

Universidade Federal do Rio de Janeiro

**ANÁLISE NUMÉRICA PAMÉTRICA DE UM ATERRO
TESTE SOBRE SOLO MOLE**

Priscilla Antoniazzi Campos

2015



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

ANÁLISE NUMÉRICA PARAMÉTRICA DE UM ATERRO TESTE SOBRE SOLO MOLE

Priscilla Antoniazzi Campos

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores: Maria Cascão Ferreira de Almeida
Leonardo de Bona Becker

Rio de Janeiro
AGOSTO DE 2015

ANÁLISE NUMÉRICA PARAMÉTRICA DE UM ATERRO
TESTE SOBRE SOLO MOLE

Priscilla Antoniazzi Campos

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Profª Maria Cascão Ferreira de Almeida, Ph.D.

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc.

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

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

AGOSTO de 2015

Campos, Priscilla Antoniazzi

Análise numérica paramétrica de um aterro teste sobre solo mole/ Priscilla Antoniazzi Campos – Rio de Janeiro: UFRJ/ ESCOLA POLITÉCNICA, 2015.

XIII, 100 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Maria Cascão Ferreira de Almeida e
Leonardo de Bona Becker

Projeto de Graduação - UFRJ/ POLI/ Curso de
Engenharia Civil, 2015.

Referencias Bibliográficas: p. 71-74.

1. Colunas Granulares Encamisadas. 2. Solos Moles. 3.
Análise Numérica. I. Almeida, Maria Cascão Ferreira de, *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado à memória de meu avô, Eng. Carlos Ferreira Campos, que veio a falecer ao final da elaboração deste trabalho e, infelizmente, não poderá presenciar a obtenção do meu diploma.

Este trabalho é dedicado à sua memória pela sua inteligência, serenidade e simplicidade. Agradeço a ele pelos seus conselhos e pelo exemplo de homem, avô e profissional.

Espero que, onde quer que esteja, tenha o mesmo orgulho de mim que eu tenho em ser sua neta.

“O ótimo é inimigo do bom.”

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus pais, Thais e Roberto, por serem responsáveis por tudo aquilo que sou, pela dedicação, pelo amor e por terem me dado os meios necessários para estar onde estou.

Ao meu irmão, Rafael, pelo amor, pelo companheirismo, pela alegria e por todos os favores prestados ao longo de todos esses anos.

Ao meu namorado Fabrício, pelo amor, pela paciência, pelo companheirismo. Obrigado por me apoiar sempre que necessário e por todo suporte no trabalho.

Obrigado a toda minha família por todo amor e apoio dedicado durante todos esses anos.

A todos os meus amigos do colégio pelos mais de dez anos de amizade.

A todos os meus amigos do Curso de Engenharia Civil, em especial a Diana, João e Rafael por compartilharem todos os momentos de alegria e desespero durante este período. Sem vocês tudo teria sido mais difícil.

Agradeço ao Professor Daniel Dias, da Polytech de Grenoble, por ter me dado a oportunidade de vivenciar um ano de intercâmbio acadêmico na sua escola. Este ano de estudo me permitiu conhecer melhor e despertar o meu interesse pela Geotecnia.

Obrigado Christian por todo apoio, pela atenção e pela paciência durante este trabalho.

Por fim, agradeço imensamente aos meus orientadores. Obrigada a minha orientadora, Professora Maria Cascão pela oportunidade, pela atenção pela dedicação neste trabalho. Obrigado ao Professor Márcio Almeida pela atenção e dedicação. Obrigado ao Professor Leonardo Becker pela prestatividade e confiança.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE NUMÉRICA PARAMÉTRICA DE UM ATERRO TESTE SOBRE SOLO MOLE

Priscilla Antoniazzi Campos

Agosto/2015

Orientador: Maria Cascão Ferreira de Almeida
Leonardo de Bona Becker

Curso: Engenharia Civil

O crescimento das cidades faz com que seja necessário construir sobre áreas onde predominam solos muito moles. Colunas granulares encamisadas com geossintético (*GEC'S*) são geralmente empregadas para a construção de aterros sobre grandes depósitos de argila mole, visando o aumento da capacidade de carga do terreno e, como função secundária, a aceleração da dissipação do excesso de poropressão. Este trabalho apresenta um estudo paramétrico do comportamento de um aterro teste sobre *GEC's*, considerando a variação de parâmetros como o coeficiente de empuxo no repouso, o módulo de elasticidade da coluna, o módulo de rigidez do geossintético, o ângulo de atrito da coluna e o diâmetro da coluna. O estudo paramétrico foi desenvolvido através de análises numéricas, com modelos axissimétricos, utilizando um programa baseado no método dos elementos finitos. As simulações analisam a influência desses parâmetros sobre o excesso de poropressão, os recalques do solo, as tensões verticais e a expansão lateral do geossintético em função do tempo.

Palavras-chave: Coluna de brita encamisada, Análises Numéricas, Solo Mole.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI / UFRJ as a partial fulfilment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

PARAMETRIC NUMERICAL ANALYSIS FOR A TEST
EMBANKMENT ON SOFT SOIL

Priscilla Antoniazzi Campos

August/2015

Advisors: Maria Cascão Ferreira de Almeida
Leonardo de Bona Becker

Course: Civil Engineering

The cities growth makes necessary to build in areas where very soft soils are predominant. Geosynthetic Encased Columns (GEC's) are often employed for the construction of embankments over large deposits of soft soil aiming both the increase of the soil capacity and the acceleration of excess pore pressure dissipation as a secondary function. This work addresses a parametric study on the behaviour of an experimental embankment resting on GEC's, considering parameters such as the coefficient of earth pressure at rest, the elasticity modulus of stone column material, the geosynthetic stiffness, the friction angle of the stone column material and the diameter of the stone column. The parametric study has been developed through axisymmetric analysis using a program based on the finite element method. The simulations aim to analyse the influence of these parameters on excess pore pressure, soil settlements, vertical stresses and lateral geotextile expansion versus time.

Keywords: Geosynthetic Encased Columns, Numerical Analysis, Soft Soils.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Metodologia e organização do trabalho	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	Aterros sobre Colunas Granulares Encamisadas por Geossintéticos (GEC's)	4
2.1.1	Aterros sobre solos moles	4
2.1.2	Aterros Estruturados	5
2.1.3	Colunas Granulares	5
2.1.4	Colunas granulares encamisadas	7
2.1.5	Métodos Construtivos	9
2.1.6	Efeito de instalação das colunas	11
2.1.7	Célula Unitária e Razão de Substituição	12
2.1.8	Concentração de tensões	13
2.1.9	Fator de Redução de Recalques	15
2.1.10	Capacidade de Carga	16
2.1.11	Tipos de Ruptura em Colunas Granulares	17
2.2	Investigações Geotécnicas	18
3	FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS	21
3.1	Modelos Constitutivos	21
3.1.1	Modelos elásticos-linear	22
3.1.2	Modelos elastoplásticos	22
3.1.3	Modelo Mohr Coulomb	23
3.1.4	Modelo Cam clay modificado	24
3.1.5	Modelo Soft-Soil	28
4	ESTUDO DE CASO	31
4.1	Caracterização Geotécnica	32
4.1.1	Estratigrafia	34
4.2	Instrumentação de Campo	35
4.3	Aterro Teste	37
5	ANÁLISE NUMÉRICA DO ATERRO EXPERIMENTAL E ESTUDO PARAMÉTRICO	41

5.1	Descrição do modelo	41
5.2	Validação do modelo	44
5.2.1	Recalque.....	44
5.2.2	Tensão vertical total	45
5.2.3	Excesso de poropressão.....	46
5.2.4	Expansão do geotêxtil.....	48
5.3	Estudo paramétrico	49
5.3.1	Variação de K^*	49
5.3.2	Módulo de elasticidade da coluna	53
5.3.3	Módulo de rigidez do geotêxtil.....	56
5.3.4	Ângulo de atrito da coluna ϕ_c	60
5.3.5	Variação do diâmetro d_c da coluna	63
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	68
6.1	Conclusão.....	68
6.2	Recomendações para trabalhos futuros	70
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	71
	APÊNDICE I: RESULTADO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS	75
	APÊNDICE II: VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE E_c DA COLUNA	98

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Técnicas de construção de aterros sobre solos moles (Almeida & Marques, 2010)	5
Figura 2-2: Esquema de um aterro sobre estacas reforçado com geossintético (Almeida <i>et al.</i> , 2008)	6
Figura 2-3: Esquema de coluna granular encamisada por geossintético sob aterro (Raithel e Kempfert, 2000).	7
Figura 2-4: Método do descolamento para coluna granular encamisada (Raithel e Kempfert, 2000)	10
Figura 2-5: (a) Fixação do geossintético ao funil. (b) Preenchimento da coluna com material granular. (c) Preparação para sacar a camisa metálica. (d) Coluna granular encamisada pronta.....	10
Figura 2-6: Sequência executiva de coluna granular encamisada pelo método sem deslocamento (Gniel e Bouazza, 2010).....	11
Figura 2-7: Escavação pelo método sem deslocamento (Alexiew <i>et al.</i> 2005).....	11
Figura 2-8: Esquema das colunas granulares (a) malha quadrada; (b) malha triangular; (c) célula unitária. (adaptado Housseinpour, 2015).....	13
Figura 2-9: Distribuição de tensões (adaptado de Hosseinpour, 2015).....	14
Figura 2-10: Fatores de redução de recalques em função da razão de substituição a_c (Almeida e Marques, 2010).	16
Figura 2-11: Tipos de ruptura (FHWA, 1983).....	18
Figura 3-1: Comportamento tensão-deformação de um solo a) modelo elastoplástico perfeito; b) modelo elastoplástico com endurecimento; c) modelo elastoplástico com amolecimento.....	23
Figura 3-2: Modelo linear elástico perfeitamente plástico	24
Figura 3-3: Curva de compressão oedométrica no plano índice de vazios versus tensão efetiva média (escala logarítmica).	25
Figura 3-4: a) Superfície limite do modelo Cam clay; b) linha virgem de compressão isotrópica e linha de estado crítico no plano e x $\ln p'$; c) superfície de escoamento no modelo Cam clay no plano q x p'	26
Figura 3-5: comportamento no modelo Cam clay. a) endurecimento; b) amolecimento.....	27
Figura 3-6: Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média efetiva (Brinkgreve, 2012).	29

Figura 3-7: Superfície de escoamento do modelo Soft Soil no plano p' - q (Brinkgreve, 2012).....	29
Figura 4-1: a) Estocagem de carvão e coque; b) Área teste (Housseinpour, 2015). ..	31
Figura 4-2: Ilhas de Investigação na área teste (adaptado, Housseinpour, 2015). ..	34
Figura 4-3: Estratigrafia obtida pelo SPT e posicionamento dos ensaios de palheta e piezocone.....	35
Figura 4-4: Esquema do aterro teste e localização da instrumentação (Housseinpour,2015).....	36
Figura 4-5: Vista superior da coluna granular (Housseinpour,2015).....	38
Figura 4-6: Curva força axial x deformação do geotêxtil do encamisamento (fornecido por Huesker).....	38
Figura 4-7: Etapas construtivas do aterro a) primeira etapa; b) segunda etapa; c) terceira etapa; d) quarta etapa (Housseinpour, 2015)	40
Figura 5-1: Análise axissimétrica da área do aterro teste a) Geometria do aterro e da coluna; b) Célula unitária asissimétrica; c) Modelo adotado na análise numérica; d) Malha adotada na análise numérica.....	42
Figura 5-2: Comparação do recalque no solo medido e das análises numéricas; b) Distribuição dos recalques, sendo 1 a coluna de brita encamisada, 2 o aterro de conquista e 3 a argila mole.....	45
Figura 5-3: a) Comparação da tensão vertical no topo da coluna e do solo dos valores medidos e das análises numéricas; b)distribuição da tensão total, sendo 1 a coluna de brita encamisada, 2 o aterro de conquista e 3 a argila mole.....	46
Figura 5-4: a, b) Comparação do excesso de poropressão dos valores medidos e das análises numéricas para os pontos D e E; c) distribuição das poropressões, sendo 1 a coluna de brita encamisada, 2 o aterro de conquista e 3 a argila mole. ..	47
Figura 5-5: a)Comparação da expansão do geotêxtil dos valores medidos e das análises numéricas b) distribuição dos deslocamentos horizontais, sendo 1 a coluna de brita encamisada, 2 o aterro de conquista e 3 a argila mole.	48
Figura 5-6: Influência do coeficiente empuxo K^* na geração de excesso de poropressão (6 m de profundidade).....	50
Figura 5-7: Influência do coeficiente empuxo K^* na tensão total do solo e da coluna.	51
Figura 5-8: Influência do coeficiente empuxo K^* no recalque do solo.....	52
Figura 5-9: Influência do coeficiente empuxo K^* na expansão do geotêxtil a 1 m de profundidade (dentro do aterro de conquista).....	52

Figura 5-10: Influência do módulo de elasticidade da coluna E_c na dissipação do excesso de poropressão a 6 m de profundidade.	53
Figura 5-11: Influência do módulo de elasticidade da coluna E_c na tensão total no topo da coluna e da camada de solo.	54
Figura 5-12: Influência do módulo de elasticidade da coluna E_c no recalque do solo.	55
Figura 5-13: Influência da variação do módulo de elasticidade da coluna E_c na expansão do geotêxtil, ponto F.	56
Figura 5-14: Influência do módulo J na dissipação do excesso de poropressão para a profundidade de 6m.	57
Figura 5-15: Influência do módulo J em termos de tensão vertical total para o topo da coluna e do solo.	57
Figura 5-16: Influência do módulo J no recalque do solo.	58
Figura 5-17: Influência do módulo J na expansão do geotêxtil; a) para o ponto F (profundidade de 1,0 m, dentro do aterro de conquista); b) para o ponto G (profundidade de 2,3m, na argila mole).	59
Figura 5-18: Influência do ângulo de atrito da coluna ϕ_c na dissipação do excesso de poropressão (-6m).	60
Figura 5-19: Influência do ângulo de atrito da coluna ϕ_c na tensão total no topo da coluna e da camada de solo.	61
Figura 5-20: Influência do ângulo de atrito da coluna ϕ_c no recalque do solo.	62
Figura 5-21: Influência do ângulo de atrito da coluna ϕ_c na expansão lateral do geotêxtil a) 1 m de profundidade, dentro do aterro de conquista; b) 2,3m de profundidade, dentro da argila mole.	63
Figura 5-22: Influência da variação do diâmetro da coluna d_c na poropressão a 3 m de profundidade.	64
Figura 5-23: Influência da variação do diâmetro da coluna d_c nas tensões verticais no topo da coluna e do solo.	65
Figura 5-24: Influência no diâmetro da coluna d_c no recalque do solo.	66
Figura 5-25: Influência da variação do diâmetro da coluna d_c na deformação radial do geotêxtil a uma profundidade de um diâmetro em relação ao topo da argila mole.	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Valores de E_c e ϕ_c para colunas de brita (Lima, 2012)	9
Tabela 2-2: Valores de K^* publicados (adaptada de Elshazly et al., 2008).....	12
Tabela 2-3: Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles (Almeida, 1996)	19
Tabela 2-4: Características gerais dos ensaios de laboratório e campo, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações (Almeida e Marques, 2010).	20
Tabela 4-1: Resumo das Investigações Geotécnicas (adaptado de Housseinpour, 2015).....	33
Tabela 4-2: Resumo dos parâmetros da argila mole obtidos nas investigações geotécnicas em cada ilha (Housseinpour,2015).	33
Tabela 4-3: Resumo da instrumentação (adaptado Housseinpour, 2015).	37
Tabela 4-4: Propriedades Mecânicas nominais do geotêxtil do encamisamento (fornecido pela Huesker).	38
Tabela 4-5: Resumo da construção do aterro.....	39
Tabela 5-1: Materiais e modelos constitutivos usados na modelagem axissimétrica (Housseinpour,2015).....	43
Tabela 5-2: Etapas de cálculo	44

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

As elevadas taxas de crescimento populacional têm gerado, cada vez mais, a redução do espaço urbano. Aliado a isso, a crescente demanda por obras de construção civil nos grandes centros urbanos, torna cada vez mais comum a ocupação de terrenos cujo subsolo apresenta características geotécnicas de baixa qualidade, limitando a sua capacidade de suporte em obras de engenharia. Depósitos desta natureza são denominados solos moles ou compressíveis e são comumente encontrados ao longo de toda costa brasileira, particularmente no estado do Rio de Janeiro (Silva, 1953; Almeida *et al.*, 2008). Nestes casos, devem-se adotar soluções de engenharia que possibilitem o melhoramento das características do subsolo, tornando o projeto viável em caráter técnico e econômico, de forma que seja possível garantir um bom desenvolvimento do mesmo.

A construção de aterros sobre solos moles gera o adensamento da camada compressível, provocando grandes recalques, podendo ocasionar danos estruturais e perdas econômicas, caso os recalques não tenham sido adequadamente considerados no projeto. O projeto deve, portanto, apresentar segurança adequada à estabilidade do solo de fundação e recalques compatíveis com o tipo de obra durante e após a sua execução.

Métodos convencionais para a construção de aterros sobre solos argilosos moles (aterros convencionais, aterros com drenos verticais, aterros com sobrecarga temporária) geram grandes deformações e também necessitam de um longo período para que ocorra o adensamento, limitando a utilização do método.

Diante deste cenário, o uso de colunas granulares torna-se mundialmente muito utilizado para este tipo de solução. Este método permite a aceleração do tempo e redução da magnitude dos recalques, o aumento da capacidade de carga e a melhoria da estabilidade global. Estas colunas podem ser ainda encamisadas por geossintéticos, que protegem a coluna, aumentam sua rigidez e melhoram a drenagem do terreno, contribuindo para a dissipação do excesso de poropressão e reduzindo o tempo de adensamento e de execução da obra.

Segundo Housseinpour (2015), o uso de colunas granulares encamisadas (*Geosynthetic encased columns – GEC*) pode ser considerado uma das técnicas mais essenciais para melhoria da capacidade de carga de argilas moles sob aterros de terra

ou concreto, tanques para estocagem de líquidos, prédios baixos, galpões industriais, fundações em radier.

Neste contexto, este trabalho se propõe a estudar o comportamento de um aterro teste sobre um depósito de argila mole onde foram instaladas colunas de brita encamisadas com geossintético, localizado no pátio de estocagem de carvão e coque da ThyssenKrupp Companhia Siderúrgica do Atlântico – TKCSA, Santa Cruz, Rio de Janeiro. Para isso, análises numéricas da área foram feitas, analisando-se alguns aspectos através de um estudo paramétrico. Os dados de monitoramento da área teste e os parâmetros do solo estudado foram fornecidos por Housseinpour (2015).

1.2 Objetivos

O objetivo geral do presente trabalho é analisar e compreender alguns aspectos do comportamento de um aterro sobre solo mole melhorado com colunas de britas encamisadas através da utilização de ferramentas numéricas. Para tanto os objetivos específicos desta pesquisa foram os seguintes:

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre solos moles, colunas de brita encamisadas e investigação geotécnica;
- Apresentar os modelos constitutivos utilizados na modelagem numérica;
- Realizar análises numéricas axissimétricas com os dados da área teste do terreno de na TKCSA para compreender alguns aspectos do comportamento de solos moles, melhorados por colunas de brita;
- Validar o modelo através da comparação de seus resultados com os dados medidos e com um modelo numérico feito para a mesma área;
- Avaliar o efeito da instalação das colunas através da variação do coeficiente de empuxo do solo no repouso;
- Avaliar alguns parâmetros que foram utilizados na modelagem numérica baseados em valores apresentados na literatura, não tendo sido obtidos através de investigações geotécnicas.
- Avaliar a influência do diâmetro da coluna no comportamento do solo mole.

1.3 Metodologia e organização do trabalho

O presente trabalho é organizado em seis capítulos: Introdução, Revisão Bibliográfica, Ferramentas Computacionais, Estudo de Caso, Análises Numéricas e Considerações Finais.

O primeiro capítulo pretende mostrar o contexto mundial no qual o tema abordado é inserido, os objetivos do trabalho, a metodologia adotada e a organização do conteúdo.

O segundo capítulo buscou abordar o embasamento teórico dos assuntos relevantes ao tema do trabalho, essenciais para seu entendimento. São apresentadas as características e vantagens de um aterro estruturado com uso da técnica de melhoria do solo com colunas de britas encamisadas, metodologias construtivas, características dos materiais que são normalmente empregados, alguns valores de parâmetros sugeridos na literatura e os ensaios que são realizados para a obtenção dos parâmetros necessários para a modelagem.

O terceiro capítulo apresenta a ferramenta utilizada nas análises numéricas, o programa *Plaxis* que se baseia no método dos elementos finitos, descrevendo os modelos constitutivos empregados e alguns aspectos fundamentais para a compreensão destes.

O quarto capítulo descreve o depósito de argila mole em estudo, apresentando suas características geométricas, estratigráficas, os materiais empregados e um resumo dos resultados das investigações geotécnicas que foram feitas para a obtenção dos parâmetros do solo, assim como um resumo da instrumentação realizada para o acompanhamento do desempenho do aterro durante a construção.

O quinto capítulo mostra o resultado das análises numéricas realizadas. Neste capítulo o modelo elaborado é descrito apresentando sua geometria, condições de contorno, assim como os modelos e os parâmetros utilizados para cada material. Em seguida, apresenta a validação do modelo comparando os resultados da presente modelagem numérica com aqueles obtidos tanto no campo como com o modelo numérico realizado por Housseinpour (2015). Por fim, apresenta os resultados de um estudo paramétrico visando analisar a influência de importantes parâmetros sobre o comportamento do aterro.

O sexto capítulo finaliza o trabalho apresentando as considerações finais, principais conclusões acerca do tema abordado, além de sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Aterros sobre Colunas Granulares Encamisadas por Geossintéticos (GEC's)

2.1.1 Aterros sobre solos moles

Solos moles possuem baixa capacidade de suporte e apresentam grandes deformações ao serem solicitados. Aterros são comumente construídos com o objetivo de possibilitar uma elevação da plataforma de infraestrutura criando condições para posterior construção (Spotti, 2006). Quando um aterro é construído, ele gera uma sobrecarga no solo devido ao seu peso próprio e, portanto, uma força de compressão, que, devido ao processo de adensamento e à elevada compressibilidade no caso de solos moles, pode gerar recalques excessivos.

As técnicas construtivas utilizadas para aterros sobre solos moles procuram solucionar ou minimizar os dois problemas encontrados para esse tipo de obra: recalques e estabilidade. Entre os métodos utilizados pode-se citar: aterros convencionais com opções como o uso de reforço, berma laterais, sobrecarga temporária, construção em etapas ou redução da altura do aterro; drenos verticais de areia ou geodreno; remoção do solo mole (quando a espessura da camada for pequena); aterros leves; ou aterros estruturados (sobre estacas ou colunas) podendo ser de diferentes materiais. A Figura 2-1 mostra alguns métodos construtivos de aterros sobre solos moles utilizados como soluções para problemas de recalque e estabilidade.

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). É comum empregar dois ou mais métodos concomitantemente para a construção de um aterro.

Um fator muito importante para decisão do método construtivo mais adequado é o tempo de execução da obra. Métodos convencionais ou sobre drenos verticais são muito demorados, podendo até inviabilizá-la. Para estes casos, o uso de aterros sobre elementos de estaca (também chamados de aterros estruturados) ou aterros leves torna-se mais atrativo.

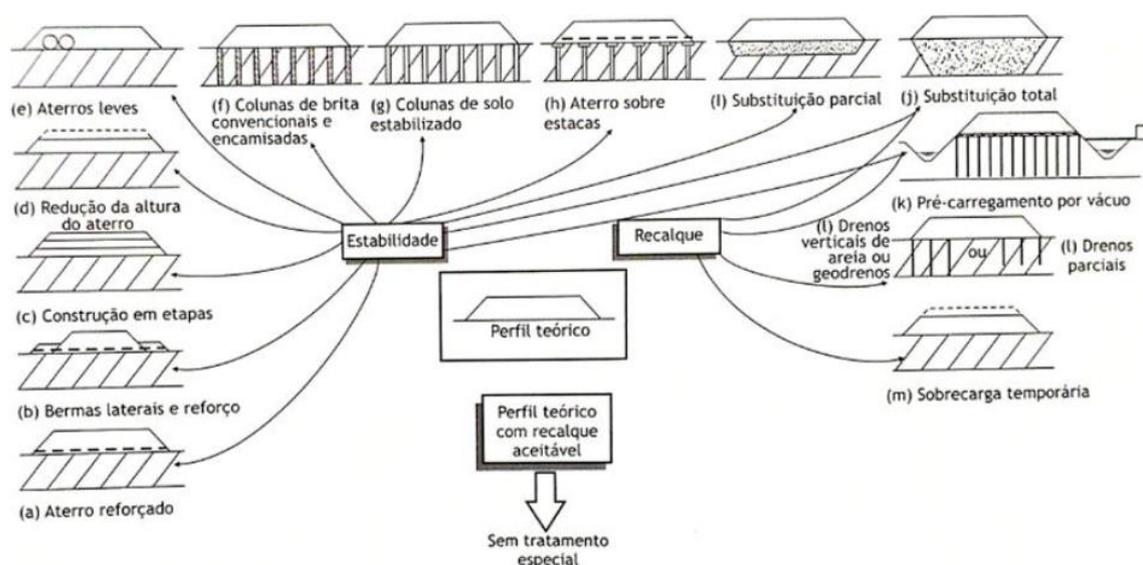


Figura 2-1: Técnicas de construção de aterros sobre solos moles (Almeida & Marques, 2010)

2.1.2 Aterros Estruturados

Aterros estruturados são aqueles apoiados sobre estacas ou colunas. Os elementos de estaca podem ser constituídos de diversos materiais como concreto ou colunas compactadas de brita ou areia com ou sem o uso de encamisamento com geossintéticos. O desempenho de aterros sobre colunas granulares encamisadas é o principal motivo de interesse deste trabalho e será estudado mais profundamente neste capítulo.

Aterros estaqueados têm como princípio transferir as cargas do aterro para camadas mais competentes do subsolo através de estacas ou colunas, resultando assim em um alívio das tensões na camada mole ao redor das estacas e diminuindo os recalques excessivos (Spotti, 2006).

As estacas também podem ser do tipo flutuante, cujo comprimento é inferior ao da camada compressível e a transferência da carga ocorre principalmente por atrito lateral, diferentemente dos elementos que estão apoiados diretamente em uma camada competente, onde a contribuição da resistência de ponta passa a ser importante. O uso de colunas flutuantes, principalmente com a ponta em solos moles, não é prática comum. Para casos de argilas moles e muito moles, é usual que as colunas sejam assentes em solo competente (Lima, 2012).

2.1.3 Colunas Granulares

Aterros suportados por colunas são construídos no subsolo mole para acelerar a construção, melhorar a estabilidade do aterro, controlar recalques diferenciais e proteger edificações próximas (Housseinpour, 2015). O princípio fundamental da técnica é substituir parte do solo mole por colunas de areia ou brita que transformam

esse solo em um material de maior resistência ao cisalhamento e de menor compressibilidade (Keykhoropur *et al.* 2012).

As colunas são dispostas em uma malha quadrada ou triangular sobre o aterro calculada (e.g., Ehrlich, 1993) em função de sua altura, propriedades e sobrecarga atuante sobre o aterro. A carga é transmitida às colunas por arqueamento (Terzaghi, 1943). Na interface entre o aterro e o topo das colunas, pode ser empregada uma plataforma de transferência de carga com o objetivo de redistribuir as cargas do aterro para as colunas, permitindo o maior espaçamento entre elas. Esta plataforma pode ser formada por capitéis e uma ou mais camadas de geossintético ou geogrelhas e camadas de solo compactado de areia ou brita (Figura 2-2).

A principal vantagem do uso da geogrelha é a diminuição dos recalques quando comparados com aqueles provocados por aterros convencionais. Almeida *et al.* (2008) comprovam a eficácia dessa técnica na redução dos recalques através do estudo do comportamento de dois aterros estruturados executados na Barra da Tijuca (RJ). Almeida e Marques (2010) citam que, além da redução de recalques, a geogrelha também traz outros benefícios como: a separação entre os materiais do aterro e da fundação, o reforço da base do aterro, distribuição e transmissão das cargas que não foram transmitidas por arqueamento para as estacas e distribuição e transmissão das cargas horizontais proveniente do aterro para as estacas.

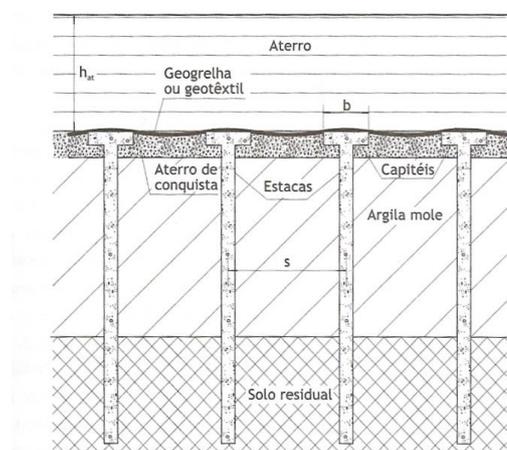


Figura 2-2: Esquema de um aterro sobre estacas reforçado com geossintético (Almeida *et al.*, 2008)

Como as colunas são constituídas de material granular, apresentando elevada permeabilidade, elas funcionam também como drenos verticais, contribuindo para a dissipação de poropressões, acelerando o adensamento e o tempo de construção da obra. Devido à dissipação de poropressão, a compressibilidade do solo mole é reduzida e a capacidade de carga e resistência ao cisalhamento são aumentadas.

Em resumo, as colunas granulares contribuem para o aumento de rigidez do conjunto solo/coluna, aceleram os recalques e, conseqüentemente, o tempo de execução da obra, e diminuem consideravelmente os recalques pós-construção.

2.1.4 Colunas granulares encamisadas

A técnica das colunas granulares encamisadas, também conhecidas como GEC (Geosynthetic Encased Columns), foi desenvolvida na Alemanha em meados de 1990 e consiste no encamisamento das colunas granulares com um material geotêxtil com alto módulo e baixo coeficiente de fluência. O principal objetivo é promover o confinamento radial do material não coesivo utilizado nas colunas, aumentando a capacidade de resistência lateral e, conseqüentemente, a capacidade de carga da coluna. Em argilas muito moles ($S_u < 15 \text{ kPa}$), o uso de colunas granulares de brita convencionais provoca grandes deformações laterais da coluna, pois o solo não possui capacidade suficiente de confinamento, sendo o uso do geossintético uma boa alternativa para esses casos (Tandel *et al.*, 2013). A Figura 2-3 mostra o esquema de uma coluna granular encamisada por geossintético sob um aterro.

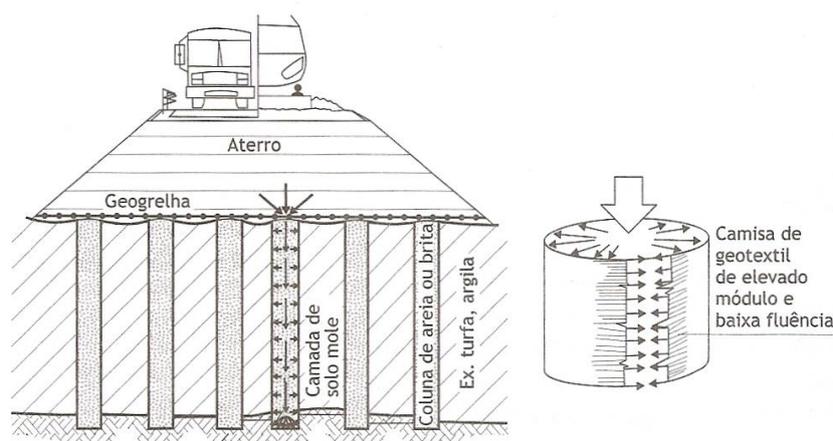


Figura 2-3: Esquema de coluna granular encamisada por geossintético sob aterro (Raithel e Kempfert, 2000).

Se comparadas a outro tipo de colunas como as de concreto, as colunas granulares são menos rígidas. O material granular que compõe as colunas sofre deformação radial devido à ação do carregamento vertical gerado pelo aterro e expande, exercendo pressão lateral no solo ao seu redor. O uso do encamisamento melhora a resistência radial da coluna, mas ainda permite uma pequena deformação radial, provocando um recalque do material granular no topo da coluna. Assim sendo, este sistema não é completamente livre de recalques, embora estes ocorram praticamente todo durante a fase de construção da obra, podendo ser corrigido aumentando-se a altura do aterro durante a fase construtiva.

McKenna *et al.* (1975) relataram casos onde colunas granulares não foram restringidas pela argila mole ao seu redor, provocando o abaulamento excessivo da coluna, levando ao seu colapso e, além disso, também registraram a entrada da argila nos vazios do agregado. A mistura entre a argila e o agregado dentro da coluna reduz a capacidade de carga da mesma e diminui sua capacidade de drenagem. Para estes casos, o desempenho das colunas granulares pode ser melhorado com o uso de encamisamento feito por materiais geossintéticos para promover suporte lateral adicional às colunas granulares (Gniel e Buazza, 2010). Com isso, a coluna granular torna-se mais rígida e as tensões horizontais radiais geradas pela expansão da coluna são equilibradas pela resistência do geossintético confinante somado à reação horizontal da argila mole. O encamisamento também impede a mistura da argila mole dentro da coluna de agregado e mantém intacta a capacidade de drenagem da coluna granular (Almeida *et al.* 2015).

De acordo com Alexiew (2002), as principais características do sistema composto por GECs são:

- A função principal é o confinamento radial na coluna granular provido pelo reforço do geossintético;
- A segunda função é a separação, drenagem e filtração;
- Os sistemas compostos pelas GECs não são completamente livres de recalques;
- As GECs são tipicamente elementos de apoio de extremidade que transferem as cargas do aterro para um substrato competente adjacente inferior;
- São permeáveis e praticamente não influenciam o fluxo de água dos lençóis freáticos, possuindo vantagens ecológicas;
- Podem funcionar como drenos verticais, embora não seja sua função principal;
- O encamisamento é um elemento de reforço fundamental capaz de atender a altos padrões de qualidade e especificações em projeto de engenharia;
- É extremamente recomendável instalar um geossintético horizontal na interface do aterro com as colunas para igualar recalques, para separar o aterro do solo mole de fundação e para aumentar a estabilidade global e para controlar forças de espraiamento.

Para um bom desempenho do geossintético no uso de colunas granulares, este não pode possuir juntas ou costura, que criam zonas de fraqueza e uma redução do módulo de rigidez ao longo desta direção. Até agora, a faixa do módulo de rigidez do geossintético exigido pelos projetos varia entre 1000 kN/m a 4000 kN/m e a tensão de tração última entre 100 kN/m a 400 kN/m (Housseinpour, 2015). É importante

também a distinção do uso de geotêxtil tecidos e não tecidos, sendo observadas diferenças a respeito da relação tensão-deformação. Segundo Kempfert (1996) e Raithel *et al.* (2002), o uso de geotêxtil não tecido possui vantagens e também age como elemento de filtro, mantendo a capacidade de drenagem da coluna.

Em relação ao material da coluna granular de brita, segundo FHWA (1983) o ângulo de atrito (ϕ_c) e o módulo de elasticidade (E_c) usados para colunas granulares varia de 38° a 50° e entre 60 e 80 MPa, respectivamente. A

Tabela 2-1 mostra alguns valores de ângulo de atrito e módulo de elasticidade sugeridos pela literatura baseadas em estudos numéricos e experimentais.

Tabela 2-1: Valores de E_c e ϕ_c para colunas de brita (Lima, 2012)

E_c (MPa)	ϕ (°)	Referência
30 – 100	–	Lambe e Whitman (1979)
30 – 58	38 – 45	FHWA (1983)
–	38 – 42	Besançon <i>et al.</i> (1984)
–	41	Mitchell e Huber (1985)
–	38	Domingues (2005)
30	38	Mestat <i>et al.</i> (2004 e 2006)
55	43	Ambily e Gandhi (2007)
32	38	Guétif <i>et al.</i> (2007)
70	35	Gäb <i>et al.</i> (2009)
30	40	Tan <i>et al.</i> (2008)
22,5 – 67,5	41 – 53	Cimentada e da Costa (2008)
32	38	Bouassida <i>et al.</i> (2009)
14	–	Weber <i>et al.</i> (2009)
–	> 40	Herle <i>et al.</i> (2009)
100	38	Castro e Sagaseta. (2009)
75	40	Foray <i>et al.</i> (2009)
–	41,5	Murugesan e Rajagopal (2010)
55	43	Choobbasti <i>et al.</i> (2011)
60	38	Six <i>et al.</i> (2012)

2.1.5 Métodos Construtivos

Existem dois tipos de métodos construtivos para colunas granulares encamisadas: com ou sem o deslocamento lateral da argila.

2.1.5.1 Com deslocamento lateral

Para casos de argilas muito moles, geralmente as colunas são executadas com deslocamento lateral da argila conforme exemplificado na Figura 2-4. Colunas encamisadas executadas com deslocamentos da argila tem, em geral, diâmetro da

ordem de 0,80 m, sendo o diâmetro do geotêxtil igual ao diâmetro interno do tubo (Alexiew *et al.* 2003). Nesse caso uma camisa metálica de ponta fechada e articulada é inserida na argila, com uso de vibração se necessário, até a atingir a profundidade desejada. Em seguida, o encamisamento é colocado no furo com um funil preso em seu topo, por onde é feito o preenchimento do material granular. A ponta da camisa então abre e esta é sacada com vibração para compactar o material de preenchimento. A Figura 2-5 ilustra algumas etapas do processo construtivo das colunas encamisadas com deslocamento.

