR NM 67/98).

5.2. Dimensionamento

A metodologia de cálculo do recalque em solos moles enrijecidos com CPR *Grouting* era comumente baseada no método desenvolvido por Priebe (1995), originalmente idealizado para colunas de brita. Entretanto, não apresenta a correlação adequada devido às diferenças entre as duas tecnologias (Cirone, 2016b).

Como alternativa é proposto o método do Meio Homogêneo Equivalente, idealizado a partir do desenvolvimento de novas ferramentas de *software* simplificando o cálculo do recalque de aterros sobre solos moles enrijecidos com CPR *Grouting* (Cirone, 2016b).

5.2.1. Diâmetro equivalente no CPR *Grouting*

As injeções verticais dos bulbos de compressão do solo seguem uma configuração geométrica de malha triangular ou quadrada, com espaçamento entre essas verticais definido pelo espaçamento dos geodrenos e a geometria da malha (Figura 55).

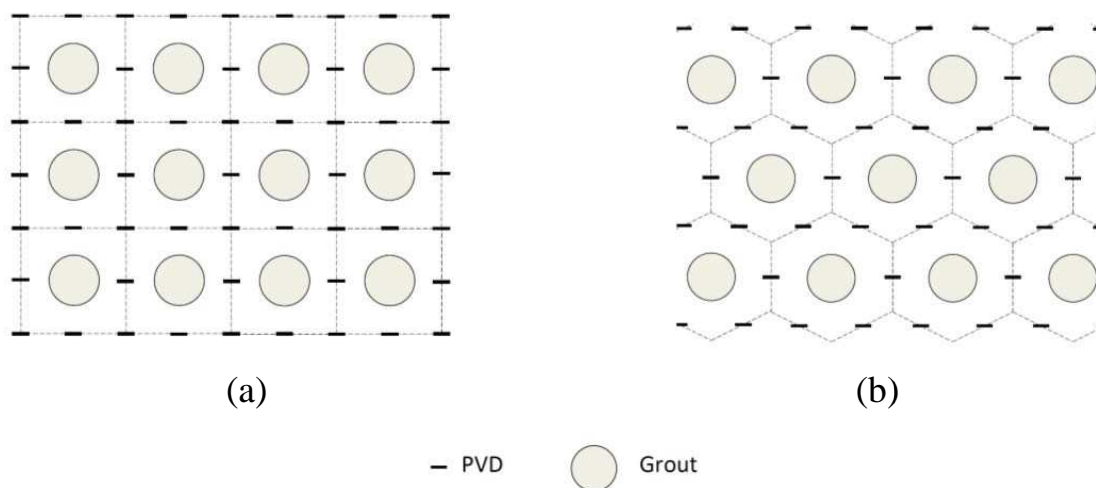


Figura 55 - Malhas drenantes e bulbos de compressão na técnica do CPR *Grouting*: (a) Malha quadrada. (b) Malha triangular (Cirone, 2016).

Uma vertical de injeção compõe a célula unitária da malha, onde o solo está ao seu redor e os drenos no perímetro. A presença de geodrenos no contorno da célula unitária pode ser equiparada a um cilindro com área de seção transversal igual a área de domínio de influência. Seu perímetro circular forma um contorno exterior rígido drenante e sem atrito. Dessa forma, o modelo conceitual adotado nessa metodologia está apresentado na Figura 56.

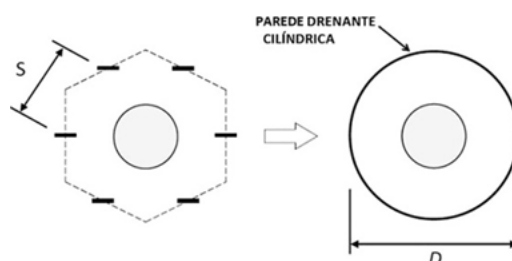


Figura 56 - Transformação em parede cilíndrica drenante (Cirone, 2017)

A partir do espaçamento dos drenos s é possível determinar o espaçamento entre as verticais, área da célula unitária A e o diâmetro equivalente D , conforme Tabela 14.

Tabela 14- Parâmetros geométricos da célula unitária (Cirone, 2017).

Condição	Malha triangular	Malha quadrada
Espaçamento entre verticais	$2S$	$2S$
Área da célula unitária	$A = 2\sqrt{3}S^2$	$A = 4S^2$
Diâmetro equivalente	$D = 2.1 S$	$D = 2.257 S$
Diâmetro de influência do geodreno	$d_e = 1,286 S$	$d_e = 1,303 S$

Nota: S é o espaçamento de geodrenos

5.2.2. Razão ou Taxa de Substituição

O conceito de Razão de Substituição (R_s) contempla o volume total dos bulbos expandidos dentro da célula unitária e a hipótese de todos volumes serem iguais. Desta forma, ela pode ser representada conforme equação:

$$R_s = \frac{V_g}{Ah} \quad (94)$$

Onde:

V_g – Volume de geogROUT introduzido;

A – Área da célula unitária;

h - Espaçamento vertical entre centros dos bulbos.

5.2.3. Eficiência de compensação

Nos processos de melhoramentos de solo com a técnica de injeção de geogROUT é possível determinar a razão entre o volume de solo elevado (ou compensado) e o volume de geogROUT expandido pela eficiência de compensação (η). Dessa forma, quando se tem o volume elevado igual ao volume expandido, obtém-se a eficiência de compensação de 100%, que só é possível impedindo os deslocamentos na condição não drenada do solo. Devido ao processo de adensamento das argilas e da retração do geogROUT não é possível obter a eficiência

de compensação de 100%. A partir do exposto, Cirone (2016) apresenta a expressão proposta por Komiya et al. (2001):

$$\eta = \frac{\text{Volume elevado}}{\text{Volume expandido}} = \frac{V_g - V_c - V_{sh}}{V_g} = 1 - \lambda_c - \varepsilon_{sh} \quad (95)$$

Sendo:

η – Eficiência de compensação;

V_g – Volume de geogROUT introduzido;

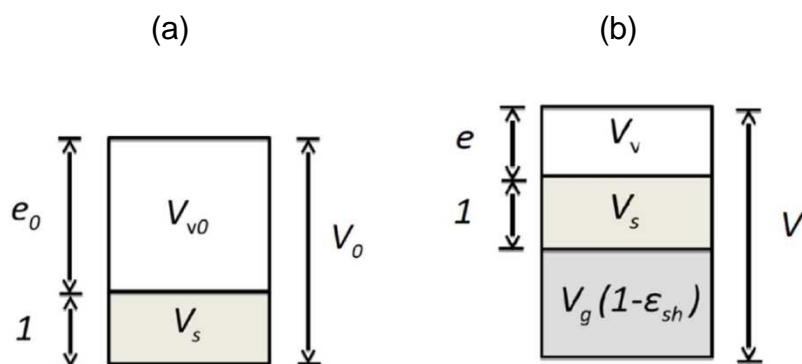
V_c – Diminuição do volume de solo devido ao adensamento;

V_{sh} - Diminuição de volume de geogROUT devido à retração.

O coeficiente de redução do volume devido ao adensamento é representado por $\lambda_c = V_c/V_g$ e a redução do volume de geogROUT devido à retração por $\varepsilon_{sh} = V_{sh}/V_g$.

5.2.4. Deformação volumétrica

A variação do índice de vazios do solo tratado com CPR *Grouting* é determinada com as considerações da mecânica dos solos. A Figura 57 ilustra um perfil esquemático com as variáveis de um elemento de solo antes e após o processo de enrijecimento.



Legenda:

V_0 – Volume na condição natural;

V_{v0} – Volume inicial dos vazios;

V_s – Volume dos sólidos;

V – Volume final do solo tratado;

V_v – Volume de vazios final do solo tratado;

e_0 – Índice de vazios inicial;

e – Índice de vazios do solo tratado.

Figura 57 - Volume elementar de solo: (A) Solo natural, (B) Solo após CPR *Grouting* (Cirone, 2016).

A partir da definição de eficiência de compensação (η) apresentada na expressão (95) é possível apresentar o volume final como $V = V_0 + \eta V_g$. Ainda, assumindo a incompressibilidade dos sólidos, é possível expressar o volume final como $V = V_s + V_v + V_g (1 - \epsilon_{sh})$. Logo, a variação de volume poder ser expressa por:

$$\Delta V = V - V_0 = (V_v - V_{v0}) + V_g(1 - \epsilon_{sh}) \quad (96)$$

Dividindo ambos os lados da igualdade por $V_0 = V_s(1 + e_0)$ e considerando $\Delta V/V_0 = \eta R_s$, essa pode ser representada por:

$$\eta R_s = \frac{e - e_0}{1 + e_0} + R_s (1 - \epsilon_{sh}) \quad (97)$$

Acrescentando 1 em ambos os lados da Equação (97) e incluindo a expressão da eficiência de compensação (η) obtém-se:

$$e = (1 - \lambda_c R_s) \cdot (1 + e_0) - 1 \quad (98)$$

Essa expressão permite estimar, simplificadamente, o índice de vazios final, após o processo de compressão do solo e a conseqüente dissipação do excesso de poropressão (Cirone, 2016).

Reescrevendo a Equação (98), tem-se a deformação volumétrica (ϵ_v):

$$\epsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \lambda_c R_s \quad (99)$$

O coeficiente de redução de volume quando determinado em laboratório permite resultados mais precisos nas estimativas. Para efeito de cálculo pode-se adotar $\lambda_c = 1$. Essa hipótese considera que não ocorre a retração no grout ($\epsilon_{sh} = 0$) e que não há deformação de volume permanente no solo, ou seja, $\eta = 0$.

5.2.5. Incremento de resistência não drenada

Cirone (2016) propôs a determinação do aumento da resistência não drenada através da teoria do estado crítico que advém da conseqüência direta da diminuição do índice de vazios (Wood, 1990). Também é proposta a razão do incremento da resistência não drenada média (S_u/S_{u0}) segundo Au et al. (2007).

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \exp\left(\frac{e_0 - e}{\lambda}\right) \quad (100)$$

Onde:

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

Reformulando a expressão (98), se obtém:

$$e_0 - e = \lambda_c R_s (1 + e_0) \quad (101)$$

Aplicando a Equação (101) na expressão (100) obtém-se:

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \exp\left(2,3\lambda_c R_s \frac{1 + e_0}{C_c}\right) \quad (102)$$

A Equação (102) possibilita determinar o incremento da resistência não drenada após a técnica de melhoramento de solo mole pelo CPR Grouting.

5.3. Simulações numéricas para Consolidação Profunda Radial

Analogamente aos casos anteriores se faz necessário a transformação de uma célula unitária axissimétrica para o estado plano de deformações.

Durante a execução do CPR *Grouting* não há uniformidade na geometria dos bulbos. Apesar de serem expandidos sequencialmente, de baixo para cima, ao longo de uma vertical, os bulbos ficam desalinhados ou desaprumados e, em geral, sem contato. O geogROUT que compõe os bulbos expandidos possui resistência e rigidez muito superiores ao solo envolvente, podendo ser considerado um reforço rígido, ou seja, praticamente indeformável. Os geodrenos instalados aceleram o processo de adensamento. Sendo assim, presume-se que o CPR *Grouting* promova a criação de um solo homogêneo reforçado por inclusões rígidas descontínuas que apresenta um melhoramento na permeabilidade do conjunto.

Dessa forma, o processo de modelagem do sistema CPR não pode ser efetuado como um único elemento, assim como realizado com os modelos de drenos verticais pré-fabricados e as colunas de britas.

A ENGEGRAUT adota um modelo constituído a partir do método da homogeneização para representar um modelo numérico adequado do CPR *Grouting* que será apresentado neste capítulo.

5.3.1. Modelo axissimétrico

Para o mesmo modelo geométrico apresentado no Item 2.2 será realizada a análise de uma célula unitária axissimétrica com emprego do CPR *Grouting*. O

modelo geométrico contém em seu contorno geodrenos que apresentam comportamento semelhante a uma parede cilíndrica. Essa consideração foi objeto de estudo por Indraratna et al. (2008).

Ainda nessa análise será considerado o efeito da atualização da malha (*Updated Mesh*) no comportamento da célula unitária axissimétrica.

No dimensionamento da técnica do CPR *Grouting* se optou pela adoção de uma razão de substituição equivalente à razão de substituição adotada para colunas granulares ($a_c = 8\%$). Isto permite uma equivalência entre as comparações numéricas.

Sendo assim, para análise do comportamento dessa técnica, adotou-se uma malha triangular com espaçamento de 3 m entre as verticais. O volume do bulbo de grout injetado é da ordem de $0,8 \text{ m}^3$ e a distância entre os bulbos é de $h = 1,5 \text{ m}$, sendo ainda $\lambda_c = 1$. Dessa forma, a razão de substituição no caso do CPR *Grouting* é igual a $R_s = 7$. A Figura 58 apresenta a célula axissimétrica com $R = 1,58 \text{ m}$.

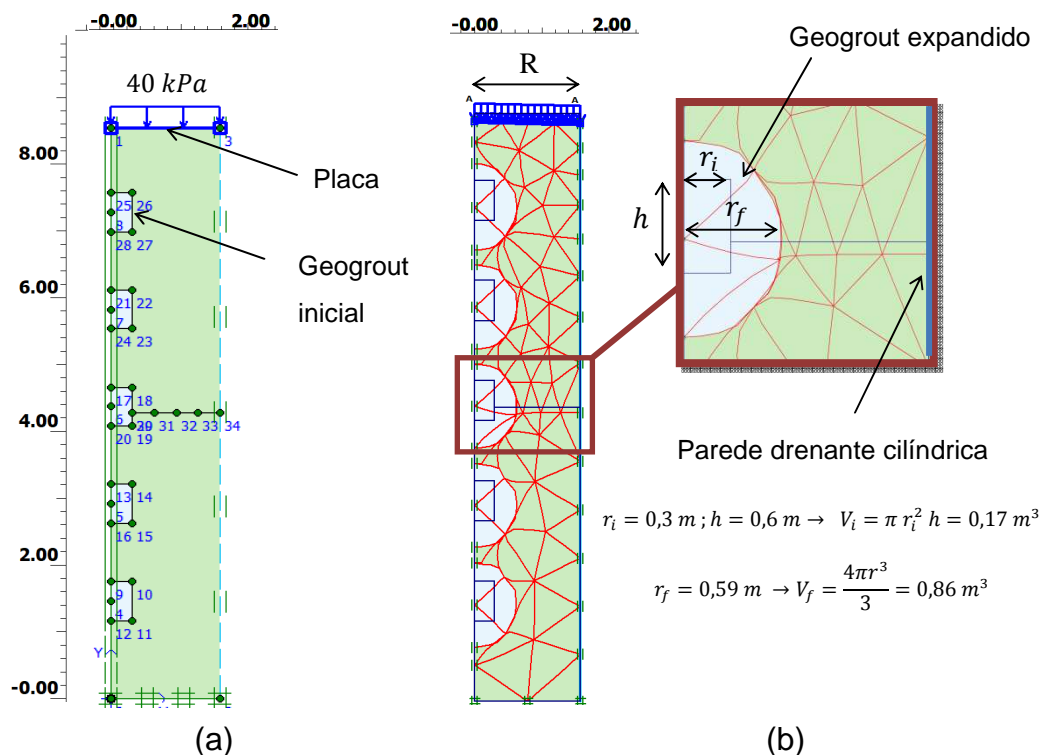


Figura 58 - Modelo geométrico adotado para análise axissimétrica: (a) Inicial e (b) após a expansão dos bulbos.

Com intuito de simular numericamente todas as etapas executivas do CPR *Grouting*, adotou-se no processo de expansão dos bulbos de geogROUT a deformação volumétrica de um domínio de solo, apresentada no Item 2.1.8. A deformação volumétrica (ϵ_v) é influenciada pela rigidez do solo circundante, não permitindo uma linearidade entre o volume requerido e o volume obtido. Assim sendo, após várias tentativas, obteve-se o raio corresponde ao volume equivalente ao de projeto.