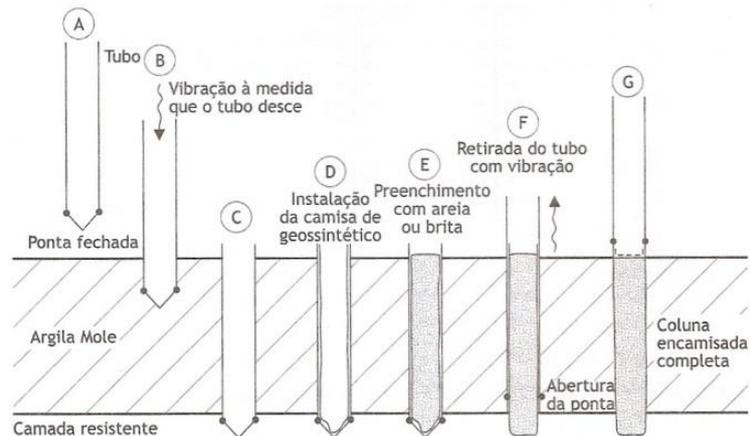


Figura 2-4: Método do descolamento para coluna granular encamisada (Raithel e Kempfert, 2000)



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2-5: (a) Fixação do geossintético ao funil. (b) Preenchimento da coluna com material granular. (c) Preparação para sacar a camisa metálica. (d) Coluna granular encamisada pronta.

2.1.5.2 Sem deslocamento lateral

Neste método, um tubo de revestimento metálico aberto é cravado no solo até a camada subjacente inferior e o material é então removido com o uso de hélice contínua. O geotêxtil é inserido no furo de forma análoga ao método com deslocamento, o preenchimento com material granular é feito com um funil e o tubo é sacado. A Figura 2-6 e Figura 2-7 mostram a sequência executiva.

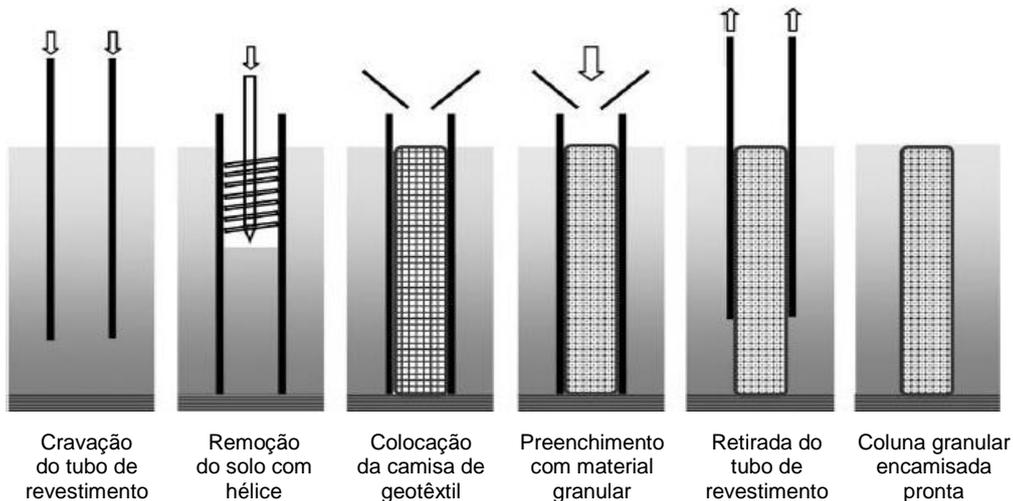


Figura 2-6: Sequência executiva de coluna granular encamisada pelo método sem deslocamento (Gniel e Bouazza, 2010).



Figura 2-7: Escavação pelo método sem deslocamento (Alexiew *et al.* 2005).

2.1.6 Efeito de instalação das colunas

O processo de instalação das colunas granulares gera um acréscimo de tensão horizontal no solo próximo de onde foi instalada, levando a um amolgamento da argila mole ao seu redor, ou seja, uma mudança das características geotécnicas da zona amolgada devido às perturbações geradas pela instalação da coluna.

O acréscimo de tensão horizontal também gera um excesso de poropressão. O excesso de poropressão é dissipado pelo material da coluna, que é drenante, interferindo no índice de vazios e , e, portanto, no adensamento do solo ao longo do tempo (Roza, 2012).

A obtenção de parâmetros geotécnicos após a instalação das colunas não é prática comum na engenharia geotécnica, com poucos casos na literatura. Em casos de análises numéricas axissimétricas a simulação da instalação das colunas, com a expansão de uma cavidade no solo, pode ser realizada, porém a chance de insucessos é grande e o tempo gasto para esta tarefa também pode ser muito alto (Lima, 2012).

Weber (2008) argumenta que a técnica da variação do coeficiente de empuxo deve ser utilizada quando não é possível simular o efeito de instalação das colunas individualmente. Deste modo, para a simulação do efeito de instalação das colunas de brita no solo adjacente a esta, deve-se aumentar o coeficiente de empuxo do solo.

A Tabela 2-2 apresenta uma compilação de valores publicados para o coeficiente de empuxo do solo majorado K^* por diversos autores utilizando-se diferentes metodologias.

Tabela 2-2: Valores de K^* publicados (adaptada de Elshazly et al., 2008)

Referência	Valor de K^*
Goughnour (1983)	Entre K_0 e $1/K_0$
Pribe (1995)	1,0
Watts et al. (2000)	Entre K_0 e K_p
Pitt et al. (2003)	0,4 a 2,2 - Média de 1,2
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
Guertif 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)	$1,4K_0$
Choobbasti et al. (2011)	0,5 – 2,1

2.1.7 Célula Unitária e Razão de Substituição

As colunas granulares de diâmetro d_c são dispostas em malhas quadradas ou triangulares com espaçamento l , comumente entre 1,5 e 2,5 (Almeida e Marques, 2010), definido de acordo com as características geotécnicas do solo. A escolha da malha (quadrada ou triangular) é feita considerando-se critério da altura crítica (McGuire et al. 2012).

A maioria dos métodos de projeto de colunas granulares utiliza o conceito de célula unitária, composta pela coluna granular e o solo circundante (Figura 2-8). A ideia consiste na aproximação da área de influência da coluna em uma célula de diâmetro equivalente $d_e = 1,13l$ (Figura 2-8a) ou $d_e = 1,05l$ (Figura 2-8b), respectivamente para os casos de malha quadrada e malha triangular. A área da coluna pode ser definida como $A_c = \pi d_c^2/4$; a área total da célula como $A = \pi d_e^2/4$; e a área do solo mole ao redor da coluna como $A_s = A - A_c$.

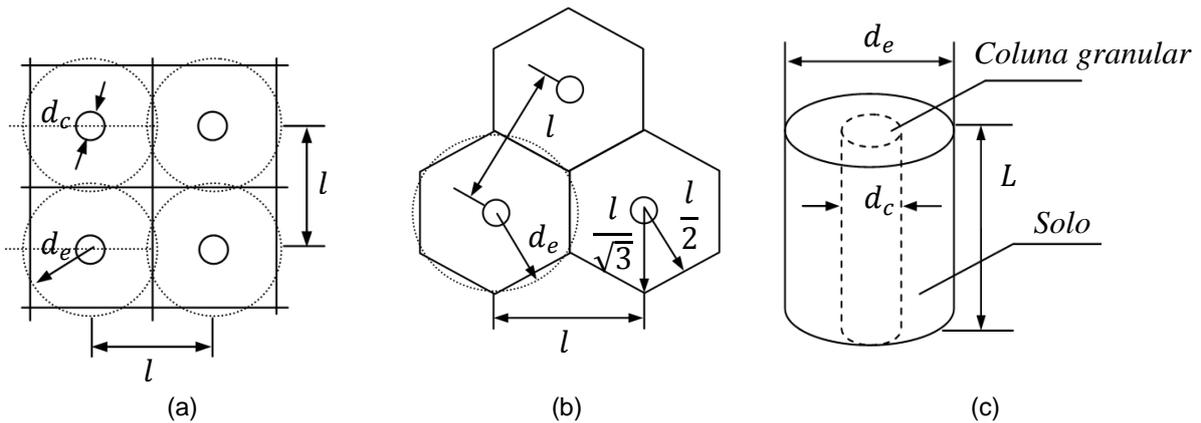


Figura 2-8: Esquema das colunas granulares (a) malha quadrada; (b) malha triangular; (c) célula unitária. (adaptado Housseinpour, 2015).

O coeficiente de substituição a_c é a razão entre a área da coluna granular e a área de influência da coluna. Assim sendo:

$$a_c = \frac{A_c}{A} = c \left(\frac{d_e^2}{l^2} \right), \quad (2-1)$$

onde $c = \pi/4$ e $\pi/(2\sqrt{3})$, respectivamente para malha quadrangular e triangular.

Pode-se definir também:

$$a_s = \frac{A_s}{A} = 1 - a_c \quad (2-2)$$

ou seja, quanto mais perto as colunas forem instaladas, maior é a razão de substituição. Valores típicos para este coeficiente variam entre 15% e 30% (Matsui *et al.* 2001).

2.1.8 Concentração de tensões

Quando o aterro é construído e o conjunto solo-coluna é carregado, uma concentração de tensões é gerada ao redor da coluna, pois ela possui rigidez maior que a do solo mole circundante e por isso acaba absorvendo a maior parte do carregamento aplicado pelo aterro. A razão entre os acréscimos de tensões verticais na coluna $\Delta\sigma_{vc}$ e na argila mole ao seu redor $\Delta\sigma_{vs}$ é conhecido como o fator de

concentração de tensões (Figura 2-9). Esta razão é denominada como fator de concentração de tensão n e pode ser expressa como:

$$n = \frac{\Delta\sigma_{vc}}{\Delta\sigma_{vs}} \quad (2-3)$$

Usualmente, n é adotado como sendo o valor máximo ao final do processo de adensamento no topo das colunas granulares, considerando-se a tensão média e varia com a profundidade.

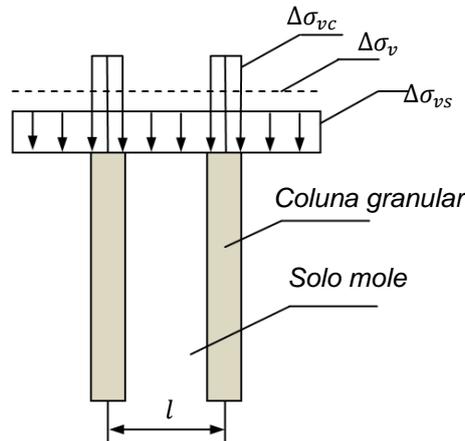


Figura 2-9: Distribuição de tensões (adaptado de Hosseinpour, 2015)

Estudos numéricos correlacionaram o fator de concentração de tensões n com a razão entre o módulo de elasticidade da coluna E_c e o módulo de elasticidade do solo argiloso E_s (Barksdale e Bachus, 1983). Os resultados obtidos são expressos pela equação (Han, 2010):

$$n = 1 + 0,217 \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (2-4)$$

Han (2010) recomenda valores de E_c/E_s inferiores a 20, para o qual se obtém $n = 5$ (valor máximo de n). Os valores de n recomendados para colunas de brita e de areia (Barksdale e Bachus, 1983; Kitazume, 2005) devem ser entre 2 e 5.

O acréscimo de tensão vertical no solo mole, $\Delta\sigma_{vs}$ e na coluna, $\Delta\sigma_{vc}$ pode ser calculado a partir da condição de equilíbrio vertical causada pelo acréscimo de tensão vertical média $\Delta\sigma_v$ proveniente da sobrecarga do aterro conforme:

$$\Delta\sigma_v A = \Delta\sigma_{vc} A_c + \Delta\sigma_{vs} A_s \quad (2-5)$$

Dividindo-se ambos os lados por A , tem-se:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_c a_c + \Delta\sigma_{vs} (1 - a_c) \quad (2-6)$$

Substituindo-se a Eq. (2-2) em (2-3) e explicitando cada termo, tem-se:

$$\Delta\sigma_{vs} = \frac{\Delta\sigma_v}{[1 + (n - 1)a_c]} = \mu_s \Delta\sigma_v \quad (2-7)$$

$$\Delta\sigma_{vc} = \frac{n \cdot \Delta\sigma_v}{[1 + (n - 1)a_c]} = \mu_c \Delta\sigma_v \quad (2-8)$$

A tensão vertical total que age na coluna depende, portanto, do diâmetro e da distância entre eixos das colunas granulares e dos parâmetros de resistência do solo mole e da coluna. Barksdale e Takemufi (1991) mostraram que o valor do fator de concentração de tensões decresce com o aumento de a_c .

2.1.9 Fator de Redução de Recalques

Em casos de obras sobre solos moles, recalques excessivos são esperados e colunas granulares são construídas com o objetivo de minimizar esses recalques. Com o intuito de determinar a melhoria que esta técnica proporciona em função da diminuição dos recalques esperados, o conceito de fator de redução de recalques β é utilizado em muitos métodos de cálculo. Este fator determina a relação entre o recalque do solo natural previsto sem a execução das colunas, Δh , e o recalque do solo tratado com as colunas, Δh_s , e é expresso como:

$$\beta = \frac{\Delta h}{\Delta h_s} \quad (2-9)$$

sendo m_v o coeficiente de compressibilidade do solo não tratado igual ao inverso do módulo edométrico, $m_v = 1/E_{oed}$, considerado constante ao longo do processo de adensamento, tem-se:

$$\Delta h = h_{arg} m_v \Delta\sigma_v \quad (2-10)$$

Este método de cálculo não considera o efeito que a execução das colunas produz no solo existente. Admite-se que os recalques são uniformes na coluna e no solo circundante.

Considerando-se que o recalque do conjunto solo-coluna aconteça apenas devido ao recalque do solo mole, e desprezando-se o efeito do amolgamento gerado pela instalação da coluna, este recalque pode ser determinado como:

$$\Delta h_s = h_{arg} m_v \Delta\sigma_{vs} \quad (2-11)$$

Sendo h_{arg} a espessura da camada mole.

Substituindo-se (2-11) e (2-10) em (2-9), obtém-se:

$$\beta = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\sigma_{vs}} \quad (2-12)$$

Substituindo-se (2-7) e (2-8) em (2-12), tem-se:

$$\beta = 1 + (n - 1)a_c \quad (2-13)$$

Raithel *et al.* (2005) e Alexiew *et al.* (2005) relataram o sucesso do GEC em alguns projetos na Europa. Mello *et al.* (2008) relatam a primeira vez que ele foi usado na América do Sul, em São José dos Campos, SP, Brasil. A Figura 2-10 mostra resultados do fator de redução de recalques β versus razão de substituição a_c para aterros construído em colunas de brita sem camisa e colunas encamisadas obtidos em diferentes projetos por Kempfert (2003) e Raithel *et al.* (2005). Observa-se que as colunas encamisadas apresentam, em geral, fator de redução de recalques β maiores que os das colunas sem brita, comprovando que o encamisamento contribui para a redução de recalques.

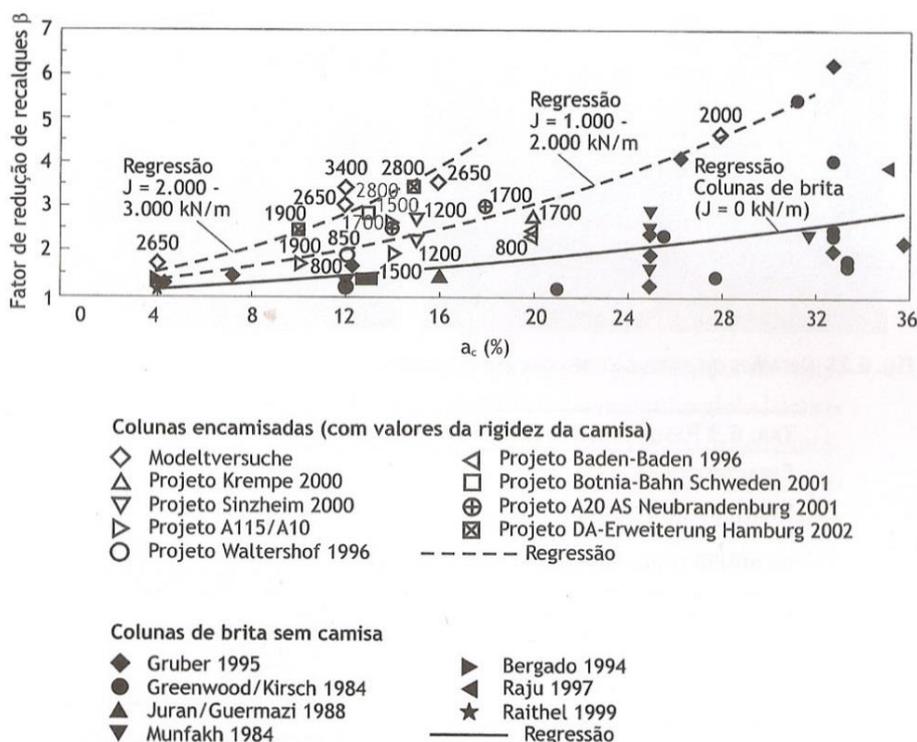


Figura 2-10: Fatores de redução de recalques em função da razão de substituição a_c (Almeida e Marques, 2010).

2.1.10 Capacidade de Carga

O estudo da capacidade de carga das colunas granulares deve ser feito para a análise de compatibilidade de deformações considerada em projeto. As forças verticais que agem sobre a coluna são resistidas por três tipos de mecanismos: atrito lateral ao longo do comprimento da coluna, resistência de ponta e confinamento lateral exercido pelo solo mole circundante.

A mobilização do atrito lateral e da resistência de ponta é similar às estacas longas (estacas de concreto). As colunas granulares apresentam uma deformação radial sob a ação das cargas verticais em seu topo, provocando o aparecimento de uma tensão radial confinante no solo ao redor da coluna. Como a tensão horizontal do

solo mole é menor nas camadas superiores, a deformação lateral da coluna é maior nesta região (Lima, 2012).

2.1.11 Tipos de Ruptura em Colunas Granulares

Segundo Housseinpour (2015), o comportamento das colunas sujeitas a cargas verticais é resultado da interação dos diversos elementos que compõe o sistema: solo mole-coluna, coluna-coluna, solo mole-plataforma de transferência de carga e coluna-plataforma de transferência de carga.

Se a coluna carregada verticalmente for considerada um elemento isolado, ou seja, não se considerando o efeito de grupo entre as colunas, há três mecanismos principais de ruptura (Lima, 2012):

- Devido à expansão lateral excessiva da coluna, fenômeno conhecido como “bulging” (Figura 2-11a). Isso ocorre devido à baixa capacidade do solo mole em confinar a coluna, não impedindo sua deformação. Como a tensão horizontal do solo cresce com a profundidade e esta tensão é a responsável pelo confinamento radial, a ruptura por “bulging” ocorre próximo ao topo da coluna. O uso de geossintéticos para encamisar a coluna contribui para o confinamento radial da coluna, aumentando a segurança quanto a esse tipo de ruptura;
- Devido ao cisalhamento no topo da coluna, semelhante ao processo de ruptura em fundações rasas (Figura 2-11b). Para evitar esse tipo de falha, pode-se substituir a camada superficial de solo por um solo mais competente ou uma camada de aterro pode ser adicionada sobre a coluna;
- Devido à insuficiente resistência de ponta ou atrito lateral, podendo gerar deslocamentos verticais da coluna e conseqüentemente do aterro sobre ela (Figura 2-11c). A verificação da resistência de ponta e do atrito lateral é feita de forma análoga ao caso de uma estaca rígida. No caso de colunas flutuantes, deve-se ter especial atenção à capacidade de carga da coluna, pois não há contribuição significativa da ponta, já que a coluna está assente em um solo com baixa capacidade de suporte e isso pode gerar deslocamentos verticais excessivos. Para solucionar este problema, aumenta-se o diâmetro e o comprimento da coluna.

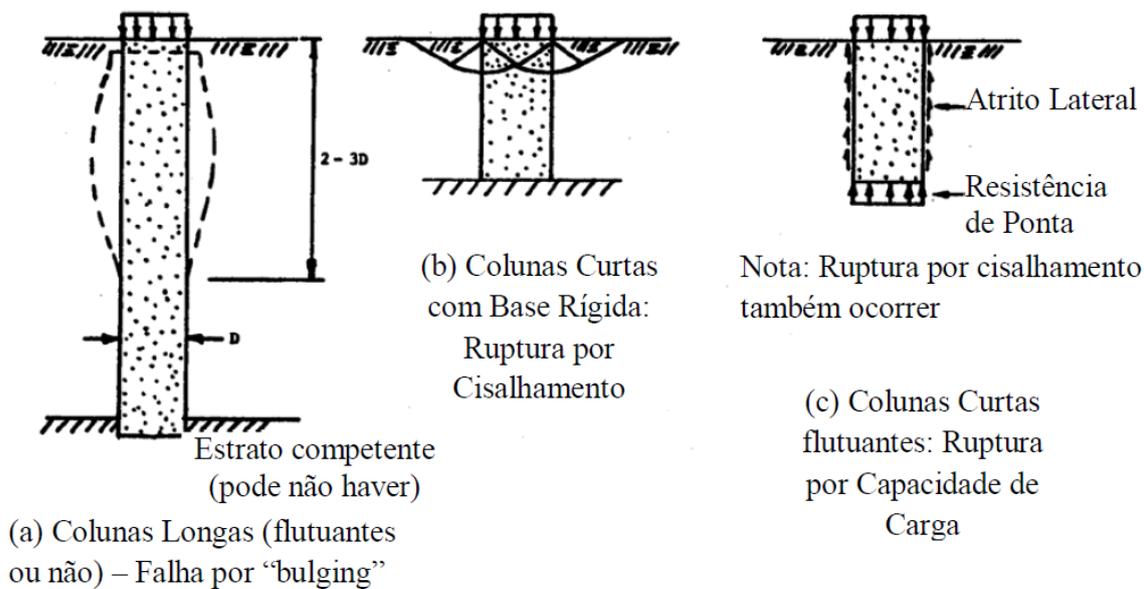


Figura 2-11: Tipos de ruptura (FHWA, 1983)

Para a análise considerando-se o conjunto de colunas, FHWA (1983) diz que colunas de brita apresentam capacidade de carga individual um pouco superior que quando comparadas ao valor obtido em uma coluna isolada. Isso ocorre, pois as colunas centrais encontram-se confinadas pelas colunas ao seu redor, aumentando a rigidez do conjunto.

Para o grupo de colunas, também deve ser verificada a resistência de ponta e lateral da coluna. Além dessas verificações, a análise de estabilidade global (envolvendo a fundação e o corpo do aterro) deve ser realizada, bem como a estabilidade lateral dos taludes de aterro.

2.2 Investigações Geotécnicas

Para a elaboração de um projeto de aterro, é necessário conhecer a estratigrafia do solo, bem como os parâmetros geotécnicos que compõem as diversas camadas do subsolo. Para isto, são feitas investigações geotécnicas, onde são realizados diversos ensaios de laboratório e de campo. É comum realizar os ensaios em ilhas de investigação de forma contígua, possibilitando a comparação de um mesmo parâmetro obtido em diferentes ensaios. A

Tabela 2-3 mostra as vantagens e desvantagens dos ensaios de campo e de laboratório, porém estes ensaios se complementam sendo ambos necessários para uma boa caracterização.

Tabela 2-3: Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles (Almeida, 1996)

Tipo de ensaio	Vantagens	Desvantagens
Laboratório	Condições de contorno bem definidas	Amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume de solo ensaiado
	Trajétórias de tensões conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral, mais caro do que ensaio de campo
Natureza do solo identificável		
Campo	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas, exceto o pressiômetro autocravante
	Medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone)	Condições de drenagem desconhecidas
	Maior volume de solo ensaiado	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido do que ensaio de laboratório	Natureza do solo não identificada (exceção: sondagem a percussão)

Primeiramente, analisam-se mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e faz-se um levantamento de investigações geotécnicas e até de estudos que tenham sido realizados nas proximidades. Em seguida, iniciam-se as investigações preliminares, onde são realizadas as sondagens à percussão. O principal objetivo nesta etapa é a determinação das camadas do solo. Também se pode fazer a caracterização do solo determinando-se a umidade e os limites de Atterberg nas amostras de sondagens. Esta caracterização é muito importante para caso de solos muito moles onde N_{SPT} costuma ser nulo em toda a camada e não se consegue distinguir a natureza e a consistência dos diferentes solos, além disso, a literatura dispõe de correlações desses índices com parâmetros de resistência que permitem uma avaliação preliminar do solo. Na etapa seguinte, são feitas as investigações complementares onde são realizados ensaios de campo e laboratório para determinação dos parâmetros geotécnicos que serão usados para elaboração do projeto. A Tabela 2-4 resume os ensaios executados usualmente para este tipo de obra e os parâmetros que podem ser obtidos em cada um.

Tabela 2-4: Características gerais dos ensaios de laboratório e campo, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações (Almeida e Marques, 2010).

Ensaio	Tipo	Objetivo do Ensaio	Principais parâmetros obtidos	Outros parâmetros	Observações e recomendações
Laboratório	Caracterização Completa	Caracterização geral do solo; interpretação dos demais ensaios	w_n, w_L, w_p, G_s , curva granulométrica	Estimativa de compressibilidade	Recomenda-se a determinação do teor de matéria orgânica em solos muito orgânicos e turfa
	Adensamento	Cálculos de recalques e de recalques x tempo	$C_c, C_s, \sigma'_{vm}, c_v, e_0$	E_{oed}, C_α	Essencial para cálculo de magnitude e velocidade de recalques; pode ser substituído pelo ensaio contínuo CRS
	Triaxial UU	Cálculos de estabilidade (S_u é afetado pelo amolgamento)	S_u		É mais afetado pelo amolgamento do que o ensaio CU
	Triaxial CU	Cálculos de estabilidade; parâmetros para cálculos de deformabilidade 2D (MEF)	S_u, c', ϕ'	E_u	Ensaio CAU (adensamento anisotrópico) é o mais indicado
Campo	Palheta	Cálculos de estabilidade	S_u, S_t	OCR	Essencial para determinação da resistência não drenada da argila
	Piezocone (CPTu)	Estratigrafia; recalques x tempo (a partir do ensaio de dissipação)	Estimativa do perfil de $S_u, c_h (c_v)$	Perfil de OCR, K_0, E_{oed}, S_T	Ensaio recomendado pela relação custo/benefício favorável
	Tbar	Resistência não drenada	Estimativa do perfil de S_u		Não requer correção de poropressão; mais comumente usado em offshore
	Dilatômetro (DMT)	Ensaio complementa, em geral	S_u, OCR, K_0	c_h, E_{oed}	Menos comum em argilas muito moles
	Pressiômetro (PMT)	Ensaio complementar, em geral	S_u, G_0	c_h	Menos comum em argilas muito moles

3 FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS

A análise de problemas de Geotecnia tradicionalmente é feita baseada nos princípios da Mecânica dos Solos, desenvolvidos por Terzaghi, na teoria da Elasticidade e pelos métodos de equilíbrio limite. O desenvolvimento tecnológico nas últimas décadas resultou na evolução dos computadores, possibilitando o uso de métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método das Diferenças Finitas (MDF), para a análise de problemas de engenharia, permitindo a utilização de modelos constitutivos mais complexos. No campo da Geotecnia, programas que utilizam métodos numéricos, estão sendo cada vez mais utilizados nas análises de deformações e de tensões geradas no solo ou na rocha para os diferentes casos de solicitação em obras de Engenharia Civil.

Para a análise numérica do desempenho das colunas granulares encamisadas por geossintéticos, será utilizado o software *Plaxis*, que se baseia no método dos elementos finitos, tendo sido desenvolvido para estudo das deformações no solo, de estabilidade e de fluxo de água pelo interior do maciço, aplicados à engenharia geotécnica. O programa permite a análise de problemas geotécnicos e de interação solo-estrutura, permitindo a simulação das fases construtivas. Além disso, o programa disponibiliza diferentes modelos constitutivos para descrever o comportamento de acordo com o tipo de solo, solicitação e problema de engenharia que se deseja analisar.

3.1 Modelos Constitutivos

O programa *Plaxis* dispõe de diversos modelos constitutivos desde o mais simples, como o linear elástico (LE), até os mais complexos, como o *Hardening Soil* (HS). A confiabilidade do modelo numérico depende da escolha adequada do modelo constitutivo, devendo este ser representativo do comportamento tensão-deformação para os diferentes materiais que compõe o problema geotécnico.

Dentre os modelos constitutivos disponíveis no *Plaxis*, destacam-se para uso neste trabalho, o modelo *Mohr Coulomb* (MC) e o modelo *Soft Soil*(SS). Este capítulo apresenta uma descrição breve destes dois modelos. Maiores detalhes sobre modelos constitutivos podem ser obtidos em Helwany (2007) e Brinkgreve (2012).

3.1.1 Modelos elásticos-linear

Materiais elásticos são aqueles que se deformam ao serem solicitados por uma força, mas que, quando esta é removida, retornam a sua configuração inicial. Ou seja, estes materiais são conservativos, pois o trabalho realizado pelas tensões exteriores aplicadas durante o incremento de deformação é armazenado, sendo recuperado totalmente após a descarga.

Os modelos elásticos lineares são fundamentados na lei de *Hooke*, baseando-se na relação linear existente entre tensões e deformações para materiais isotrópicos. Apenas dois parâmetros são necessários para descrever o modelo: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Para um caso unidimensional, a lei pode ser descrita como $\sigma = E\varepsilon$. Para um caso tridimensional, a relação tensão deformação pode ser descrita como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{bmatrix} \quad (3-1)$$

A lei de Hooke não é apropriada para solos porque estes não são isotrópicos e não apresentam comportamento linear. Apesar disso, o solo é idealizado como um material linear elástico e isotrópico para algumas situações e, só assim, a Lei de Hooke pode ser utilizada para estimar as deformações elásticas associadas à tensão aplicada em uma massa de solo (Helwany, 2007). Os modelos lineares elásticos são mais empregados para simular elementos estruturais, como paredes de concreto ou geossintéticos.

3.1.2 Modelos elastoplásticos

Um material elastoplástico possui duas parcelas de deformação: a elástica e a plástica. A parcela elástica é aquela que é recuperada quando o material é descarregado, enquanto que a parcela plástica não retorna a sua configuração original, representando uma deformação permanente irreversível. A parcela elástica pode ser descrita de acordo com a Lei de Hooke, conforme item anterior, já a parcela plástica é baseada na teoria da plasticidade. A teoria da plasticidade é definida por três princípios básicos: o critério da plastificação, que determina quando o material encontra-se no domínio elástico ou no plástico; a lei de fluxo que determina a direção do incremento de deformação plástica causada pelo incremento de tensão; e a lei de endurecimento, que controla a forma da resposta tensão-deformação durante a deformação plástica (Helwany, 2007).

A Figura 3-1 ilustra três modelos elastoplásticos. A Figura 3-1a mostra o modelo elastoplástico perfeito. O trecho OA corresponde ao trecho elástico regido pela Lei de Hooke. Para um descarregamento feito em qualquer ponto entre A e B, as deformações plásticas não se recuperam quando o estado de tensão regressa ao seu valor inicial. Quando ele é recarregado, o material responde elasticamente até o ponto de onde se efetuou a descarga. Quando se atinge o estado último (trecho BC), a tensão de escoamento permanece constante com o aumento das deformações plásticas, formando uma superfície fixa de plastificação. A Figura 3-1b mostra o modelo elastoplástico com endurecimento do material com a deformação, ou seja, a tensão de escoamento aumenta. A Figura 3-1c mostra o modelo elastoplástico com amolecimento do material, havendo a diminuição da tensão de escoamento. O endurecimento e o amolecimento só ocorrem quando há o escoamento e não há ruptura do material.

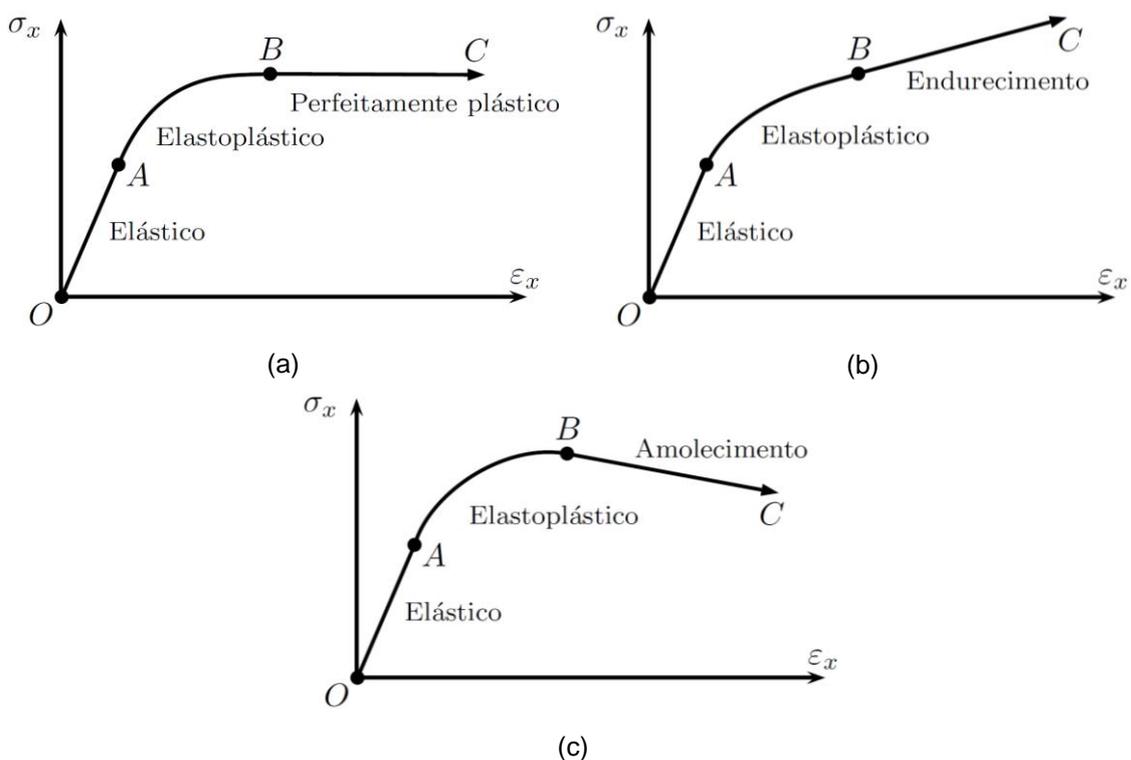


Figura 3-1: Comportamento tensão-deformação de um solo a) modelo elastoplástico perfeito; b) modelo elastoplástico com endurecimento; c) modelo elastoplástico com amolecimento.

3.1.3 Modelo Mohr Coulomb

Conforme se pode observar na Figura 3-2, trata-se de um modelo linear elástico perfeitamente plástico (sem endurecimento) que obedece ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb, ou seja, o solo se comporta como linear elástico até a ruptura, quando passa a ter um comportamento plástico sem que haja variação do

estado de tensão. Assim sendo, existe uma curva fixa no espaço de escoamento, não sendo possível atingir estados exteriores a essa superfície.

A condição de escoamento de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb para estados de tensões gerais. Esta condição garante que a lei de atrito de Coulomb é obedecida para qualquer plano dentro de um elemento do material.

Os parâmetros necessários para sua utilização são o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) para definir o comportamento elástico do solo; a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ) para definir o comportamento plástico após o escoamento; e a dilatância (ψ) para modelar o incremento positivo de deformação plástica volumétrica (dilatância) como é observado para solos compactados. (Brinkgreve, 2012).

O modelo é recomendado para uma primeira análise de problemas, nos quais os solos em estudo apresentem uma rigidez média constante ou uma rigidez que aumente linearmente com a profundidade. Permite uma primeira estimativa das deformações de forma relativamente rápida. Não obstante, embora o modelo consiga contabilizar o aumento da rigidez com a profundidade, este não tem capacidade para considerar as trajetórias de tensão ou estados de tensões anteriores e ainda a anisotropia dos solos (Carreira, 2014).

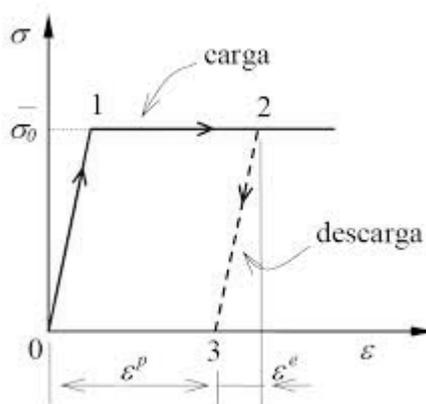


Figura 3-2: Modelo linear elástico perfeitamente plástico

3.1.4 Modelo Cam clay modificado

O modelo modificado Cam clay (Roscoe e Burland, 1968; Schofield e Wroth, 1968) é baseado na Teoria dos Estados Críticos (Roscoe *et al.*, 1958) para descrever o comportamento dos solos. O modelo é capaz de prever a dependência da rigidez com o nível de tensões, a distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento, a compressão e a dilatância, a história do estado de tensões de sobreadensamento e o critério de ruptura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb. O modelo assume que o solo esteja completamente saturado e, portanto, a variação de volume ocorre exclusivamente devido à expulsão de água dos vazios. O modelo

também é baseado na teoria da plasticidade, sendo capaz de prever variações de volumes realísticas devido a carregamentos de vários tipos (HELWANY, 2007).

O estado crítico é caracterizado por uma deformação a volume constante sem que haja alteração no estado de tensões do solo. A Teoria de Estado Crítico (Roscoe *et al.*, 1958) caracteriza uma amostra de solo por três parâmetros: tensão efetiva média (p'), tensão desviadora (q) (tensão cisalhante) e índice de vazios (e). A tensão efetiva média e a tensão desviadora são calculadas como:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (3-2)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2} \quad (3-3)$$

Na derivação do modelo é assumido que, em uma amostra de solo adensado sob tensões isotrópicas ($p' = \sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) a relação do índice de vazios (e) com $\ln p'$ é uma reta chamada de reta virgem de compressão isotrópica (Figura 3-3), que caracteriza o domínio normalmente adensado, onde λ é a inclinação da reta virgem e κ é a inclinação do trecho descarga-recarga. As equações da reta virgem de compressão e do trecho de descarga-recarga podem ser expressas respectivamente por:

$$e = e_N - \lambda \ln p' \quad (3-4)$$

$$e = e_C - \kappa \ln p' \quad (3-5)$$

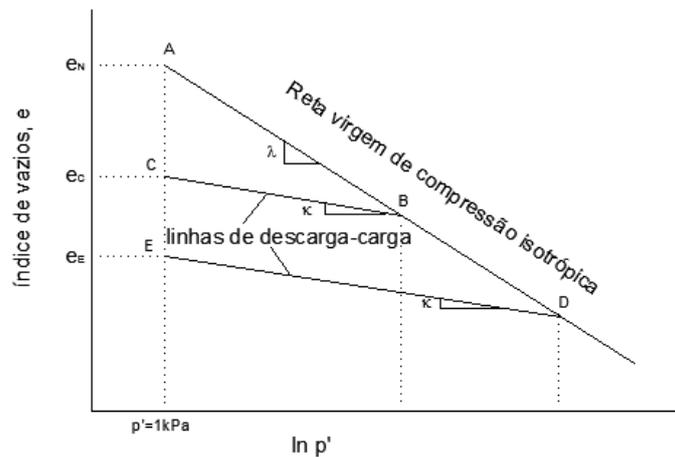


Figura 3-3: Curva de compressão oedométrica no plano índice de vazios versus tensão efetiva média (escala logarítmica).