No modelo geométrico inicial, antes da expansão, foram considerados elementos de bulbos contendo raio inicial de 0,05 m e altura de 0,1 m. Entretanto, observou-se que, devido a problemas na malha ou por deformações excessivas, não foi possível concluir a análise numérica.

Na sequência, foram realizadas tentativas sucessivas de expansão com variações nas dimensões da altura e raio do elemento, mantendo a proporção $h/r_i = 2$. A convergência nos cálculos foi observada para dimensões de $r_i = 0,3$ m e $h_i = 0,6$ m.

Em estudo de colunas de brita também foi observada a dificuldade na simulação de todas as etapas executivas. Lima (2012) realizou análises numéricas em célula unitária axissimétrica, simulando o deslocamento lateral provocado pela instalação da coluna. As simulações numéricas não convergiram no estudo do autor devido às deformações excessivas ou por problemas na malha.

No processo de expansão dos bulbos do CPR *Grouting* ocorre o confinamento do solo circundante, provocando o seu enrijecimento. As colunas granulares apresentam um comportamento similar, no qual o confinamento lateral se deve ao processo de penetração sem substituição do solo existente. Nesse caso, esse comportamento pode ser simulado corrigindo o coeficiente de empuxo lateral (K^*). No CPR *Grouting* ainda não existem estudos numéricos publicados suficientes para simulasse enrijecimento.

O modelo constitutivo adotado nas análises numéricas é o linear elástico, tanto no caso axissimétrico quanto nos casos de deformação plana. As análises numéricas consistem resumidamente em 3 etapas.

Na primeira etapa ocorre a expansão dos bulbos, onde é verificada a equivalência do volume dimensionado com o volume obtido.

Na segunda etapa ocorre o carregamento instantâneo de 40 kPa . O tempo de aplicação considerado é nulo, ou $t = 0$.

Na terceira etapa é mantido o carregamento enquanto ocorre a dissipação do excesso de poropressão ao longo do tempo. O excesso de poropressão inferior a 1 kPa é o critério adotado para término da análise numérica. Esse critério corresponde a porcentagem de adensamento superior a 97,5%.

Os resultados das análises numéricas mostraram recalques diferenciais significativos na célula unitária.. Sendo assim, também adotou-se um elemento de placa de espessura mínima e rigidez elevada o suficiente para reduzir os recalques diferenciais (Tabela 13).

A Tabela 15 reúne os parâmetros adotados na simulação do CPR *Grouting* antes e após a expansão.

Tabela 15 - Parâmetros geotécnicos adotados para *Grouting* antes e após expansão.

Parâmetro		<i>Grouting</i> após	<i>Grouting</i> antes
γ_{unsat}	[kN/m ³]	23,0	23,0
γ_{sat}	[kN/m ³]	23,0	23,0
k_x	[m/day]	0,00	0,00
k_y	[m/day]	0,00	0,00
c_k	[-]	10^{15}	10^{15}
E	[kN/m ²]	30000	300
ν	[-]	0,30	0,30
G_{ref}	[kN/m ²]	8571,4	8571,4

5.3.2. Conversão para o estado plano de deformação

O melhoramento da rigidez proporcionado pela expansão dos bulbos por meio da lei de endurecimento de um solo mole é considerado a partir de um ensaio de adensamento, onde:

$$E_f = E_0 \exp(b \epsilon_v) \quad (103)$$

Onde:

E_0 – Módulo do solo natural;

E_f – Módulo do solo comprimido após o CPR *Grouting*;

ϵ_v – Deformação volumétrica;

b – Termo de proporcionalidade, onde: $b = 2,3 [(1 + e_0)/c_c]$.

O meio homogêneo apresenta uma rigidez superior após o tratamento pelo CPR *Grouting*. Sendo assim, nesta análise numérica utilizou-se o modelo de Paul, apud Jones (1975), que considera um material reforçado por inclusões cúbicas dispersas. Para um reforço infinitamente rígido, a expressão do módulo equivalente torna-se:

$$E = \frac{E_f}{1 - R_s^{\frac{1}{3}}} \quad (104)$$

Onde:

E – Módulo do meio homogêneo equivalente;

R_s – Razão de substituição.

A célula unitária de um solo mole melhorado pela técnica do CPR *Grouting* contém drenos em seu contorno que podem ser representados como uma parede drenante, conforme apresentado na Figura 59.

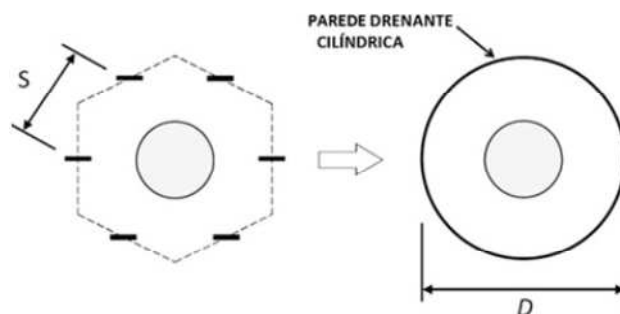


Figura 59 - Parede cilíndrica drenante de uma célula axissimétrica (Ye et al., 2012).

Análises numéricas no estado plano de deformações exigem a adoção de parâmetros equivalentes de permeabilidade. Assim, a solução dessa proposta foi realizada por Indraratna et al. (2008) e aprimorada por Ye et al. (2011), onde o adensamento vertical equivalente ($k_{v,eq}$) do meio homogêneo é representado por:

$$k_{v,eq} = k_v + \frac{32 H_d^2 k_h}{\pi^2 d_e^2 \mu} \quad (105)$$

Onde:

$k_{v,eq}$ – Coeficiente de permeabilidade equivalente do meio homogêneo;

k_v – Coeficiente de permeabilidade vertical;

k_h – Coeficiente de permeabilidade horizontal;

H_d – Comprimento de drenagem;

d_e – Diâmetro de influência do geodreno;

μ – Fator da teoria de adensamento radial proposto pela Eq. (41).

Aplicando esses conceitos na célula unitária no estado plano de deformações tem-se um módulo do meio homogêneo equivalente obtido para o modelo planimétrico de $E = 3018,5 \text{ kPa}$ e a permeabilidade equivalente do solo de $k_{ve} = 4,05 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$. A Figura 60 apresenta a malha da célula unitária no estado plano de deformações com $B = R = 1,58 \text{ m}$.

$$\longleftrightarrow \begin{matrix} R \\ 40 \text{ kPa} \end{matrix}$$

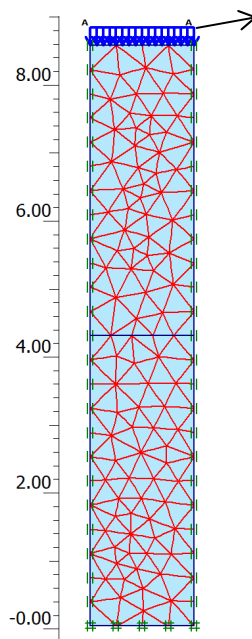


Figura 60 - Célula unitária planimétrica pelo método do meio homogêneo equivalente.

5.3.3. Resultados das análises numéricas

A Figura 61 apresenta os recalques obtidos pelas análises em estado plano de deformações e axissimétrica nas células unitárias. Apesar de não ser possível realizar a expansão a partir de um elemento infinitesimal observou-se boa correspondência na evolução do recalque pela proposta do Meio Homogêneo Equivalente (MHE).

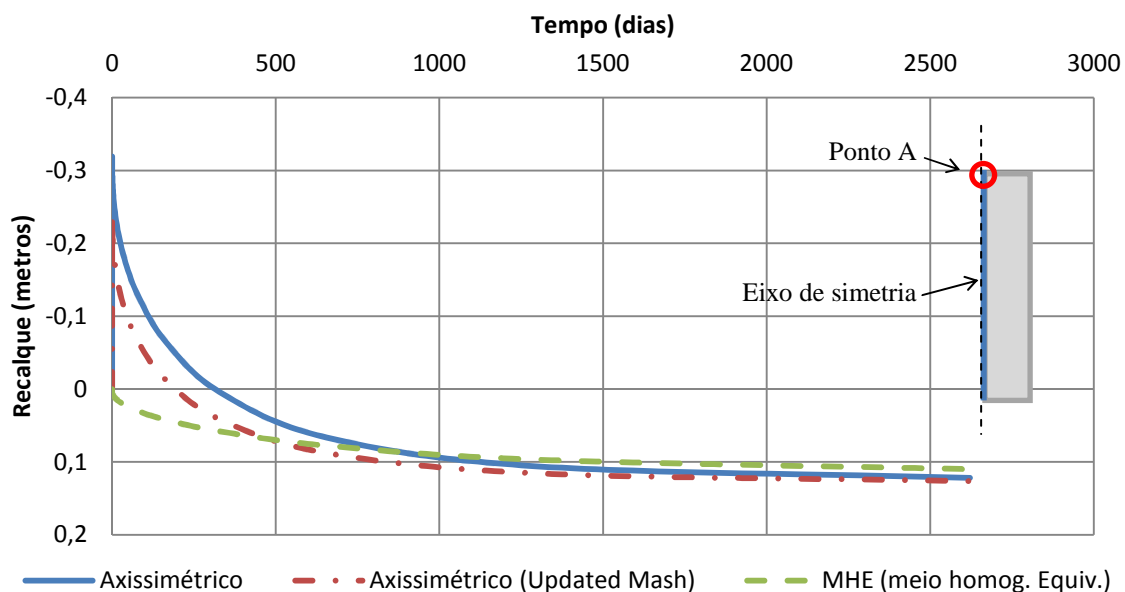


Figura 61 - Comparação entre o recalque ocorrido na análise axissimétrica e no estado plano para CPR Groutig.

A convergência entre as curvas se deve ao fato de que pequenas expansões, quando comparado à escala da célula unitária, gera pouca influência no enrijecimento, ao passo que grandes expansões geram o confinamento necessário, não impactando significativamente nos resultados.

As falhas nas malhas das análises numéricas do modelo geométrico observadas na simulação em expansões de pequenos elementos de geogrot e nas etapas de instalação das colunas granulares indicam a necessidade de comparações com casos monitorados para refinamento das soluções numéricas, emprego de outro *software* que atenda aos requisitos das técnicas ou análises tridimensionais para proporcionar maior correspondência dos resultados.

Na análise numérica da célula axissimétrica é observado um levantamento da superfície do solo após a expansão dos bulbos de geogrot da ordem de 0,30 m.

Au et al. (2007) observaram os efeitos de expansões de cavidade subterrâneas em argilas com suspensão da superfície original. Em resumo, o autor apresenta os possíveis impactos gerados pelas expansões em uma situação de carregamento, conforme apresentado na Figura 62.

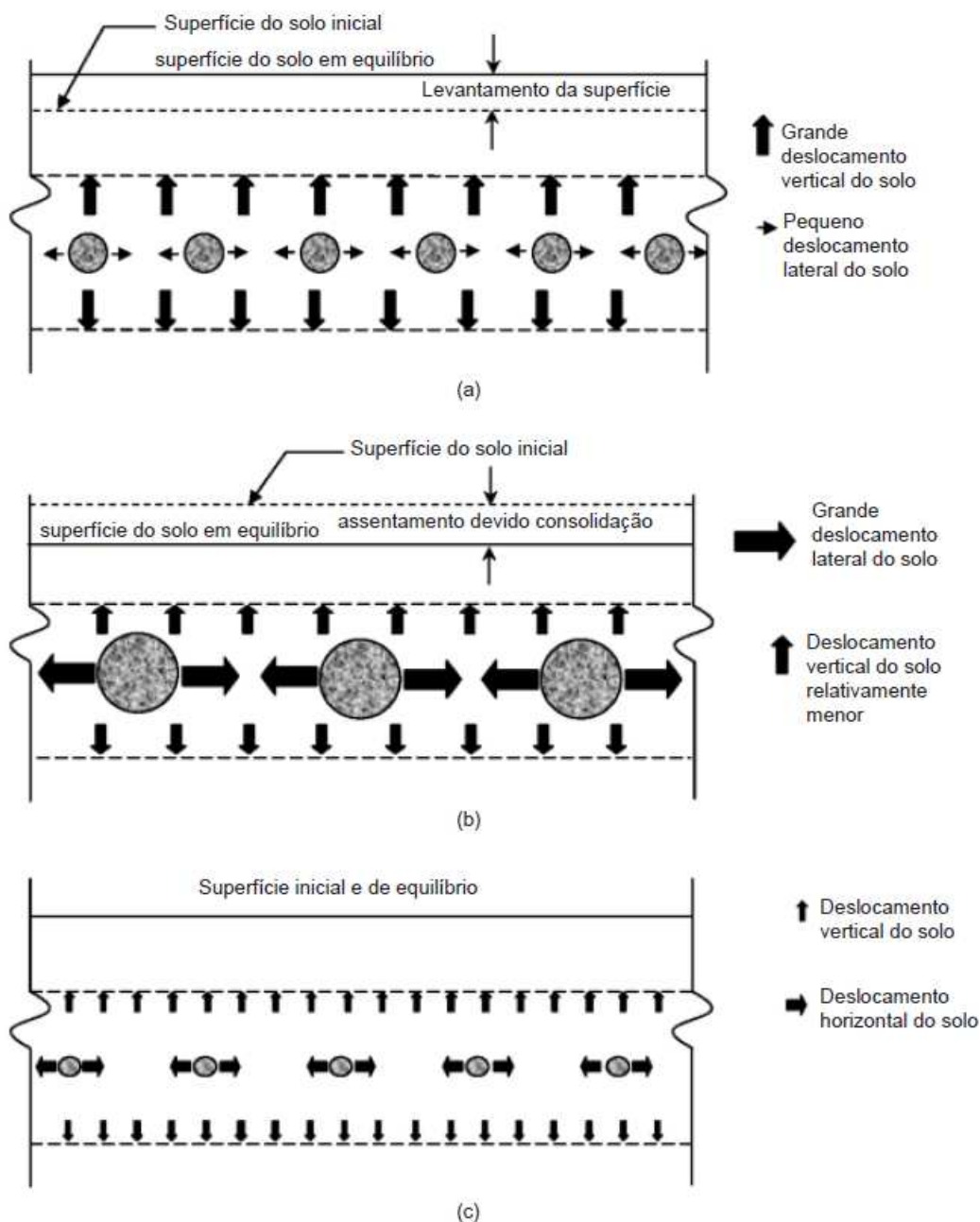


Figura 62 - Impactos devido a expansões de cavidades (Au et al., 2007).

O autor destaca que para expansões de grande volume pouco espaçadas (Figura 62 a) observa-se um levantamento da superfície que contribui para a compensação do assentamento, no entanto com pouco aumento na resistência ao cisalhamento.

Grandes expansões bem espaçadas (Figura 62 b) proporcionam os maiores excessos de propressão que quando dissipados contribuem para o melhoramento

da resistência ao cisalhamento. Entretanto, não contribuem significativamente com o recalque.

Para pequenas expansões (Figura 62 c), o solo distante não é afetado levando a uma relação de efetividade mais baixa no melhoramento do solo.

Para análise da taxa de dissipação das poropressões, a Figura 63 compara as curvas de dissipação do excesso de poropressão no meio da camada ($H/2$), ou 4,40 m, da superfície do terreno.

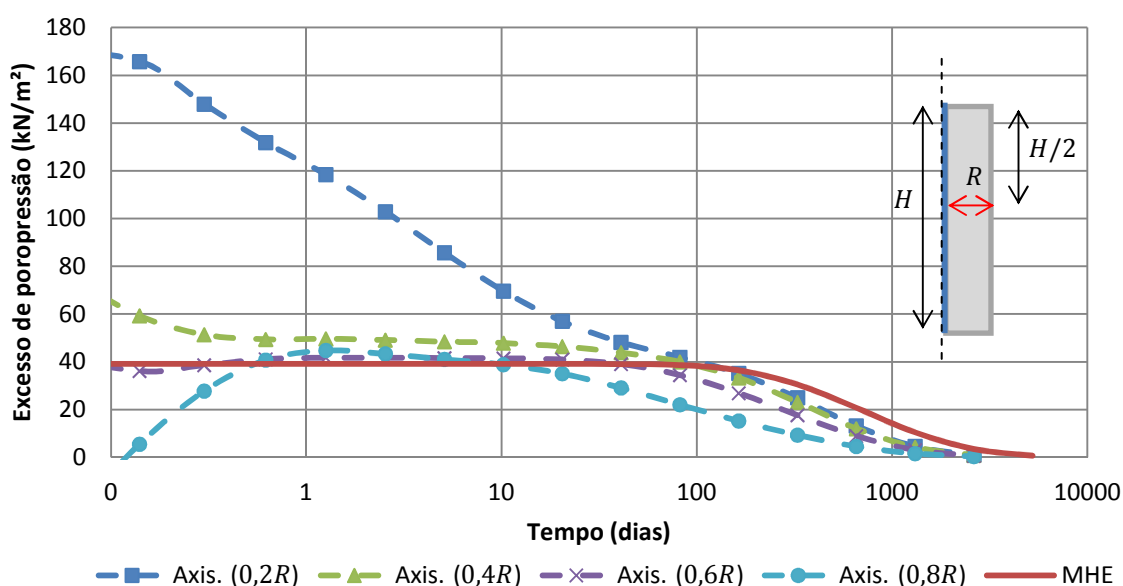


Figura 63 - Comparação entre o excesso de poropressão dos modelos para o caso da célula unitária para o CPR *Grouting*

Os valores máximos de excesso de poropressão previstos são iguais a 40 kPa para o meio homogêneo equivalente, enquanto o modelo axissimétrico prevê valores máximos de 165,7 kPa no ponto correspondente a 0,2R. O ponto correspondente a 0,4R apresentou resultados mais compatíveis com o modelo no estado plano de deformações. A Figura 65 apresenta o comportamento dos excessos de poropressão gerados no início e no fim para os casos axissimétrico e meio homogêneo equivalente.

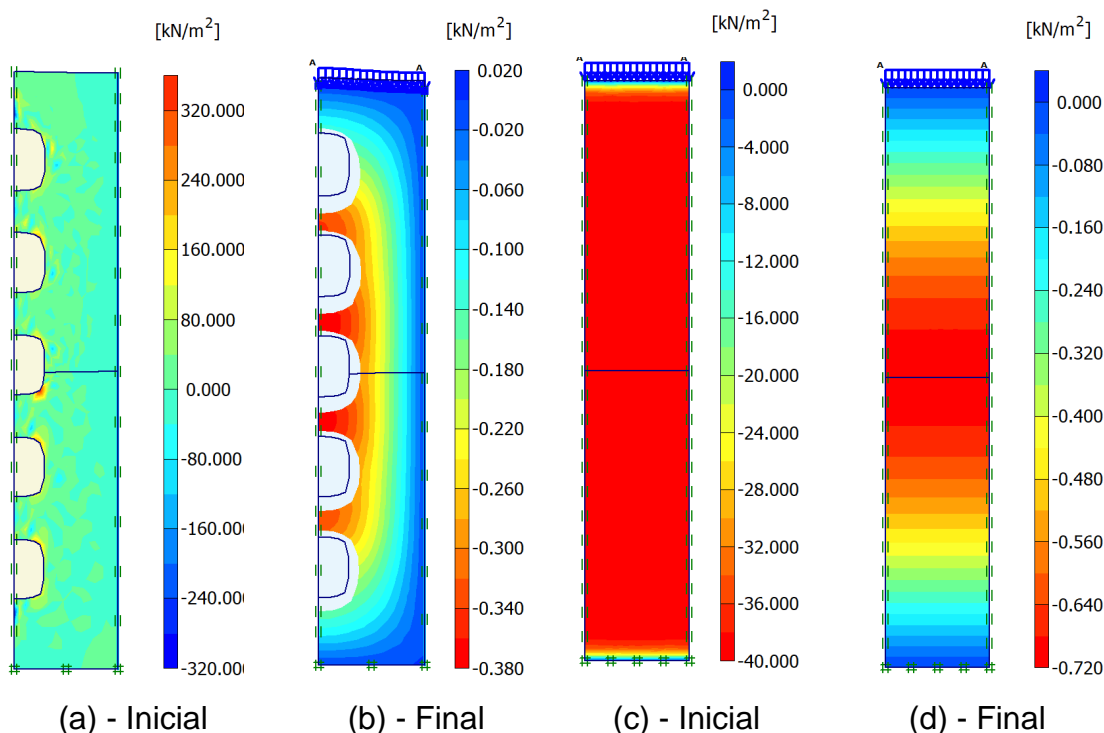


Figura 64 - Excessos de poropressão do modelo axissimétrico (Updated Mesh) (a,b) e do modelo planimétrico inicial (c,d).

A taxa de dissipação da poropressão após a aplicação da sobrecarga difere de um ponto para outro do modelo axissimétrico, primeiramente devido à expansão dos bulbos e, posteriormente, em virtude da aplicação do carregamento. Enquanto que o modelo homogêneo apresenta um comportamento típico de drenagem puramente vertical.

Por fim, observa-se que o método do meio homogêneo equivalente apresenta correspondências consideráveis no recalque e na taxa de dissipação do excesso de poropressão, apesar da limitação imposta pela malha na análise numérica. Fato similar foi observado por Lima (2012) em análises numéricas de colunas granulares, sugerindo a necessidade de comparações com casos monitorados para refinamento das soluções numéricas, emprego de outro *software* que atenda aos requisitos das técnicas ou análises tridimensionais para proporcionar maior correspondência dos resultados.

6. ANÁLISE NUMÉRICA DO ATERRO

As análises das células unitárias no estado plano de deformações proporcionaram a verificação da correspondência significativa com o caso axissimétrico. Assim, para análise numérica do aterro sobre solo mole procede-se à previsão de comportamento para as três técnicas de melhoramento de solo mole.

Para o caso dos drenos verticais será utilizada a proposta de Hird et al. (1992), devido a simplicidade no processo de modelagem e pela convergência significativa dos resultados.

Para a técnica de colunas de brita será adotada a metodologia proposta pelo Método 2 de TAN et al. (2008) com correção do coeficiente de permeabilidade devido os resultados mais satisfatórios.

Com a técnica do CPR *Grouting* será utilizada a metodologia do meio homogêneo equivalente, que proporcionou resultados compatíveis com o observado na célula axissimétrica.

O modelo geométrico adotado é o mesmo apresentado no Item 2.2 na Figura 15, e os parâmetros geotécnicos das camadas de solo também são os mesmos apresentados nas Tabela 6 a Tabela 8.

O dimensionamento das técnicas de melhoramento contendo drenos verticais, colunas granulares e solo enrijecido pelo CPR *Grouting* também são os mesmos adotados respectivamente nos Capítulos 3, 4 e 5, assim como as dimensões, condições de contorno e parâmetros dos materiais adotados no modelo no estado plano de deformações.

As etapas executivas divergem para simular as mesmas condições aplicadas na análise de desempenho do aterro sobre solo mole realizada por Machado e Oliveira (2010).

6.1. Análise Numérica De Sobrecarga Sobre Geodrenos

O modelo planimétrico apresentado na Figura 65 contém elementos com 15 nós. Como a geometria do aterro é simétrica em relação ao eixo vertical que passa pelo centro, será representada a metade do modelo, pois as ações que acontecem

de um lado acontecem de igual modo e valor do outro lado. Com isso, economiza-se tempo e reduz-se o esforço computacional, simplificando os resultados. O modelo geométrico é apresentado na Figura 65.

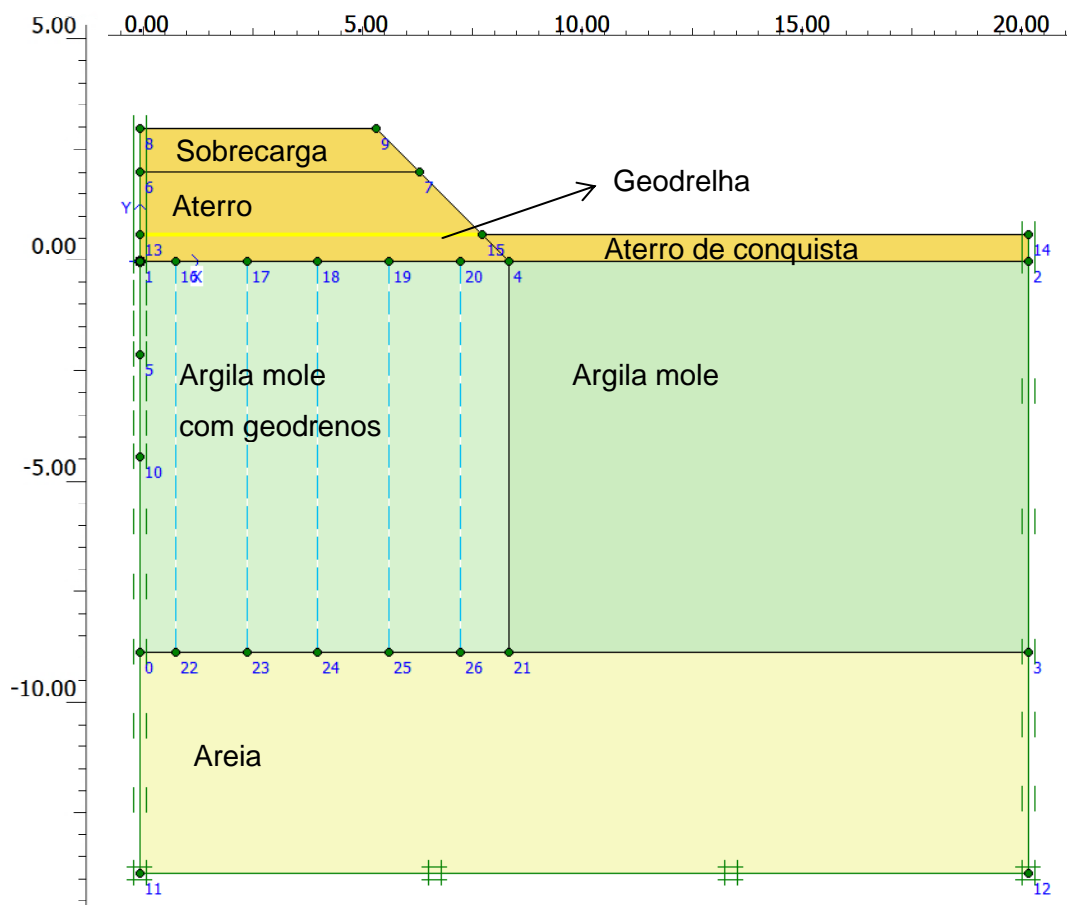


Figura 65 - Modelo geométrico adotado para análise do aterro sobre drenos verticais

As linhas verticais na região da argila mole representam os drenos verticais ao longo da camada de solo mole com profundidade de 8,80 m. Abaixo dessa camada, tem-se uma camada de 5 m de espessura de areia.

A linha amarela na base do aterro representa a instalação da geogrelha em virtude da instabilidade gerada pelo aterro. Análises numéricas sem considerar o incremento proporcionado pela geogrelha resultam no colapso do solo.

O aterro tem 2,0 m de altura, enquanto que a sobrecarga temporária aplicada tem altura de 1,0 m.

6.1.1. Etapas da modelagem

A modelagem é composta de 8 fases executivas, procurando reproduzir à situação de campo.

Na fase 1 é simulada a construção de uma camada de material drenante (aterro de conquista), que serve para possibilitar que as máquinas transitem sobre o solo mole. Esta camada tem a espessura de 0,60 m e foi construída em 5 dias.

Na fase 2, as máquinas entram no terreno e se inicia a instalação de drenos verticais pré-fabricados. Este processo é executado em 5 dias.

Na fase 3, o aterro é construído com uma altura de 2 m em um período de 50 dias.

A fase 4 consiste em um período de espera de 90 dias, para a dissipação dos excessos de poropressão.

Na fase 5 é aplicada a sobrecarga, em um tempo de construção de 30 dias.

Na fase 6, introduz-se um novo período de espera de 235 dias.

Na fase 7, ocorre a retirada da camada de sobrecarga. Nesse momento, acontece um alívio na carga sobre o solo mole e a consequente diminuição da poropressão. Esta fase dura 5 dias.

A última fase, que também é uma espera, corresponde a dissipação dos excessos de poropressão a valores inferiores a 1 *kPa*.

A geometria deformada é apresentada na Figura 66. As análises numéricas forneceram um recalque final de 0,51 m.

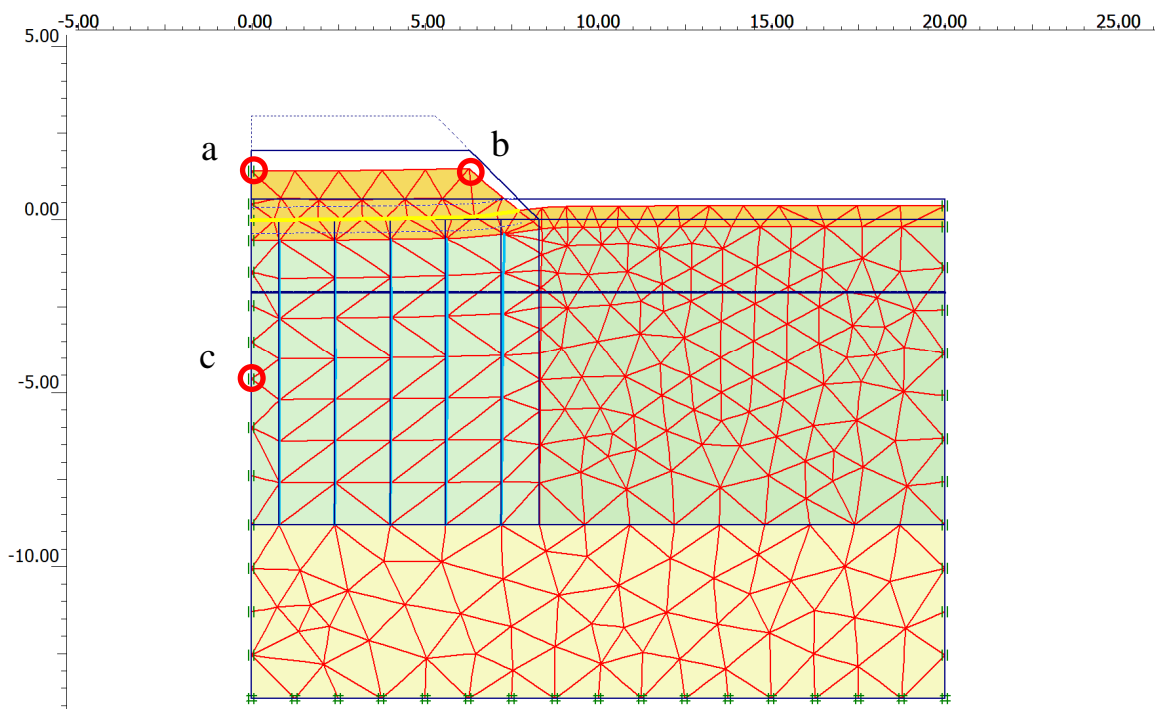


Figura 66 - Malha deformada do aterro sobre drenos verticais, ao final da análise numérica.

A Figura 67 compara os recalques previstos numericamente com os fornecidos pela instrumentação de campo (Figura 17). Esses resultados foram obtidos a partir das características geotécnicas apresentadas na Tabela 16.