A reta virgem de compressão também existe no plano $e - p'$ e tem a forma $q = 0$ no plano $p' - q$ conforme mostrado na Figura 3-4a.

Através do ensaio de compressão oedométrica é possível traçar o gráfico $e \times \log \sigma'_v$ e obter os índices de compressão C_c e índice de recompressão C_s . A relação desses índices com λ e κ é:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} = \frac{C_c}{2,3} \quad (3-6)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} = \frac{C_s}{2,3} \quad (3-7)$$

A representação da condição de estado crítico é a linha de estado crítico representada no espaço $e - p' - q$ (Figura 3-4a). Para traçar a linha crítica, é necessário fazer um ensaio triaxial adensado não drenado (CU) ou o ensaio triaxial adensado drenado (CD) e traçar o círculo de Mohr para o estado crítico (Figura 3-4c). A partir da envoltória de ruptura de Mohr Coulomb para esta condição, obtém-se o ângulo de atrito crítico. A inclinação M da linha crítica no plano $p' - q$ (Figura 3-4c) e a equação da reta são expressas respectivamente por:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (3-8)$$

$$q_f = Mp'_f \quad (3-9)$$

onde p'_f é a tensão principal na ruptura e q_f é a tensão cisalhante na ruptura. A equação 3-9 é o critério de ruptura utilizado no modelo Cam clay modificado.

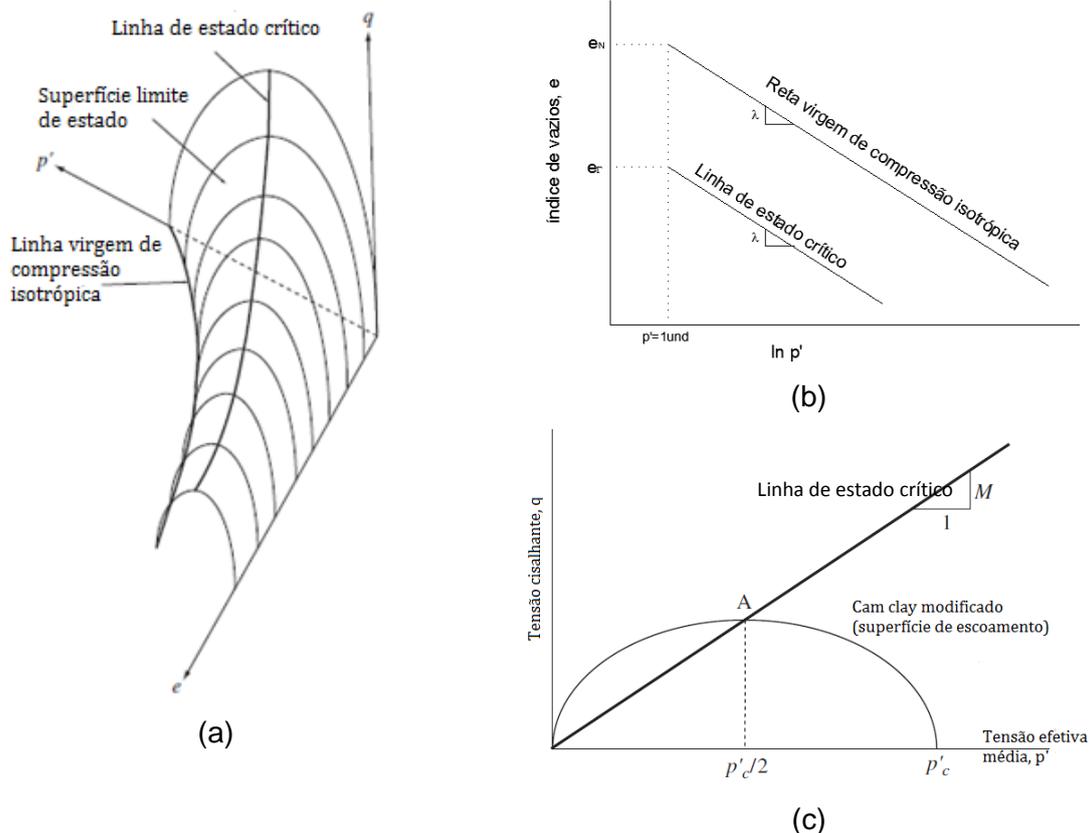


Figura 3-4: a) Superfície limite do modelo Cam clay; b) linha virgem de compressão isotrópica e linha de estado crítico no plano e x $\ln p'$; c) superfície de escoamento no modelo Cam clay no plano q x p' .

A linha de estado crítico é paralela à linha de compressão virgem no plano $e - \ln p'$ (Figura 3-4b) e é definida por:

$$e_f = e_{\Gamma} - \lambda \ln p' \quad (3-10)$$

sendo e_f o índice de vazios na ruptura e e_{Γ} o índice de vazios na linha de estado crítico para $p' = 1$ kPa (ou qualquer outra unidade). Esses parâmetros são relacionados como:

$$e_{\Gamma} = e_N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad (3-11)$$

A função de escoamento define uma superfície elíptica (Figura 3-4c) que separa os domínios elásticos e plásticos e é expressa por:

$$\frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left(1 - \frac{p'_c}{p'} \right) = 0 \quad (3-12)$$

sendo p'_c a tensão de sobreadensamento que controla o tamanho da superfície de escoamento.

Sendo uma amostra com tensão efetiva média p'_c descarregada até p'_0 conforme a Figura 3-5a, a superfície de escoamento inicial é definida como p'_c . O caminho de tensões efetivas para um ensaio triaxial adensado e drenado é definido como uma reta com razão 1:3, conforme ilustrado. Para argilas normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas, ao atingir a superfície de escoamento inicial, a superfície de escoamento expande até atingir o ponto F, onde ocorre a ruptura. Esse processo é chamado de endurecimento. O solo então continuará se deformando sem que ocorra mudança na tensão cisalhante e variação de volume. Para argilas fortemente sobreadensadas Figura 3-5b, o caminho de tensões totais atravessa a linha de estado crítico antes de chegar a superfície de escoamento inicial e sem causar ruptura do solo. Quando o caminho de tensões efetivas atinge a superfície de escoamento inicial, a superfície contrai, gerando mais deformações plásticas até que ela atinja o ponto F, onde ocorre a ruptura. Esse processo é chamado de amolecimento.

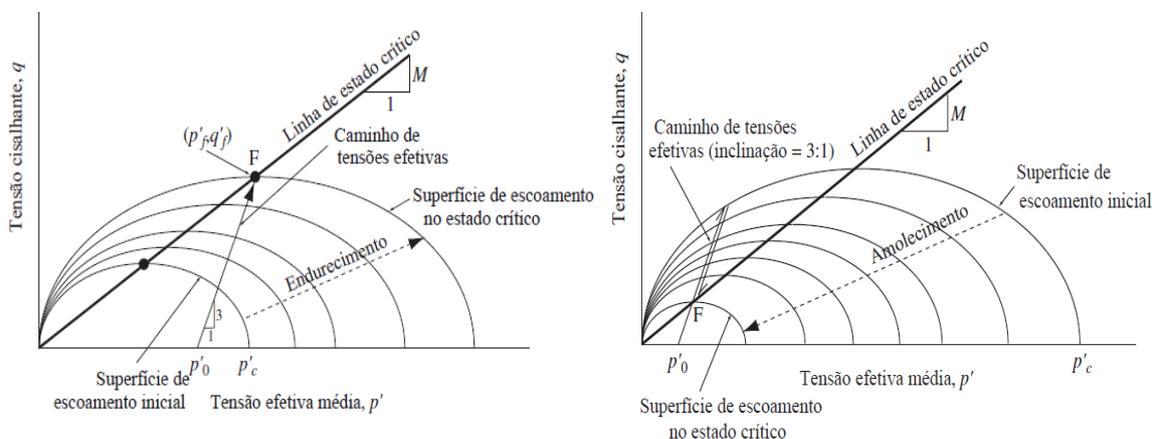


Figura 3-5: comportamento no modelo Cam clay. a) endurecimento; b) amolecimento.

O comportamento elástico do solo é não linear e dependente das tensões, portanto o módulo de elasticidade precisa apresentar forma incremental. No modelo Cam clay o módulo volumétrico não é constante e depende da tensão efetiva média p' , do índice de vazios e_0 e da inclinação κ do trecho descompressão-recompressão, sendo definido como:

$$K = \frac{(1 + e_0)p'}{\kappa} \quad (3-13)$$

Considerando-se o solo como isotrópico e elástico, tem-se então:

$$E = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)p'}{\kappa} \quad (3-14)$$

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)(1 - e_0)p'}{2(1 + \nu)\kappa} \quad (3-15)$$

As deformações que ocorrem no solo são consideradas como sendo volumétricas (ε_v) e cisalhantes (ε_s). Considerando o índice e para deformações plásticas e p para plásticas:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p \quad (3-16)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_s^e + \varepsilon_s^p \quad (3-17)$$

Como simplificação, a teoria do estado crítico admite que não existe energia recuperável associada à distorção, portanto $\varepsilon_s^e = 0$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_s^p$. A carga deve ser aplicada em pequenos incrementos para cálculo dos incrementos de deformações correspondentes que somados fornecem a deformação total. Desai e Siriwardane (1984) apresentam as seguintes fórmulas para o incremento de deformações:

$$d\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1 + e} \left(\frac{dp'}{p'} + \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda}\right) \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (3-18)$$

$$d\varepsilon_s = d\varepsilon_s^p = d\varepsilon_v^p \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \quad (3-19)$$

sendo $\eta = \frac{q}{p'}$.

3.1.5 Modelo Soft-Soil

Este é um modelo tipo Cam Clay utilizado para cálculo de deformações e tensões em solos moles. O modelo não considera a compressão secundária e não é indicado para casos onde ocorra descarregamento, sendo limitado a solicitação de compressão.

Para o estado isotrópico de tensão-deformação, é assumido uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica ε_v e a tensão média efetiva (p'), como

mostra a Figura 3-6, sendo p_p a tensão de sobreadensamento. A inclinação da reta virgem de compressão isotrópica é dada pelo λ^* e a inclinação da reta para o trecho de descompressão-recompressão é dado por κ^* .

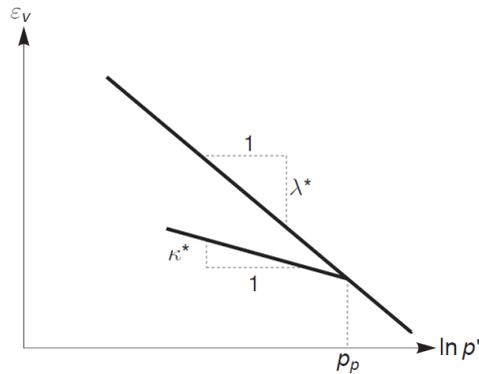


Figura 3-6: Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média efetiva (Brinkgreve, 2012).

Os parâmetros λ^* e κ^* podem ser obtidos pela relação com os parâmetros do modelo Cam-clay (Eq. 3-6- e Eq 3-7).

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad (3-20)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e} \quad (3-21)$$

Para o carregamento triaxial, considerando-se $\sigma_2 = \sigma_3$, a função de escoamento f descreve uma elipse no plano $p' - q$ conforme Figura 3-7 e é expressa como:

$$f = f' - p_p \quad (3-22)$$

$$p_p = p_p^0 \cdot \exp\left(\frac{-\epsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (3-23)$$

$$f' = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot\phi)} + p' \quad (3-24)$$

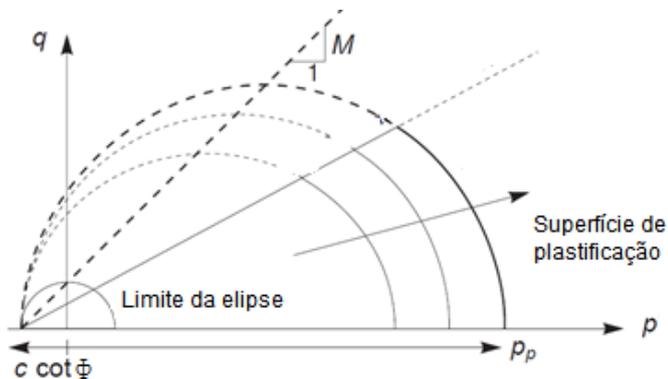


Figura 3-7: Superfície de escoamento do modelo Soft Soil no plano p' - q (Brinkgreve, 2012).

O parâmetro M determina a altura da elipse, que é responsável pela razão entre as tensões verticais e horizontais efetivas na compressão primária unidimensional, ou seja, o coeficiente de empuxo normalmente adensado do solo K_0^{NC} . Sendo M definido por:

$$M \cong 3 - 2,8 K_0^{NC} \quad (3-25)$$

Os parâmetros solicitados pelo modelo são a coesão (c), o ângulo de atrito (ϕ), a dilatância (ψ), o índice de compressão λ^* e o índice de expansão κ^* . Alguns parâmetros avançados podem também ser fornecidos como o coeficiente de Poisson para descarregamento/rearregamento ν_{ur} e o coeficiente de empuxo normalmente adensado K_0^{NC} .

4 ESTUDO DE CASO

Os estudos desenvolvidos neste trabalho são referentes ao pátio de estocagem de carvão e coque da ThyssenKrupp Companhia Siderúrgica do Atlântico (TKCSA), localizado no distrito industrial de Santa Cruz, zona oeste da cidade do Rio de Janeiro. A siderúrgica ocupa uma área total de 9 km^2 com um pátio de estocagem de $800 \text{ m} \times 600 \text{ m}$ (Figura 4-1a), sendo a área utilizada para estocagem de carvão e coque de $800 \text{ m} \times 350 \text{ m}$.

A siderúrgica está localizada sobre um solo mole, com baixa capacidade de carga ($S_u < 30 \text{ kPa}$) e nível d'água próximo à superfície. As espessuras da camada de argila mole da área de estocagem variam entre 8 m e 10 m , interposta por finas camadas de areias médias e rocha. Uma camada de $1,5 \text{ m}$ de espessura de aterro de conquista foi construída para permitir a operação de equipamentos na área. Como solução para melhoramento do solo de fundação para esta região, foi escolhida a técnica de colunas de brita encamisadas com geossintético.

Com o objetivo de compreender o comportamento das colunas de brita encamisadas, a Companhia ThyssenKrupp forneceu uma área teste (Figura 4-1b), com cerca de 400 m^2 , localizada dentro da área de estocagem, para estudo em parceria com a COPPE/UFRJ. Em 2008, foram instaladas as colunas na área teste e, somente em 2012, uma extensa campanha de investigação geotécnica foi realizada com o objetivo de determinar os parâmetros geotécnicos, a estratigrafia do solo e projetar a instrumentação a ser instalada. Logo após às investigações, o aterro em escala real foi construído e monitorado.



(a)



(b)

Figura 4-1: a) Estocagem de carvão e coque; b) Área teste (Housseinpour, 2015).

Este capítulo apresenta um resumo das investigações geotécnicas (ensaios de campo, ensaios de laboratório e amostragem) e um resumo da instrumentação de

campo que foi empregada para monitorar o comportamento do aterro teste durante as etapas de construção. Adicionalmente, apresenta-se uma breve descrição da construção do aterro teste e dos materiais utilizados.

4.1 Caracterização Geotécnica

Uma campanha de investigações geotécnicas combinando ensaios de campo e laboratório foi realizada na área teste com o intuito de obter a espessura das diferentes camadas de solo e os parâmetros geotécnicos do local. Estudos anteriores (Marques *et al.* 2008; Almeida *et al.* 2014) foram feitos e fornecem informações significativas sobre as propriedades gerais da argila mole do local.

Devido à grande área estudada (cerca de $0,5 \text{ km}^2$), uma investigação mais aprofundada foi necessária para determinação dos parâmetros geotécnicos (Housseinpour, 2015), objetivando uma boa interpretação da instrumentação de campo e a elaboração de modelos numéricos realistas do aterro teste.

Experiências anteriores em depósitos de argila mole mostram a grande importância da realização dos ensaios CPTu e Palheta para construção sobre esse tipo de solo, pois fornecem informações importantes sobre os parâmetros de compressibilidade, perfil de resistência não drenada, características de adensamento e histórico de tensões. Aliado a isso, os ensaios de laboratório usuais para solos moles como de caracterização completa do solo, ensaio triaxial e ensaio de adensamento oedométrico, são realizados com o objetivo de determinar propriedades como resistência não drenada, índice de compressibilidade e coeficiente de permeabilidade do solo mole analisado.

A campanha de investigação geotécnica na área teste do pátio de estocagem de carvão e coque foi realizada em 2012, aproximadamente quatro anos depois da instalação das colunas de brita encamisadas, utilizando-se três ilhas de investigação contíguas (Figura 4-2) compostas por:

- 3 Sondagens a Percussão (SPT);
- 3 ensaios de palheta (VST);
- 3 ensaios de Piezocone (CPTu), com 10 ensaios de dissipação de poropressão;
- 5 amostras indeformadas para caracterização completa, ensaio triaxial e ensaio de adensamento oedométrico.

A Tabela 4-1 resume as investigações geotécnicas realizadas e as profundidades que foram feitos os ensaios de campo e retiradas as amostras. A Tabela 4-2 sintetiza os parâmetros encontrados pelas investigações. Informações sobre os parâmetros obtidos em cada ensaio podem ser vistas na Tabela 2-4.

Tabela 4-1: Resumo das Investigações Geotécnicas (adaptado de Housseinpour, 2015)

Ilha	Ensaio	Profundidade (m)	
Ilha 01	SPT 01	35,00	
	CPTu01	CPTu01-1	3,92
		CPTu01-2	5,30
		CPTu01-3	12,70
	VST01	VST01-01	3,00
		VST01-02	4,00
		VST01-03	5,00
		VST01-04	6,00
		VST01-05	8,10
	Amostra indeformada	A01-1	2,85 – 3,35
		A01-2	5,75 – 6,25
A01-3		8,15 – 8,65	
Ilha 02	SPT 02	25,45	
	CPTu02	CPTu02-1	2,82
		CPTu02-2	5,72
		CPTu02-3	8,80
		CPTu02-4	12,38
	VST02	VST02-01	3,50
		VST02-02	4,50
		VST02-03	5,50
		VST02-04	6,50
	Amostra indeformada	A02-1	1,60 – 2,10
	Ilha 03	SPT 03	25,45
CPTu03		CPTu03-1	5,00
		CPTu03-2	8,16
		CPTu03-3	12,26
VST03		VST03-01	3,50
		VST03-02	4,50
		VST03-03	5,50
		VST03-04	6,50
		VST03-05	9,00
Amostra indeformada		A03-1	4,75 – 5,25

Tabela 4-2: Resumo dos parâmetros da argila mole obtidos nas investigações geotécnicas em cada ilha (Housseinpour, 2015).

Profundidade da Amostra	γ' (kN/m ³)	C_c (-)	C_s (-)	e_0 (-)	k_v (m/s)	k_h (m/s)	c_y (m ² /s)	c_h (m ² /s)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Ilha 01 (2.85m-3.35m)	4,2	1,25	0,92	2,85	$1,03 \cdot 10^{-10}$	$1,72 \cdot 10^{-10}$	$3,09 \cdot 10^{-8}$	$5,14 \cdot 10^{-8}$	27,6	5,0
Ilha 01 (5.75m-6.25m)	4,3	0,38	0,05	1,23	$5,67 \cdot 10^{-11}$	$7,85 \cdot 10^{-11}$	$2,05 \cdot 10^{-8}$	$2,84 \cdot 10^{-8}$	25,4	0,0
Ilha 01 (8.15m-8.65m)	7,2	0,13	0,04	0,87	$5,65 \cdot 10^{-11}$	$8,78 \cdot 10^{-11}$	$3,17 \cdot 10^{-8}$	$4,37 \cdot 10^{-7}$	28,6	3,0
Ilha 02 (1.60m-2.10m)	5,0	1,03	0,07	2,60	$1,91 \cdot 10^{-10}$	$3,93 \cdot 10^{-10}$	$1,85 \cdot 10^{-8}$	$3,80 \cdot 10^{-8}$	27,3	0,0
Ilha 03 (4.75m-5.25m)	4,2	1,27	0,13	3,16	$1,44 \cdot 10^{-10}$	$4,86 \cdot 10^{-10}$	$4,36 \cdot 10^{-8}$	$1,47 \cdot 10^{-7}$	22,8	1,0

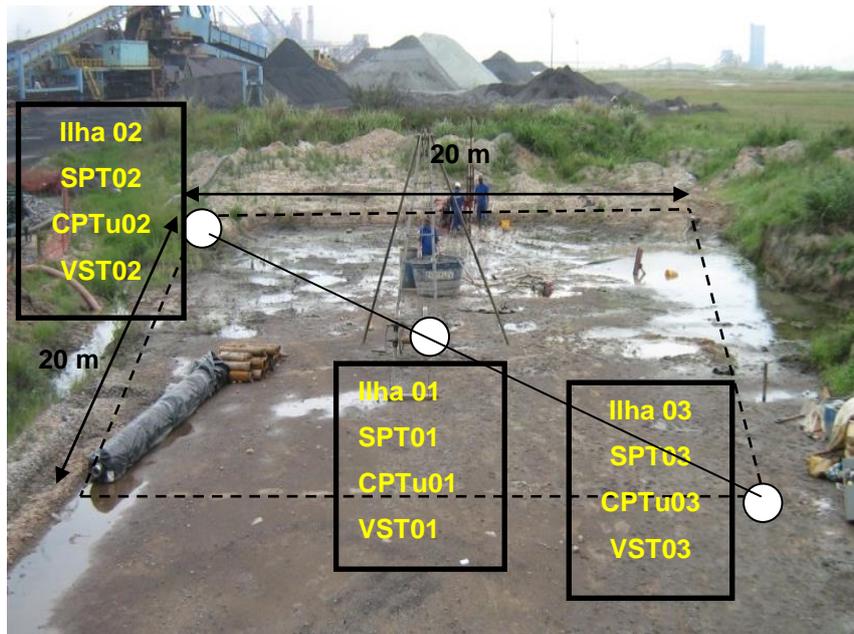


Figura 4-2: Ilhas de Investigação na área teste (adaptado, Housseinpour, 2015).

4.1.1 Estratigrafia

O ensaio a percussão (SPT) foi realizado com o principal objetivo de determinar a estratigrafia do solo e para determinar corretamente as profundidades de interesse dos ensaios de palheta e piezocone. A Figura 4-3 mostra a estratigrafia do solo estudado e o posicionamento vertical dos demais ensaios realizados. Observa-se que o aterro de conquista é composto por uma camada de areia com aproximadamente 1,5 m de espessura com N_{SPT} aumentando até 8 nesta região. O nível d'água se encontra no topo da primeira camada de argila mole a uma profundidade entre 1,5 e 2,0 m. O subsolo pode ser caracterizado por uma primeira camada de argila mole (Argila mole I) até a profundidade de aproximadamente 7,0 m ($N_{SPT} = 0$), seguido por uma fina camada de areia siltosa de aproximadamente 0,8 m de espessura. Abaixo, encontra-se uma camada de argila mole a média (Argila mole II) como indicado pelo número de golpes N_{SPT} , menos compressível e com resistência ao cisalhamento maior do que a primeira. Abaixo, o substrato apresenta uma camada de areia média com espessura entre 0,9 m a 2,0 m, seguida por uma terceira argila mole variando de 1,7 m a 3,6 m de espessura (Argila Mole 3). O solo abaixo consiste em uma camada de areia compacta até a profundidade de 30 m.

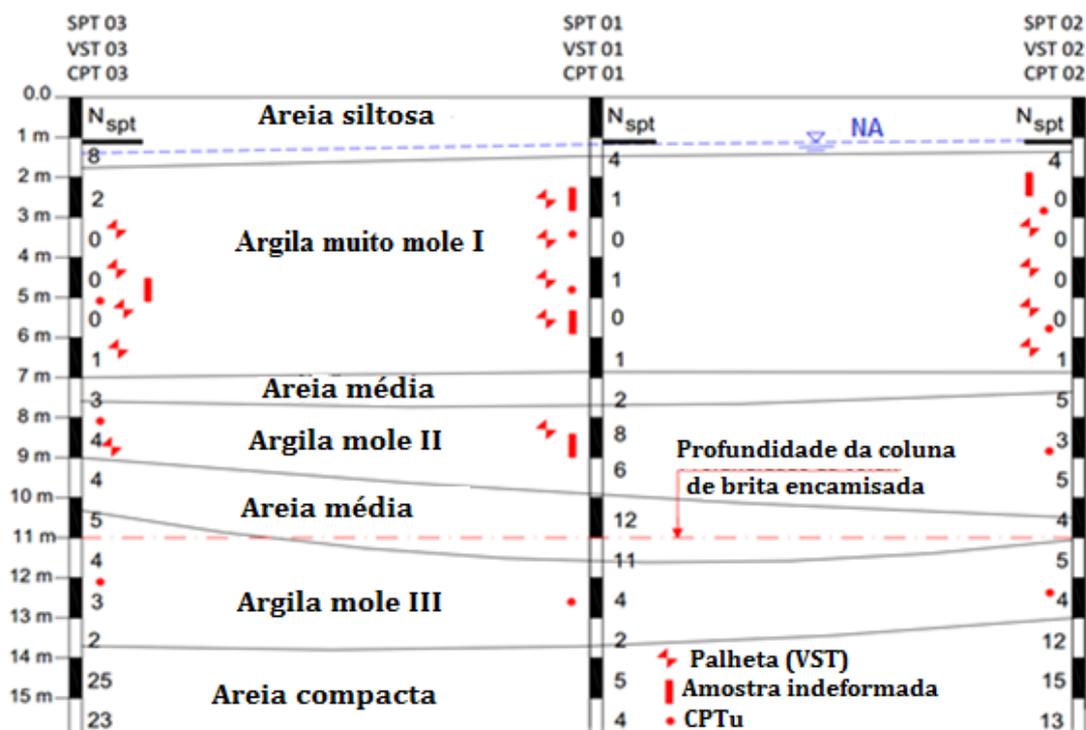


Figura 4-3: Estratigrafia obtida pelo SPT e posicionamento dos ensaios de palheta e piezocone.

4.2 Instrumentação de Campo

A instrumentação geotécnica foi realizada com o objetivo de monitorar o comportamento do aterro e das colunas durante cada fase de construção, tendo sido feitas medições de deslocamentos verticais, deformações horizontais no solo, excesso de poro pressões, tensões verticais totais e deformações radiais do geotêxtil utilizado para o encamisamento durante todo o período de carregamento do aterro. Os resultados da instrumentação serão apresentados no próximo capítulo para a validação do modelo numérico analisado.

A Tabela 4-3 resume todos os equipamentos utilizados, especificando a finalidade, quantidade, localização e profundidade de cada um deles. A Figura 4-4 ilustra a configuração do aterro teste, a localização dos instrumentos e a disposição das colunas. Nota-se que as colunas foram instaladas em malha quadrada irregular, com espaçamentos variando de 1,75 a 2,25 m. Também pode ser observado que, no centro do aterro teste, a malha é menos irregular, com espaçamento médio de 2,0 m entre as colunas.

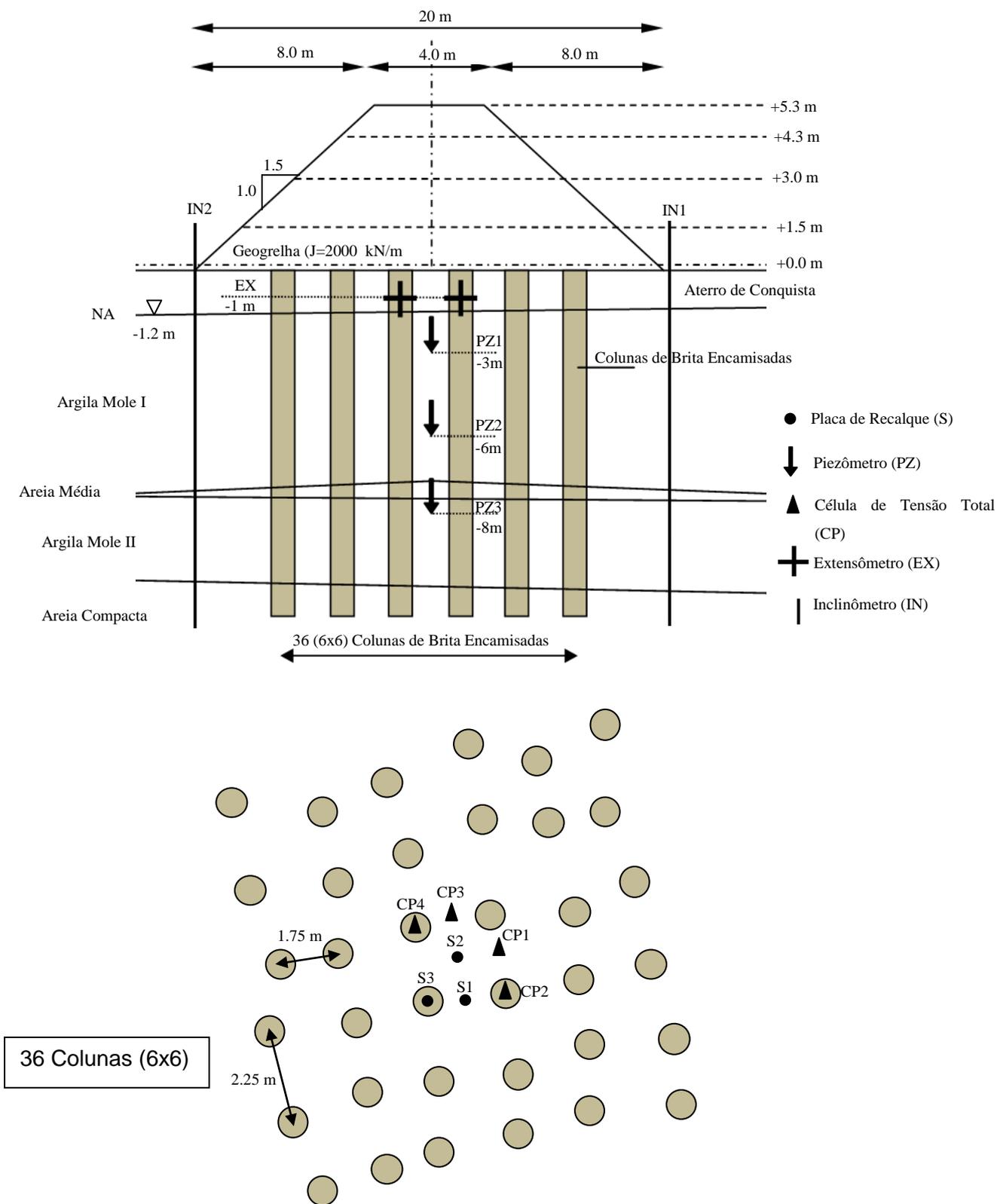


Figura 4-4: Esquema do aterro teste e localização da instrumentação (Housseinpour,2015).

Tabela 4-3: Resumo da instrumentação (adaptado Housseinpour, 2015).

Instrumento	Quantidade	Localização do instrumento	Finalidade
Célula de Tensão Total (CP)	4	CP1 e CP3: posicionado no topo da camada de solo no centro entre duas colunas CP2 e CP4: posicionado no topo da coluna de brita encamisada	Medir a tensão vertical no topo da coluna encamisada e no solo ao seu redor para avaliação do efeito de arqueamento nas colunas.
Piezômetro (PZ)	3	Instalados na profundidade de 3m (PZ1), 6m (PZ2) e 8m (PZ3) no meio do solo entre duas colunas próximo ao centro do aterro	Medir a dissipação de poro pressão e o processo de adensamento
Placa de Recalque (S)	3	S1 e S2 posicionados no topo do solo e no meio entre as colunas e S3 posicionado no topo da coluna de brita encamisada	Medir o recalque total e diferencial do solo e da coluna sob o aterro
Extensômetro (EX)	3	EX1, EX2 e EX3 instalado no geossintético do encamisamento da coluna, na profundidade de 1,0 m	Medir o efeito de "bulging" da coluna e a força de tração no geossintético
Inclinômetro (IN)	2	IN1 e IN2 instalados no pé do aterro	Medir a distribuição e magnitude da deformação horizontal abaixo do pé do aterro.

4.3 Aterro Teste

Com o objetivo de compreender o comportamento do solo mole melhorado e das colunas granulares encamisadas sob a zona de estocagem de coque e carvão, a área de estudo teste foi instrumentada e submetida a carregamentos sucessivos. Em 2008, foram instaladas trinta e seis colunas de brita encamisadas pelo método com deslocamento (Figura 2-4) com uso de martelo vibrador para compactação. A investigação geotécnica e a instalação da instrumentação foram realizadas em 2012, sendo o carregamento do aterro executado em seguida. Em decorrência disso, o equilíbrio de tensões entre a coluna e o solo ao redor já havia acontecido.

O material utilizado para as colunas é caracterizado como brita com diâmetro variando entre 10 e 35 mm (Figura 4-5). O ângulo de atrito e o módulo de elasticidade foram estimados baseados em investigações experimentais e numéricas disponíveis na literatura para colunas granulares encamisadas, sendo aproximadamente 40° e 80 MPa, respectivamente (Housseinpour, 2015). As colunas possuem 11 metros de comprimento, 0,8 m de diâmetro e são espaçadas no centro do aterro em cerca de 2,0m, resultando em um coeficiente de substituição $a_c = 0,125$. O encamisamento é feito com uso de um geotêxtil tecido (Ringtrac 100/250), cujas propriedades são expressas na Tabela 4-4 e Figura 4-6.

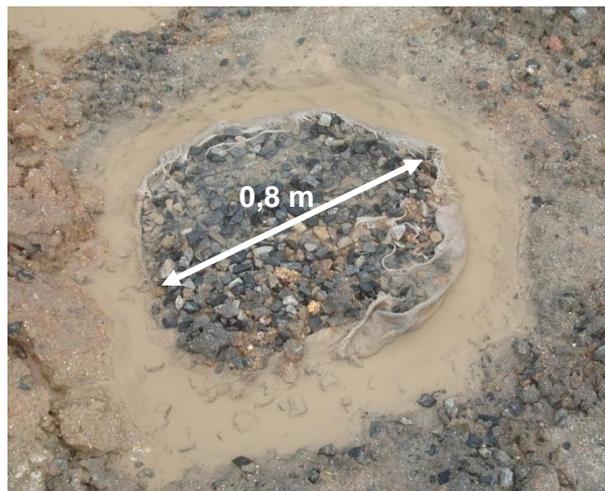


Figura 4-5: Vista superior da coluna granular (Housseinpour,2015).

Tabela 4-4: Propriedades Mecânicas nominais do geotêxtil do encamisamento (fornecido pela Huesker).

Propriedades	Valor
Força de tração circunferencial (em 5% de deformação)	95 kN/m
Tamanho da abertura	< 0,20 mm
Massa por unidade de área	465 g/m ²
Taxa de Fluxo no plano transversal	5 L/m ² s
Módulo de rigidez (em 5% deformação)	1750 kN/m

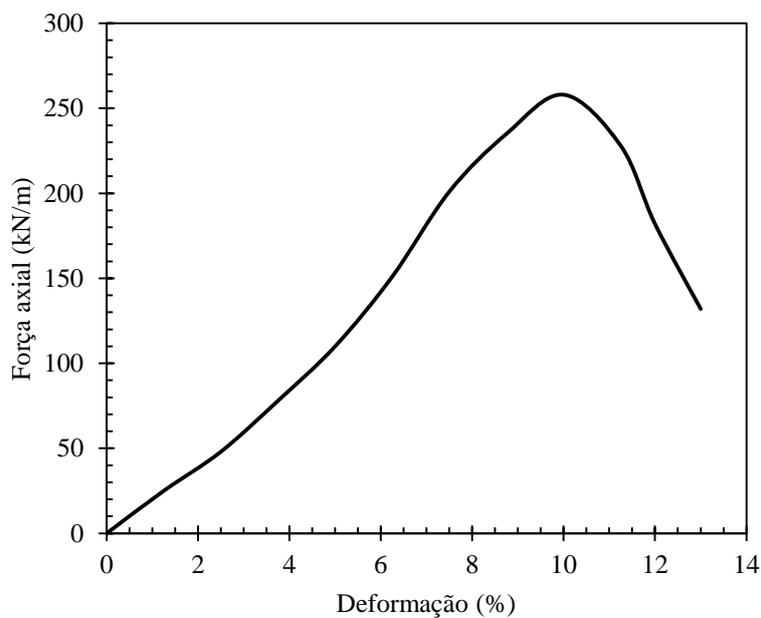


Figura 4-6: Curva força axial x deformação do geotêxtil do encamisamento (fornecido por Huesker)

Uma geogrelha horizontal ($J = 2000 \text{ kN/m}$) foi colocada na base do aterro apenas para seguir as recomendações da EBGEO (2010). A geogrelha não foi instrumentada e a sua contribuição para a estabilidade do aterro e diminuição dos recalques não foi estudada. Em casos onde existe a presença de um aterro de conquista com elevada espessura, a geogrelha possui pouca influência (Housseinpour, 2015). Magnani *et al.* (2010) ilustram o caso de dois aterros reforçados instrumentados onde a contribuição da geogrelha horizontal para o fator de segurança foi cerca de 3%, enquanto que o aterro de conquista foi responsável por pelo menos 56% do fator de segurança.

O material usado no aterro foi *sinter feed* obtido do processo de enriquecimento do minério de ferro e do coque. O material é classificado pela USCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) como SW, com ângulo de atrito igual a 38° e peso específico 28 kN/m^3 .

O aterro foi construído em quatro etapas com duração total de 65 dias, totalizando 5,3 metros de altura correspondentes a uma carga aplicada de 150 kPa . O material do aterro foi colocado de forma não compactada seguindo exatamente o processo de construção na fundação da estocagem. O peso específico do material do aterro foi determinado por ensaios de densidade de campo realizados após a colocação de cada camada de aterro seguindo os procedimentos descritos na NBR-7186 (1986). Os resultados mostraram o peso específico média igual a 28 kN/m^3 e a umidade natural correspondente a 6,6 %. A Tabela 4-5 resume as etapas construtivas do aterro e a Figura 4-7 ilustra a construção do aterro.

Tabela 4-5: Resumo da construção do aterro

Estágio de carregamento	Altura do carregamento (m)	Tensão total aplicada (kPa)	Duração da construção (dias)	Período de adensamento (dias)
1	1,5	42	3	10
2	1,5	84	2	32
3	1,3	120,4	2	14
4	1,0	148,4	2	180



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4-7: Etapas construtivas do aterro a) primeira etapa; b) segunda etapa; c) terceira etapa; d) quarta etapa (Housseinpour, 2015)

5 ANÁLISE NUMÉRICA DO ATERRO EXPERIMENTAL E ESTUDO PARAMÉTRICO.

Este capítulo apresenta os resultados da análise numérica do caso de obra descrito no Capítulo 4. Conforme comentado no Capítulo 3, as análises foram feitas utilizando-se o programa computacional *Plaxis*, baseado no método de elementos finitos. A versão usada neste trabalho foi a versão *Plaxis 2D v2015*.

Primeiramente, será apresentada a descrição do modelo com os principais aspectos envolvidos na modelagem como geometria, condições de contorno e parâmetros utilizados. Em seguida, a validação do modelo é feita comparando-se com valores medidos e com o modelo numérico utilizado por Housseinpour (2015). Posteriormente, um estudo paramétrico será feito, variando-se parâmetros importantes como o coeficiente de empuxo no repouso, o ângulo de atrito da coluna, o módulo de elasticidade da coluna, módulo de rigidez do geotêxtil e o diâmetro da coluna.

5.1 Descrição do modelo

As análises realizadas neste trabalho consistem de simulações axissimétricas, utilizando-se o conceito de célula unitária para a região central do aterro, sendo modelada metade da célula para evitar simulações que exijam muito tempo e memória do computador. Assim sendo, as análises restringem-se ao estado limite de serviço, não fazendo parte do escopo deste trabalho análises de estabilidade global do conjunto aterro, solo mole e colunas.

O diâmetro da célula unitária foi determinado considerando-se a disposição das colunas em malha quadrada e o espaçamento médio ($l = 2,0\text{ m}$) da região central do aterro, resultando em um diâmetro equivalente de $2,26\text{ m}$ ($d_e = 1,13l$) e um coeficiente de substituição $a_c = 12,5\%$. A estratigrafia foi escolhida baseada no perfil da região central da área teste mostrado na Figura 4-3 A Figura 5-1a e Figura 5-1b ilustram a geometria do aterro e da coluna e a célula unitária axissimétrica, respectivamente.

A Figura 5-1c mostra o modelo axissimétrico. Conforme dito anteriormente, para as colunas, para o material do aterro e para todos os outros materiais granulares foi empregado o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb (MC), já para as argilas moles, utilizou-se o modelo elastoplástico Soft Soil (SS). Os parâmetros utilizados para a argila mole foram obtidos a partir das investigações geotécnicas, conforme descrito no Capítulo 4 e correspondem à média dos valores mostrados na Tabela 4-2. Para o material das

colunas, do aterro e camadas de areia os parâmetros foram baseados na literatura (Briaud, 2013). Os materiais e modelos constitutivos utilizados para o modelo axissimétrico estão resumidos na Tabela 5-1. O geotêxtil da coluna foi modelado como um elemento *geogrid*, com rigidez axial somente a esforços de tração. O material foi simulado como elastoplástico e isotrópico com módulo de rigidez e força máxima de tração circunferencial iguais a 1750 kN/m e 95 kN/m , respectivamente (Tabela 4-4). A geogrelha horizontal disposta na base do aterro foi modelada com um módulo de rigidez igual a 2000 kN/m . Maiores detalhes sobre a obtenção dos parâmetros podem ser consultados em Housseinpour (2015).

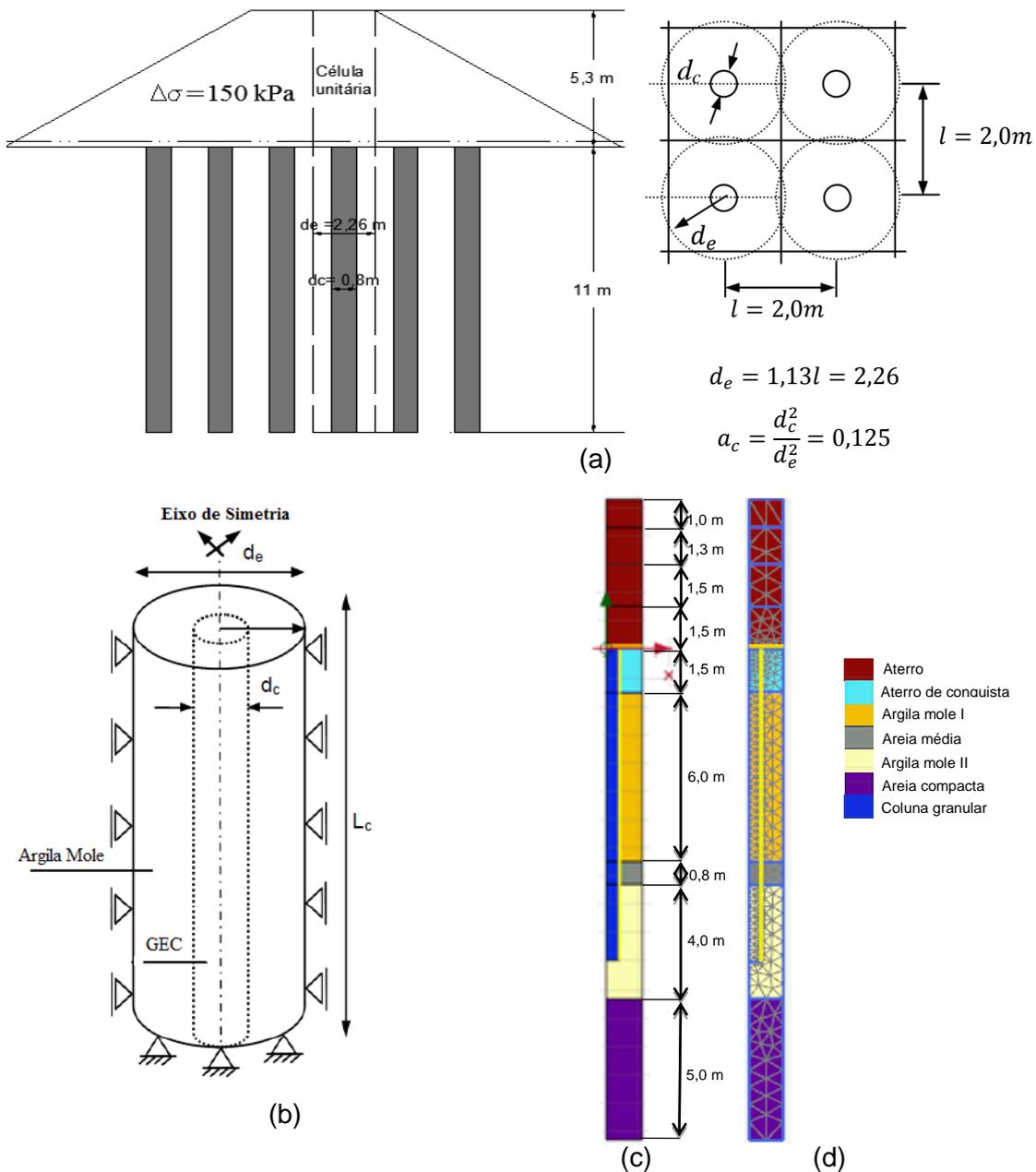


Figura 5-1: Análise axissimétrica da área do aterro teste a) Geometria do aterro e da coluna; b) Célula unitária assimétrica; c) Modelo adotado na análise numérica; d) Malha adotada na análise numérica.

Tabela 5-1: Materiais e modelos constitutivos usados na modelagem axissimétrica (Housseinpour,2015)

Material e modelo constitutivo	γ_{sat} (kN/m ³)	k_h (m/dia)	k_v (m/dia)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E' (MPa)	C_c	C_s	C_k	e_o
Aterro (MC)	28	1	1	38	0	50	–	–	–	0,5
Coluna de brita (MC)	20	10	10	40	0	80	–	–	–	0,5
Argila Mole 1 (SS)	14,4	$9,7 \cdot 10^{-6}$	$6,2 \cdot 10^{-6}$	25	2	–	0,98	0,084	1,03	2,85
Argila Mole 2 (SS)	17,2	$8,8 \cdot 10^{-6}$	$5,6 \cdot 10^{-6}$	28	3	–	0,13	0,040	1,03	0,87
Aterro de conquista (MC)	19,5	0,6	0,6	33	0	15	–	–	–	0,5
Areia compacta (MC)	20	1	1	38	0	30	–	–	–	0,5
Areia média (MC)	18,5	0,5	0,5	30	0	22	–	–	–	0,5

As condições de contorno são impostas automaticamente pelo programa *Plaxis 2D v.15*, restringindo-se o deslocamento horizontal no eixo de simetria e na região mais externa da célula unitária. Além disso, os deslocamentos horizontais e verticais na base da célula unitária também se encontram restringidos. O deslocamento no topo da célula unitária é mantido livre.

A malha do modelo (Figura 5-1d) é gerada automaticamente pelo programa, utilizando-se elementos triangulares de 15 nós e uma malha muito fina. Para este caso, o *geogrid* é modelado como elementos de linha com 5 nós. A região próxima à extremidade da coluna e a região da argila mole I foi refinada por representarem zonas de interesse de tensões e deformações.

Antes de se iniciar a análise numérica, as condições iniciais devem ser definidas, sendo necessário definir um estado de tensão inicial associado à geração de poropressão no solo. Como não há presença de fluxo de água subterrâneo, a poropressão é definida a partir do nível d'água considerado coincidente com o topo da camada de argila mole. O estado de tensão inicial é gerado a partir do método K_0 , não considerando o efeito de instalação das colunas no solo mole. Sendo assim, a condição inicial considera as colunas já instaladas. Esta consideração será discutida mais detalhadamente no item 5.3.1.

A simulação é feita utilizando a opção de cálculo denominada *Consolidation*, permitindo análise de deformações e tensões tendo em vista a dissipação do excesso de poropressão ao longo do tempo. O processo de cálculo foi dividido em fases, permitindo a ativação dos estágios de carregamento e a inserção dos períodos de adensamento. A simulação consistiu em um total de oito fases (Tabela 5-2), sendo quatro fases de carregamento (quatro camadas de aterro) intercaladas com quatro fases de adensamento com sobrecarga aplicada e períodos de tempo de adensamento conforme mostrados na Tabela 4-5.

Tabela 5-2: Etapas de cálculo

Etapas de cálculo	Tempo (dias)	Opção de cálculo utilizada	Altura da camada de aterro(m)
1	3	Consolidation	1,5
2	10	Consolidation	0
4	2	Consolidation	1,5
5	32	Consolidation	0
6	2	Consolidation	1,3
7	14	Consolidation	0
8	160	Consolidation	1,0

5.2 Validação do modelo

A validação do modelo numérico do presente trabalho foi feita comparando-se as análises obtidas com a instrumentação e o modelo numérico apresentados por Housseinpour (2015) em termos de dissipação do excesso de poropressão, tensão vertical total no topo do solo e da coluna, recalques totais do solo e expansão lateral do geotêxtil. As análises foram feitas em função do tempo para avaliar a influência do carregamento do aterro no comportamento do solo e da coluna.

A comparação foi realizada escolhendo-se os pontos do modelo numérico próximos aos correspondentes da instrumentação. Uma vez que os pontos do modelo foram selecionados e este foi validado, os pontos foram mantidos os mesmos durante todas as análises realizadas neste trabalho.

5.2.1 Recalque

A Figura 5-2 mostra a comparação entre os valores de recalque versus tempo do solo medidos, a análise numérica feita por Housseinpour (2015) e a análise numérica feita no presente trabalho. A comparação foi feita para o recalque relativo ao topo da camada de solo (ponto A), pois não foi possível obter o recalque diferencial entre a coluna e o solo através da modelagem numérica no *Plaxis*. Observa-se que o presente modelo traduz bem os recalques medidos e previstos em modelagem por Housseinpour (2015), principalmente durante a fase de construção. Após o final da construção, a curva de recalque do modelo numérico se aproxima muito à curva do recalque final do período de adensamento.

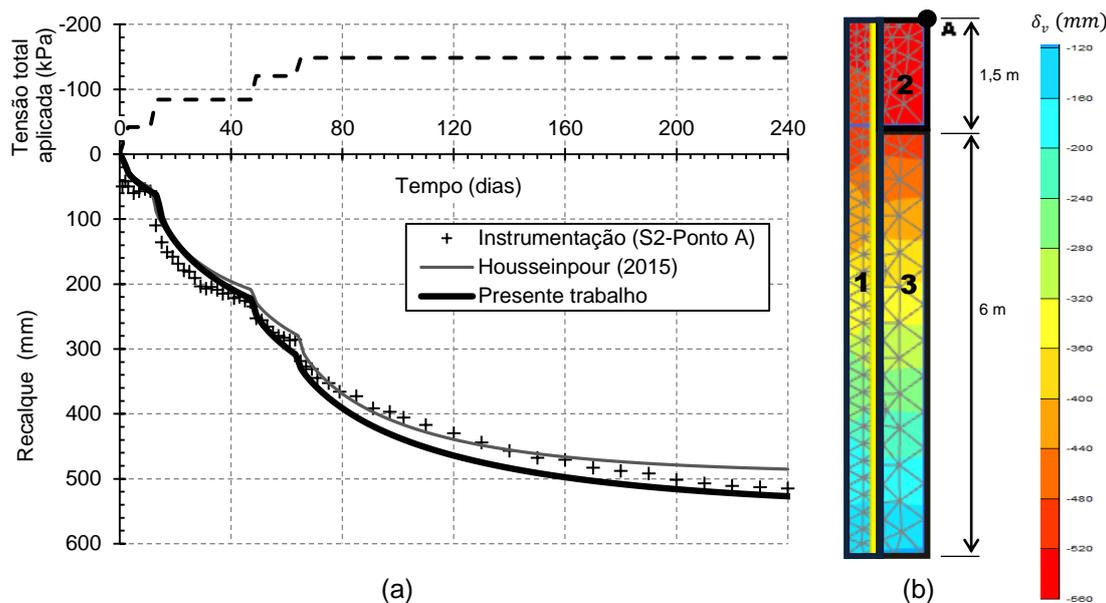


Figura 5-2: Comparação do recalque no solo medido e das análises numéricas; b) Distribuição dos recalques, sendo 1 a coluna de brita encamisada, 2 o aterro de conquista e 3 a argila mole.

Observa-se que os recalques aumentam consideravelmente logo após o carregamento de cada fase, pois o excesso de poropressão é gerado instantaneamente, gerando maiores recalques. Os recalques continuam crescendo no período de adensamento a uma taxa menor, já que o excesso de poro pressão gerado vai sendo dissipando durante essa fase.

Ao final do período de adensamento (245 dias), quando se percebe que o recalque do solo está próximo da estabilização, o valor do recalque total do solo encontrado foi cerca de 520 *mm* enquanto que, ao final da construção, foi cerca de 300 *mm*, sendo assim, cerca de 60% do recalque final ocorre no período de construção.

5.2.2 Tensão vertical total

A Figura 5-3 mostra a comparação entre os valores da tensão total no topo da coluna (ponto B) e no solo mole (no meio da distância entre as colunas, ponto C) medido, a análise numérica feita por Housseinpour (2015) e a análise numérica feita no presente trabalho ao longo do tempo. Observa-se que, para o solo, as análises numéricas se aproximam muito dos valores medidos, principalmente a partir do terceiro estágio de carregamento. Já para a coluna, a análise numérica é muito próxima apenas no primeiro carregamento, onde as deformações ainda são pequenas e o fator de concentração de tensões ainda é pequeno. Na última fase de adensamento observa-se uma diferença maior entre o modelo numérico do presente trabalho, o modelo de Housseinpour (2015) e os valores medidos, sendo a diferença do primeiro para o segundo em cerca de 10%.

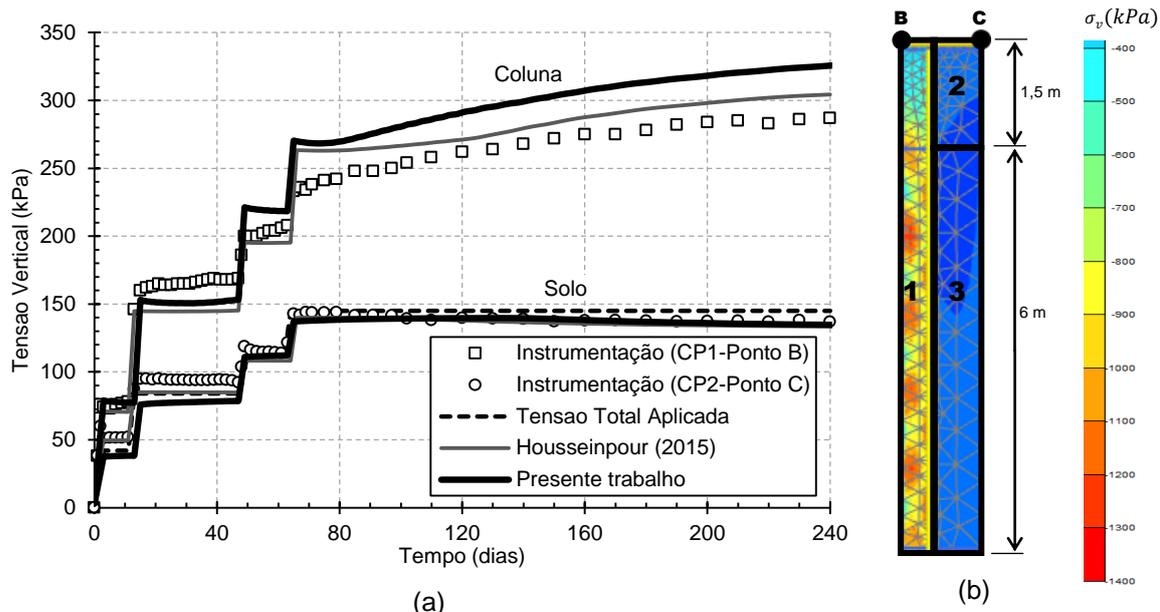


Figura 5-3: a) Comparação da tensão vertical no topo da coluna e do solo dos valores medidos e das análises numéricas; b) distribuição da tensão total, sendo 1 a coluna de brita encamisada, 2 o aterro de conquista e 3 a argila mole.

Observa-se que o aumento de tensão, tanto no solo quanto na coluna, é grande à medida que as novas camadas de aterro vão sendo colocadas, sendo maior ainda para a coluna, devido à sua maior rigidez. Também pode ser percebido que, durante a última fase de adensamento, as tensões na coluna tendem a aumentar continuamente com o tempo, enquanto que no solo elas tendem a diminuir a uma taxa bem pequena, mostrando que o efeito de arqueamento do solo ocorre a medida que o excesso de poropressão se dissipa. Segundo Housseinpour (2015), isso pode ser explicado devido ao fato do geotêxtil utilizado no encamisamento continuar se expandido (Figura 5-5), fazendo com que a coluna suporte uma maior tensão total e, conseqüentemente, o fator concentração de tensão continua crescendo continuamente.

5.2.3 Excesso de poropressão

A Figura 5-4 mostra a comparação entre os valores medidos, a análise numérica feita por Housseinpour (2015) e a análise numérica feita no presente trabalho para o excesso de poropressão versus tempo atuando na argila mole no ponto localizado a 3 m (PZ1-ponto D) e 6 m (PZ2-ponto E) de profundidade e no meio da distância entre as colunas. Observa-se que a análise numérica obteve resultados razoáveis se comparados à instrumentação, principalmente em relação ao PZ2. A análise numérica no presente trabalho obteve resultados similares à análise feita por Housseinpour (2015), possuindo uma aproximação um pouco melhor em relação à velocidade de dissipação da poropressão à curva dos valores medidos.

Percebe-se que o excesso de poropressão aumenta instantaneamente quando a carga é aplicada e que ele se dissipa parcialmente durante os períodos de adensamento, até que no último período ele se dissipa praticamente todo. Conforme dito anteriormente, o espaçamento entre as colunas utilizado no modelo axissimétrico, foi o correspondente ao espaçamento médio entre as colunas na região central do aterro. Sendo assim, a dissipação mais lenta pode ser traduzida por um espaçamento real maior entre as colunas no local onde foi feita a medição.

Para o PZ1, as duas análises numéricas obtiveram valores de pico próximos e muito elevados em relação aos medidos. Comparando-se a análise do presente trabalho com os valores medidos, a diferença do valor máximo para o segundo e terceiro estágios de carregamento é de cerca de 30% e de cerca de 45% para o quarto estágio de carregamento. Isso pode ser explicado pela espessura real das camadas nesse estágio serem um pouco diferentes das usadas no modelo.

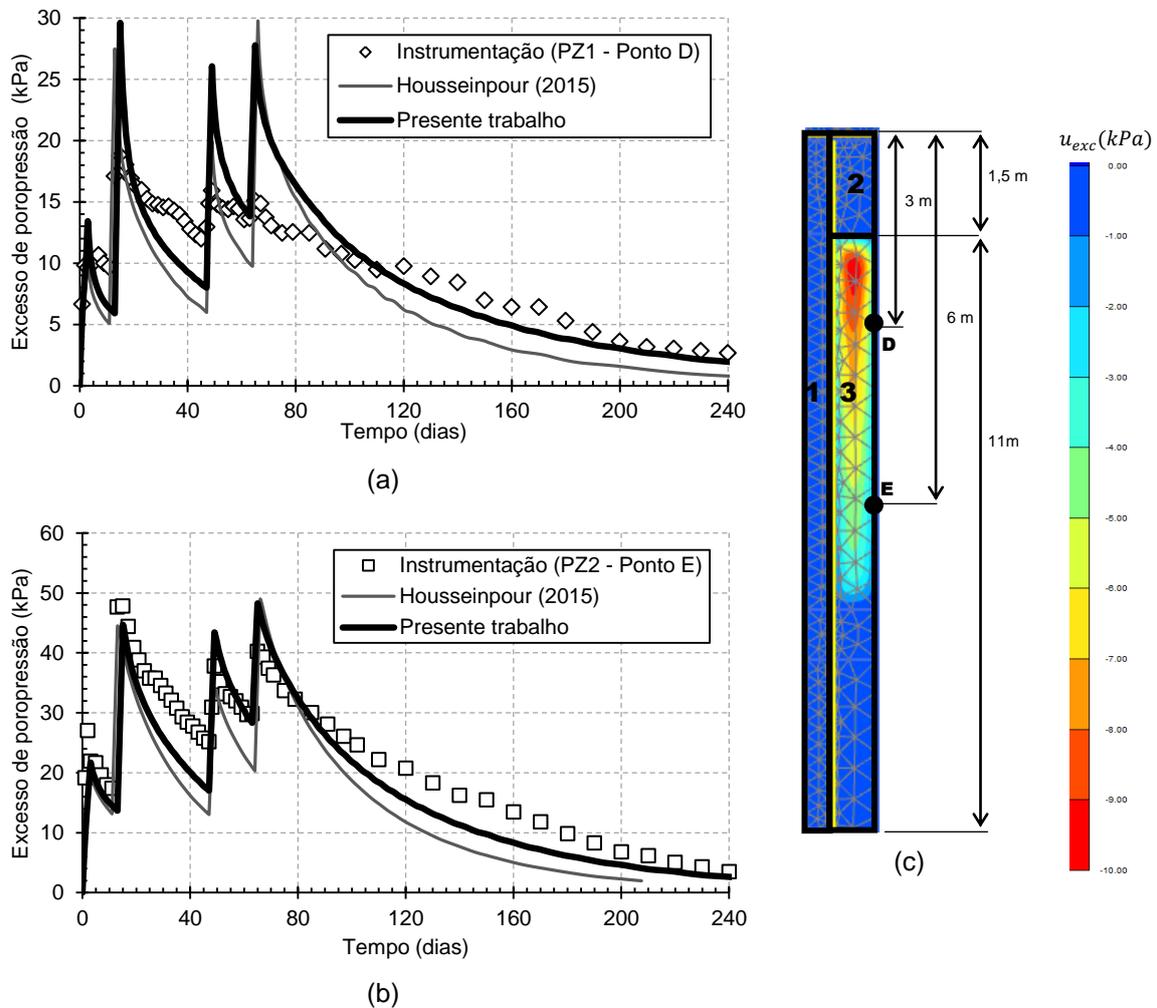


Figura 5-4: a, b) Comparação do excesso de poropressão dos valores medidos e das análises numéricas para os pontos D e E; c) distribuição das poropressões, sendo 1 a coluna de brita encamisada, 2 o aterro de conquista e 3 a argila mole.

5.2.4 Expansão do geotêxtil

A Figura 5-5 mostra a comparação da expansão do geotêxtil da coluna no tempo entre os valores medidos e as análises numéricas efetuadas. O ponto F se refere à profundidade de cerca de 1,0 m e o ponto G se refere à profundidade de 2,3 m. Observa-se que a análise numérica do presente trabalho é próxima à análise feita por Housseinpour (2015) e que correspondem melhor à expansão do geotêxtil medida na fase de pós-construção.

A Figura 5-5 também mostra o aumento rápido da expansão lateral do geotêxtil quando o carregamento é aplicado. Além disso, após a construção, observa-se que o geotêxtil continua expandindo. Isso ocorre, pois a tensão total na coluna (Figura 5-3) continua aumentando após a construção do aterro, embora a carga aplicada seja mantida constante, enquanto que a tensão total no solo reduz suavemente, aumentando assim o fator de concentração de tensões (item 2.1.8). O valor máximo encontrado para o deslocamento horizontal do geotêxtil encontra-se no ponto G, a 2,3 m de profundidade. A expansão máxima encontrada corresponde a quase o dobro do valor do ponto F (a 1 m de profundidade), devido ao fato deste ponto se encontrar na camada do aterro de conquista, que possui maior capacidade de confinamento da coluna que a argila mole. Considerando-se a deformação radial definida conforme a Equação 5-1, tem-se 3,75% de deformação do geotêxtil para o ponto G e 1,88% para o ponto F para o final do período analisado (245 dias).

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta d_c}{d_c} \quad (5-1)$$

onde Δd_c é a variação do diâmetro da coluna.

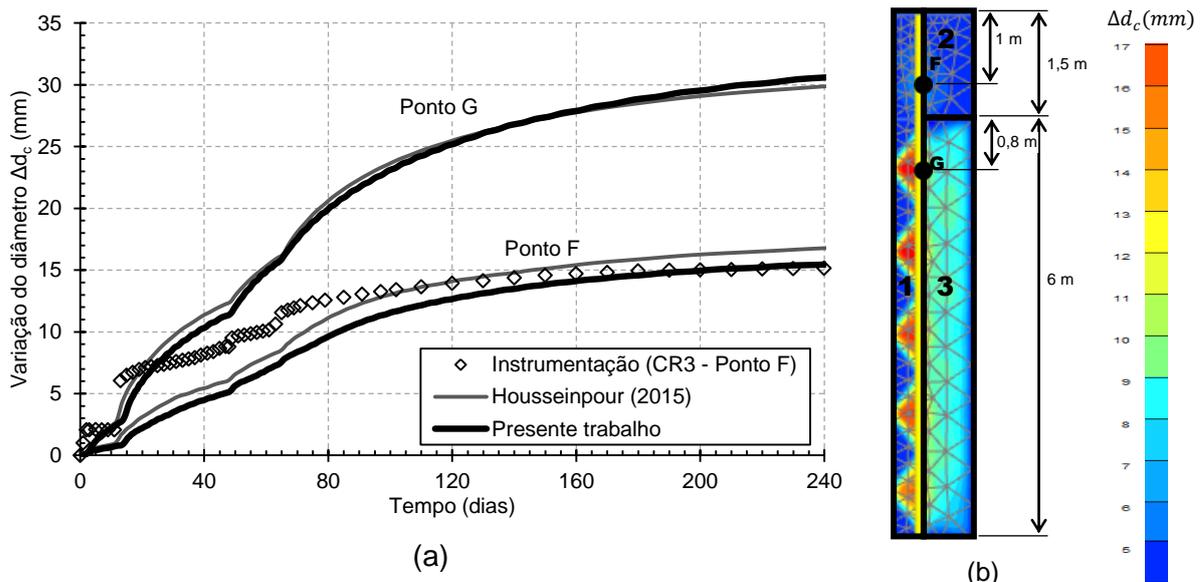


Figura 5-5: a) Comparação da expansão do geotêxtil dos valores medidos e das análises numéricas b) distribuição dos deslocamentos horizontais, sendo 1 a coluna de brita encamisada, 2 o aterro de conquista e 3 a argila mole.

5.3 Estudo paramétrico

Primeiramente, um estudo foi feito referente ao efeito da instalação das colunas no solo. Guetif *et al.* (2007) e Kirsch (2006) observaram um aumento no módulo pressiométrico da argila após a instalação das colunas. Ainda não há um procedimento mundialmente aceito e rigoroso que modele corretamente o comportamento do solo após a construção da coluna de brita (Egan *et al.*, 2008). Conforme discutido no item 2.1.6, este assunto é abordado por diversos autores (Lima, 2012; Roza, 2012), existindo na literatura algumas propostas que tentam contabilizar este efeito, porém ainda existe uma incerteza de como o solo responde a instalação das colunas e poucos dados sobre o assunto. Diante disso, será feito um estudo paramétrico do coeficiente de empuxo K^* do solo mole, conforme sugerido por Weber (2008).

O estudo paramétrico realizado neste trabalho teve como principal objetivo analisar a influência de alguns parâmetros que foram utilizados na modelagem numérica e que foram estimados através de valores sugeridos pela literatura. A investigação geotécnica realizada por Housseinpour (2015) foi focada na obtenção dos parâmetros das argilas moles que constituem o substrato da área estudada, não realizando investigações dos materiais granulares de forma geral. Sendo assim, foi feita uma análise de sensibilidade para o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito da coluna E_c e ϕ_c respectivamente. Também foi variado o módulo de rigidez do geotêxtil J que, apesar de possuir parâmetros bem conhecidos fornecidos pelo fabricante, possui uma gama de valores disponíveis no mercado e está diretamente associado à rigidez da coluna.

Por último, o diâmetro da coluna de brita foi variado de acordo com os diâmetros do geotêxtil utilizado para o encamisamento disponíveis no mercado internacional de forma a analisar a eficiência da variação desse parâmetro no comportamento do aterro.

A mesma metodologia foi utilizada para todas as análises paramétricas, mantendo-se sempre os mesmos pontos, variando-se um parâmetro por vez e verificando-se a sua influência em termos de excesso de poropressão, recalques, tensão total no solo e na coluna e expansão lateral do geotêxtil em função do tempo.

5.3.1 Variação de K^*

Visando simular o efeito da instalação das colunas no solo, o estudo paramétrico foi feito variando-se o coeficiente de empuxo no repouso do solo (K_0) utilizando os valores majorados K^* iguais a 0,8, 1,1 e 1,5. O coeficiente de empuxo no

repouso natural para a argila mole I é de 0,58 e para a argila mole II é de 0,53. Deve-se ressaltar que a investigação apresentada neste trabalho foi realizada após cerca de 4 anos de instalação das colunas, sendo assim, todo o excesso de poropressão gerado pela mesma já havia sido dissipado. O presente estudo não considera a perda de resistência pelo efeito de amolgamento na região adjacente a coluna e a redução do coeficiente de permeabilidade desta região.

Os efeitos da majoração do coeficiente de empuxo (K^*) na geração do excesso de poropressão podem ser observados na Figura 5-6. Sendo o coeficiente de empuxo no repouso K_0 a razão entre as tensões efetivas horizontais e verticais, a majoração desse coeficiente gera uma mudança no estado de tensões efetivas do solo. Observa-se uma diminuição do excesso de poropressão para valores crescentes de K^* , sendo mais sentida essa redução quanto maior o valor de K^* . Isso pode ser explicado, pois as tensões efetivas do solo aumentam com o aumento de K^* , ou seja, aumenta a resistência do mesmo, reduzindo o excesso de poropressão gerado. Comparando-se os valores dos diferentes K^* com os valores medidos, observa-se que os melhores valores estão próximos de K_0 e $K^* = 0,8$, reforçando o fato de que os excessos gerados pela instalação já haviam sido dissipados.

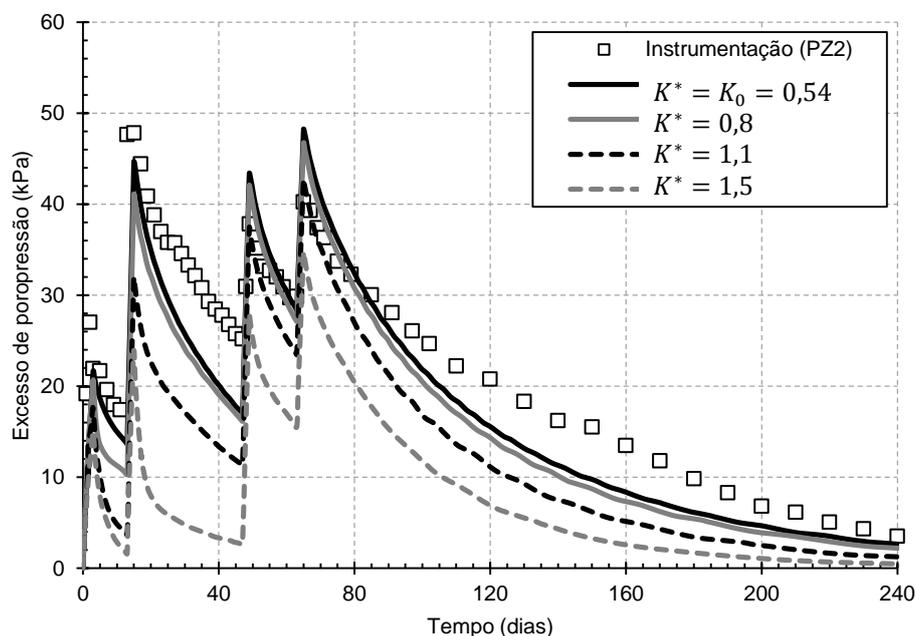


Figura 5-6: Influência do coeficiente empuxo K^* na geração de excesso de poropressão (6 m de profundidade).

Para as tensões totais aplicadas no solo e na coluna (Figura 5-7), percebe-se que o coeficiente não possui influência para solo já que, o K^* está associado às tensões efetivas e, no topo da camada de solo, não há mudança do estado de tensões totais. Para a coluna, a variação de K^* na tensão total só influencia no período pós-

construção, quando o excesso de poropressão vai sendo dissipado, sendo os valores de tensão total da coluna menores com o aumento K^* . O aumento de K^* gera um aumento de tensão efetiva média (p') e do módulo de elasticidade do solo (função da tensão efetiva média), gerando assim um aumento da resistência ao cisalhamento do solo. Assim sendo, o solo torna-se capaz de suportar uma carga maior, solicitando menos a coluna. Observa-se também que, para o último período de adensamento, o aumento do valor de K^* reduz a taxa de crescimento das tensões na coluna pós-construtivas, mostrando que o fator concentração de tensões tende a ser constante no tempo e que, portanto, o efeito de arqueamento é reduzido, já que a diferença de rigidez entre solo e coluna passa a ser menor.

Observa-se que o valor de K^* mais próximos da tensão vertical no topo da coluna é correspondente a 1,1 para o final do período de adensamento.

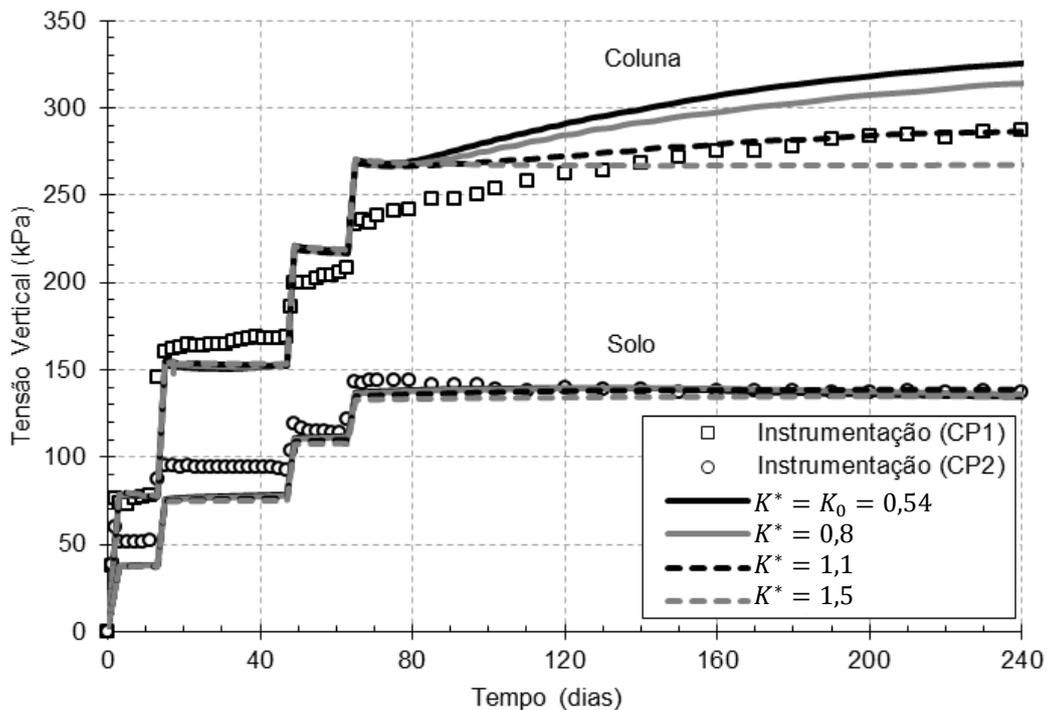


Figura 5-7: Influência do coeficiente empuxo K^* na tensão total do solo e da coluna.