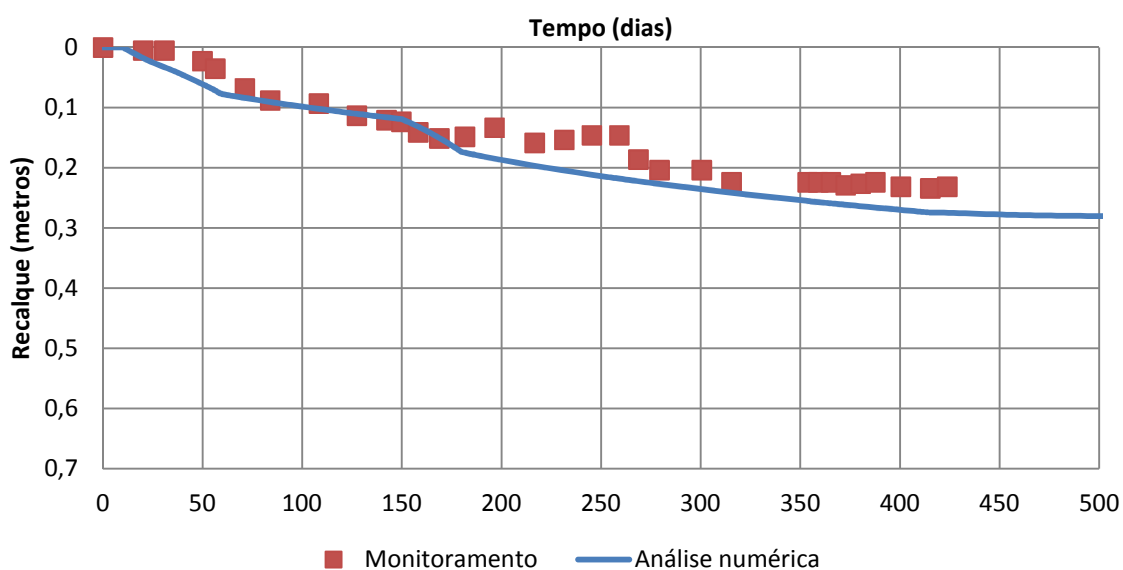


Figura 67 - Recalque ao longo do tempo do aterro sobre drenos verticais (ponto b).

Tabela 16 - Parâmetros geotécnicos adotados na análise numérica.

Modelo constitutivo Mohr-Coulomb		Aterro	Areia
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,0	20,0
γ_{sat}	[kN/m ³]	22,0	22,0
k_x	[m/day]	0,010	0,010
k_y	[m/day]	0,010	0,010
e_{init}	[-]	0,50	0,50
c_k	[-]	10^{15}	10^{15}
E_{ref}	[kN/m ²]	30000	20000
ν	[-]	0,30	0,30
G_{ref}	[kN/m ²]	11538,4	7692,3
E_{oed}	[kN/m ²]	40384,6	26923,1
c_{ref}	[kN/m ²]	5,0	1,0
ϕ	[°]	30,0	30,0

Modelo constitutivo Soft-Soil		Argila	Argila com geodrenos
γ_{unsat}	[kN/m ³]	15,5	15,5
γ_{sat}	[kN/m ³]	16,4	16,4
k_x	[m/day]	$1,30 \times 10^{-5}$	$1,00 \times 10^{-6}$
k_y	[m/day]	$1,30 \times 10^{-5}$	$1,00 \times 10^{-6}$
e_{init}	[-]	1,62	1,62
c_k	[-]	10^{15}	10^{15}
λ^*	[-]	0,08	0,08
κ^*	[-]	0,03	0,03
c	[kN/m ²]	5,0	5,0
ϕ	[°]	25,0	25,0
ψ	[°]	0,0	0,0
ν_{ur}	[-]	0,15	0,15
K_0^{nc}	[-]	0,58	0,58

Os resultados apresentados atendem à proposta do estudo em comparar as técnicas de melhoria de solo mole a partir de análises numéricas para um modelo geométrico comum de um problema geotécnico.

6.1.2. Resultados das análises numéricas

Os resultados das análises numéricas estão apresentados na Figura 68 e na Figura 69. O recalque final previsto apresenta magnitude de 0,60 m. Os períodos para dissipação dos excessos de poropressão são longos, com estabilização a partir de 15.000 dias. Esse comportamento se deve a baixa permeabilidade do solo adotada no modelo, estimada a partir de c_v , conforme apresentado no apêndice A.

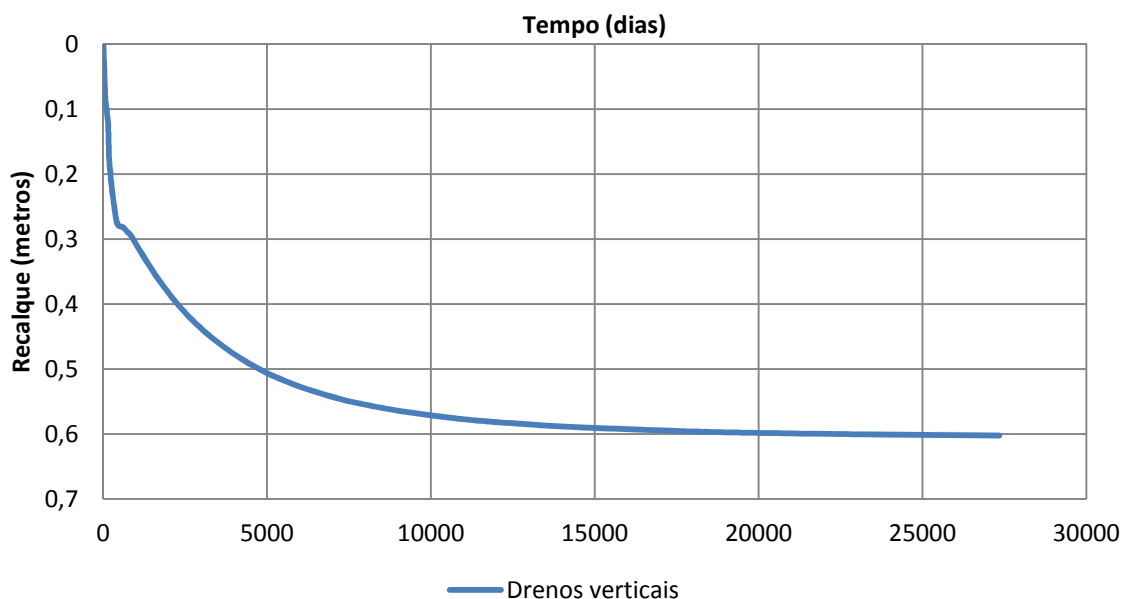


Figura 68 - Recalque ao longo do tempo de um aterro sobre drenos verticais (ponto a)

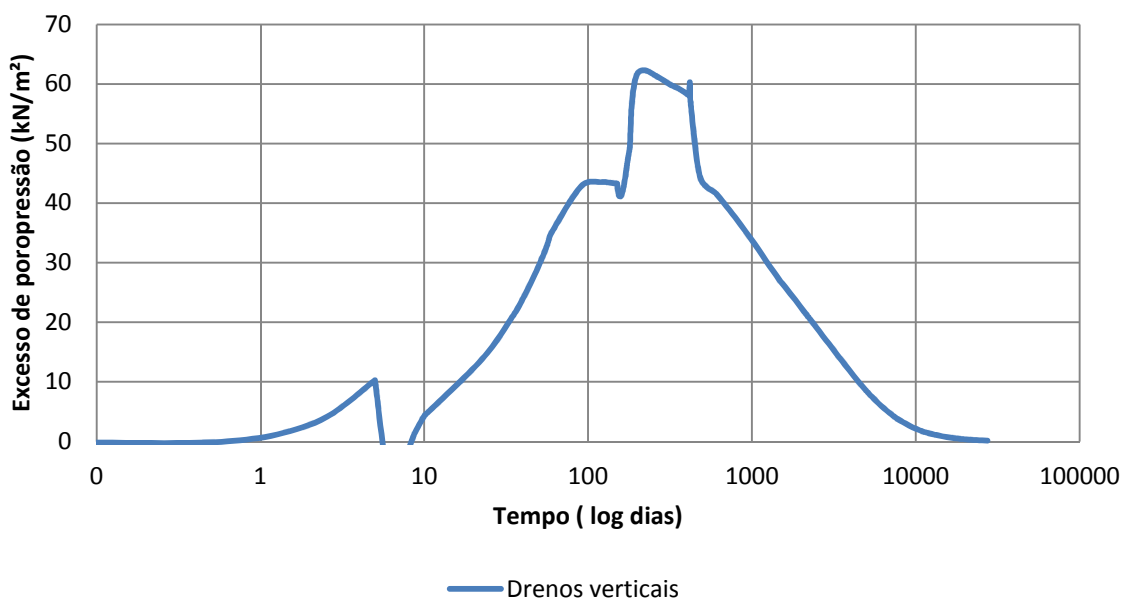


Figura 69 - Excessos de poropressão do aterro sobre drenos verticais (ponto c).

Geralmente valores de c_v determinados em laboratório em amostras provavelmente indeformadas acarretam em previsões de tempo de recalque superiores aos observados no campo. Quando é necessário uma determinação mais precisa do tempo de dissipação, faz-se necessário utilizar instrumentação de campo

adequada (piezômetros) para o acompanhamento da evolução e dissipação das poropressões geradas (Gerscovich, 2017).

O excesso de poropressão máximo previsto é igual a $62,25 \text{ kPa}$, após a execução da sobrecarga na fase 5.

O fator de segurança (FS) também é calculado para três etapas distintas: (1) final de construção do aterro, (2) após a sobrecarga, e (3) longo prazo. A Figura 70 mostra as superfícies potenciais de ruptura e os FS previstos nas 3 análises. Observa-se uma redução de FS após a aplicação da sobrecarga, mas ainda assim com valores satisfatórios para a garantia da estabilidade.

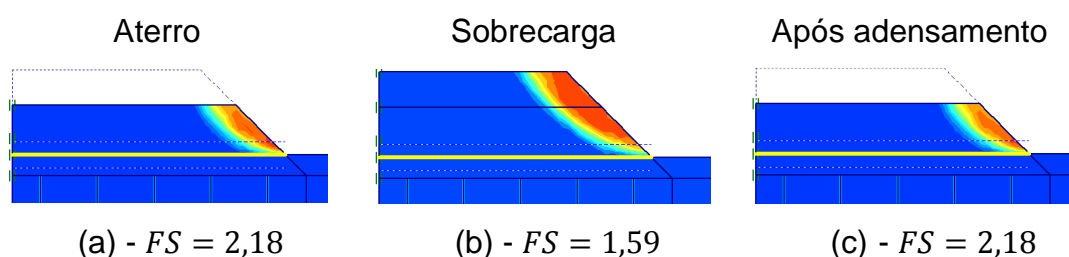


Figura 70 - Fatores de segurança para estabilidade do aterro sobre drenos verticais

6.2. Análise numérica de aterro sobre colunas granulares

Para a representação tridimensional de uma malha de coluna granular, no correspondente estado plano de deformações, pode ser adotada uma série de elementos paralelos (Figura 71). A rigidez das colunas e a permeabilidade do solo precisam ser adaptadas na modelagem para correspondência do comportamento na deformação e na condição de drenagem, de forma a simular corretamente o processo de adensamento.

A geometria do desenho e os parâmetros geotécnicos, para efeito de comparação, são os mesmos usados na análise dos drenos verticais, mudando apenas a representação das colunas granulares. A diferença fica por conta da permeabilidade equivalente no solo na região das colunas de brita, onde $k_{pl} = 4,36 \times 10^{-6} \text{ m/dia}$. Os parâmetros geotécnicos da coluna são os mesmos apresentados na Tabela 12.

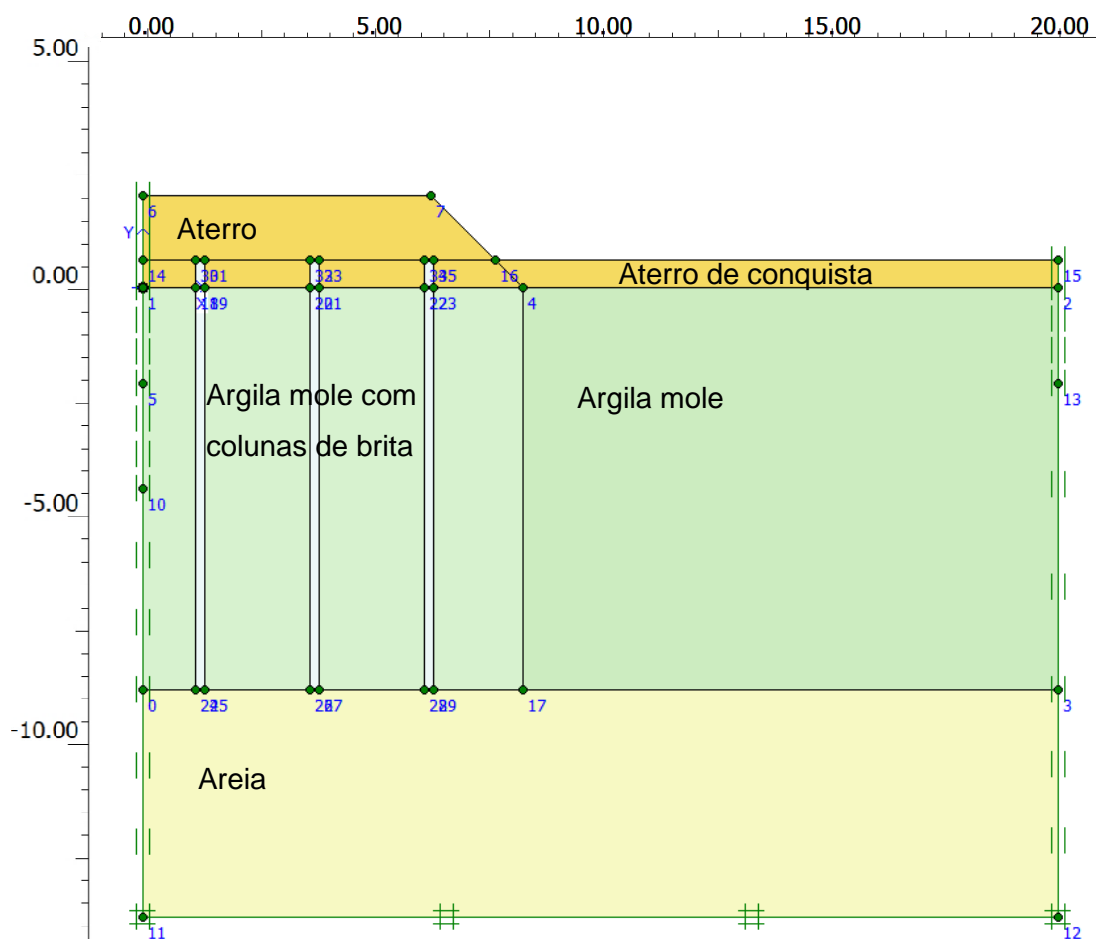


Figura 71 - Modelo geométrico adotado para análise do aterro sobre colunas de brita

Nas análises numéricas das células unitárias se observou taxas maiores de dissipação dos excessos de poropressão que aceleram a evolução do recalque. Assim, dependendo dos requisitos de projeto, pode-se tornar dispensável a fase de aplicação da sobrecarga. Desta forma, adotou-se como dispensável a execução da sobrecarga. A geogrelha também é dispensada em virtude dos fatores de segurança favoráveis observados na análise.

A região de argila mole com colunas de brita é composta por uma malha quadrada de 2,50 m x 2,50 m, com colunas de 0,80 m de diâmetro e razão de substituição igual a 8%, sendo as mesmas características adotadas nas células unitárias. Essas colunas são representadas como ‘muros’ que se estendem longitudinalmente, isto é, ao longo da área analisada.

O modelo constitutivo adotado para a coluna de brita é o de Mohr Coulomb. O módulo de elasticidade e o ângulo de atrito adotados para a coluna foram os valores empregados por TAN et al. (2008). A simulação do efeito da instalação das colunas granulares é realizada considerando a correção do empuxo lateral ($k^* = 1,4$). A Tabela 17 apresenta os parâmetros adotados para a coluna de brita.

Tabela 17 - Parâmetros geotécnicos da coluna de brita

Modelo constitutivo Mohr-Coulomb		Coluna de brita
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,0
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,0
k_x	[m/day]	0,10
k_y	[m/day]	0,10
e_{init}	[-]	0,50
c_k	[-]	10 ¹⁵
E_{ref}	[kN/m ²]	20247,7
ν	[-]	0,33
G_{ref}	[kN/m ²]	7611,9
E_{oed}	[kN/m ²]	30000
c_{ref}	[kN/m ²]	0,1
ϕ	[°]	40,0

6.2.1. Etapas da modelagem

A modelagem constou de quatro fases. Na fase 1 foi simulada a construção de uma camada de material drenante (aterro de conquista), que serve para possibilitar que as máquinas transitem sobre o solo mole. Esta camada tem a espessura de 0,60 m e foi construída em 5 dias.

Na fase 2, as máquinas entram no terreno e se inicia a instalação das colunas granulares. Este processo é executado em 5 dias.

Na fase 3, ocorre a construção do aterro, com 2 m de altura. Considera-se que as colunas de brita já estejam instaladas, assim como também, o colchão drenante. A duração desta etapa é de 50 dias.

Na fase 4, a última fase, chamada de Estabilização, introduz-se um tempo de espera, no qual ocorre a dissipação total do excesso de poropressão para valores inferiores a 1 kPa.

Após a execução de todas as etapas executivas, obtém-se a geometria deformada, apresentada na Figura 72.

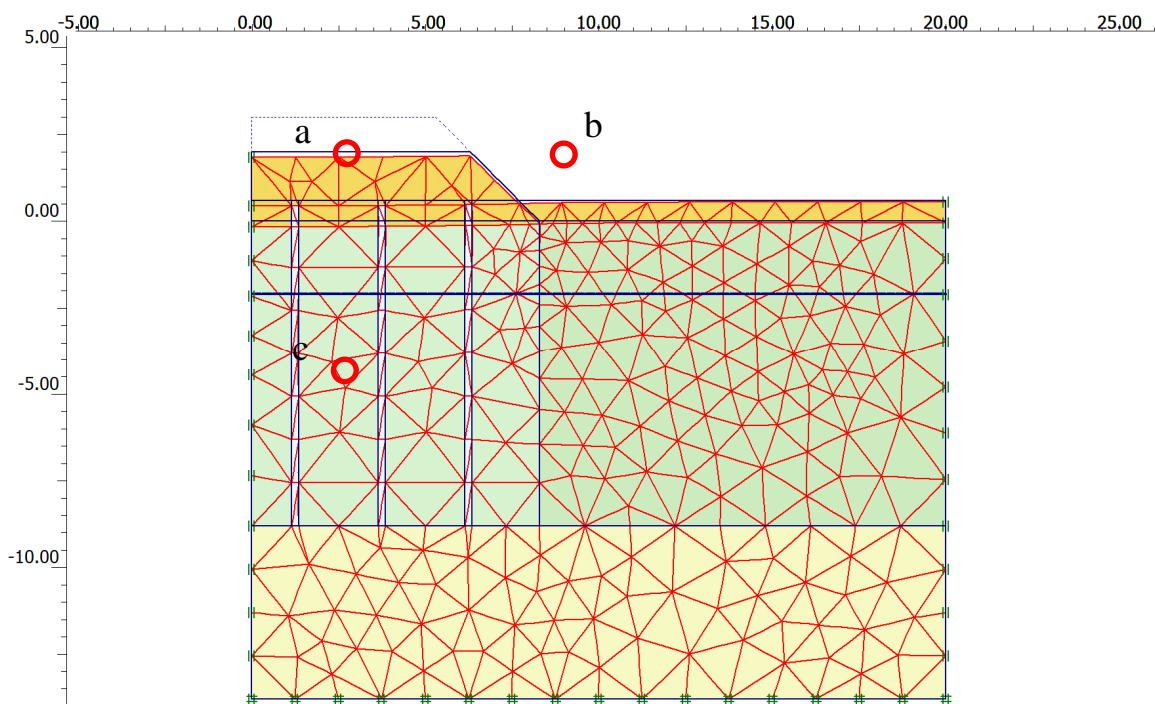


Figura 72 - Malha deformada do aterro sobre colunas de brita, ao final da análise numérica.

6.2.2. Resultados das análises numéricas

A Figura 73 apresenta as concentrações de tensões totais verticais distribuídas entre o solo e as colunas de brita. Como a eficiência de um sistema é tanto melhor, quanto maior for o fator de recalque (β) e esse fator é dependente de n

definido como fator de concentração de tensões, foram representadas três regiões (cortes) da coluna mais carregada para a análise das concentrações de tensão.

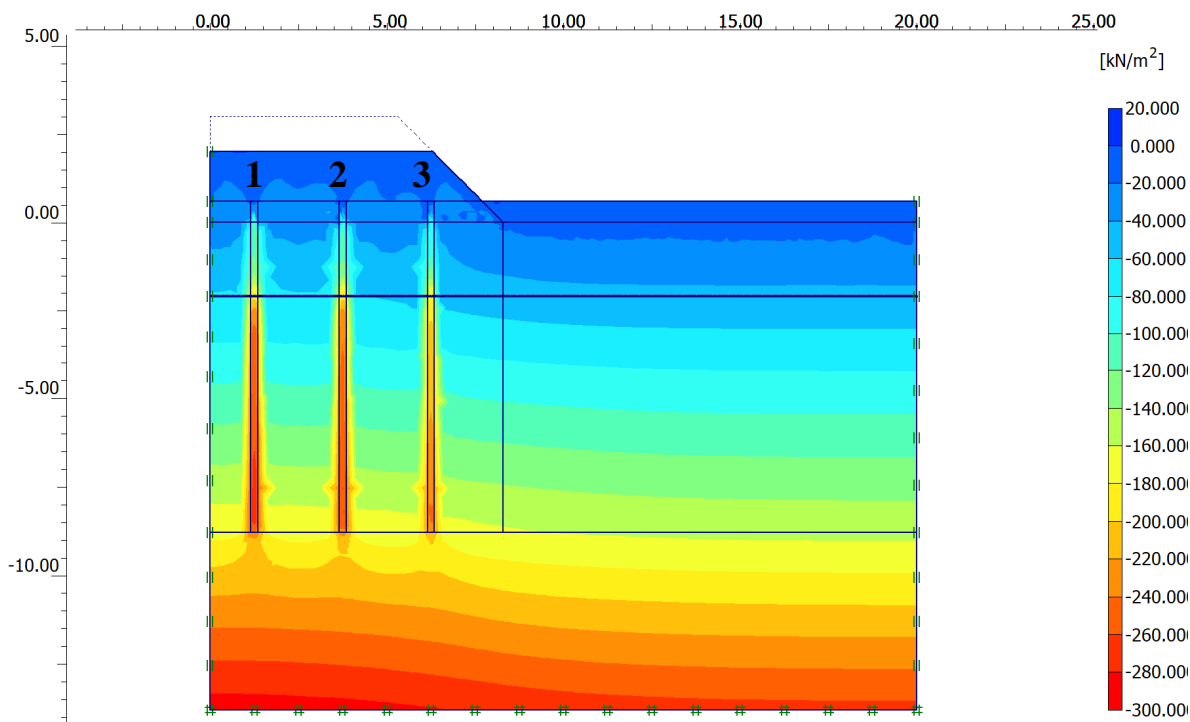


Figura 73 - Distribuição das tensões verticais após dissipação dos excessos de poropressão.

Geralmente o valor do fator de concentração de tensões é adotado ao final do processo de adensamento no topo das colunas de brita para a tensão média. A literatura não tem um consenso sobre a variação do valor de n ao longo do tempo, profundidade ou carregamentos (Roza, 2012).

A Tabela 18 apresenta a variação média das tensões antes e após o adensamento do carregamento no topo das colunas.

Tabela 18 - Tensões verticais médias em três pontos distintos.

Coluna	$\Delta\sigma_{col.}$ (kPa)	$\Delta\sigma_{solo}$ (kPa)	$n = \Delta\sigma_{col.}/\Delta\sigma_{solo}$
1	77,19	21,68	3,56
2	64,01	24,24	2,64
3	59,18	20,64	2,87

A magnitude da concentração de tensões depende da rigidez da coluna granular e do solo ao seu entorno. A variação do fator de concentração de tensão (n)

com a razão de substituição geralmente situa-se entre 2 a 5. (Almeida e Marques, 2010).

A Figura 74 e Figura 75 apresentam, respectivamente, a variação dos recalques e dos excessos de poropressão com o tempo.

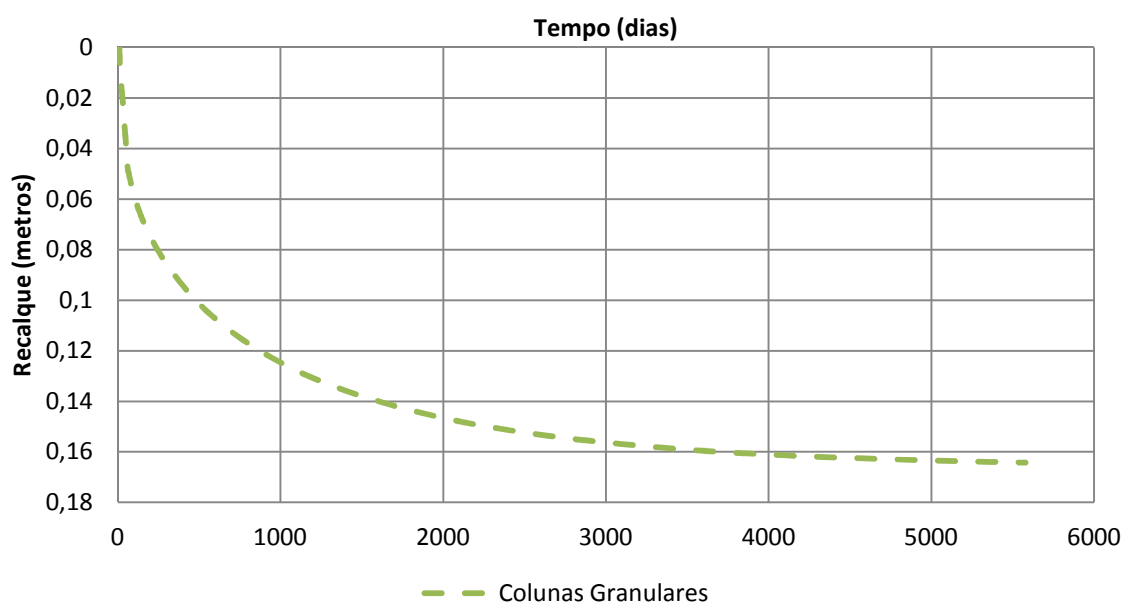


Figura 74 - Recalque ao longo do tempo de um aterro sobre colunas de brita (ponto b).

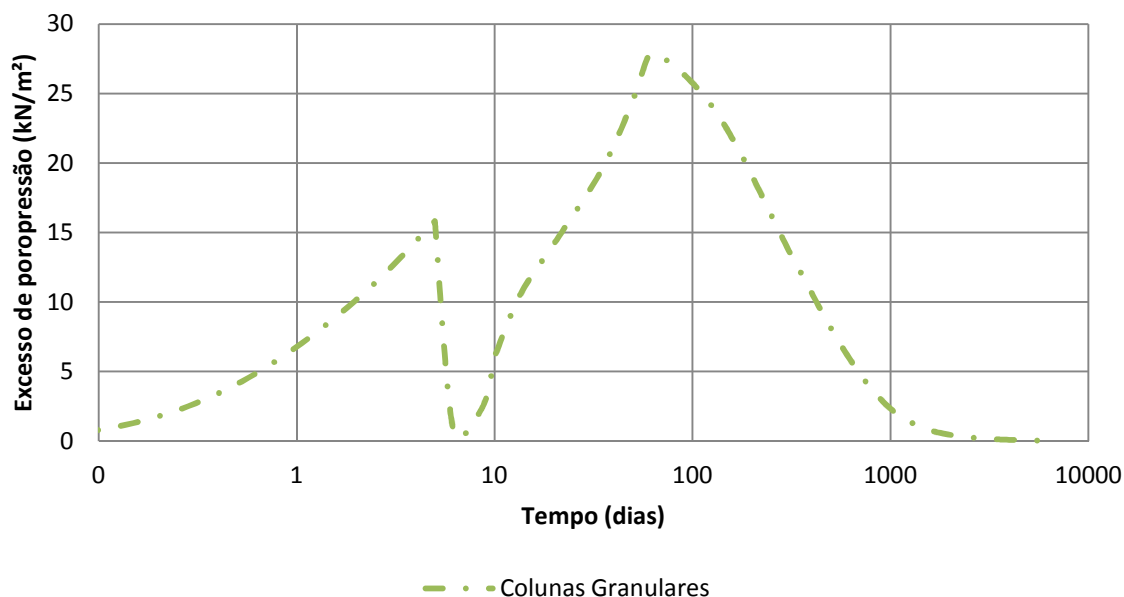


Figura 75 - Excessos de poropressão do aterro sobre colunas de brita (ponto c).

O recalque total é igual a 0,164 m e ocorre em torno dos 5.000 dias, enquanto que o excesso de poropressão máximo previsto é de 27,70 kPa , após a execução da sobrecarga na fase 3.

O fator de segurança (FS) também é calculado, após a execução de cada etapa contendo carregamento do aterro e após a ocorrência de todo o recalque. Os fatores de segurança para estabilidade foram satisfatórios, conforme apresentado na Figura 76.

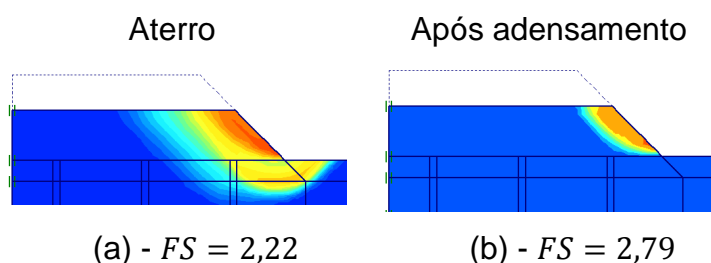


Figura 76 - Fatores de segurança para estabilidade do aterro sobre colunas de brita.

6.3. Análise numérica de aterro sobre CPR *Grouting*

O meio homogêneo equivalente se mostrou eficiente na comparação com a célula unitária axissimétrica, apesar das limitações verificadas na análise numérica em virtude das falhas na malha que não permitem expansões a partir de cavidades significativamente pequenas.

Para o aterro sobre CPR *Grouting*, a geometria do problema continua a mesma, assim como os materiais envolvidos. A instalação de geogrelhas é dispensável para a construção de aterro sobre CPR *grouting*. A sobrecarga também não se faz necessária em virtude da redução significativa no tempo de adensamento. A Figura 77 mostra a geometria do modelo para o caso do aterro sobre o CPR *Grouting*.