Na Figura 5-8, percebe-se que o aumento de K^* gera uma redução no recalque do solo, pois o aumento do coeficiente de empuxo gera uma maior resistência do solo. Também pode ser observado que as curvas que mais se aproximam do recalque do solo medido são referentes aos valores de K^* igual a K_0 e a 0,8.

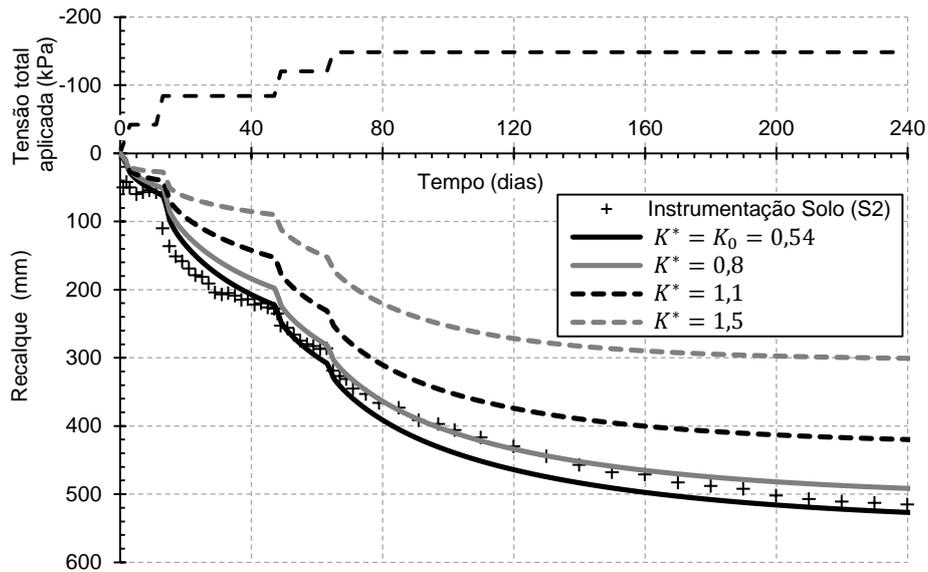


Figura 5-8: Influência do coeficiente empuxo K^* no recalque do solo

O aumento de K^* provoca um aumento da tensão efetiva horizontal do solo, ou seja, da capacidade do solo de confinar a coluna, ocasionando uma diminuição da expansão lateral do geotêxtil, como pode ser observado na Figura 5-9. Considerando-se a deformação radial expressa na Equação 5-1 para o ponto dentro do aterro de conquista e para o final do período analisado, a deformação é de 1,88%, 1,94%, 1,75%, e 1,19% respectivamente para $K^* = K_0$, 0,8, 1,1 e 1,5. Também observa-se que as curvas de K^* mais próximas da curva que representa os valores medidos são as curvas K_0 e $K^* = 0,8$.

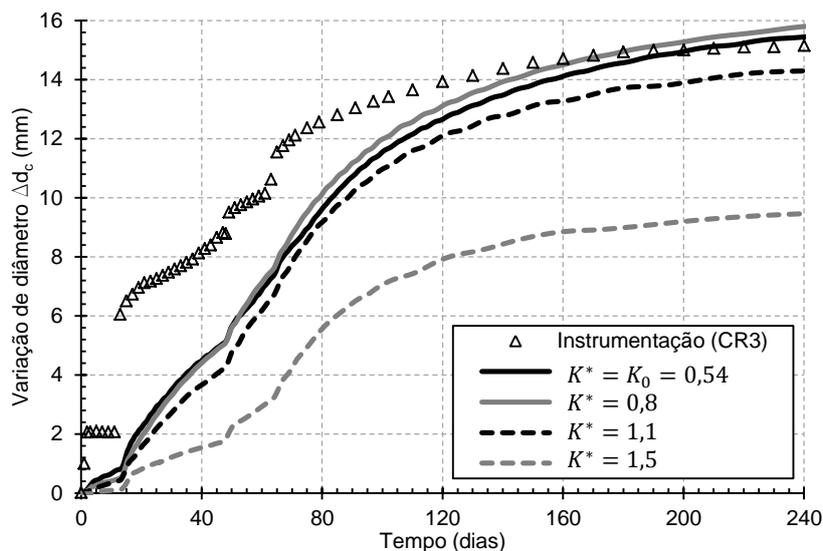


Figura 5-9: Influência do coeficiente empuxo K^* na expansão do geotêxtil a 1 m de profundidade (dentro do aterro de conquista).

Castro e Karstunen (2010) simularam a instalação de uma coluna de 80 cm de diâmetro e 10 m de comprimento através da expansão de uma cavidade cilíndrica. O

subsolo é composto de 1 m de uma argila siltosa rija e 10 m de argila mole com coeficiente de empuxo no repouso $K_0 = 0,54$. Os autores concluíram que, depois que todo o excesso de poropressão é dissipado, o coeficiente de empuxo é $1,4 K_0$. Para todos os parâmetros analisados (excesso de poropressão, tensão total vertical, recalque e expansão lateral da coluna), observa-se que os valores mais próximos do medido são os valores entre K_0 e $K^* = 0,8$ (correspondente a $1,4 K_0$) e que essas curvas pouco se distanciam uma da outra. Sendo assim, o efeito de instalação das colunas é pequeno para este caso. Isso pode ser explicado pelo fato das colunas terem sido instaladas cerca de quatro anos antes das investigações geotécnicas e da construção do aterro e que, quando este foi construído, todo o excesso de poropressão gerado pela instalação da coluna já havia sido dissipado. É possível também que, de alguma forma, o efeito da instalação das colunas tenha sido traduzido nos parâmetros do solo obtidos através das investigações geotécnicas e utilizados na modelagem.

5.3.2 Módulo de elasticidade da coluna

As análises numéricas foram feitas para valores do módulo de elasticidade da coluna E_c de 20 MPa, 40 MPa e 80 MPa, conforme os valores recomendados pela literatura (item 2.1.4).

Observa-se na Figura 5-10 que a variação do módulo de elasticidade da coluna E_c não altera os valores de excesso de poropressão significativamente, principalmente para os valores ao final do período analisado (245 dias). Para o valor de pico correspondente ao último estágio de carregamento, a diferença entre os valores do excesso de poropressão gerado para $E_c = 80 \text{ MPa}$ e $E_c = 20 \text{ MPa}$ é de cerca de 18%.

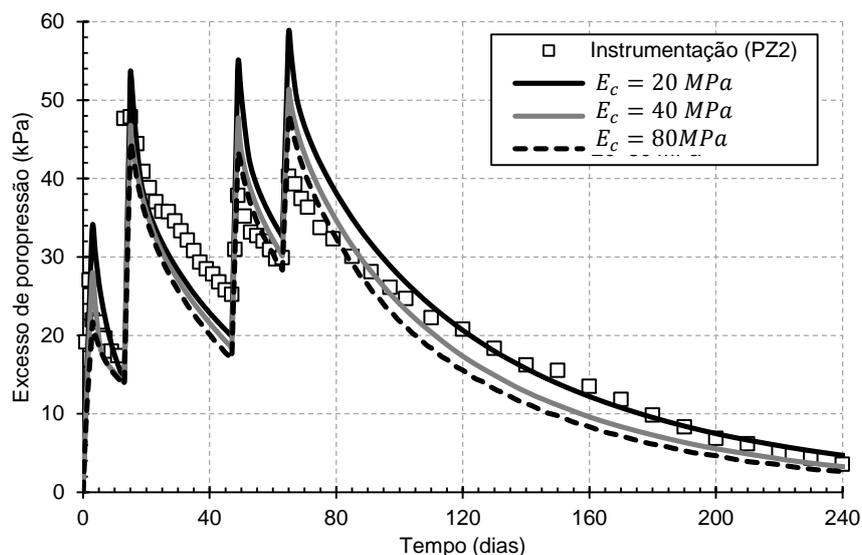


Figura 5-10: Influência do módulo de elasticidade da coluna E_c na dissipação do excesso de poropressão a 6 m de profundidade.

O parâmetro E_c define a rigidez do material da coluna e, portanto o seu aumento significa um aumento da rigidez da coluna. Apesar disso, como o caso estudado refere-se a colunas encamisadas por geossintético, a rigidez da coluna também depende do módulo de rigidez do geotêxtil, parâmetro este a ser avaliado adiante. A Figura 5-11 mostra a variação da tensão vertical no topo da coluna e no topo do aterro de conquista. Observa-se que, para o solo, a variação deste parâmetro não altera significativamente as tensões totais no topo da camada devido à presença do aterro de conquista. Já para a coluna, há um aumento de tensões totais conforme aumenta-se a rigidez da coluna. Percebe-se também que, para os valores do módulo E_c da coluna 40 MPa e 80 MPa, a diferença é pequena, principalmente na última fase de adensamento. Nota-se que a curva para $E_c = 20$ MPa aproxima-se bem dos valores medidos na última fase de adensamento (período pós-constutivo), embora a curva de $E_c = 80$ MPa, aproxima-se melhor da curva medida no período construtivo. Para o final do período analisado (245 dias), observa-se que a diferença entre a tensão total referente à $E_c = 80$ MPa e a $E_c = 20$ MPa é de cerca de 15%, estando em acordo com a variação do excesso de poropressão. Sendo assim, o aumento do módulo de elasticidade E_c faz com que a coluna se torne mais rígida, transferindo menos carga o solo e, conseqüentemente, gerando menores excessos de poropressão.

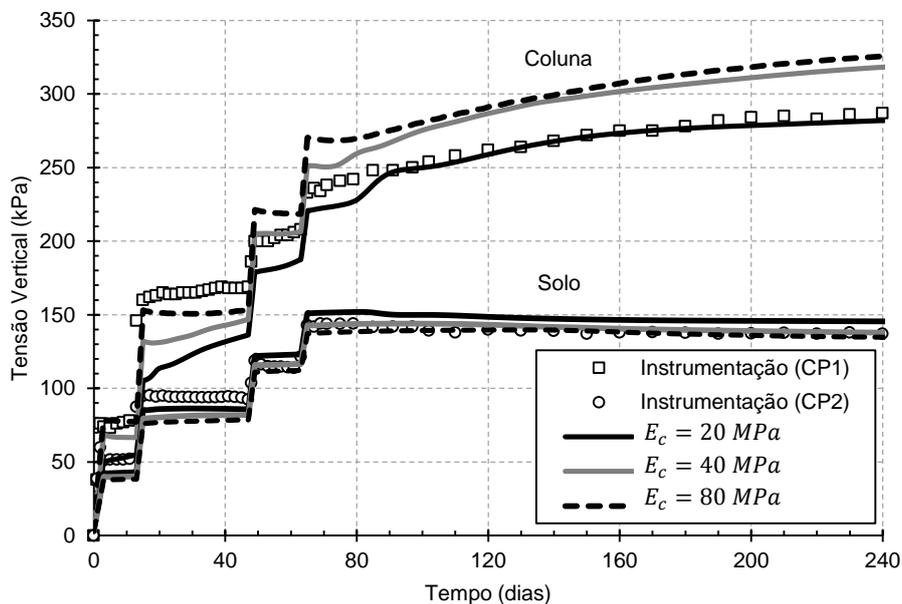


Figura 5-11: Influência do módulo de elasticidade da coluna E_c na tensão total no topo da coluna e da camada de solo.

A Figura 5-12 mostra os recalques em função do tempo para cada módulo de elasticidade estudado. Observa-se a magnitude do recalque é maior para a coluna

com módulo de elasticidade E_c menor. A diferença de recalque para o final do período analisado entre a coluna com módulo $E_c = 80 \text{ MPa}$ e a coluna com módulo $E_c = 40 \text{ MPa}$ é de 30 mm , cerca de 6% , sendo o módulo mais alto o mais próximo dos recalques medidos. A diferença entre a coluna com módulo $E_c = 20 \text{ MPa}$ e $E_c = 40 \text{ MPa}$ é de 55 mm , representando uma diferença de cerca de 9% . O aumento dos recalques com a diminuição do módulo de elasticidade E_c da coluna ocorre, conforme já discutido, devido à redução da rigidez do material, solicitando mais o solo e, conseqüentemente, gerando excessos de poropressões (Figura 5-10) e recalques maiores.

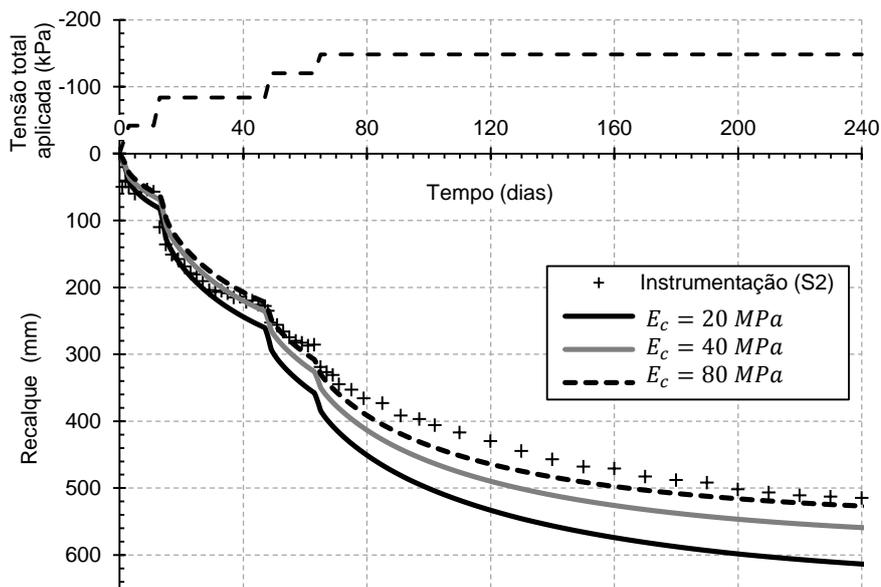


Figura 5-12: Influência do módulo de elasticidade da coluna E_c no recalque do solo.

A Figura 5-13 mostra que, à medida que o módulo de elasticidade da coluna E_c diminui, a expansão do geotêxtil a 1 m de profundidade reduz-se também. Isso pode ser explicado pela presença do geotêxtil que induz o confinamento da coluna. Quanto menor o módulo de elasticidade da coluna, menor é a tensão que a coluna é capaz de suportar e, portanto, menor é a mobilização da força de tração perimetral do geotêxtil. Como, para este caso, o módulo de rigidez do geotêxtil é o mesmo, a expansão lateral da coluna é menor. Aliado a isto, este ponto encontra-se dentro do aterro de conquista que foi modelado com $E_{ac} = 15 \text{ MPa}$, ou seja, para o caso da coluna $E_c = 20 \text{ MPa}$, os valores de rigidez dos materiais são bem próximos e por isso também à expansão é menor, já que a diferença de rigidez entre os materiais torna-se menor. Considerando-se a deformação radial expressa na Equação 5-1 para o ponto dentro do aterro de conquista e para o final do período analisado, a deformação é de $1,88\%$, $1,63\%$ e $1,13\%$ respectivamente para $E_c = 80 \text{ MPa}$, 40 MPa e 20 MPa .

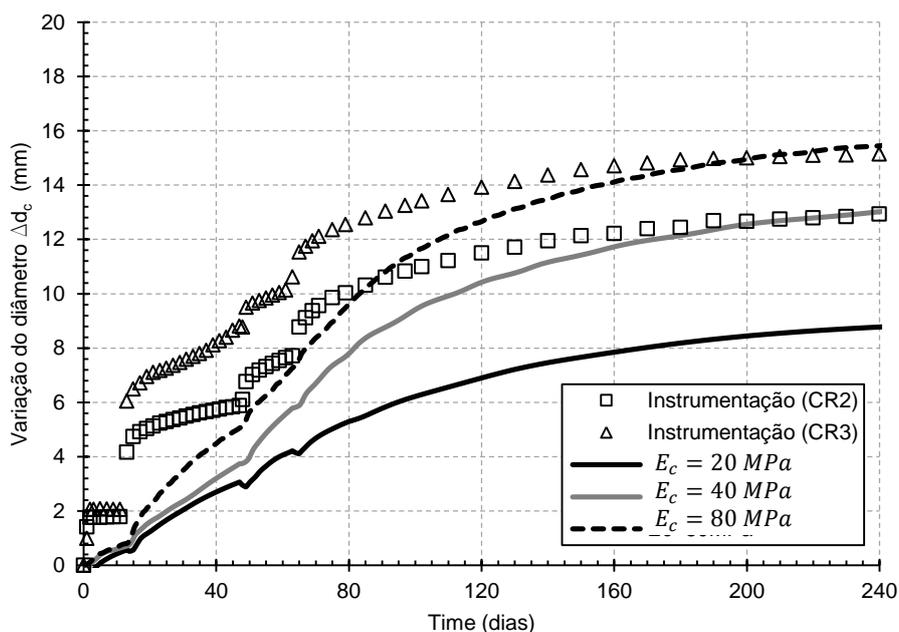


Figura 5-13: Influência da variação do módulo de elasticidade da coluna E_c na expansão do geotêxtil, ponto F.

5.3.3 Módulo de rigidez do geotêxtil

Os valores utilizados para a análise de sensibilidade do módulo de rigidez J do geotêxtil foram escolhidos próximo a faixa de valores disponíveis no mercado, sendo portanto, feita análises para valores de J iguais a 875, 1750 e 3500 kN/m .

Observa-se na Figura 5-14 que, à medida que o módulo de rigidez J do geotêxtil aumenta, o excesso de poropressão diminui e se dissipa mais rapidamente, estando praticamente todo dissipado aos 200 dias. Isso ocorre, pois, quanto maior o J , maior a rigidez da coluna, maior é a tensão vertical absorvida por ela e menos carga do aterro é transferida para o solo mole, gerando poropressões menores. A Figura 5-15 mostra claramente o ganho de tensão vertical total na coluna com o aumento do módulo J . Para o solo, a diminuição da tensão vertical não é tão grande, mas isso ocorre porque a figura ilustra os valores de tensão para o topo da camada de solo, ou seja, para o topo do aterro de conquista que é composto por um material mais resistente que a argila mole que se encontra abaixo deste aterro. Segundo Almeida *et al.* (2014), para o topo da camada de argila mole, o fator concentração de tensões ($n = \Delta\sigma_{vc}/\Delta\sigma_{vs}$) corresponde a $n = 10$, enquanto que para o topo do aterro de conquista é cerca de $n = 2,3$.

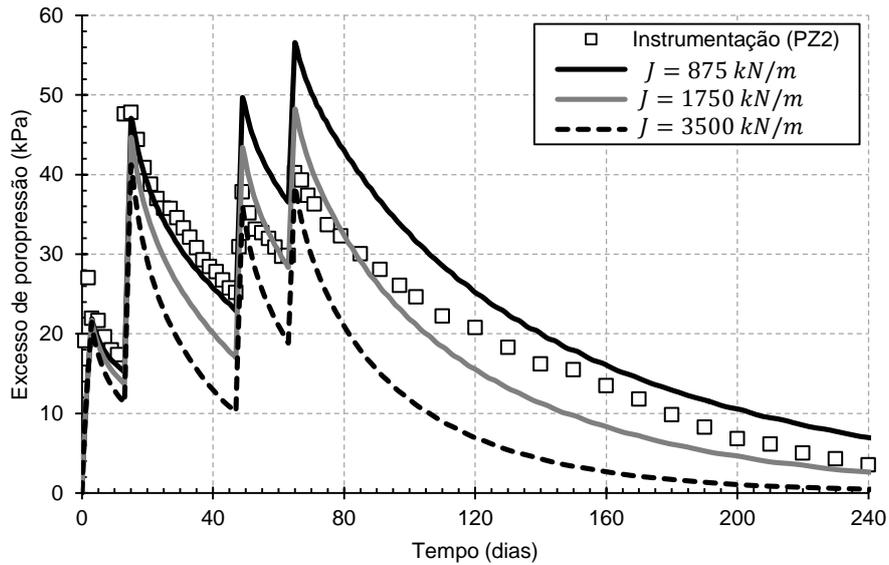


Figura 5-14: Influência do módulo J na dissipação do excesso de poropressão para a profundidade de 6m.

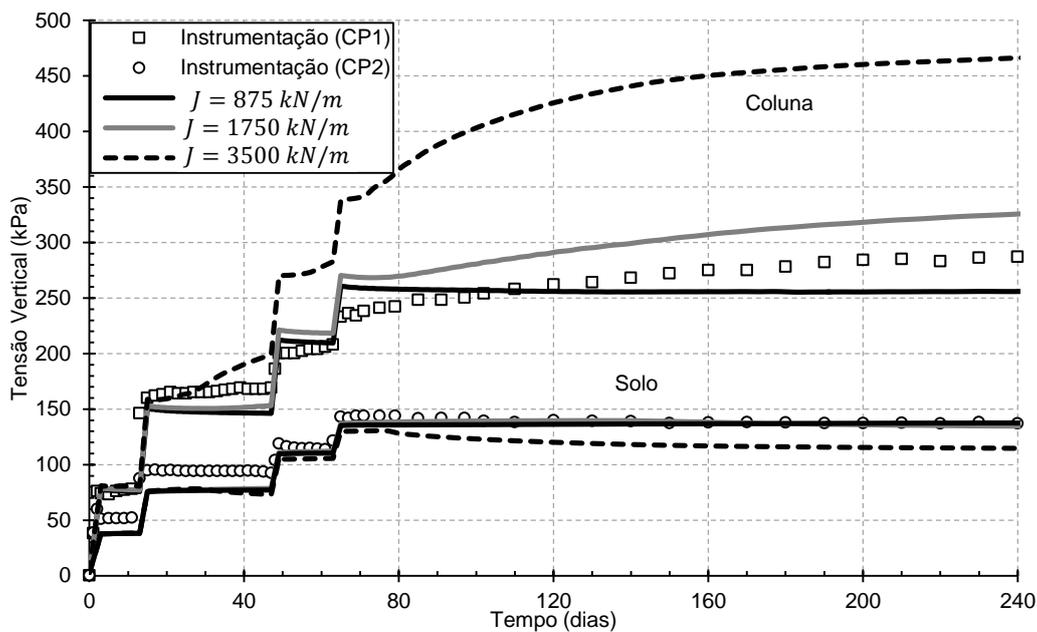


Figura 5-15: Influência do módulo J em termos de tensão vertical total para o topo da coluna e do solo.

A Figura 5-16 mostra o efeito do aumento do módulo de rigidez do geotêxtil nos recalques do solo. Observa-se que o aumento do módulo reduz consideravelmente a magnitude dos recalques. Para $J = 3500 \text{ kN/m}$ o valor do recalque é de 420 mm , aos 245 dias, sendo que ao final do período de construção (65 dias), o valor é de 280 mm , representando 67% do valor máximo. Para $J = 875 \text{ kN/m}$ o valor do recalque aos 245 dias é de 620 mm , sendo que ao final da construção (65 dias) é de 360 mm , representando 58% dos recalques totais do solo. Isso é explicado, pois, conforme mostrado na Figura 5-15, o aumento do módulo J aumenta o fator de concentração de

tensões, reduzindo a tensão no solo, devido ao aumento de rigidez da coluna. Observa-se também que para o módulo maior ($J = 3500 \text{ kN/m}$), os recalques se estabilizam aos 160 dias, enquanto para o módulo menor ($J = 875 \text{ kN/m}$), os recalques ainda não se estabilizaram e tendem a crescer. Considerando-se que, para $J = 1750 \text{ kN/m}$, os recalques do solo (cerca de 520 mm) se estabilizam com cerca de 245 dias e, comparando-se o seu tempo de estabilização e magnitude com os valores apresentados para o maior módulo de J , há um ganho de 35% do tempo e redução de 20% dos recalques. Isso ocorre porque, conforme já explicado (Figura 5-14), o excesso de poropressão é menor e dissipado mais rapidamente.

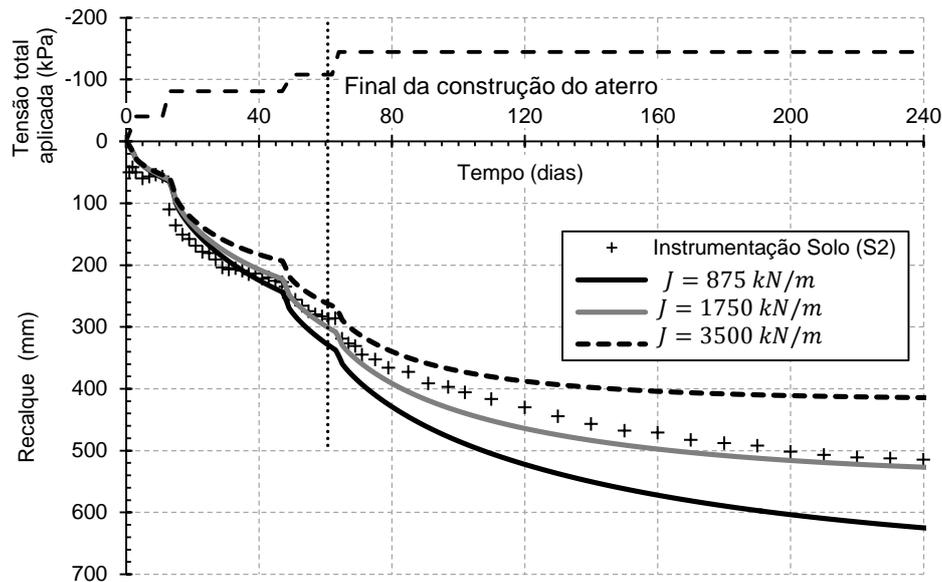
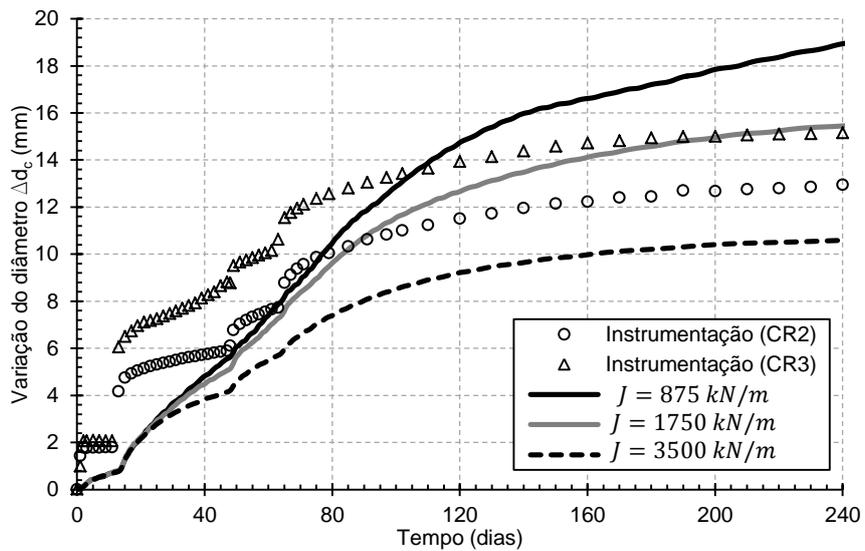


Figura 5-16: Influência do módulo J no recalque do solo.

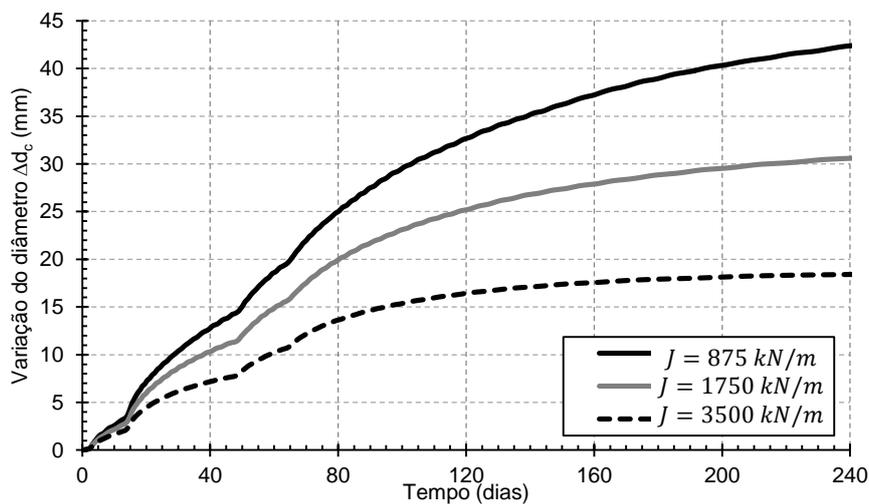
Conforme esperado, observa-se na Figura 5-17 uma grande diminuição dos deslocamentos laterais da coluna devido ao aumento do módulo de rigidez do geotêxtil, pois este é inversamente proporcional à variação do diâmetro da coluna, ou seja, a expansão do geotêxtil. O aumento do módulo de $J = 1750 \text{ kN/m}$ para $J = 3500 \text{ kN/m}$ provoca uma redução de 33% do deslocamento lateral para o ponto dentro do aterro de conquista. Também pode ser percebido que os deslocamentos horizontais para o geotêxtil de maior módulo parecem se estabilizar ao final do período analisado, enquanto que, para os demais módulos, isso não ocorre. Isso acontece devido ao fato da expansão estar associada ao recalque máximo que ocorre no centro do aterro. Housseinpour (2015) encontrou uma relação linear crescente entre a variação do diâmetro da coluna e os recalques que ocorrem no ponto central do aterro entre duas colunas. Conforme visto anteriormente na Figura 5-16 os recalques para $J = 3500 \text{ kN/m}$ já estabilizaram, estando de acordo com os resultados encontrados para a expansão do geotêxtil. Considerando-se a deformação radial expressa na

Equação 5-1 para o ponto dentro do aterro de conquista e para o final do período analisado, a deformação é de 2,38%, 1,88% e 1,31% respectivamente para $J = 875 \text{ kN/m}$, 1750 kN/m e 3500 kN/m . Para o ponto dentro da argila mole a deformação radial é de 5,38%, 3,88% e 2,25% respectivamente para $J = 875 \text{ kN/m}$, 1750 kN/m e 3500 kN/m .

Observa-se, portanto, que o parâmetro J do geotêxtil possui grande influência no comportamento da coluna, apresentando maior relevância que o parâmetro E_c do material da coluna.



(a)



(b)

Figura 5-17: Influência do módulo J na expansão do geotêxtil; a) para o ponto F (profundidade de 1,0m, dentro do aterro de conquista); b) para o ponto G (profundidade de 2,3m, na argila mole).

5.3.4 Ângulo de atrito da coluna ϕ_c

O estudo paramétrico foi feito variando-se os valores do ângulo de atrito da coluna ϕ_c dentro da faixa de valores recomendados pela literatura (item), sendo assim, os valores escolhidos foram 35° , 40° e 45° .

A figura Figura 5-18 mostra a variação do excesso de poropressão a 6m profundidade em função do ângulo de atrito da coluna. Observa-se que, quanto maior o ângulo de atrito, menor o excesso de poropressão gerado e a sua dissipação ocorre de maneira mais rápida. O ângulo de atrito está relacionado à resistência do material granular da coluna, portanto, quanto maior o seu valor, mais resistente é o material e mais rígida se torna a coluna. Em virtude disso, o aumento do ângulo de atrito gera o aumento da parcela absorvida pela coluna do acréscimo de tensão total ocasionado pela construção do aterro, diminuindo a parcela absorvida pelo solo e, conseqüentemente, gerando excesso de poropressão menor.

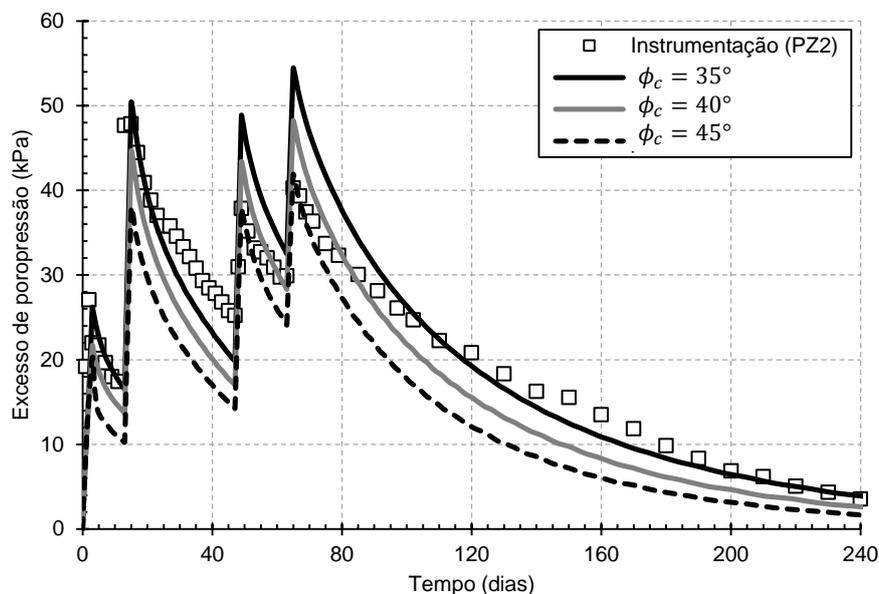


Figura 5-18: Influência do ângulo de atrito da coluna ϕ_c na dissipação do excesso de poropressão ($-6m$).

O acréscimo de tensão total produzido no topo da coluna e no topo do solo pode ser verificado na Figura 5-19. Observa-se que, para o solo, o aumento do ângulo de atrito não gera grande variação na tensão total, enquanto que, para a coluna, a variação da tensão é grande. Conforme já discutido anteriormente, os pontos da figura representam a base do aterro, sendo assim, o ponto referente ao solo sofre influência da camada de aterro de conquista lançada sobre a argila mole. Este aterro é composto por um solo mais resistente que a argila e, portanto, o aumento da resistência do material da coluna não provoca variações muito grandes no topo do aterro de

conquista. Para profundidades maiores, onde a argila mole torna-se presente, a diminuição do acréscimo de tensão no solo torna-se mais sensível e o fator concentração de tensões cresce conforme mostrado por Almeida *et al* (2014). Observa-se também na Figura 5-19 que para um aumento do ângulo de atrito de 5° o aumento da tensão total na coluna no final do período de adensamento é de cerca de 26%. Observa-se também que a Figura 5-19 tem um comportamento muito parecido com o do módulo de rigidez J (Figura 5-15), conforme esperado. O geotêxtil é responsável pelo confinamento do material e, como este é composto por brita, a resistência ocorre devido ao atrito entre os grãos. Sendo assim, o aumento da rigidez do geotêxtil contribui para o confinamento do material da coluna, fazendo com que haja uma interação maior entre os grãos e, conseqüentemente, o aumento desses dois parâmetros apresenta um comportamento similar.

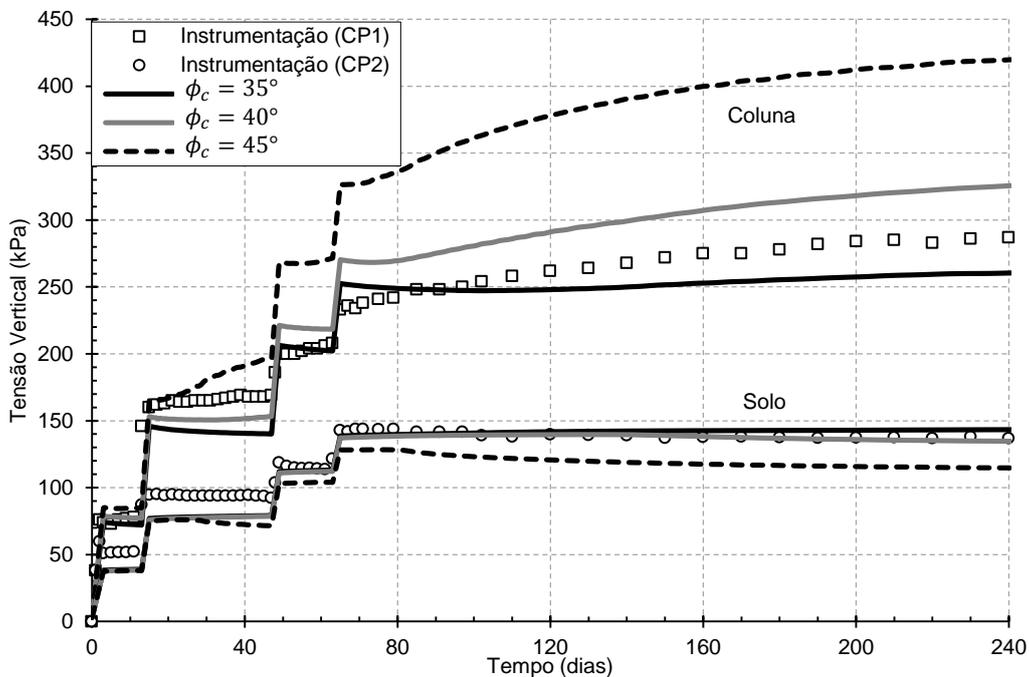


Figura 5-19: Influência do ângulo de atrito da coluna ϕ_c na tensão total no topo da coluna e da camada de solo.

A Figura 5-20 mostra a influência da variação do ângulo de atrito na coluna ϕ_c no valor dos recalques. Percebe-se que o aumento do ângulo gera uma redução na magnitude dos recalques, pois quanto maior o ângulo, maior a resistência da coluna e menor é a carga transferida para o solo e menores são os recalques sofridos pelo mesmo. A diferença do recalque entre os ângulo de atrito 35° e 40° é de 52mm e a diferença do recalque entre os ângulos 40° e 45° é de 54mm representando uma redução de cerca de 10% da magnitude dos recalques para um aumento de 5° no valor do ângulo de atrito da coluna.

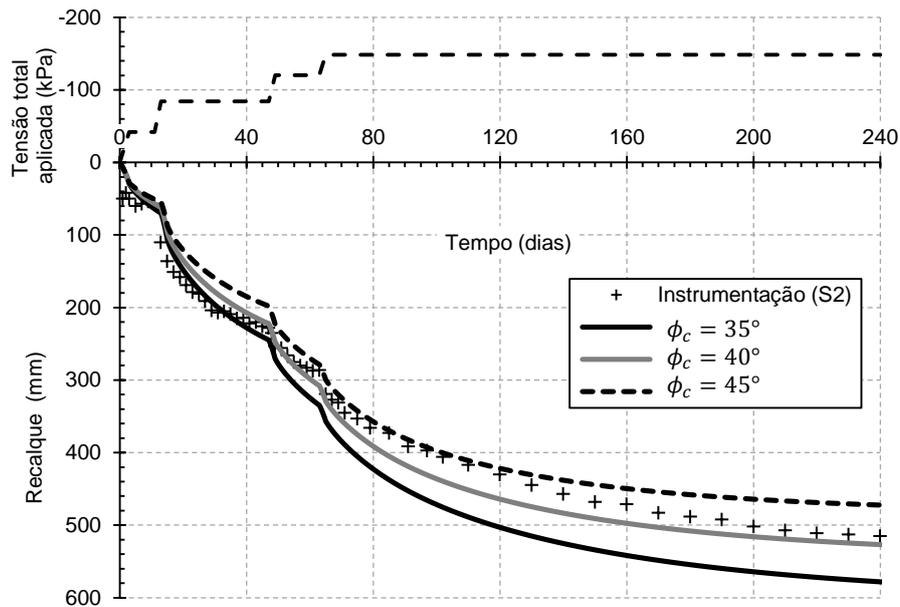
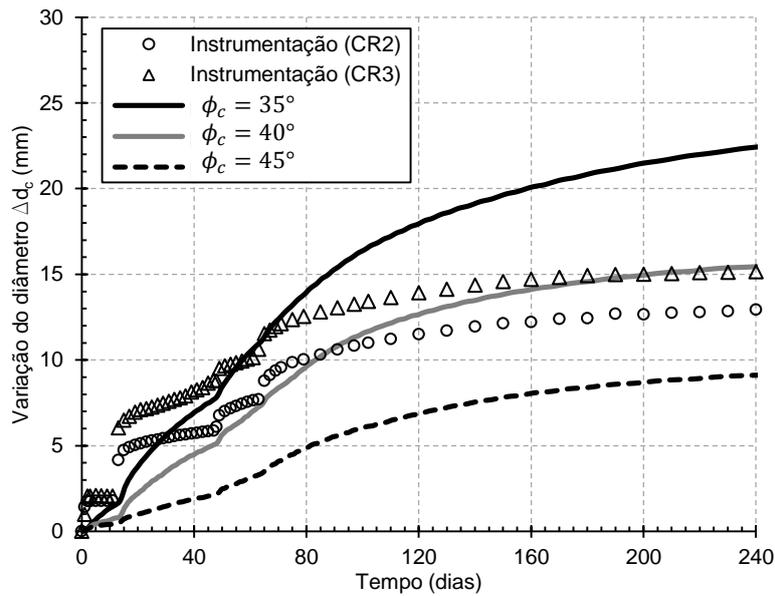


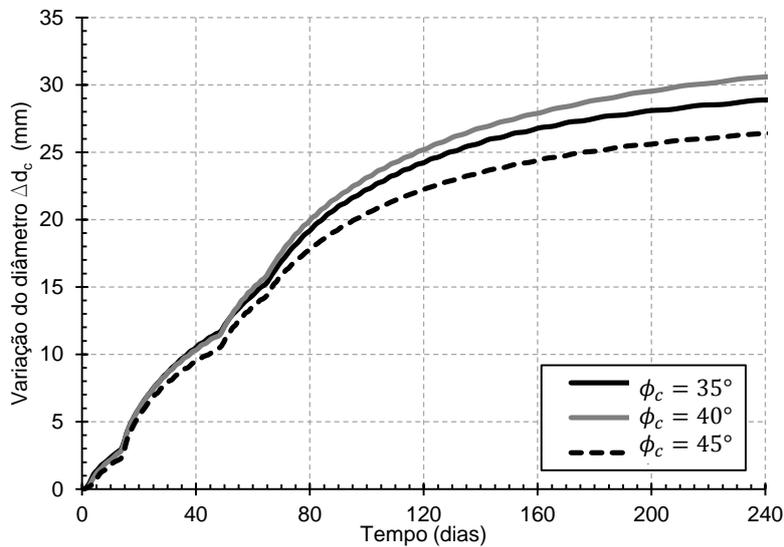
Figura 5-20: Influência do ângulo de atrito da coluna ϕ_c no recalque do solo.

O aumento do ângulo de atrito da coluna ϕ_c reduz a expansão lateral do geotêxtil, pois aumenta a resistência do material da coluna, conforme discutido anteriormente. Esta variação pode ser verificada na Figura 5-21. Considerando-se a deformação radial expressa na Equação 5-1 para o ponto dentro do aterro de conquista e para o final do período analisado, a deformação é de 2,88%, 1,88% e 1,13% respectivamente para $\phi_c = 35^\circ$, 40° e 45° . Para o ponto dentro da argila mole a deformação é de 3,50%, 3,88% e 2,75% respectivamente para $\phi_c = 35^\circ$, 40° e 45° . Observa-se que este efeito é maior para a profundidade de 1 m, situada na camada de aterro de conquista, onde os deslocamentos são menores, do que para a profundidade de 2,3m, situada na camada de argila mole. Diferentemente do módulo de rigidez do geotêxtil J , o aumento de resistência do material não provém o aumento do confinamento da coluna, sendo assim a influência de J na expansão lateral do geotêxtil muito maior que o aumento do ângulo de atrito ϕ_c da coluna, conforme pode ser observado comparando-se a Figura 5-17 e Figura 5-21. Conclui-se então que o fator preponderante na expansão lateral do geotêxtil é a tensão de confinamento aplicada na coluna e, como a argila mole tem uma capacidade de confinamento lateral muito menor que a do aterro de conquista, o efeito da variação do ângulo de atrito do material da coluna e, conseqüentemente, de sua resistência, é menos relevante nesta camada.

Observa-se que, de forma geral, o ângulo de atrito da coluna ϕ_c que traduz melhor o comportamento medido para os valores de excesso de poropressão, tensão vertical no solo e na coluna, recalque e expansão lateral do geotêxtil é próximo de 40° .



(a)



(b)

Figura 5-21: Influência do ângulo de atrito da coluna ϕ_c na expansão lateral do geotêxtil a) 1 m de profundidade, dentro do aterro de conquista; b) 2,3 m de profundidade, dentro da argila mole.

5.3.5 Variação do diâmetro d_c da coluna

O estudo paramétrico foi feito variando-se os valores do diâmetro da coluna d_c de acordo com os diâmetros comerciais do geotêxtil disponíveis no mercado, sendo assim, os valores escolhidos foram 0,6, 0,8 e 1,0 m. O espaçamento entre as colunas foi mantido ($l = 2m$), sendo assim, a variação do diâmetro da coluna gera a variação do coeficiente de substituição a_c . Para a coluna de diâmetro 0,6 m, $a_c = 7\%$, para o diâmetro de 0,8 m, $a_c = 12,5\%$ e, para o diâmetro de 1,0 m, $a_c = 19,6\%$.

A Figura 5-22 mostra como o excesso de poropressão varia em função do aumento do diâmetro d_c da coluna. Observa-se que, os valores de excessos diminuem a medida que o diâmetro aumenta e sua dissipação ocorre de forma mais rápida. O aumento do diâmetro da coluna, aumenta a rigidez axial EA da coluna e, conseqüentemente, menos carga do aterro é transmitida ao solo e, portanto, os excessos de poropressão gerados são menores. Considerando-se que as colunas de brita também funcionam como drenos verticais, e que o tempo de adensamento é inversamente proporcional ao diâmetro da coluna, o aumento deste diminui o tempo para que os excessos de poropressão sejam dissipados mais rapidamente. Observa-se que, para a coluna 1,0 m, os excessos de poropressão foram completamente dissipados aos 180 dias.

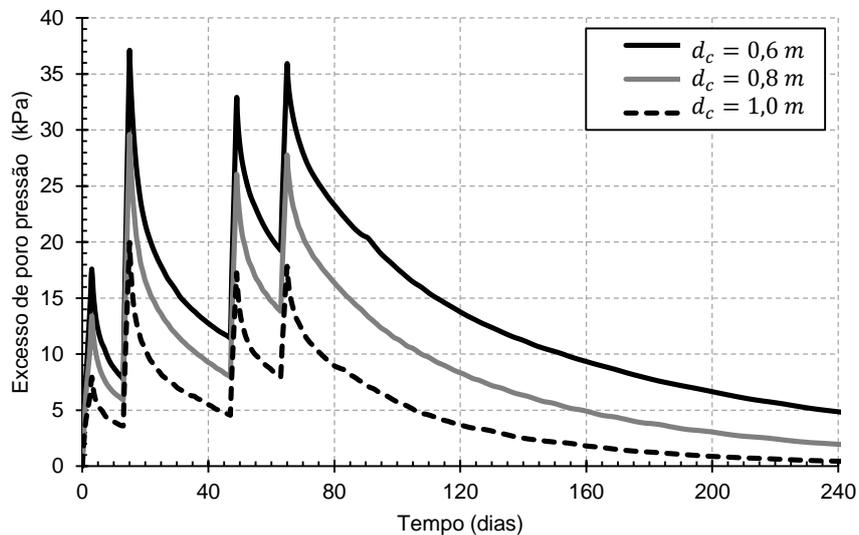


Figura 5-22: Influência da variação do diâmetro da coluna d_c na poropressão a 3 m de profundidade.

Observa-se na Figura 5-23 que, à medida que o diâmetro aumenta, a tensão vertical no topo da coluna diminui. Isso ocorre, pois a área está aumentando com o diâmetro e, portanto, as tensões são menores. Fazendo-se o equilíbrio de forças verticais existentes dentro da célula unitária, percebe-se que as forças transmitidas ao solo são menores à medida que o diâmetro da coluna aumenta. Tem-se:

$$\sigma \cdot A = \sigma_{vc} \cdot A_c + \sigma_{vs} \cdot A_s \quad (5-2)$$

Com base na Figura 5-23 e considerando-se o final do período de adensamento (245 dias) para a coluna de 0,6 m, 83% da força gerada pelo carregamento do aterro é transmitida ao solo; para a coluna de 0,8 m, 75% da força é transmitida e para a coluna de 1 m, 69% da força gerada é transmitida ao solo. O valor elevado da força absorvida pelo solo ocorre, pois este ponto encontra-se sobre o aterro de conquista e o fator concentração de tensões n é menor.

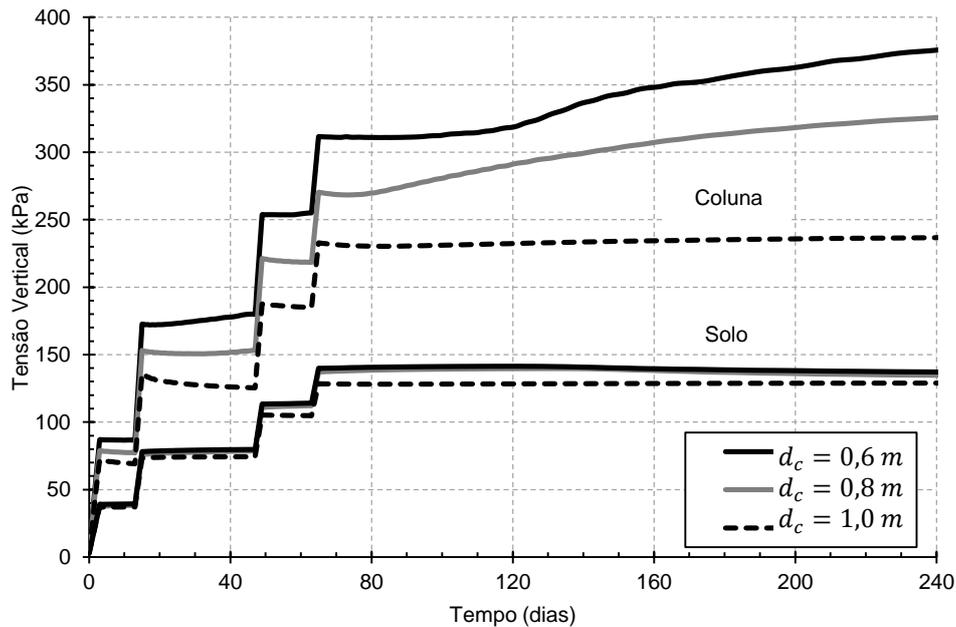


Figura 5-23: Influência da variação do diâmetro da coluna d_c nas tensões verticais no topo da coluna e do solo.

A Figura 5-24 mostra a redução da magnitude dos recalques à medida que o diâmetro da coluna d_c vai sendo aumentado. Conforme dito anteriormente, diâmetros da coluna maiores aumentam a rigidez e o coeficiente de substituição a_c da mesma, diminuindo a porcentagem de material pouco competente e, por isso, a magnitude do recalque diminui. Observa-se que o recalque final para o $d_c = 0,6 m$ é de aproximadamente $630 mm$, para $d_c = 0,8 m$ o recalque é cerca de $520 mm$ e para $d_c = 1,0 m$, o recalque é cerca de $430 mm$. Observa-se que o aumento do diâmetro da coluna de $0,6 m$ para $0,8 m$ reduziu em cerca de 17% a magnitude dos recalques e o aumento do diâmetro de $0,8 m$ para $1,0 m$ também provocou uma redução de cerca de 17%. Além disso, os tempos necessários para a estabilização dos recalques também reduziram com o aumento do diâmetro, já que isso provocou a aceleração dos excessos de poropressão. Percebe-se que a coluna com $d_c = 1,0 m$ atingiu a estabilização com cerca de 200 dias, a coluna com $d_c = 0,8 m$ levou cerca de 245 dias e a coluna com $d_c = 0,6 m$ parece não ter atingido ainda a estabilização ao final do período analisado. Conclui-se então que o aumento do diâmetro da coluna de $0,8 m$ para $1,0 m$ provocou a redução de 18 % do tempo.

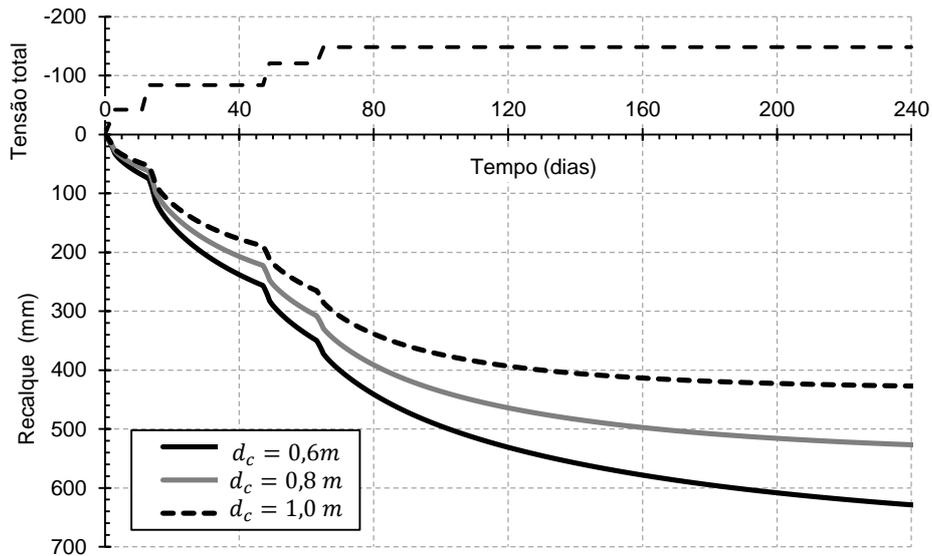


Figura 5-24: Influência no diâmetro da coluna d_c no recalque do solo.

A Figura 5-25 representa a deformação radial (Equação 5-1) do geotêxtil em função do tempo para no ponto de deformação máxima dentro da argila mole. Os pontos apresentados na Figura 5-25 são os pontos onde a deformação é máxima e ocorrem na profundidade de um diâmetro dentro da argila mole, conforme observado por Yoo e Lee (2012). Sendo assim, para a coluna de $0,6$ m, a profundidade em relação ao nível do terreno foi de $2,1$ m; para a coluna de $0,8$ m, a profundidade foi de $2,3$ m e para a coluna de $1,0$ m, a profundidade foi de $2,5$ m. Percebe-se que a medida que o diâmetro d_c aumenta a deformação reduz. Conforme já discutido anteriormente, o aumento do diâmetro aumenta a rigidez da coluna e reduz os recalques. Como a expansão lateral da coluna está associada aos recalques, a redução dos mesmos reduz também a deformação radial da coluna. Observa-se que o aumento do diâmetro da coluna d_c de $0,8$ m para $1,0$ m gera uma redução de cerca de 17,5% na deformação radial e que o aumento do diâmetro de $0,6$ m para $0,8$ m reduz a deformação em cerca de 13,5%.

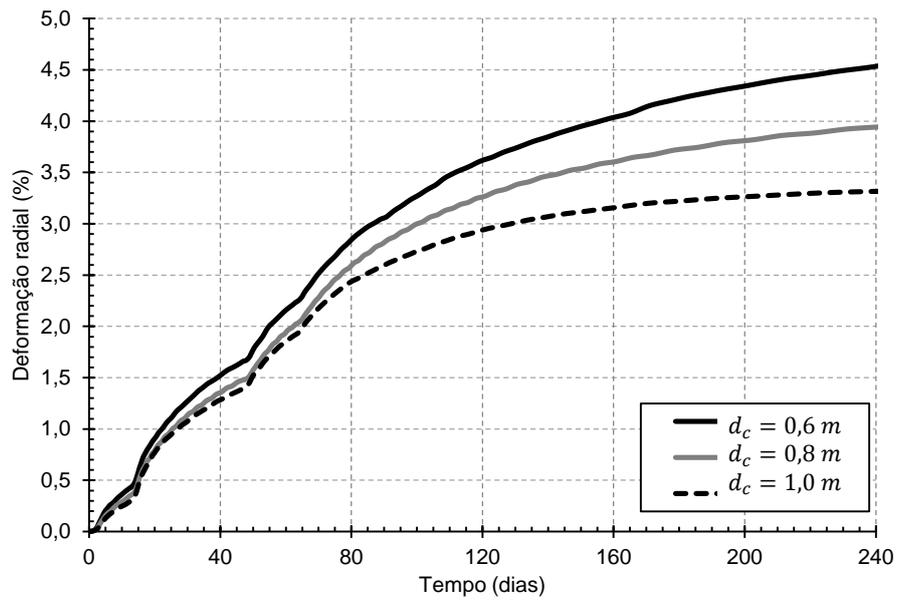


Figura 5-25: Influência da variação do diâmetro da coluna d_c na deformação radial do geotêxtil a uma profundidade de um diâmetro em relação ao topo da argila mole.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A construção de colunas granulares com uso de encamisamento para a construção de aterros em lugares onde haja a presença de material com baixa capacidade de suporte é utilizada como técnica de melhoria do solo mole resultando na redução e na aceleração dos recalques, no aumento da capacidade de carga do solo e na melhoria da estabilidade global dos aterros.

O presente trabalho realizou a modelagem numérica de um aterro teste utilizando-se o conceito de célula unitária para a elaboração de um modelo axissimétrico, ou seja, com foco na área central do aterro. O modelo foi validado comparando-o com dados medidos e com o modelo numérico utilizado por Housseinpour (2015). Um estudo paramétrico foi feito variando alguns parâmetros como o coeficiente de empuxo do solo, o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito do material da coluna, o módulo de rigidez do geotêxtil e o diâmetro da coluna analisando-se sempre seu efeito em termos de excesso de poropressão, recalque, tensão vertical no solo e na coluna e expansão lateral do geotêxtil em função do tempo.

6.1 Conclusão

O coeficiente de empuxo do solo foi variado para estudar o efeito de instalação das colunas. Observou-se que, para todos os parâmetros analisados (excesso de poropressão, tensão total vertical, recalque e expansão lateral da coluna), as curvas mais próximas dos valores medidos correspondem a $K^* = K_0$ e $K^* = 0,8$, sendo essas duas curvas muito próximas entre si. Assim sendo, para este caso, considerando-se que o aterro foi realizado quatro anos após a instalação da coluna e que todo o excesso de poropressão gerado pela instalação já havia se dissipado, o efeito provocado pela instalação das colunas é relativamente pequeno. Além disso, concluiu-se que o coeficiente de empuxo K^* pode ser considerado aproximadamente igual a $1,4 K_0$, estando de acordo com os valores encontrados por Castro e Karstunen (2010). Adicionalmente, é possível também que, de alguma forma, o efeito da instalação das colunas tenha sido traduzido nos parâmetros do solo obtidos na instrumentação geotécnica realizada também quatro anos após a instalação.

Foi utilizada uma ampla faixa de valores para o módulo de elasticidade do material da coluna (entre 20 MPa e 80 MPa) tendo sido reduzida a magnitude dos recalques no solo em cerca de 15% entre os valores máximos e mínimos da faixa analisada. O Apêndice II mostra também os resultados para valores do módulo iguais

a 60 MPa e 70MPa, além dos já mostrados anteriormente. Os estudos mostraram que, quanto maior o módulo de elasticidade do material da coluna, menor é a sua influência nos parâmetros analisados e que o seu valor, para este caso, tende a ser mais próximo de 80 MPa.

O módulo de rigidez do geotêxtil foi variado nos valores $J = 875, 1750$ e 3500 MPa, apresentando importante influência nos parâmetros analisados. No caso, com o aumento do valor de J de 1750 kN/m para 3500 kN/m, o recalque foi reduzido em 20%, o tempo de estabilização de recalques foi reduzido em 35% e a expansão máxima do geotêxtil (profundidade 2,3m) foi reduzida em 33%.

O estudo paramétrico levando em consideração o ângulo de atrito do material da coluna para os valores de 35° e 45° apresentou variações no recalque da coluna de 20%, sendo o valor do ângulo de atrito para o caso estudado admitido como igual a 40° .

Conclui-se portanto que, em relação aos parâmetros que influenciam na rigidez da coluna como um todo (módulo de elasticidade da coluna, o ângulo de atrito e o módulo de rigidez do geotêxtil), o módulo de rigidez do geotêxtil é o parâmetro mais importante. Este parâmetro mostrou ser mais eficiente na redução da magnitude e no tempo de estabilização dos recalques e na expansão lateral da coluna. O módulo de rigidez do geotêxtil é, portanto, o parâmetro que governa a rigidez da coluna.

O diâmetro da coluna foi variado de acordo com os valores do diâmetro do geotêxtil disponíveis no mercado internacional. O aumento do diâmetro da coluna de 0,8 m para 1,0 m provocou uma redução de 17% dos recalques e uma redução de 18% no tempo de estabilização dos recalques. Conclui-se também que a máxima deformação radial do geotêxtil ocorre na profundidade de um diâmetro dentro da argila mole, estando de acordo com o encontrado por Yoo e Lee (2012) e que a redução da deformação da coluna provocada pelo aumento do diâmetro desta de 0,8 m para 1,0 m é de cerca de 17,5%.

Assim sendo, o módulo de rigidez do geotêxtil e o diâmetro da coluna são parâmetros que influenciam o tempo de estabilização dos recalques, reduzindo o tempo conforme seus valores são aumentados, sendo o módulo J mais eficiente que o diâmetro. No que diz respeito à redução nos recalques e à expansão lateral do geotêxtil, o parâmetro que apresentou maior influência em ambos foi o módulo de rigidez do geotêxtil.

6.2 Recomendações para trabalhos futuros

Algumas recomendações para pesquisas futuras são apresentadas a seguir:

- Realização de modelagem numérica utilizando-se o método de expansão da cavidade cilíndrica para verificação do coeficiente de empuxo do solo K^* ;
- Estudo paramétrico envolvendo os parâmetros dos materiais granulares como o ângulo de dilatância da coluna, o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito do aterro e do aterro de conquista que não foram obtidos (medidos) nas investigações geotécnicas;
- Estudo da influência da geogrelha utilizada na base do aterro na estabilidade global do mesmo para a área teste estudada;
- Análises numéricas 3D da área do aterro teste e comparação com as análises 2D realizadas.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEXIEW D., "Piled embankment design: methods and case studies", In *Proceeding of XV Italian Conference on Geosynthetics*, Bologna, Itália, Special Issue, pp. 32-39, 2002.

ALEXIEW, D ; HORGAN, G.J. ; BRONKEMPER, D. Geotextile encased columns (GEC): load capacity, geotextile selection. In: *BGA International Conf. on Foundations*, 2003, Dundee. Proceedings... Dundee, 2003. pp 81-90.

ALEXIEW, D. ; BROKEMPER, D. ; LOTHSPREICH S. ; "Geotextile encased columns (GEC): Load capacity, geotextile selection and design graphs", In *Proceeding of Geo-Frontiers Conference*, Austin, Texas, pp. 318-324, 2005.

ALMEIDA, M.S.S. *Aterros sobre solos moles- da concepção a avaliação de desempenho*. Rio de Janeiro: UFRJ,1996.

ALMEIDA, M.S.S.; HOUSSEINPOUR, I.; RICCIO, M.; ALEXIEW, D. "Behaviour of geotextile-encased granular columns supporting test embankment on soft deposit", *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 141, n. 3, 10.1061/ (ASCE) GT.1943-5606.0001256, 2015.

ALMEIDA, M.S.S.; LIMA, B., RICCIO; M., JUD; H., CASCAO, M.; ROZA, F.; "Stone columns field test: monitoring data and numerical analyses". *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, v. 45, n. 1, pp. 103-112, 2014.

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

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M. E. S; ALMEIDA, M. C. F; MENDONÇA, M.B.. "Performance of two "low" piled embankments with geogrids at Rio de Janeiro". In: *Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, Cancun. v. CdRoom. p. 1285-1295, 2008.

BARKSDALE, R.D.; BACHUS, R.C. ; *FHWA: design and construction of stone columns*, Report FHWA/RD-83/027, National, Technical Information Service, Springfield, Virginia, USA, 1983.

BARKSDALE, R.D. ; TAKEFUMI, T. "Design, construction and testing of sand compaction piles", In *Esrig, M.I. & Bachus, R.C. (Editors), Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing*, ASTM Special Technical Publication 1089, Baltimore, American Society for Testing and Materials, pp. 4-18. 1991.

BRIAUD, J.L. "*Geotechnical engineering, unsaturated and saturated soils*", John Willy and Sons, New Jersey, US, 2013.

BRINKGREVE, R.B.J. *Finite Element code for Soil and Rock Analyses – PLAXIS– 2D user's manual*. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2012.

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

CASTRO, J. e KARSTUNEN, K. "Numerical simulations of stone column installation." *Canadian Geotechnical Journal*. 47 (10):1127–1138, 2010.

EBGEO., "Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements", German Geotechnical Society (DGGT), Berlim, Alemanha, 2010.

EGAN, D.; SCOTT, W.; MCCABE, B.A. "Observed installation effects of vibroreplacement stone columns in soft Clay". *Proceedings of the 2nd International Workshop on the Geotechnics of Soft Soils - Focus on Ground Improvement*, Glasgow, pp. 23-29, 2008.

ELSHAZLY, H.A.; ELKASABGY, M.; ELLEBOUDY, A. "Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings" *Geotech GeolEng* 26, p 225–236, 2008.

ERLICH, M. "Método de dimensionamento de lastros de brita sobre estacas com captéis". *Solos e Rochas*, ABMS/ABGE, v.16, n. 4, pp 229-234, dez 1993.

FHWA (1983). *Design and construction of stone columns*. Barksdale, R.D. e Bachus R.C. Federal Highway Administration, 1983.

GNIEL, J.; BUAZZA, A. "Construction of geogrid encased stone columns: A new proposal based on laboratory testing", *Geotextiles and Geomembranes*, v. 28, n. 1, pp. 108-118, 2010.

GUETIF, Z.; BOUASSIDA, M.; DEBATS, J.M. "Improved soft clay characteristics due to stone column installation". *Computers and Geotechnics*, Volume 34, Issue 2, Março 2007, pp. 104–111, 2007.

HAN, J. Consolidation settlement of stone column-reinforced foundations in soft soils. *In: New techniques on soft soils*. Almeida, M.S.S. (Ed.) São Paulo : Oficina de Textos, 2010, pp. 167-177.

HELWANY, S. *Applied Soil Mechanics : with Abaqus Application*. Jon Wiley & Sons, INC., Hoboken, New Jersey, 2007.

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

KEMPFERT, H. G. "Embankment foundation on geotextile-coated sand columns in soft ground", *In Geosynthetics : Application, Design and Construction-Proceeding of the 1st European Geosynthetics Conference*. Netherlands, Balkema, pp. 245-250, 1996.

KEMPFERT, H. G. "Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques". *International Workshop on Geotechnics of Soft Soils – Theory and Practice*. Vermeer, Schweiger, Karstunen & Cudny (eds.). Noordwijkerhout, Netherlands, 2003. pp 101-112.

KEYKHOSROPUR, L., SOROUGH, A., IMAM, R. "3D numerical analyses of geosynthetic encased stone columns", *Geotextiles and Geomembranes*, v. 35, pp. 61-68, 2012.

KIRSCH, F. "Vibro stone column installation and its effect on groundimprovement." *Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineeringfor Urban Environment*. Th. Triantafyllidis (ed.).Taylor & Francis, Londres, p 115-124, 2006.

KITAZUME, M. *The sand compaction pile method*, Taylor & Francis, 2005.

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

MAGNANI, H.O.; EHRLICH, M.; ALMEIDA, M.S.S.; "Embankments over soft clay deposits: contribution of basal reinforcement and surface sand layer to stability", *Geotechnical and Geoenviromental Engineering*, v. 136, n. 1, pp. 260-264, 2010.

MARQUES, M.E.S.; OLIVEIRA, J.R.M.S.; SOUZA, A.I. Caracterização de um depósito sedimentar mole na região de Porto Velho", *In: ABMS, 14th Congresso Brasileiro em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Rio de Janeiro, Brasil, CD-ROM, 2008.

MATSUI, T.; ODA, K.; NABESHIMA, Y. "Non-linear mechanism and performance of clay-sand column system.", *In Proceeding of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istambul, Turquia, v. 3, pp. 1803-1806, 2001.

MCGUIRE, M.P.; SLOAN, J.; COLLIN, J.; FILZ, G.M. "Critical height of column-supported embankments from bench-scale and field-scale tests", *In: ISSMGE–TC 211, International Symposium on Ground Improvement IS-GI*, Bruxelas, Belgica, 2012.

MCKENNA, J.M.; EYRE, W.A; WOLSTENHOLME, D.R. "Performance of an embankment supported by stone columns in soft ground", *Geotechnique*, v.25, n. 1, pp. 51-59, 1975.

RAITHEL, M.; KEMPFERT, H.G."Calculation models for dam foudations with geotextile-coated sand columns".In: *Proceedings of GeoEngineering*, Melbourne,. pp 347,2000.

RAITHEL, M.; KEMPFERT, H.G.; KIRCHNER, A. "Geotextile encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils", *Proceeding of 7th International Conference on Geosynthetics*, Balkema, Netherlands, pp. 1025-1028, 2002.

RAITHEL, M. ; KIRCHNER, A. ; SCHADE, C. ; LEUSINK, E. "Foundation of constructions very soft soils with geotextile encased columns-state of the art", *Geotechnical Special Publication*, Geo-Frontiers, pp. 1867-1877, 2005.

ROSCOE, K.H.; BURLAND, J.B. "On the generalized stress-strain behavior of wet clay" In: J. Heyman & F. Leckie (ed.), *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, Cambridge, pp.-535-609., 1968.

ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. "On the yielding of soils." *Geotechnique*, 8 (1), pp: 22-53. 1958.

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

SCHOFIELD, A.; WROTH, C.P. *Critical state soil mechanics*. London, McGraw-Hill, 1968.

SILVA, F.P. "Shearing strength of a soft clay deposit near Rio de Janeiro" *Geotechnique*, v.3, n.7, pp. 300-305, 1953.

SPOTTI, A. P. *Aterro Estaqueado Reforçado Instrumentado sobre solo mole*. Tese de Doutorado-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

TANDEL, Y. K.; SOLANKI, C.H.; DESAI, A.K.. "3D FE analysis of an embankment construction on GRSC and proposal of a design method". *ISRN Civil Engineering*, fev 2013.

TERZAGHI, K. *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons, New York, 1943.

WEBER, T.M. (2008). "Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schottersäulen." *Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik, ETH Zürich, Band 232*.

YOO, C.; LEE, D. "Performance of geogrid-encased stone columns in soft ground: full-scale load tests", *Geosynthetics International*, v. 19, n. 6, pp. 480-490, 2012.