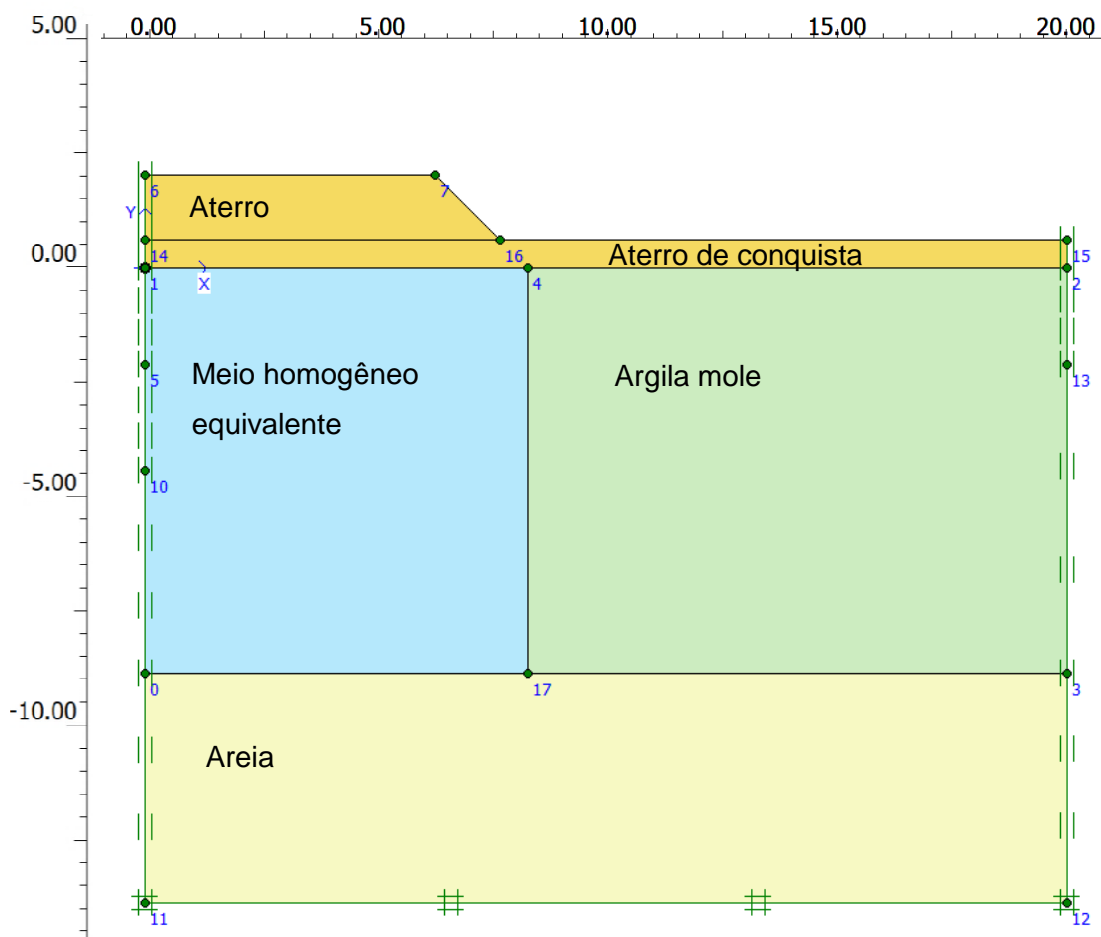


Figura 77 - Modelo geométrico adotado para análise do aterro sobre CPR Grouting.

A malha de CPR utilizada nesse estudo continua sendo a apresentada no Item 5.3, ou seja, malha triangular com um espaçamento de 3 x 3 m, com os bulbos medindo um volume de $0,8 \text{ m}^3$ cada e uma razão de substituição de $R_s = 7\%$.

6.3.1. Etapas de Modelagem

Nas análises numéricas, foram introduzidas 4 fases de cálculo. Na fase 1 ocorre o lançamento do aterro de conquista. Esta, como todas as outras anteriores, é uma camada de 0,60 m de material arenoso. Não é executada sobre geogrelhas, que foram dispensadas nesta metodologia. Esta etapa durou 5 dias.

A fase 2 consiste na execução dos serviços de injeção dos bulbos. Durante esta fase, as tensões são impostas profunda e radialmente ao longo de toda a camada de solo mole, com duração de 5 dias.

Na fase 3 acontece a construção do aterro em uma única etapa, com tempo de 50 dias. Não foi necessária a execução de sobrecarga.

Por fim, na fase 4, introduziu-se um tempo de espera, para a dissipação dos excessos de poropressão. A geometria deformada está apresentada na Figura 78.

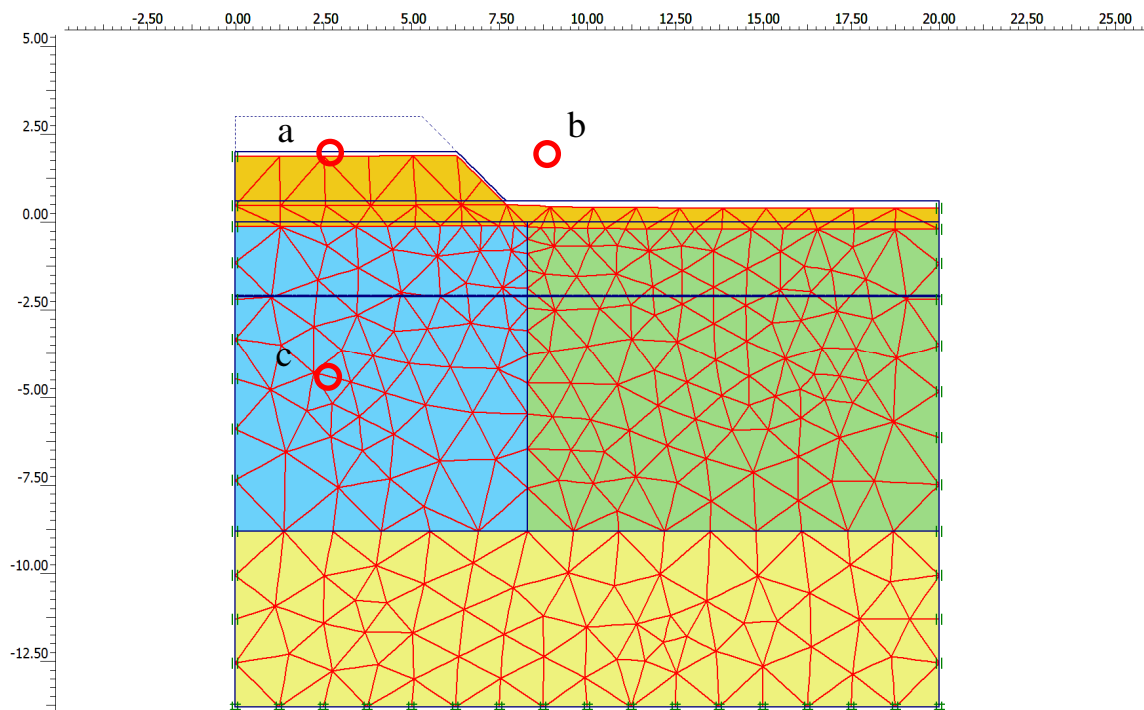


Figura 78 - Malha deformada do aterro sobre CPR *Grouting*, ao final da análise numérica.

6.3.2. Resultados das análises numéricas

A Figura 79 e Figura 80 apresentam, respectivamente, a evolução dos recalques e dos excessos de poropressão com o tempo. As análises indicaram recalques de 0,13 m, com tempo de dissipação de 6.000 dias, no ponto de melhor aproximação para o modelo axissimétrico (0,40R).

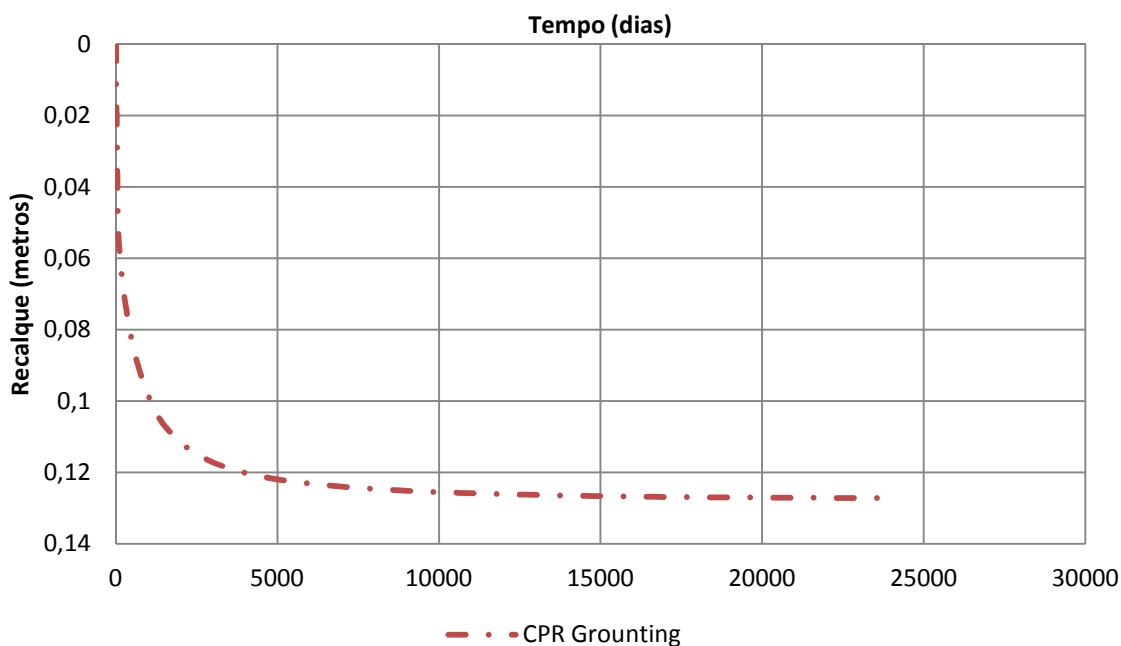


Figura 79 - Recalque ao longo do tempo de um aterro sobre CPR *Grouting* (ponto a).

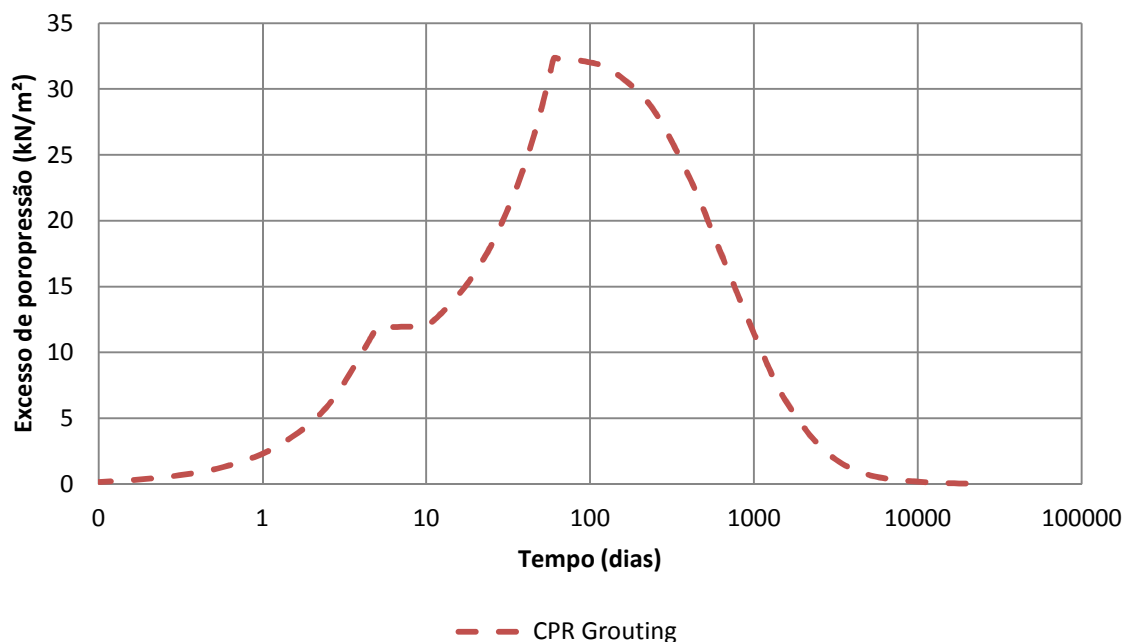


Figura 80 - Excessos de poropressão do aterro sobre CPR *Grouting* (ponto c).

O cálculo do fator de segurança requer análises que considerem as inclusões rígidas e o enrijecimento proporcionado pelos bulbos. Como escrito anteriormente, o

modelo numérico adotado necessita de análises numéricas tridimensionais e correlações teórico-científicas que confirmem as observações feitas ao se construir com CPR *Grouting*. Fazendo-se uma análise representativa do meio homogêneo equivalente, a Figura 81 apresenta os fatores de segurança (FS) obtidos em diferentes etapas.

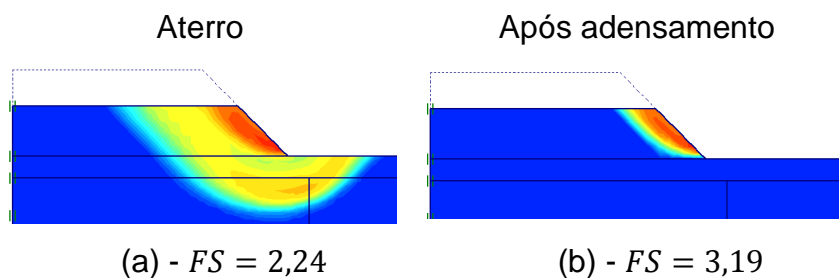


Figura 81 - Fatores de segurança para estabilidade do aterro sobre colunas de brita.

6.4. Comparação entre os resultados

Após a verificação das correspondências entre o modelo axissimétrico com o estado plano de deformações se analisou o caso do aterro sobre solo mole com drenos verticais, colunas de brita e CPR *Grouting*. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e Figura 83 comparam os recalques previstos para as diferentes técnicas. As previsões numéricas indicam que o CPR *Grouting* apresenta a melhor eficiência, com fator de redução de recalque de $\beta = 4,62$. As colunas de brita forneceram $\beta = 3,75$. Com relação aos prazos para estabilização do recalque, ambas as propostas forneceram resultados em torno de 5.000 dias.

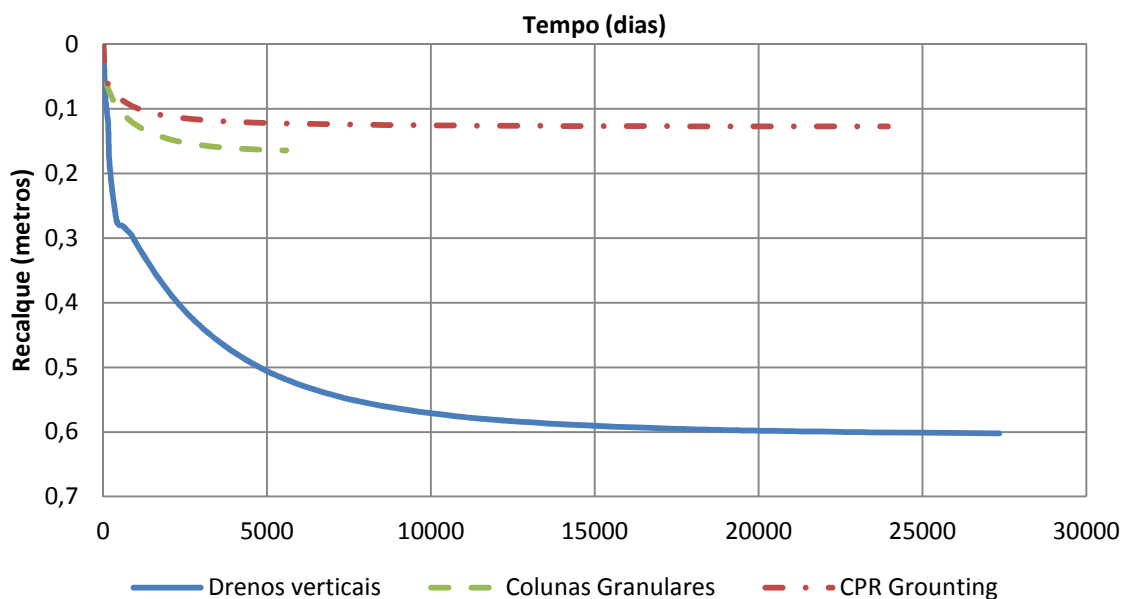


Figura 82 - Comparativo entre as técnicas na relação recalque x tempo (ponto a).

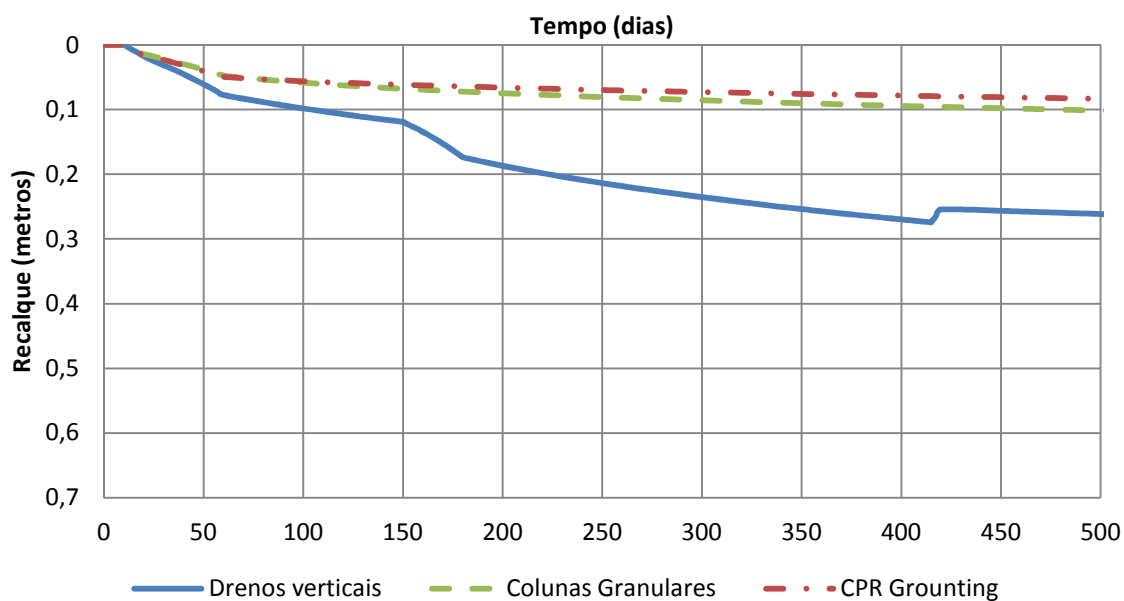


Figura 83 - Comparativo entre as técnicas na relação recalque x tempo no prazo de 500 dias (ponto a).

Na Figura 84, é apresentado o comportamento dos excessos de poropressão ao longo do tempo. As colunas granulares apresentaram os menores excessos de poropressão ao longo do tempo e menor período para a completa dissipação,

enquanto que os drenos verticais apresentaram os maiores valores. Valores intermediários foram previstos para a técnica de *CPR Grouting*.

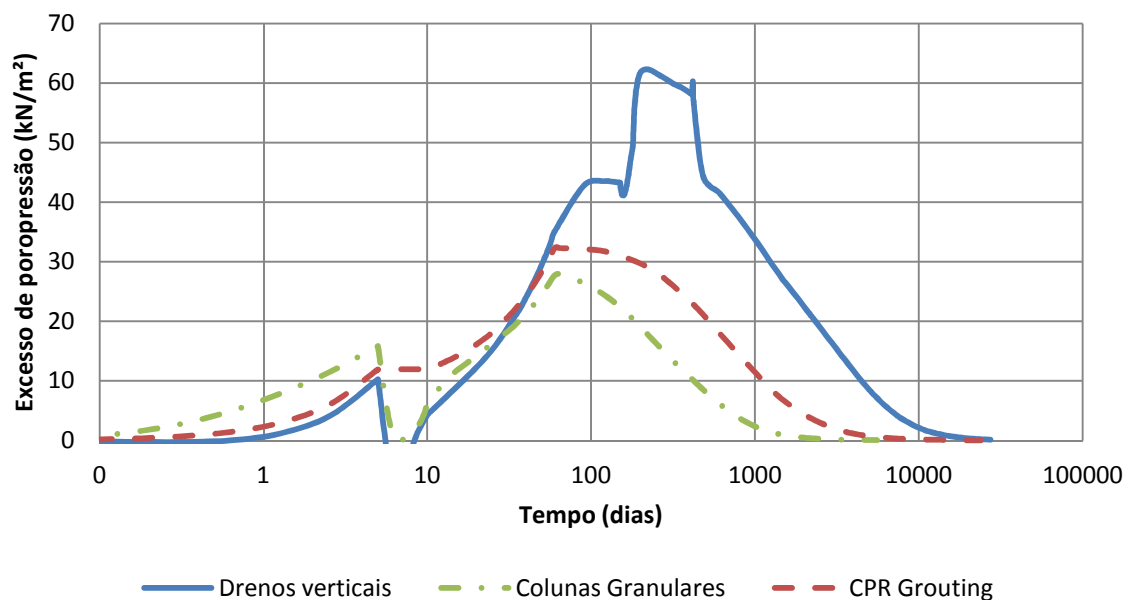


Figura 84 - Comparativo entre as técnicas na relação excesso de poropressão x tempo (ponto c).

7. CONCLUSÕES

As análises numéricas de problemas de engenharia muitas vezes requerem modelos tridimensionais para a sua representação. No entanto, as análises completas em 3D podem ser demoradas e complexas. Em muitos casos, as análises de deformação plana são comparáveis, e podem apresentar resultados equivalentes às análises tridimensionais.

7.1. Conversão para o estado plano de deformações

As análises numéricas das células unitárias no estado plano de deformações são concordantes com as mesmas feitas em modelo axissimétrico, onde a conversão pode ser realizada através de paredes drenantes ou por meio homogêneo equivalente, incluindo correções na permeabilidade, na geometria ou na rigidez quando necessário.

No caso da comparação das células unitárias para os drenos verticais se observou convergência significativa nos resultados e uma facilidade na representação do modelo, baseado na proposta de Hird et al. (1992). A transformação para o modelo bidimensional apresenta melhores correspondências para condições de adensamento combinado. Para a dissipação dos excessos de poropressão com o tempo, observou-se melhores resultados no ponto pertencente à extremidade da célula unitária no meio da camada.

Quando comparada as células unitárias com emprego de colunas de brita foram observados bons resultados na evolução do recalque e na dissipação dos excessos de poropressão para o Método 2 de Tan et al. (2008), com a correção da permeabilidade do modelo pela proposta de Hird et al. (1992). Também se obtém resultados equivalentes na dissipação dos excessos de poropressão com o tempo para um ponto pertencente à extremidade da célula unitária no meio da camada.

A comparação das células unitárias contemplando o CPR *Grouting* apresentam boas correspondências em termos de recalque pela proposta de meio homogêneo equivalente. Apesar das limitações impostas pela malha quando utilizado o programa Plaxis para realizar as expansões, os resultados são satisfatórios na evolução do recalque e na dissipação dos excessos de poropressão.

Os resultados da dissipação dos excessos de poropressão com o tempo são equivalentes para pontos com distância de $0,4R$ do centro do modelo axissimétrico.

7.2. Análise numérica do aterro

Na comparação numérica entre os drenos verticais, colunas de brita e o CPR *Grouting*, se observou que, entre as técnicas analisadas, o CPR *Grouting* é a que permite a menor magnitude de recalque ($\rho = 0,13 m$) e sua estabilização é similar ao observado nas colunas de brita. Tem as vantagens de não utilizar material de sobrecarga para imposição de tensões verticais, de não necessitar de reforço no combate a instabilidade e apresentou os melhores fatores de segurança na estabilidade do talude. O fator de redução de recalque observado é de $\beta = 4,62$.

A técnica de Aterro sobre Colunas de brita apresentou magnitude de recalque ligeiramente superior ($\rho = 0,17 m$). Também tem as vantagens de não necessitar de sobrecarga, nem do reforço no combate a instabilidade. Os fatores de segurança no combate a instabilidade foram intermediários entre as análises, mas satisfatórios. O fator de redução de recalque é $\beta = 3,75$.

Com relação ao aterro sobre drenos verticais, observou-se prazos para estabilização dos recalques até três vezes superiores. Se fez necessário o emprego de reforço com geossintéticos para combater a instabilidade, bem como a aplicação de sobrecarga para acelerar o processo de adensamento. Os fatores de segurança observados foram os mais baixos, mas ainda satisfatórios devido o emprego do reforço.

7.3. Sugestões para estudos futuros

Em relação ao processo de conversão da técnica do CPR *Grouting* do modelo axissimétrico para o estado plano de deformações se recomenda comparações com casos monitorados para refinamento das soluções numéricas, emprego de outro *software* que atenda aos requisitos de expansão de cavidade da técnica ou análises tridimensionais para refinar a correspondência dos resultados.

Análises numéricas tridimensionais de aterros sobre solos moles enrijecidos com o CPR *Grouting* se fazem relevantes para considerar o efeito da expansão do

conjunto, a variação do nível do terreno e o comportamento do recalque com o tempo.

REFERÊNCIAS

- Almeida, M. S. S. e Marques, M. E. S. 2010.** *Aterros sobre solos moles*. São Paulo : Oficina de Textos, 2010. p. 254.
- Au, S. K. A., et al. 2007.** *Effects of subsurface cavity expansion inclays*. s.l. : Géotechnique 57, No. 10, 2007.
- Barron, R. A. 1948.** *Consolidation of fine-grained soils by drain wells*. s.l. : Trans. ASCE No. 2346, 1948. pp. 718-754.
- Bergado, D. T., Anderson, L. R. e Balasubramaniam, A. S. 1994.** *Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments*. Rotterdam : American Society of Civil Engineers, New York, NY, 1994. p. 232.
- Casagrande, A. 1936.** *Determination of the pre-consolidation load and its practical significance*. Gambridge : International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1936. pp. 60-64. Vol. 3.
- Castro, J. e Karstunen, K. 2010.** *Numerical simulations of stone column installation*. *Canadian Geotechnical Journal*. 2010.
- Chai, J C, et al. 2001.** *A simple method of modeling PVD improved subsoil*. s.l. : Geotech Geoenviron Eng, 2001.
- Chavão, A. O. 2015.** *Dissertação: Avaliação da eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting no tratamento de solos compressíveis*. Rio de janeiro : UERj, 2015.
- Cirone, A. 2016b.** *Aterros sobre solos moles enrijecidos com CPR Grouting: análise simplificada*. Belo Horizonte : Engegrout Geotecnia e Engenharia, COBRAMSEG, 2016b.

—. **2017.** *Aterros sobre solos moles enriquecidos com CPR Grouting - modelagem geotécnica e monitoramento de campo.* s.l. : Engegraut Geotécnia e Engenharia, 2017.

—. **2016.** *Cálculo simples do aumento da resistência não drenada para solos enrijecidos com CPR Grouting.* Belo Horizonte : Engegraut Geotecnia e Engenharia, COBRAMSEG, 2016.

Coêlho, L. B. de M. 1997. *Consideracoes a respeito de um ensaio alternativo para a determinação do coeficiente de adensamento horizontal dos solos.* Rio de Janeiro : Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 1997. p. 153.

Cryer, C. W. 1963. *A comparison of the three-dimensional consolidation theories of Biot and Terzaghi.* South Africa : National Research Institute for Mathematical Sciences, South African Council for Scientific and Industrial Research, 1963.

Darcy, H. 1856. *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon.* Paris: Dalmont, 1856.

Das, B. M. 2014. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica.* 7ª. São Paulo : Cengage Learning, 2014. p. 610.

Elshazly, H.A., Elkasabgy, M. e Elleboudy, A. 2008. *Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings.* s.l. : Geotech Geol Eng 26, p 225–236, 2008.

Elshazly, H.A., Hafez, D. e Mosaad, M. 2006. *Back calculating vibro-installation stresses in stone columns reinforced grounds.* s.l. : Journal of Ground Improvement 10(2):47–53, 2006.

Engegraut. 2017. Material publicitário. *Catálogo CPR Grouting Metodologia.* [Online] Engegraut Geotécnia e Engenharia, 2017. http://www.engegraut.com.br/catalogos/CPR_Grouting_Metodologia.pdf.

Fatahi, B., et al. 2012. *Soil creep effects on ground lateral deformation and pore water pressure under embankments.* s.l. : Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, 2012.

Felix, M. 2012. *Téchne Pini.* [Online] A Keller Engenharia Geotécnica Ltda, outubro de 2012. <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/187/artigo286953-1.aspx>.

Fundesp. 2002. [Online] Fundações Especias Ltda, 2002. [Citado em: 12 de 05 de 2017.] http://www.fundesp.com.br/port/pt_10.htm.

Gerscovich, D. M. S. 2017. Compressibilidade e Adensamento. *Faculdade de engenharia - UERJ.* [Online] 2017. <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/compressibilidadeadensamento.pdf>.

—. **2011.** *Fluxo em solos saturados.* Rio de Janeiro - RJ : Universidade do Estado do Rio de Janeiro - Faculdade de Engenharia, 2011.

Guétif, Z., Bouassida, M. e Debats, J.M. 2007. *Improved soft clay characteristics due to stone column installation.* s.l. : Computers and Geotechnics, Volume 34, Issue 2, março 2007, pp. 104–111, 2007.

Han, J. 2010. *Consolidation settlement of stone column-reinforced foundations in soft soils.* In: *New techniques on soft soils.* Almeida, M. (Ed.). São Paulo : Oficina de Textos, 2010.

Hansbo, S. 1987. Design aspects of vertical drains and lime column installations. *Proc. 9th Southeast Asian Geotech. Conf., Bangkok, Thailand, Vol. 2, pp. 8-12.* 1987.

Hird, C.C., Pyrah, I. C. e Russell, D. 1992. *Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground.* s.l. : Géotechnique, 1992. pp. 499-511.

Indraratna, B. e Redana, I. W. 1997. *Plane strain modeling os smear effects associated with vertical drains.* s.l. : Geotech Geoenviron Eng, 1997.

Indraratna, B., Aljorany, A. e Rujikiatkamjorn, C. 2008. *Analytical and numerical modeling of consolidation by vertical drain beneath a circular embankment.* s.l. : Int. J. of Geomech. 8, 3, pp. 199–206., 2008.

Indraratna, B., et al. 2005. Theoretical and numerical perspectives and field observations for the design and performance evaluation of embankments constructed on soft marine clay. *Elsevier Geo-Engineering Book Series, v. 3, Ground Improvement – Case Histories.* INDRARATNA, B; CHU, J.; HUDSON, J. A. (Eds.). Oxford: Elsevier, p. 51-89. 2005.

- Jones, R. 1975.** *Mechanics of Composite Materials, International student edition.* s.l. : Scripta Book Company, ISBN 9780070327900., 1975.
- Komiya, K., et al. 2001.** *Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground.* s.l. : Géotechnique 51, No. 10, 835-846, 2001.
- Lima, B. T. 2012.** *Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles.* Rio de Janeiro : Tese de doutorado - UFRJ/COPPE, 2012.
- Machado, L. V. S. S. e Oliveira, J. T. R. 2010.** Análise de Desempenho do Aterro sobre Solo Mole Executado na Obra de Duplicação da BR-101/PE. *COBRAMSEG.* 2010.
- Mandel, J. 1953.** *Consolidation Des Sols (Étude Mathématique).* s.l. : Geotechnique, 3 (7), 287–299, 1953.
- Maragon, M. 2009.** Universidade Federal de Juiz de Fora - Núcleo de Geotecnia. [Online] 2009. <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03-Par%C3%A2metros-dos-Solos-para-C%C3%A1culo-de-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf>.
- Mendes, M. S. C. S. 2011.** *Dissertação: Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno.* Lisboa : Universidade Técnica de Lisboa, 2011. p. 86.
- Nogueira, E. G. 2010.** *Dissertação: Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do rodanel - SP.* São Paulo : universidade de São...., 2010.
- Pacheco Silva, F. 1970.** *Uma Nova Construção Gráfica para a Determinação da Pressão de Pré-Adensamento de Solo.* Rio de Janeiro : In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1970. pp. 219-223. Vol. 2.
- Pinto, C. S. 2006.** *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 3ª.* São Paulo : Oficina de Textos, 2006. p. 367.
- Plaxis. 2017.** Plaxis 2D Reference Manual. [Online] Plaxis BV, 2017. https://www.plaxis.com/?plaxis_download=2D-2-Reference-1.pdf.