APÊNDICE I: RESULTADO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Al.1 – Variação de K^*

Al.1.1- $K^* = 0,8$

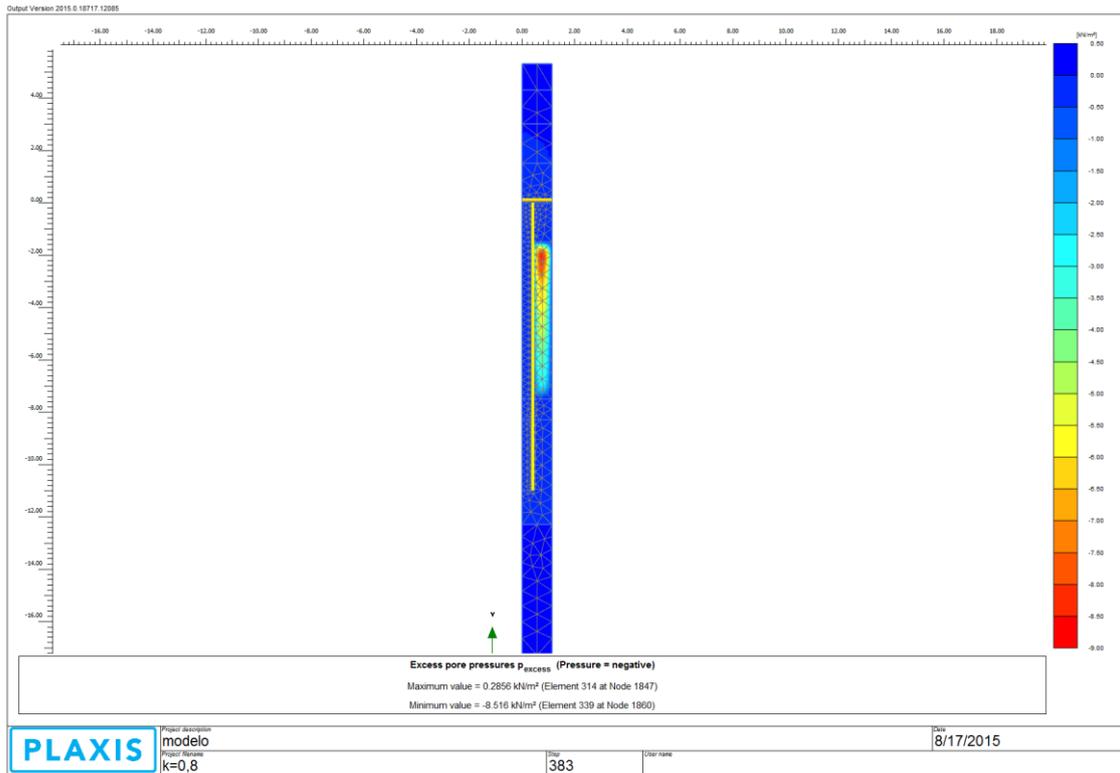


Figura Al.1.1- 1: Distribuição do excesso de poropressão aos 245 dias para $K^* = 0,8$

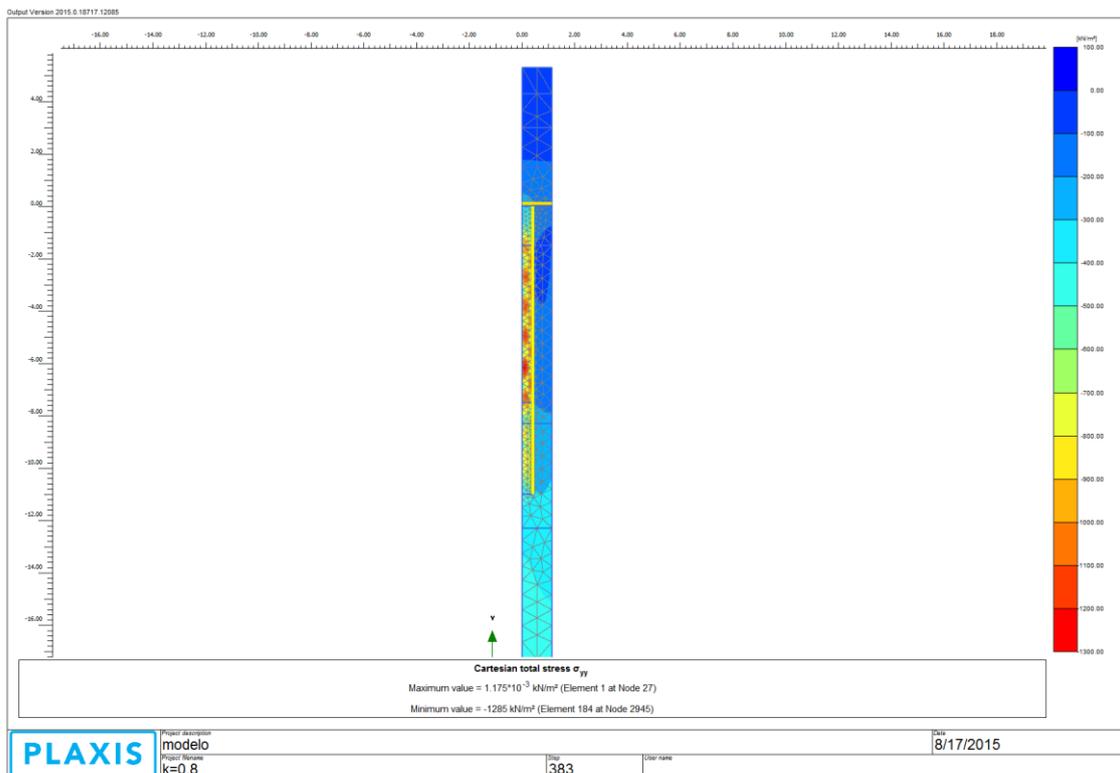


Figura Al.1.1- 2: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $K^* = 0,8$

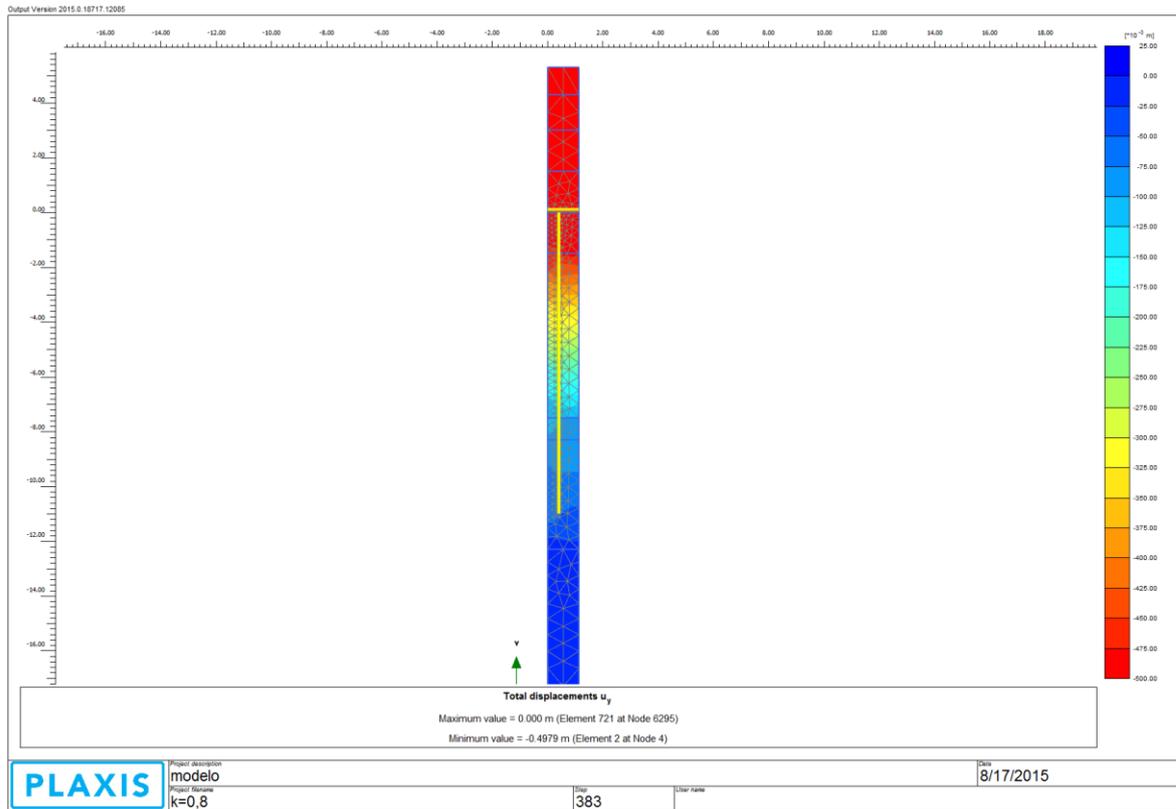


Figura Al.1.1- 3: Distribuição dos recalques aos 245 dias para $K^* = 0,8$

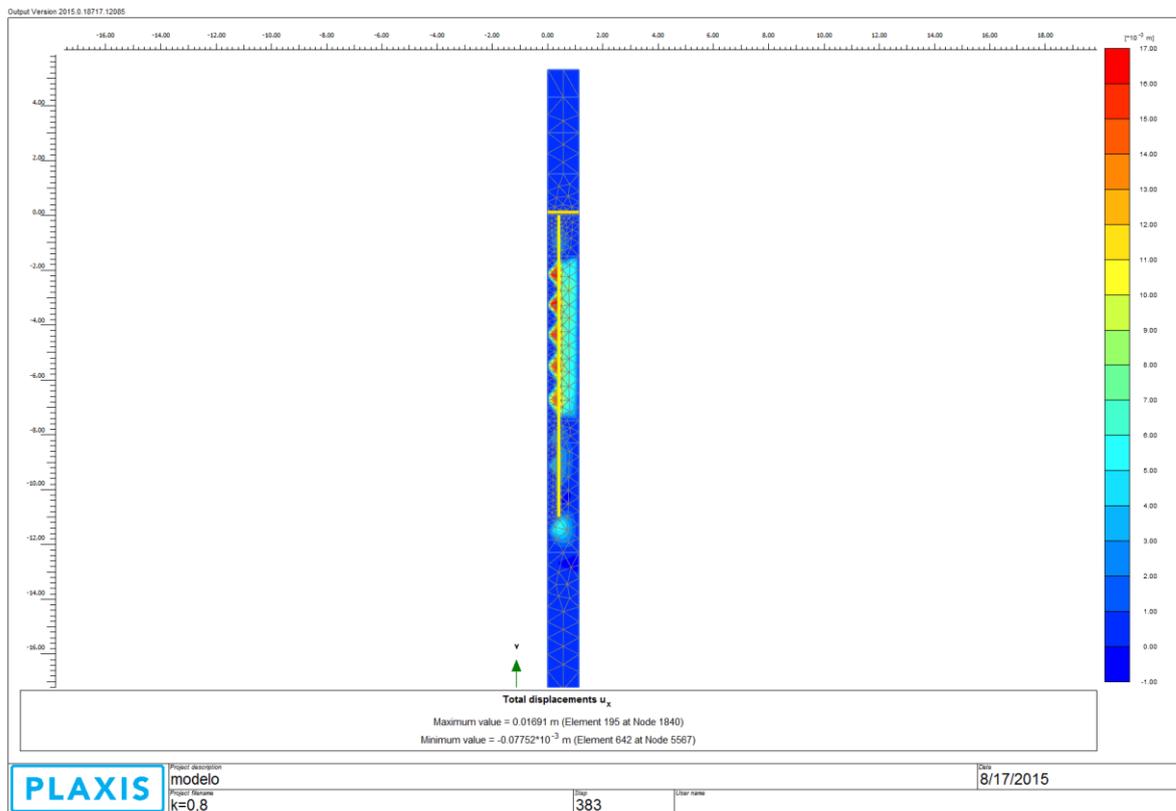


Figura Al.1.1- 4: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias $K^* = 0,8$

AI.1-2: $K^* = 1,1$

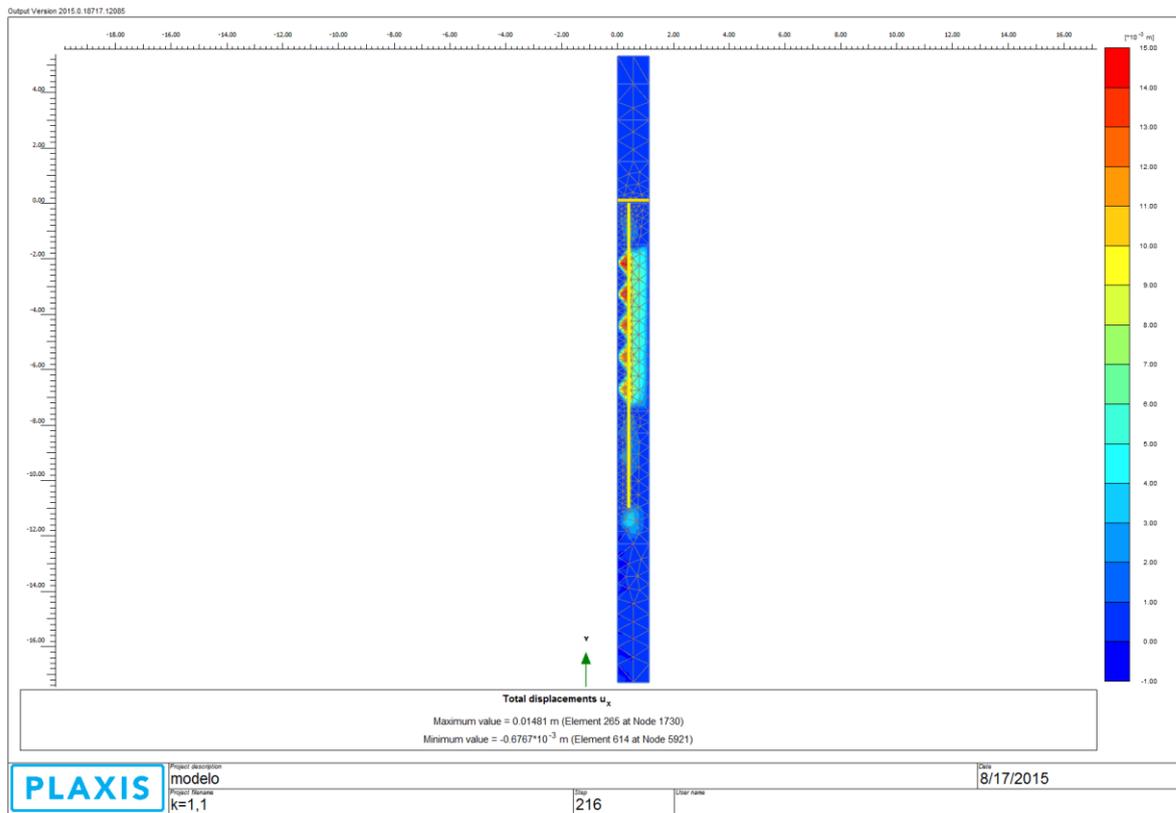


Figura AI.1.2-1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $K^* = 1,1$

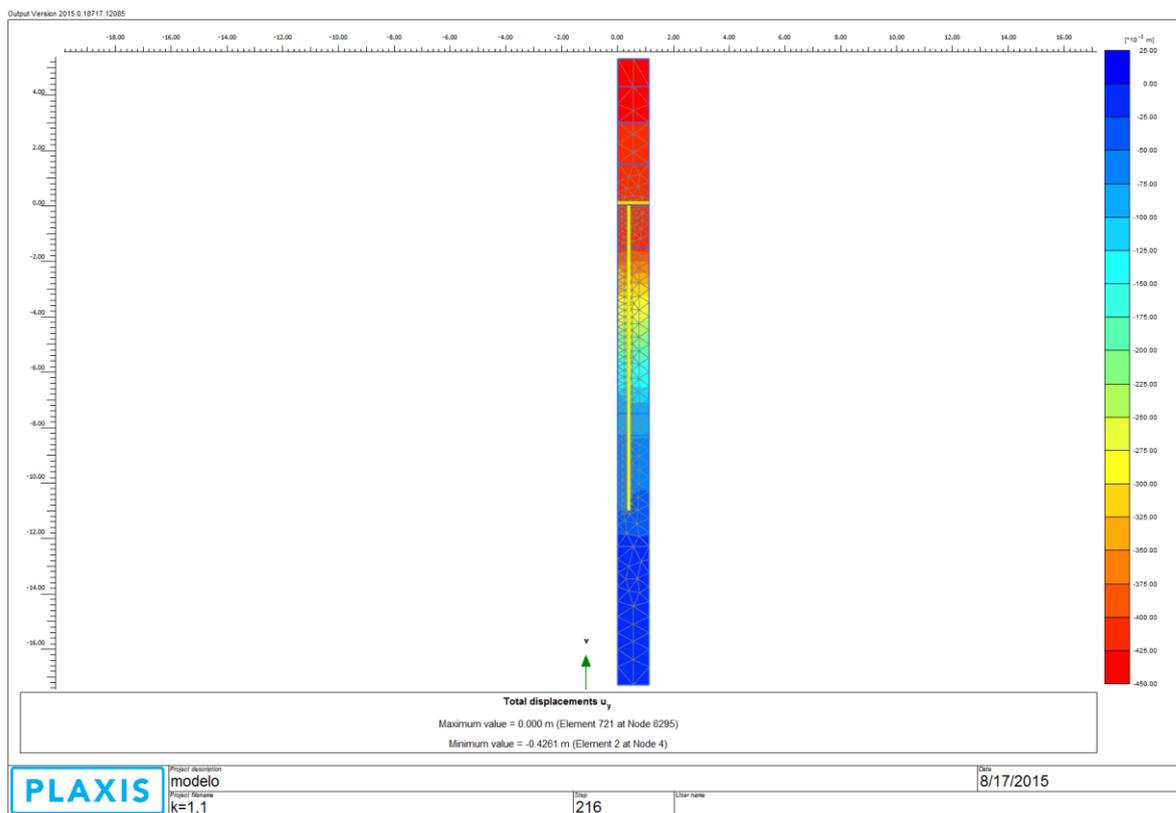


Figura AI.1.2-2: Distribuição do recalque aos 245 dias para $K^* = 1,1$

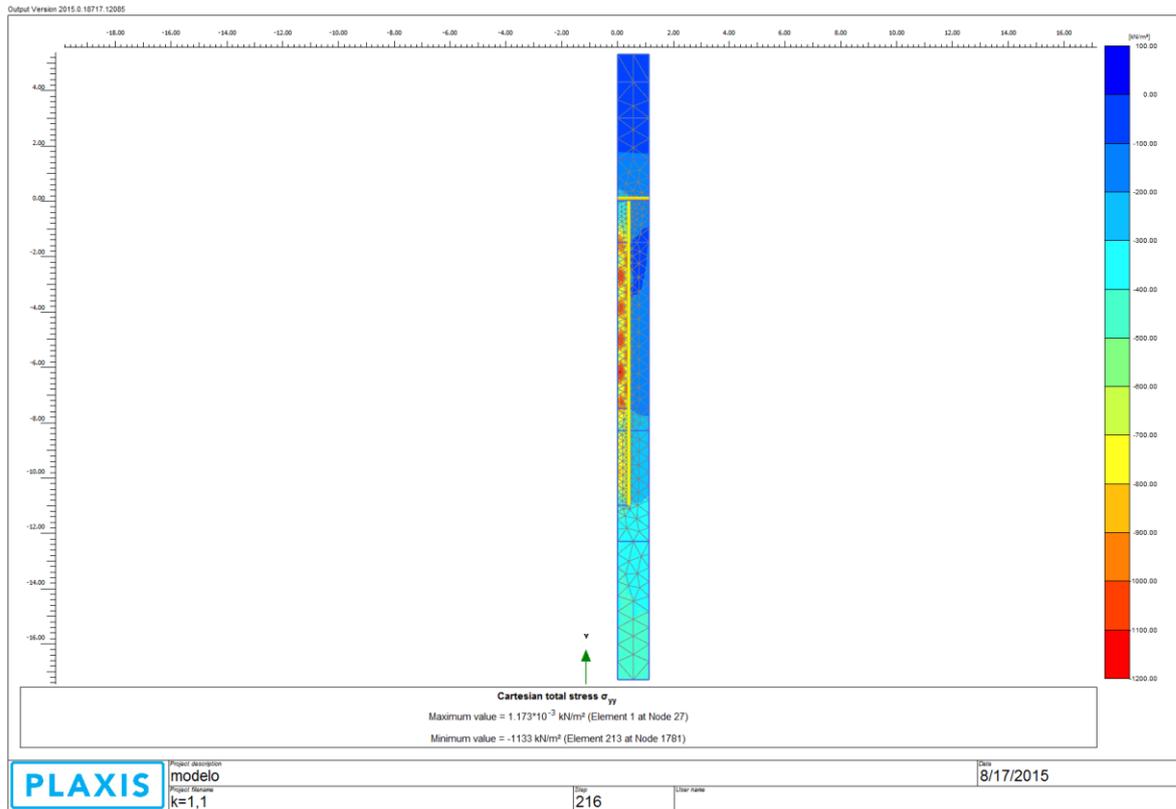


Figura A1.1.2-3: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $K^* = 1,1$

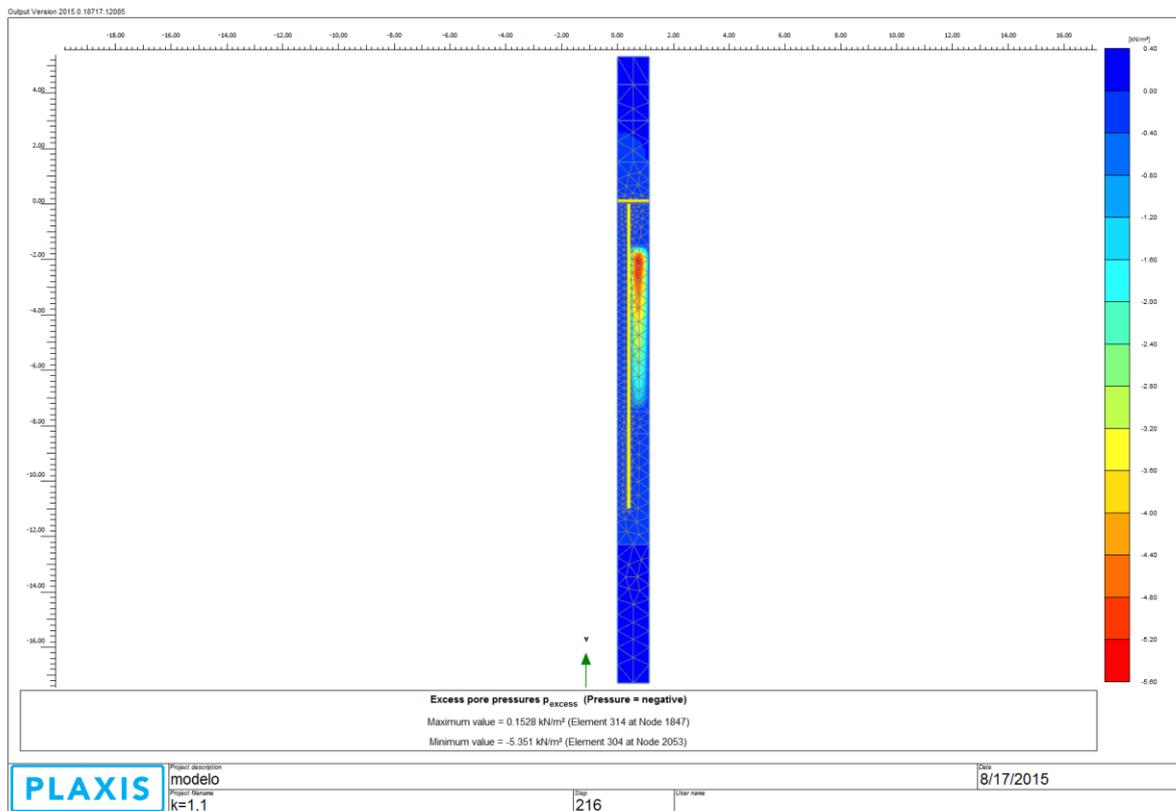


Figura A1.1.2-4: Distribuição da poropressão aos 245 dias para $K^* = 1,1$

AI.1-3: $K^* = 1,5$

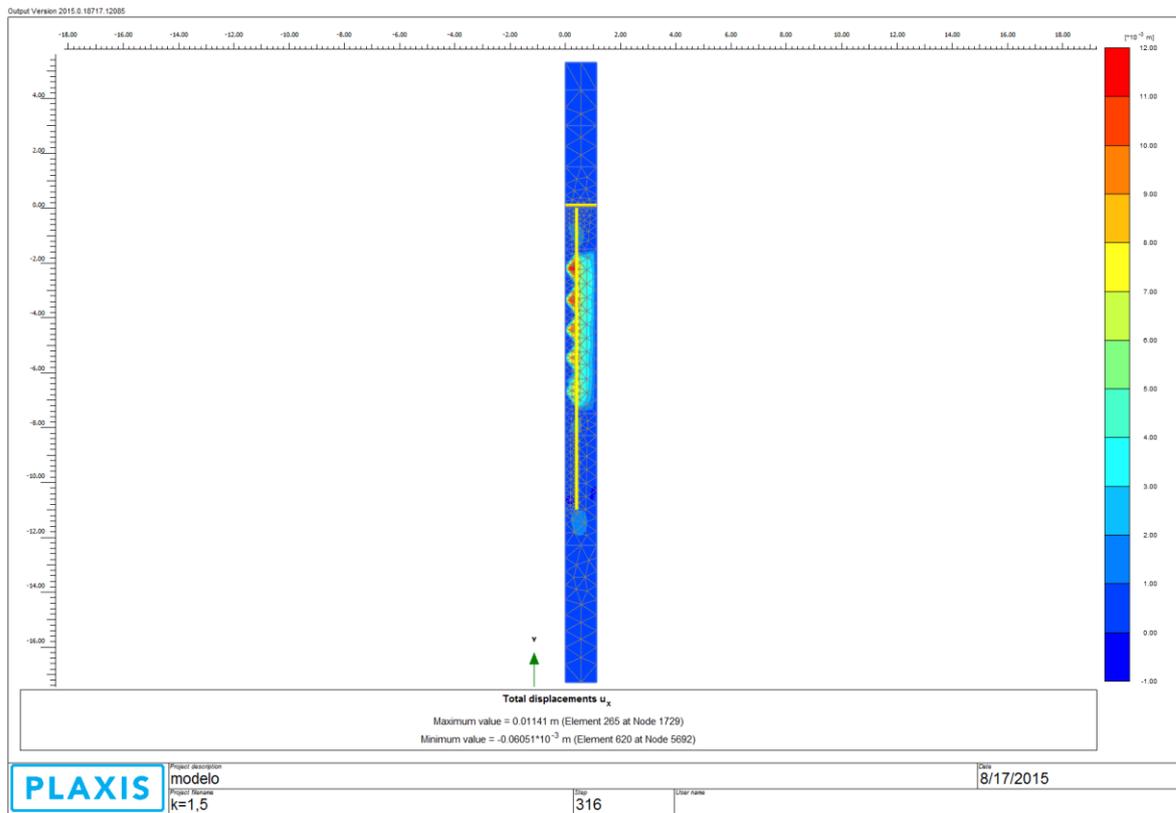


Figura AI.1.3- 1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $K^* = 1,5$

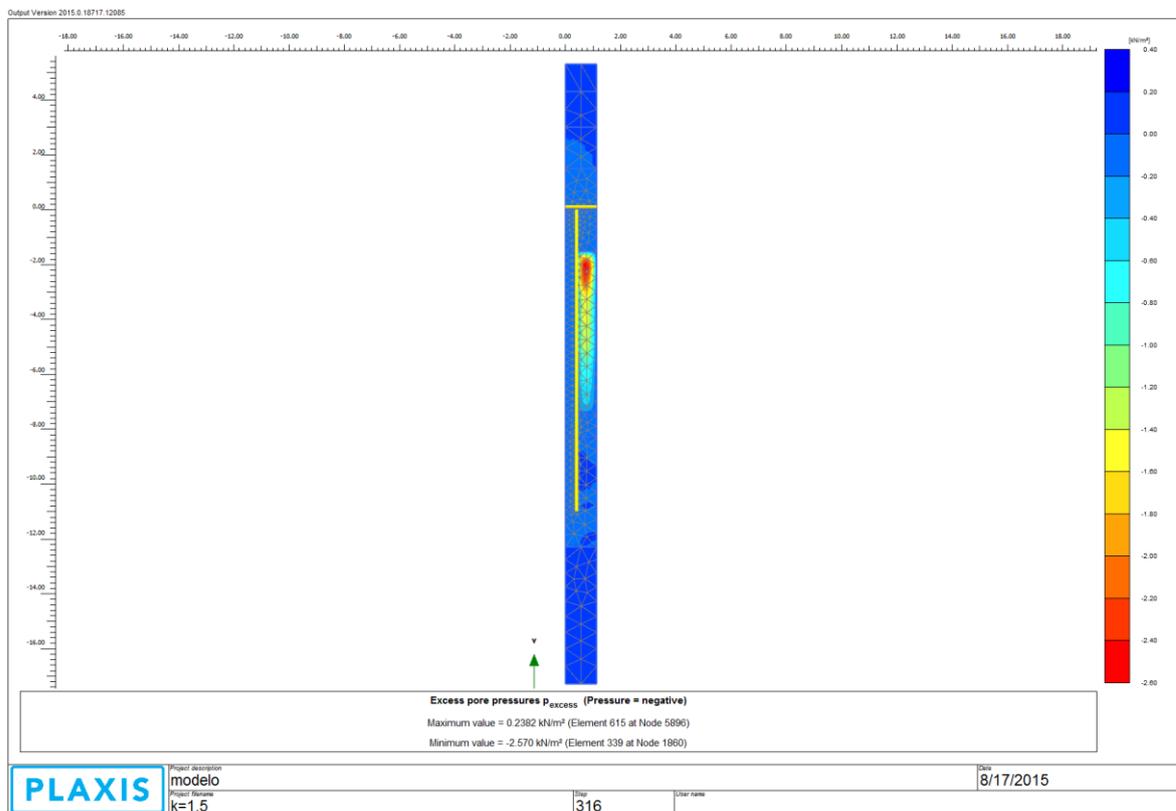


Figura AI.1.3- 2 Distribuição do excesso de poropressão aos 245 dias para $K^* = 1,5$

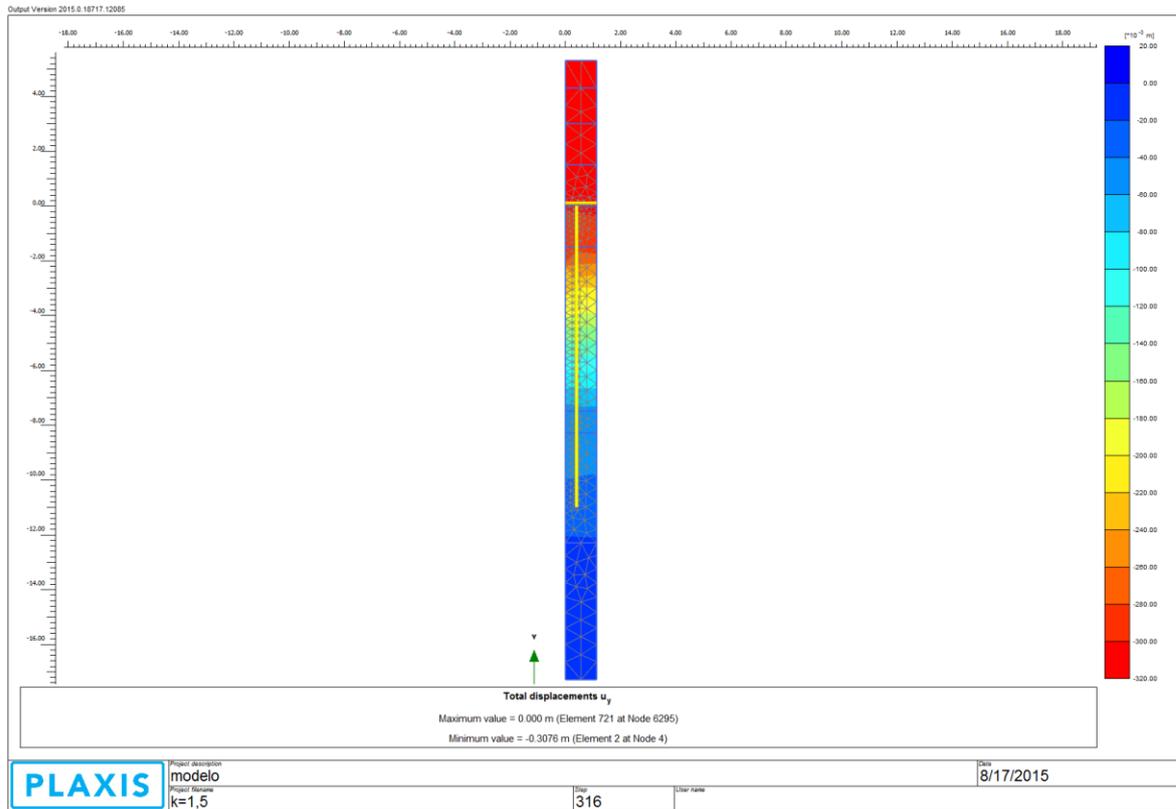


Figura A1.1.3- 3: Distribuição do recalque aos 245 dias para $K^* = 1,5$

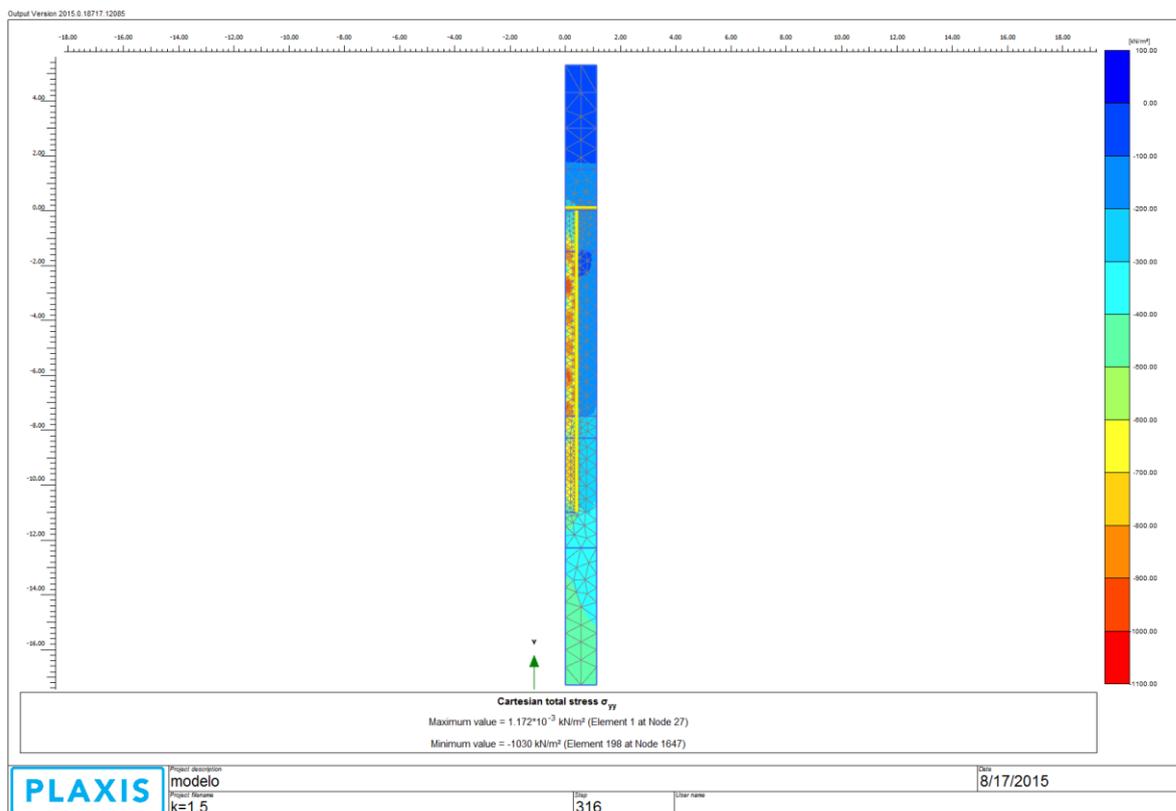


Figura A1.1.3- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $K^* = 1,5$

Al.2 – Variação de E_c

Al.2.1- $E_c = 20 \text{ MPa}$

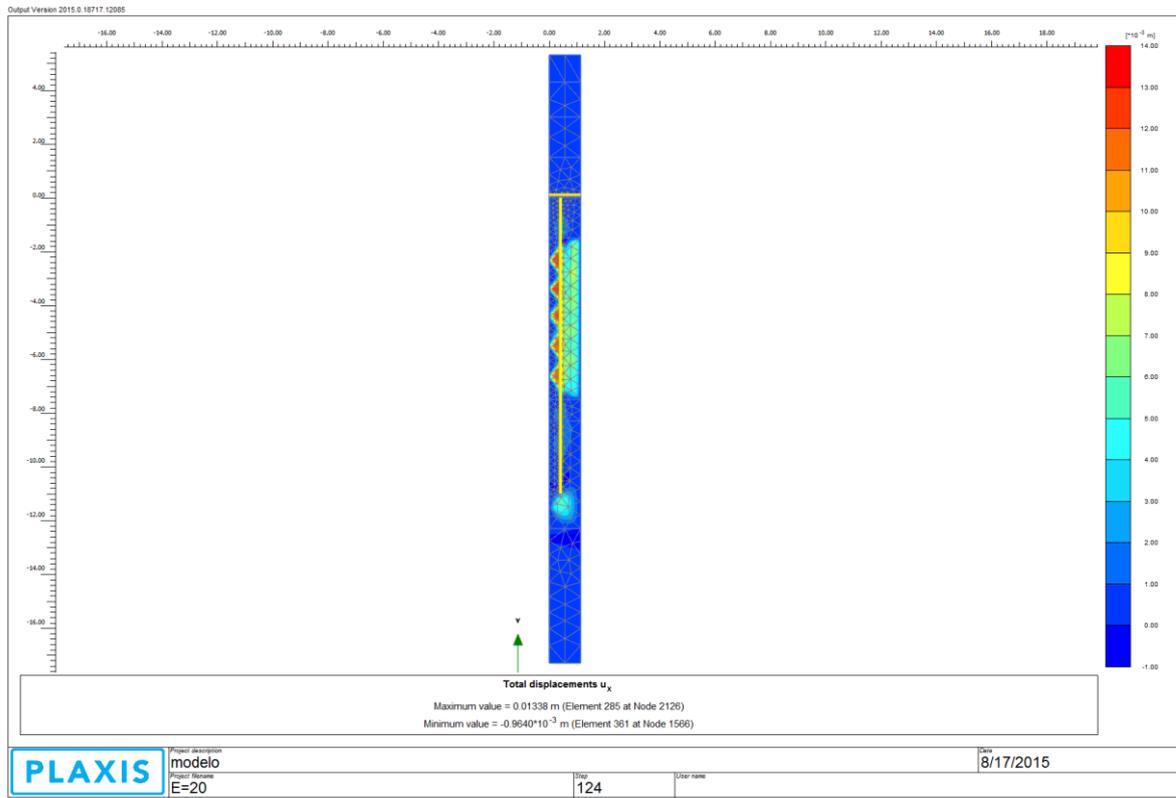


Figura Al.2.1-1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $E_c = 20 \text{ MPa}$

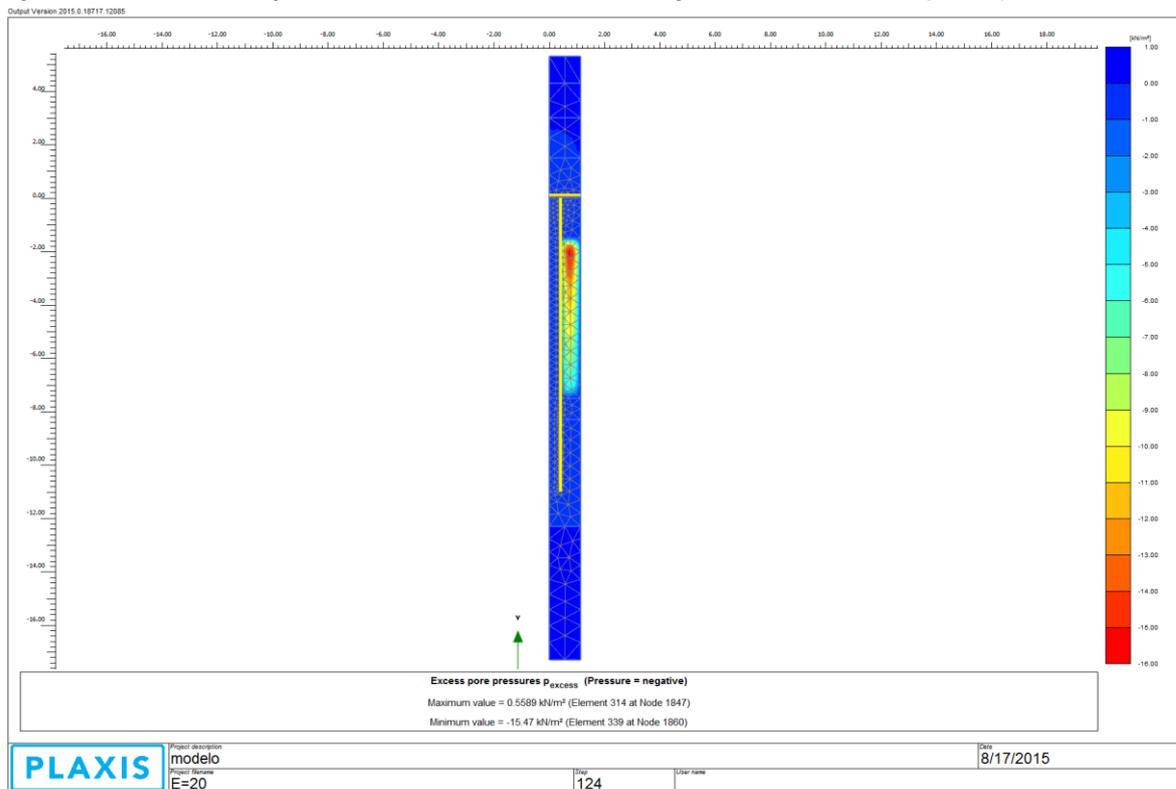


Figura Al.2.1- 2: Distribuição do excesso de prooressão aos 245 dias para $E_c = 20 \text{ MPa}$