PRIEBE, H. J. 1995. *The design of vibro replacement*. s.l. : Ground Engineering. Vol. 28, nº 10., 1995.

Priebe, Heinz J. 1995. The design of vibro replacement. *Ground Engineering*. 1995.

Richart, Jr. F. E. 1959. *Review of the Theories for Sand Drains*. s.l. : Transactions, A.S.C.E., 1959. pp. 709-736. Vol. 124.

Roza, F. C. 2012. *Dissertação: COMPORTAMENTO DE OBRAS SOBRE SOLOS MOLES COM COLUNAS DE BRITA*. Rio de Janeiro : UFRJ, 2012.

Sandoval, C. L. Z. 2016. *Avaliação da técnica da Consolidação Profunda Radial aplicada em solo mole na margem do rio Itajaí-Açu/SC - Estudo de caso baseado em ensaios geotécnicos*. Curitiba : Universidade Federal do Paraná, 2016. p. 165.

Schiffman, R. L., Chen, A. T. e Jordan, J. C. 1969. *An analysis of consolidation theories*. s.l. : Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 95 (SM1), 285–312, 1969.

Tan, S. A. e Oo, K. K. 2006. *Finite element modeling of stone columns – a case history*. Singapore : Department of Civil Engineering, National University of Singapore, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2006.

Tan, S. A., Tjahyono, S. e Oo, K. K. 2008. Simplified Plane-Strain Modeling of Stone-Column Reinforced Ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Fevereiro de 2008, pp. 185-194.

Taylor, D. W. 1948. *Fundamentals of Soil Mechanics*. *Wiley International Edition*, New York, John Willey e Sons, Inc. London. 1948.

TERZAGHI e FROLICH, O. K. 1936. *Theorie der Setzung von Tonschichten*. *F. Deuticke, Leipzig*. 1936.

Terzaghi, K. 1943. *Theoretical soil mechanics*. New York : John Wiley and Sons, 1943.

Weber, T. M., et al. 2010. Smear zone identification and soil properties around stone columns constructed in-flight in centrifuge model tests. *Géotechnique*. 2010.

Weber, T.M. 2008. *Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schottersäulen. Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik, ETH Zürich, Band 232. (Em Alemão).* 2008.

Wood, H. Y. 1990. *Soil behaviour and critical state soil mechanics.* s.l. : Cambridge: Cambridge University Press, 1990.

Ye, G. B., et al. 2011. *Consolidation of a composite foundation with soil–cement columns and prefabricated vertical drains.* s.l. : Bulletin of Engineering Geology and the Environment 71, 1, pp. 87–98, 2011.

Yildiz, A. 2009. *Numerical Analyses of Embankments on PVD improved Soft Clays. advances in Engineering Software.* 2009.

APÊNDICE - A - Memória de cálculo do dimensionamento

Parâmetros geotécnicos adotados para argila mole

$$\gamma := 16.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \phi := 25^\circ \quad e_0 := 1.62 \quad c_c := 0.51 \quad c_v := 1.2 \cdot 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}} \quad \gamma_w := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Parâmetros geotécnicos adotados para camada de aterro

$$\gamma_a := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \phi_a := 25^\circ$$

Recalque para aterro de 2 m

$$H_0 := 8.8 \text{ m}$$

$$\sigma_v := \frac{H_0}{2} \cdot \gamma = 72.16 \text{ kPa}$$

$$u := (4.4 - 2.1) \text{ m} \cdot \gamma_w = 23.00 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} := \sigma_v - u = 49.16 \text{ kPa}$$

$$\Delta q := \gamma_a \cdot 2 \text{ m} = 40.00 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vf} := \sigma'_{v0} + \Delta q = 89.16 \text{ kPa}$$

$$\rho := \frac{H_0}{1 + e_0} c_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.443 \text{ m}$$

$$H_d := \frac{H_0}{2} \quad t := \frac{0.848 \cdot H_d^2}{c_v} = 15834.568 \text{ day}$$

Módulo oedométrico:

$$\Delta \sigma := \Delta q = 40 \text{ kPa} \quad \Delta l := \rho = 0.443 \text{ m} \quad l := H_0 = 8.8 \text{ m}$$

$$\Delta \varepsilon_v := \frac{\Delta l}{l} = 0.05 \quad E_{oed} := \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon_v} = 794.754 \text{ kPa}$$

$$m_v := \frac{1}{E_{oed}}$$

Recalque equivalente:

$$\rho' := m_v \cdot \Delta \sigma \cdot H_0 = 0.443 \text{ m}$$

Estimativa da permeabilidade:

$$k_{ax} := c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w = (1.30 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{m}}{\text{day}} \quad k_s := \frac{k_{ax}}{5} = (2.61 \cdot 10^{-6}) \frac{\text{m}}{\text{day}}$$

Dimensionamento para Drenos Verticais

Malha triangular de 1,6 m, sendo o dreno de 10 cm x 0.5 cm:

$$S := 1.6 \text{ m} \quad a := 10 \text{ cm} \quad b := 0.5 \text{ cm}$$

$$d_w := \frac{a+b}{2} = 0.053 \text{ m} \quad r_w := \frac{d_w}{2} = 0.026 \text{ m}$$

$$d_e := 1.05 S = 1.680 \text{ m} \quad r_e := \frac{d_e}{2} = 0.840 \text{ m}$$

Para mandril de dimensões de 12 x 6 cm:

$$w := 12 \text{ cm} \quad l := 6 \text{ cm}$$

$$d_m := \sqrt[2]{\left(\frac{4 \cdot w \cdot l}{\pi}\right)} = 0.10 \text{ m}$$

$$r_m := \frac{d_m}{2} = 0.048 \text{ m}$$

Para $R_s = 2 R_m$:

$$r_s := 2 \cdot r_m = 0.096 \text{ m} \quad d_s := 2 r_s = 0.191 \text{ m}$$

Conversão para o estado plano de deformações:

- Hird, et al. (1992):

$$k_{ax} = (1.30 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{m}}{\text{day}} \quad B := \frac{S}{2} = 0.80 \text{ m} \quad R := r_e = 0.84 \text{ m}$$

$$k_s = (2.609 \cdot 10^{-6}) \frac{\text{m}}{\text{day}}$$

$$k_{pl} := k_{ax} \frac{2 B^2}{3 R^2 \left(\ln\left(\frac{R}{r_s}\right) + \frac{k_{ax}}{k_s} \ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) - \frac{3}{4} \right)} = (10.00 \cdot 10^{-7}) \frac{\text{m}}{\text{day}}$$

- Indraratna, et al. (1997):

$$b_w := \frac{1.143 \cdot \pi \cdot r_w^2}{S} = 0.0015 \text{ m} \quad b_w = 0.155 \text{ cm}$$

$$b_s := \frac{1.143 \cdot \pi \cdot r_s^2}{S} = 0.0206 \text{ m} \quad b_s = 2.057 \text{ cm}$$

$$s := \frac{r_s}{r_w} \quad n := \frac{R}{r_w} \quad k_h := k_{ax} = (1.30 \cdot 10^{-5}) \frac{m}{day} \quad k'_h := k_s$$

$$\alpha := \frac{2}{3} \cdot \frac{(n-s)^3}{(n-1)n^2}$$

$$\beta := \frac{2}{3} \frac{(s-1)^3}{(n-1)n^2} (3n \cdot (n-s-1) + (s^2 + s + 1))$$

$$k_{hp} := k_{pl} = (10 \cdot 10^{-7}) \frac{m}{day}$$

$$k'_{hp} := k_{hp} \frac{\beta}{\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_h}{k'_h} \ln(s) - 0.75 - \alpha} = (1.39 \cdot 10^{-7}) \frac{m}{day}$$

- Chai, et al. (2001):

$$d_e = 1.68 \text{ m} \quad d_w = 0.05 \text{ m} \quad d_s = 0.19 \text{ m} \quad k_{ax} = (1.305 \cdot 10^{-5}) \frac{m}{day}$$

$$n := \frac{d_e}{d_w} \quad s := \frac{d_s}{d_w} \quad k_v := k_{ax} \\ k_h := k_v$$

$$k_s = (2.61 \cdot 10^{-6}) \frac{m}{day}$$

Para dreno com vazão de 150 m³/ano:

$$q_w := 150 \frac{m^3}{yr} \quad l := H_d = 4.4 \text{ m}$$

$$\mu := \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2 l^2 k_h}{3 q_w} = 7.893$$

$$k_{ve} := k_v \cdot \left(1 + \frac{2.5 l^2 k_h}{\mu \cdot d_e^2 k_v}\right) = (4.14 \cdot 10^{-5}) \frac{m}{day}$$

Dimensionamento para Colunas de brita

Malha quadrada de 2,5 m e diâmetro da coluna de 0,80 m:

$$l := 2.5 \text{ m} \quad \Delta\sigma'_v := 2 \text{ m} \cdot \gamma_a = 40 \text{ kPa}$$

$$d_c := 0.8 \text{ m} \quad r_c := \frac{d_c}{2} = 0.4 \text{ m}$$

$$d_s := 1.3 d_c = 1.04 \text{ m} \quad r_s := \frac{d_s}{2} = 0.52 \text{ m}$$

$$d_e := 1.13 l = 2.825 \text{ m} \quad r_e := \frac{d_e}{2} = 1.413 \text{ m}$$

$$A_c := \frac{\pi \cdot d_c^2}{4} = 0.503 \text{ m}^2 \quad A := \frac{\pi \cdot d_e^2}{4} = 6.268 \text{ m}^2 \quad A_s := A - A_c = 5.765 \text{ m}^2$$

Coefficiente de permeabilidade:

$$k_c := 0.1 \frac{\text{m}}{\text{day}} \quad k_{ax} = (1.30 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{m}}{\text{day}} \quad k_s = (2.61 \cdot 10^{-6}) \frac{\text{m}}{\text{day}}$$

Razão de substituição:

$$a_c := \frac{A_c}{A} = 8.019\% \quad a_s := \frac{A_s}{A} = 0.92$$

Módulo da coluna:

$$E_c := 30000 \text{ kPa}$$

Conversão para o estado plano de deformações:

- Tan et al. 2008 - Método 1

$$E_{cax} := E_c = 30000 \text{ kPa} \quad E_{sax} := E_{oed} = 794.754 \text{ kPa} \quad b_c := r_c = 0.4 \text{ m} \quad B := r_e = 1.413 \text{ m}$$

$$a_{sax} := \frac{A_c}{A_c + A_s} = 0.08 \quad a_{spl} := \frac{b_c}{B} = 0.283$$

Para: $E_{spl} := E_{sax} = 794.75 \text{ kPa}$

$$E_{cpl} := \frac{E_{cax} \cdot a_{sax} + E_{sax} \cdot (1 - a_{sax})}{a_{spl}} - \frac{E_{spl} \cdot (1 - a_{spl})}{a_{spl}} = 9065.266 \text{ kPa}$$

Permeabilidade equivalente:

$$m_{vs} := \frac{1}{E_{oed}} \quad m_{vc} := \frac{1}{E_c} \quad R := r_e \quad r_c = 0.4 \text{ m} \quad b_c := r_c \quad B := 1 \text{ m}$$

$$N_{ax} := \frac{R}{r_c} = 3.531 \quad fN_{ax} := \frac{N_{ax}^2}{N_{ax}^2 - 1} \ln(N_{ax}) - \frac{3 N_{ax}^2 - 1}{4 N_{ax}^2} = 0.642$$

$$N_{pl} := \frac{B}{b_c} = 2.5 \quad fN_{pl} := \frac{N_{pl}^2}{N_{pl}^2 - 1} \cdot \ln(N_{pl}) - \frac{3 N_{pl}^2 - 1}{4 N_{pl}^2} = 0.381$$

$$k_{hpl} := k_{ax} \cdot \frac{fN_{pl}}{fN_{ax}} \left(\frac{m_{vs} \cdot m_{vc} \cdot (1 - a_s)}{m_{vc} \cdot (1 - a_s) + m_{vs} \cdot a_s} \right) \left(\frac{m_{vc} \cdot (1 - a_s) + m_{vs} \cdot a_s}{m_{vs} \cdot m_{vc} \cdot (1 - a_s)} \right) \cdot \frac{B^2}{R^2} = (3.88 \cdot 10^{-6}) \frac{\text{m}}{\text{day}}$$

- Tan et al. 2008 - Método 2:

$$B := \frac{l}{2} = 1.25 \text{ m} \quad r_c = 0.4 \text{ m} \quad R := r_e = 1.413 \text{ m}$$

$$b_c := B \cdot \frac{r_c^2}{R^2} = 0.100 \text{ m} \quad B_c := b_c \cdot 2 = 0.200 \text{ m}$$

- Tan et al. 2008 - Método 2 com correção da permeabilidade:

$$r_s = 0.52 \text{ m} \quad k_{ax} = (1.305 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{m}}{\text{day}} \quad k_s = (2.61 \cdot 10^{-6}) \frac{\text{m}}{\text{day}} \quad r_w := 0.4 \text{ m}$$

$$k_{pl} := k_{ax} \frac{2 B^2}{3 R^2 \left(\ln\left(\frac{R}{r_s}\right) + \frac{k_{ax}}{k_s} \ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) - \frac{3}{4} \right)} = (4.36 \cdot 10^{-6}) \frac{\text{m}}{\text{day}}$$

Dimensionamento para CPR Grouting

Malha triangular com espaçamento entre verticais de 3 m e dreno de 10 cm x 0.5 cm:

$$S := 1.5 \text{ m} \quad a := 10 \text{ cm} \quad b := 0.5 \text{ cm}$$

$$d_w := \frac{a+b}{2} = 0.05 \text{ m} \quad r_w := \frac{d_w}{2} = 0.03 \text{ m}$$

$$d_e := 1.286 S = 1.93 \text{ m} \quad r_e := \frac{d_e}{2} = 0.96 \text{ m}$$

$$D := 2.1 S = 3.15 \text{ m} \quad R := \frac{D}{2} = 1.575 \text{ m}$$

Para mandril de dimensões de 12 x 6 cm:

$$w := 12 \text{ cm} \quad l := 6 \text{ cm}$$

$$d_m := \sqrt[2]{\left(\frac{4 \cdot w \cdot l}{\pi}\right)} = 0.10 \text{ m}$$

$$r_m := \frac{d_m}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Para $R_s = 2 R_m$:

$$r_s := 2 \cdot r_m = 0.096 \text{ m} \quad d_s := 2 r_s = 0.191 \text{ m}$$

Razão de substituição:

$$V_g := 0.8 \text{ m}^3 \quad A := 2 \cdot \sqrt{3} S^2 = 7.794 \text{ m}^2 \quad h := 1.5 \text{ m}$$

$$R_s := \frac{V_g}{A \cdot h} = 7\% \quad \text{Deformação volumétrica para } \lambda_c := 1 \quad \varepsilon_v := \lambda_c \cdot R_s = 7\%$$

Conversão para o estado plano de deformações:

Aumento da rigidez:

$$e_0 = 1.62 \quad c_c = 0.51$$

$$E_0 := E_{oed} = 794.754 \text{ kPa} \quad b := 2.3 \cdot \frac{1+e_0}{c_c} = 11.816$$

$$E_f := E_0 \cdot \exp(b \cdot \varepsilon_v) = 1783.871 \text{ kPa}$$

Módulo equivalente Paul:

$$E := \frac{E_f}{1 - R_s^{\frac{1}{3}}} = 3018.484 \text{ kPa}$$

Condutividade equivalente:

$$n := \frac{r_e}{r_w} \quad s := \frac{r_s}{r_w}$$

$$\mu := \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} = 8.03$$

$$k_{ve} := k_v + \frac{32 H_d^2 k_h}{\pi^2 d_e^2 \mu} = (4.045 \cdot 10^{-5}) \frac{\mathbf{m}}{\mathbf{day}}$$