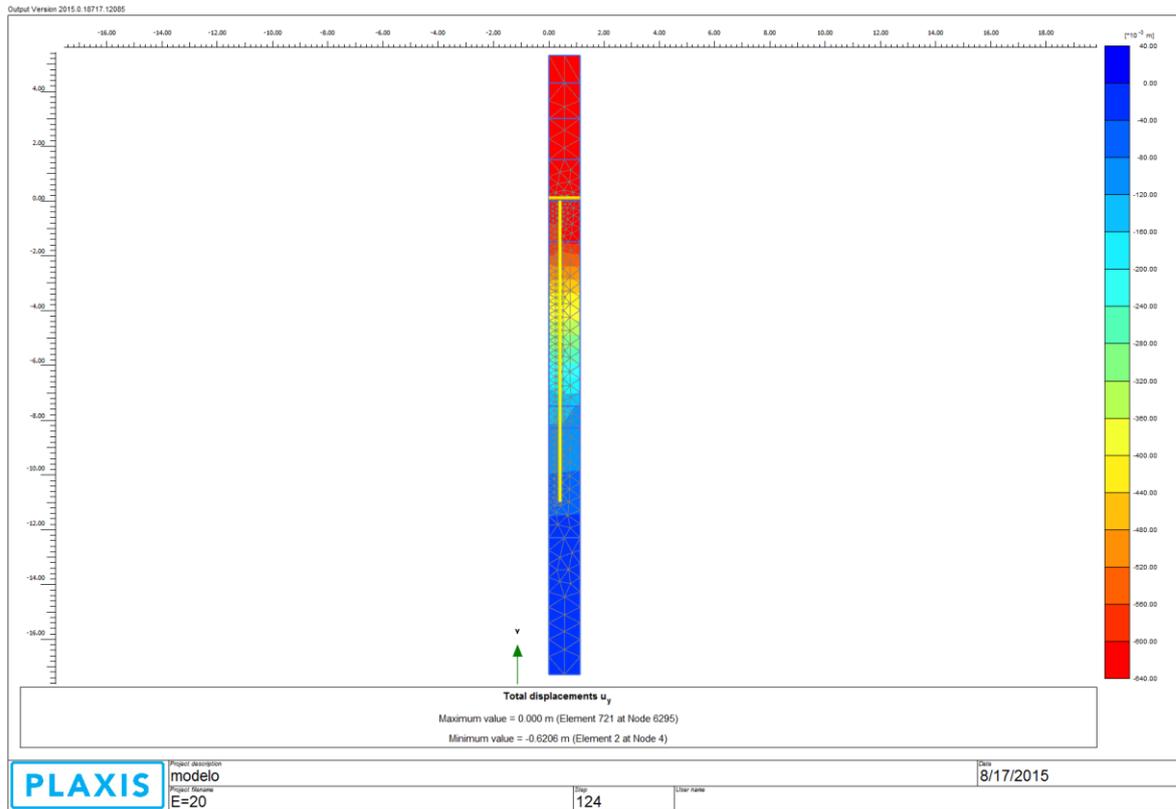


Figura A1.2.1- 3: Distribuição do recalque aos 245 dias para $E_c = 20 \text{ MPa}$

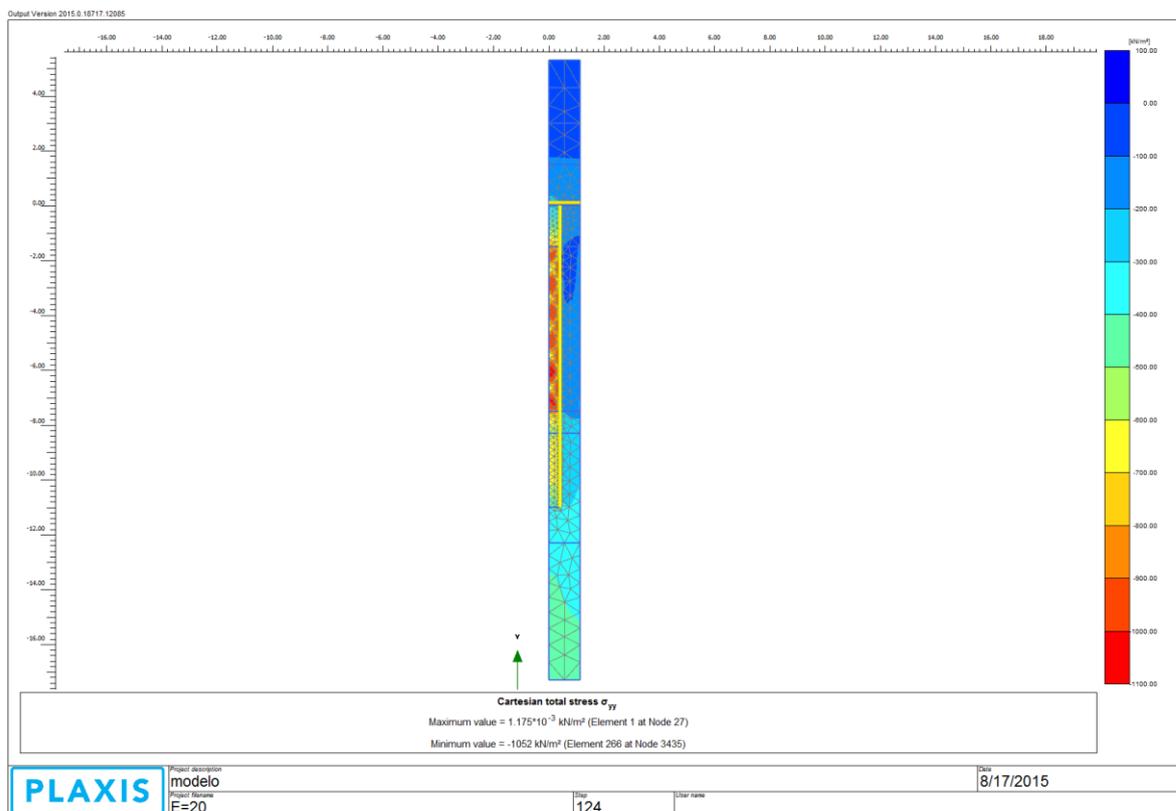


Figura A1.2.1- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $E_c = 20 \text{ MPa}$

Al.2.2- $E_c = 40 \text{ MPa}$

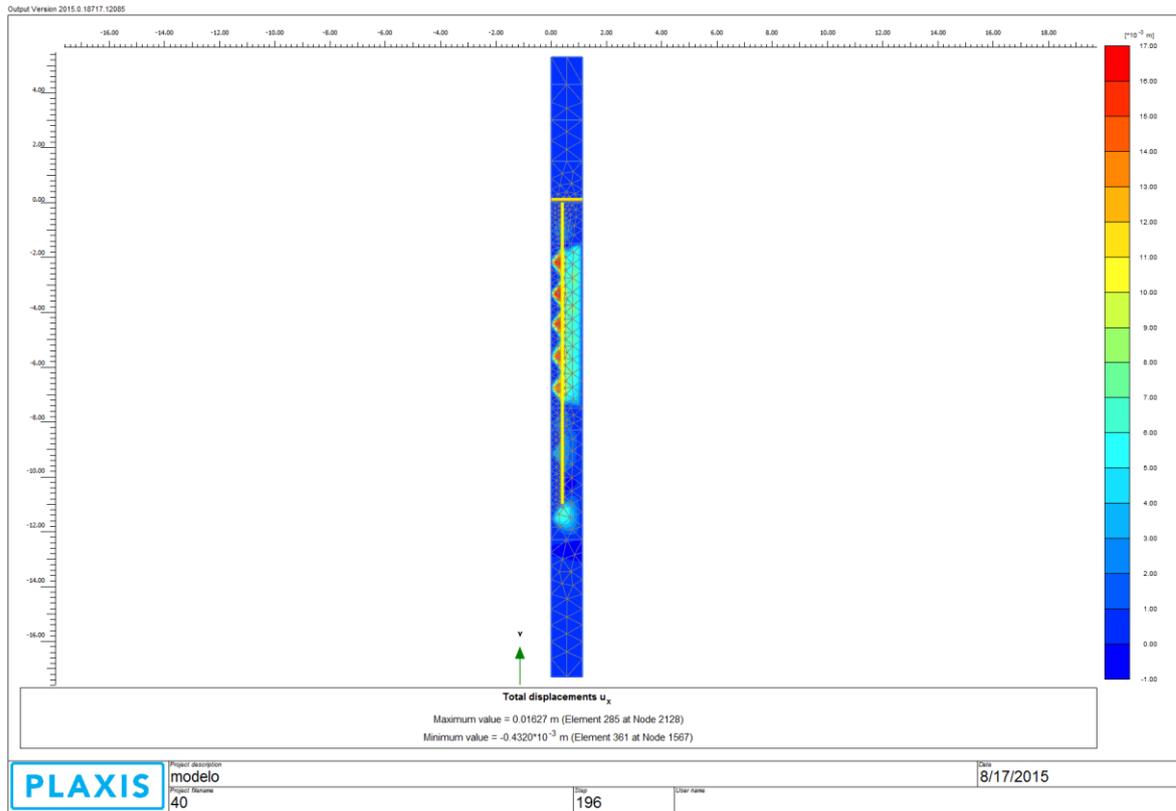


Figura Al.2.2-1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $E_c = 40 \text{ MPa}$

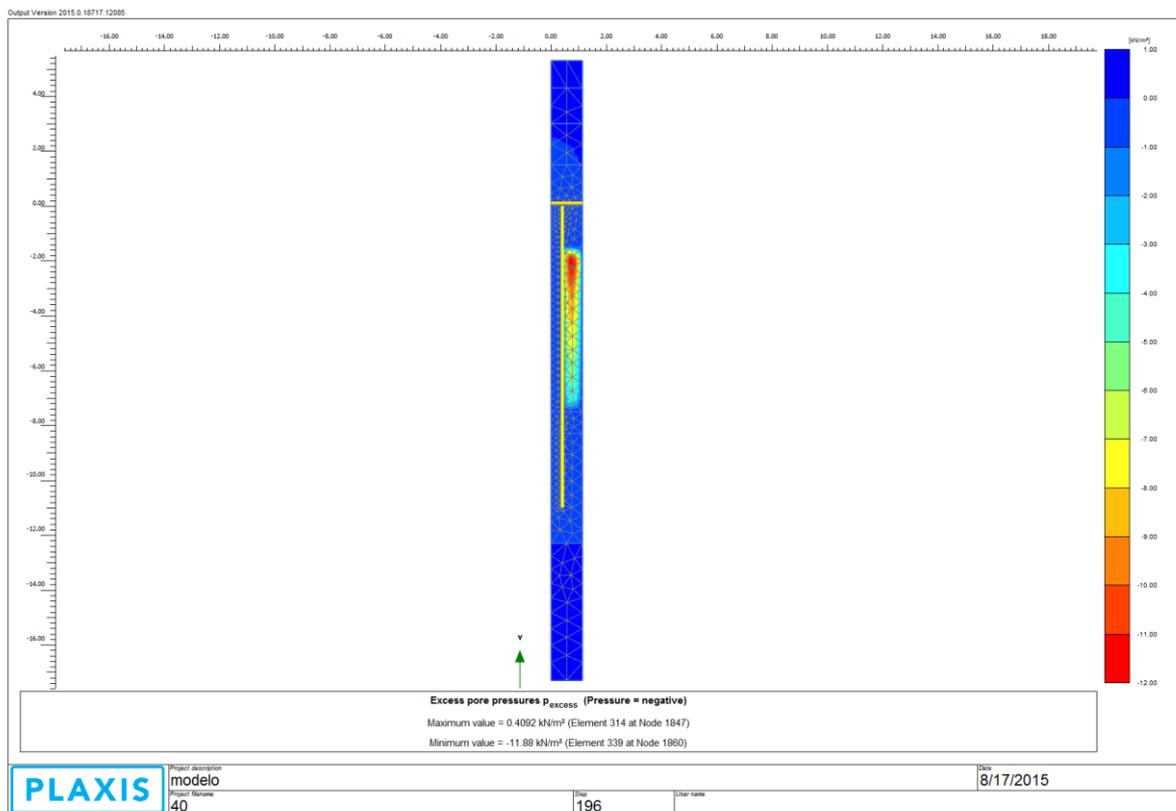


Figura Al.2.2- 2: Distribuição do excesso de propressão aos 245 dias para $E_c = 40 \text{ MPa}$

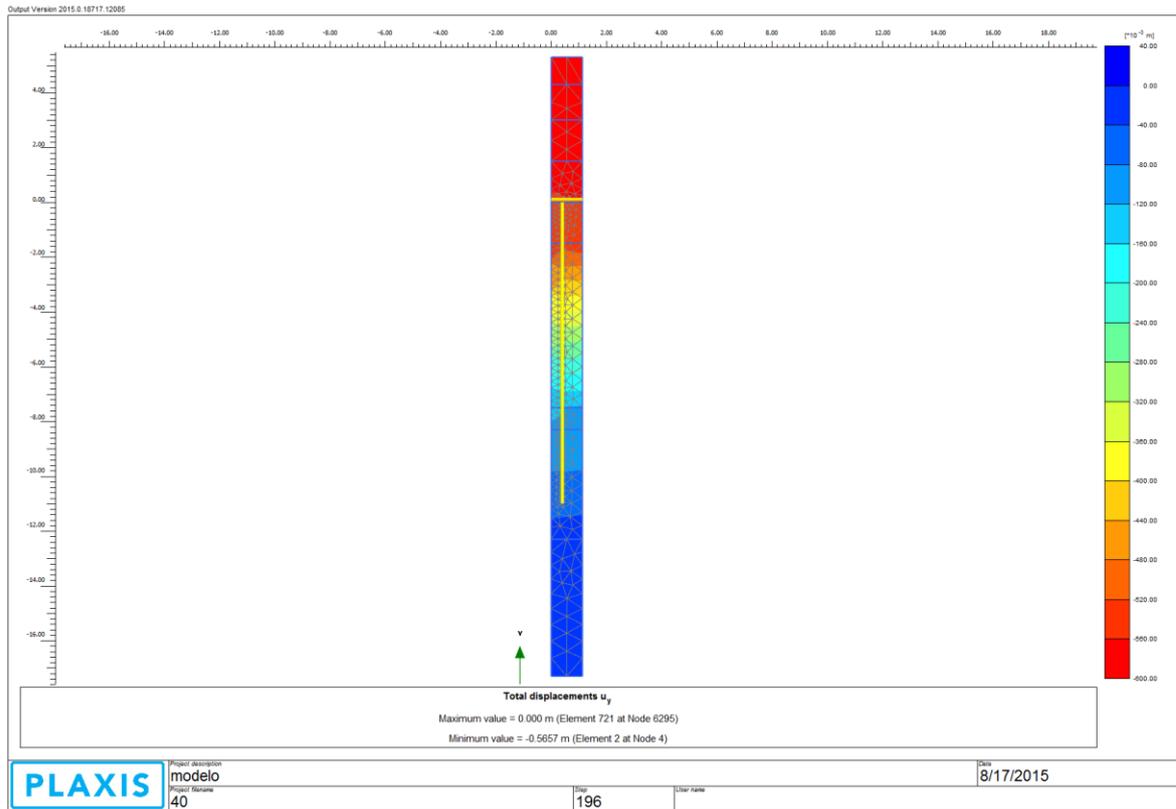


Figura A1.2.2- 3: Distribuição do recalque aos 245 dias para $E_c = 40 \text{ MPa}$

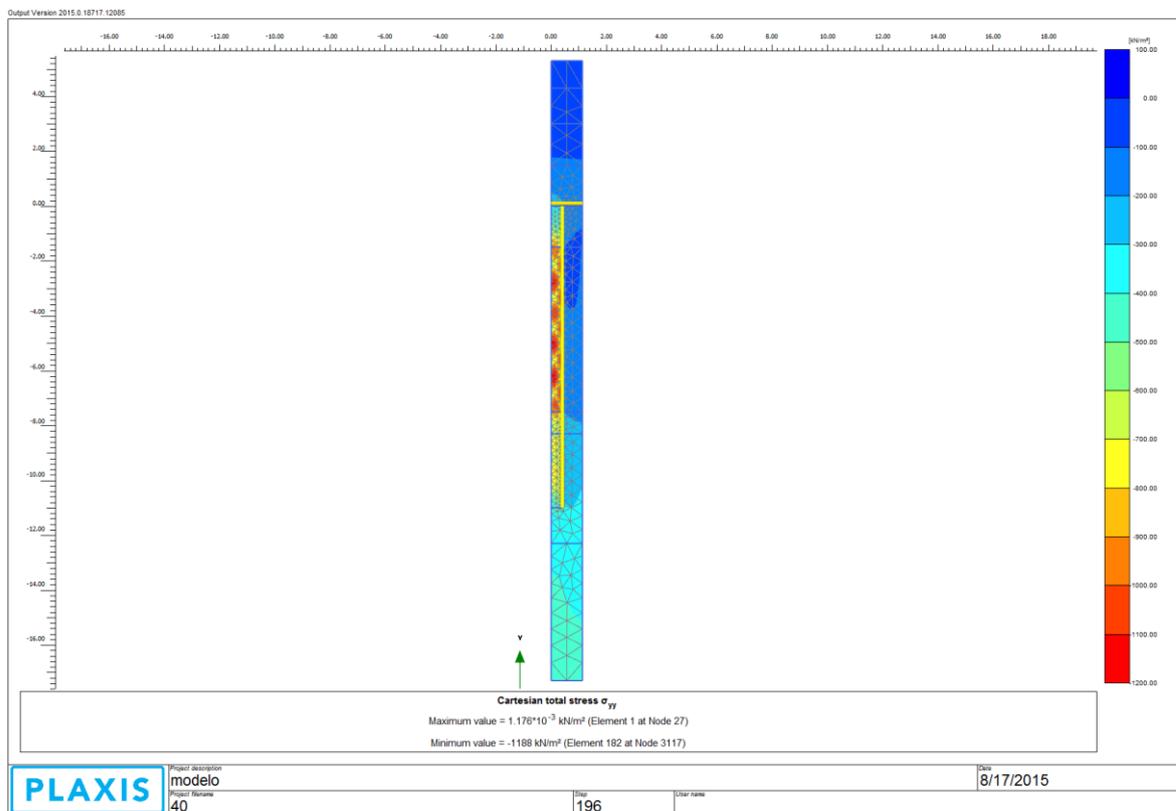


Figura A1.2.2- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $E_c = 40 \text{ MPa}$

A3 – Variação de J

A.3.1- $J = 875 \text{ kN/m}$

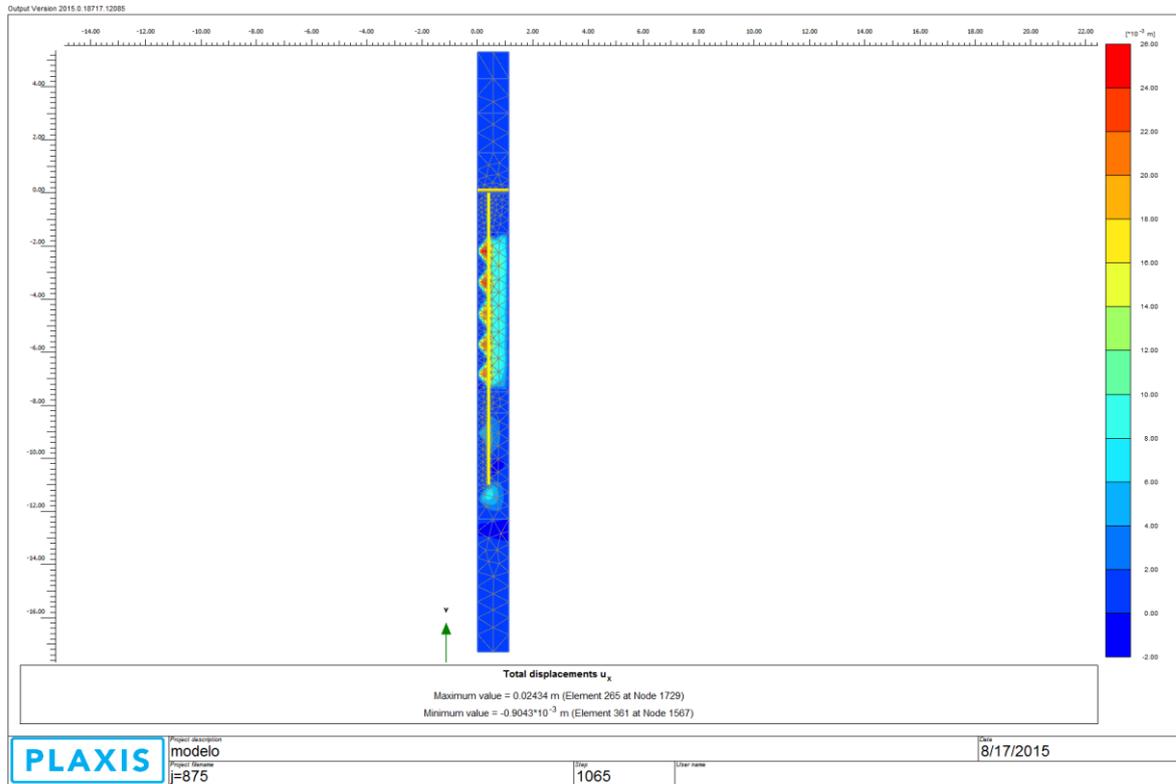


Figura A1.3.1-1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $J = 845 \text{ kN/m}$

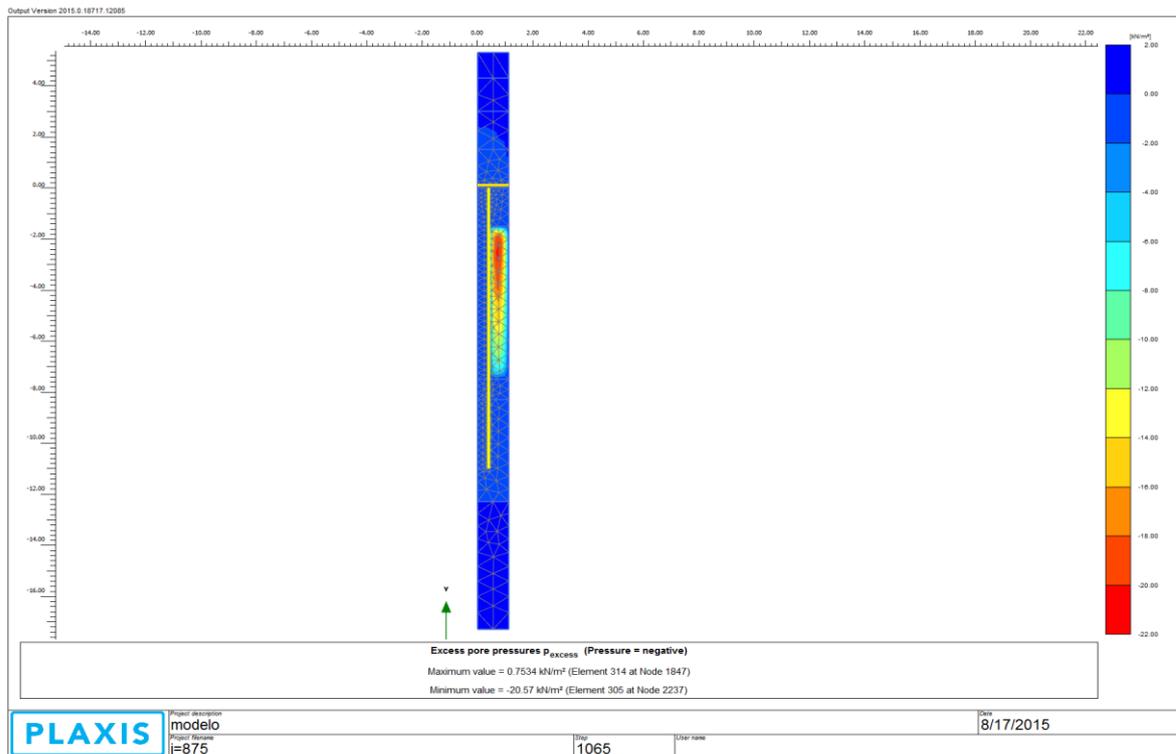


Figura A1.3.1- 2: Distribuição do excesso de poropressão aos 245 dias para $J = 845 \text{ kN/m}$

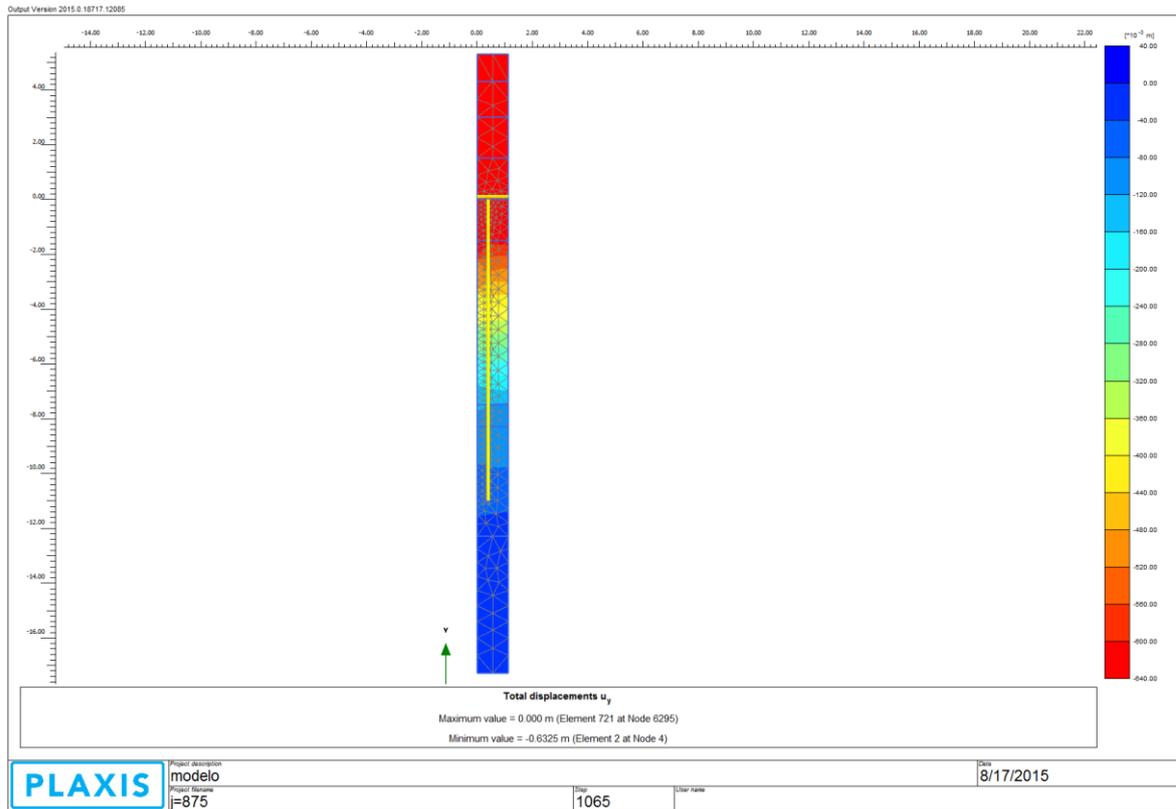


Figura A1.3.1- 3: Distribuição do recalque aos 245 dias para $J = 845 \text{ kN/m}$

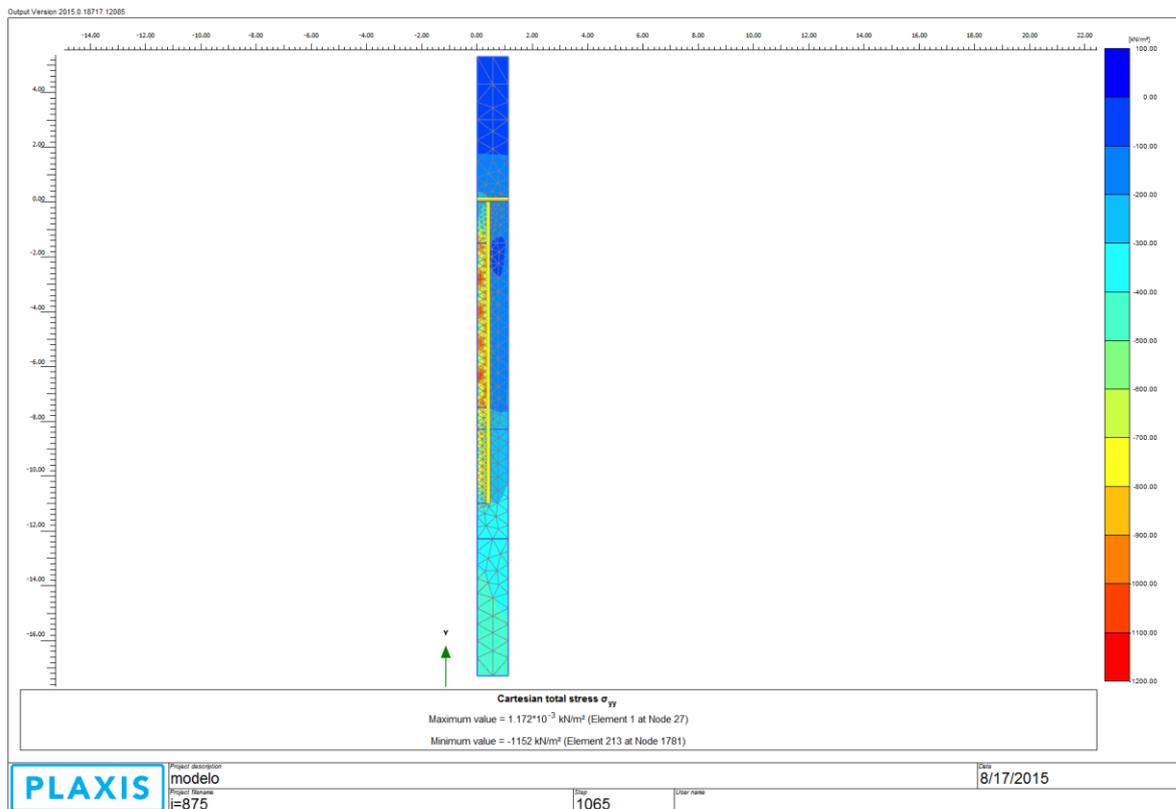


Figura A1.3.1- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $J = 845 \text{ kN/m}$.

Al.3 – Variação de J

Al.3.2- $J = 3500 \text{ kN/m}$

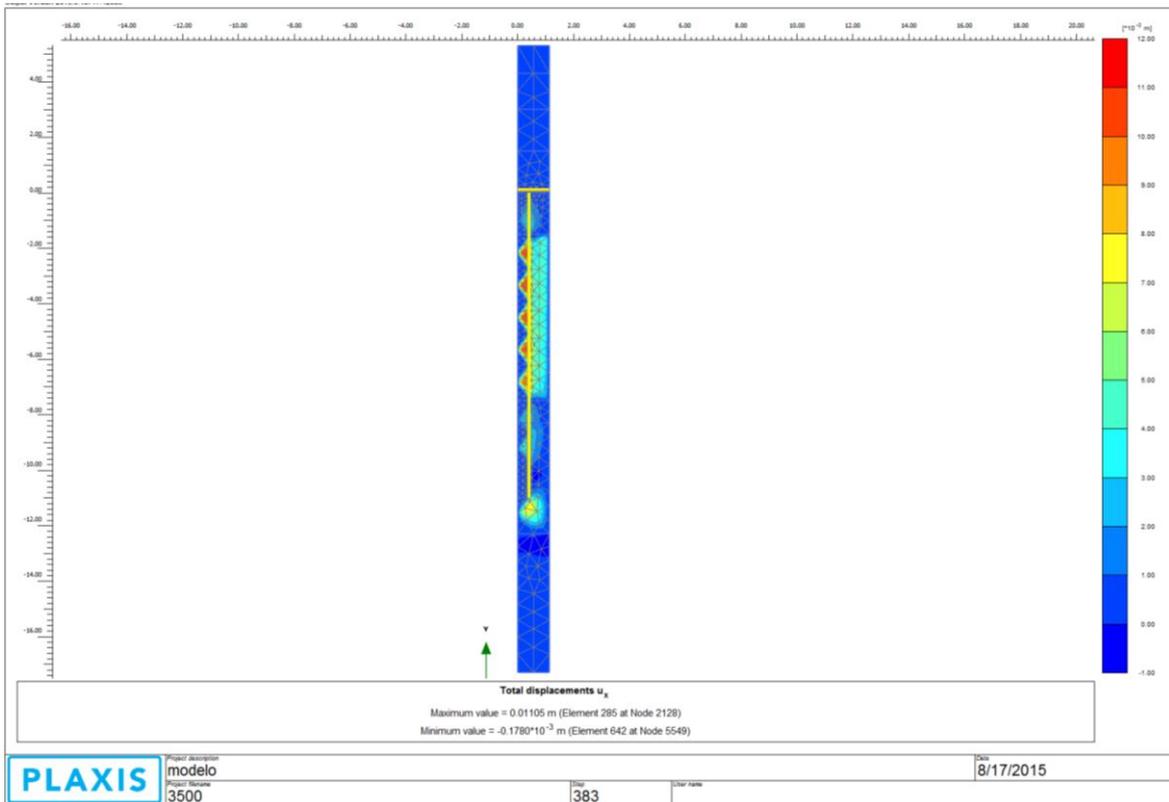


Figura Al.3.2-1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $J = 3500 \text{ kN/m}$.

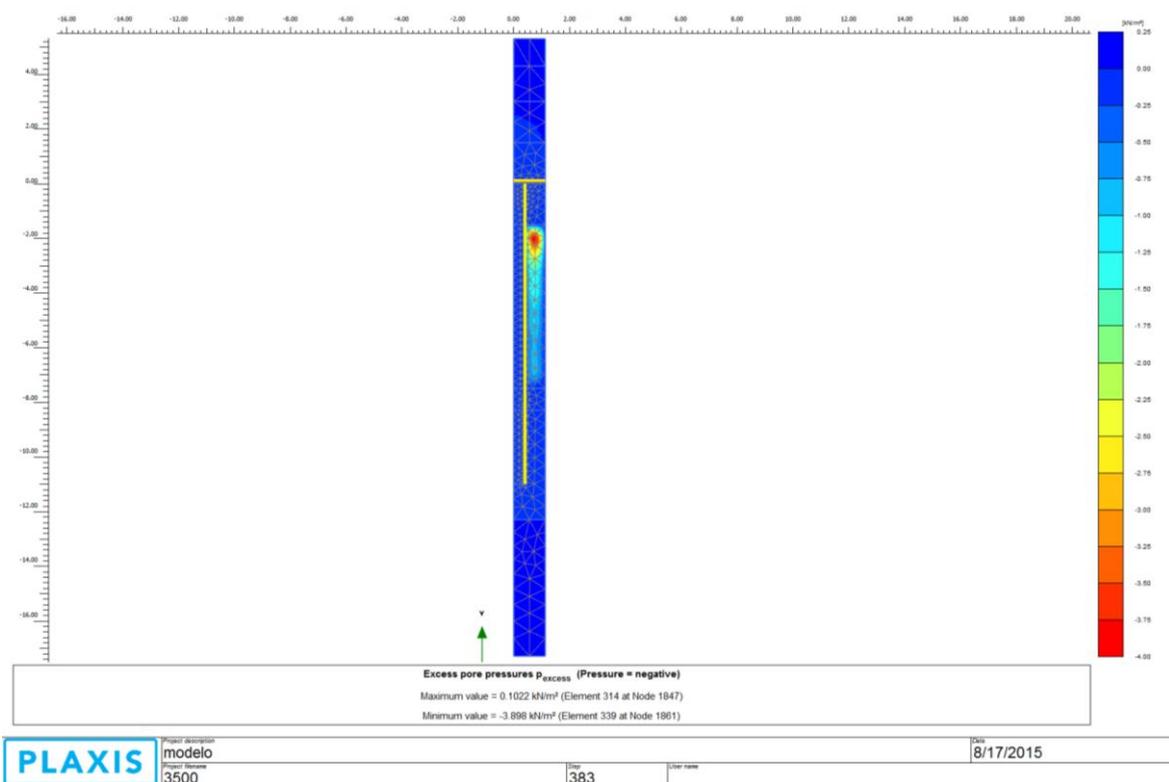


Figura Al.3.2- 2: Distribuição do excesso de propressão aos 245 dias para $J = 3500 \text{ kN/m}$.

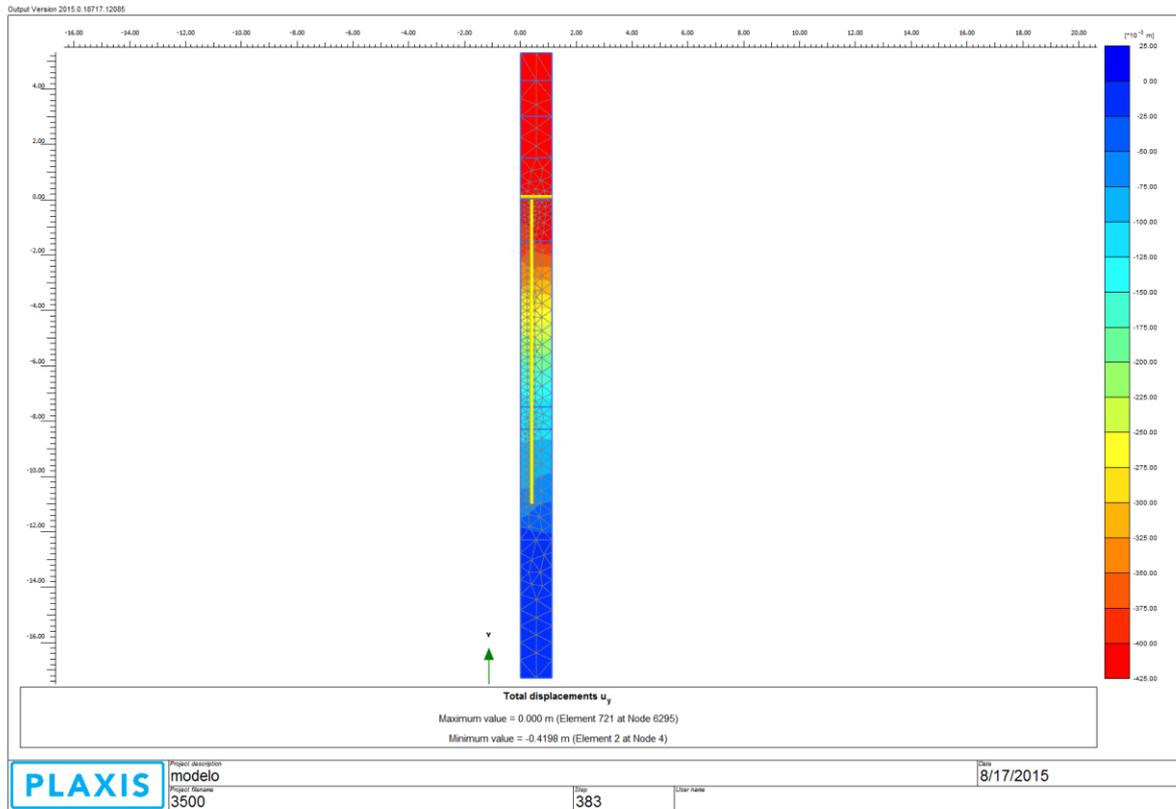


Figura A1.3.2- 3: Distribuição do recalque aos 245 dias para $J = 3500 \text{ kN/m}$.

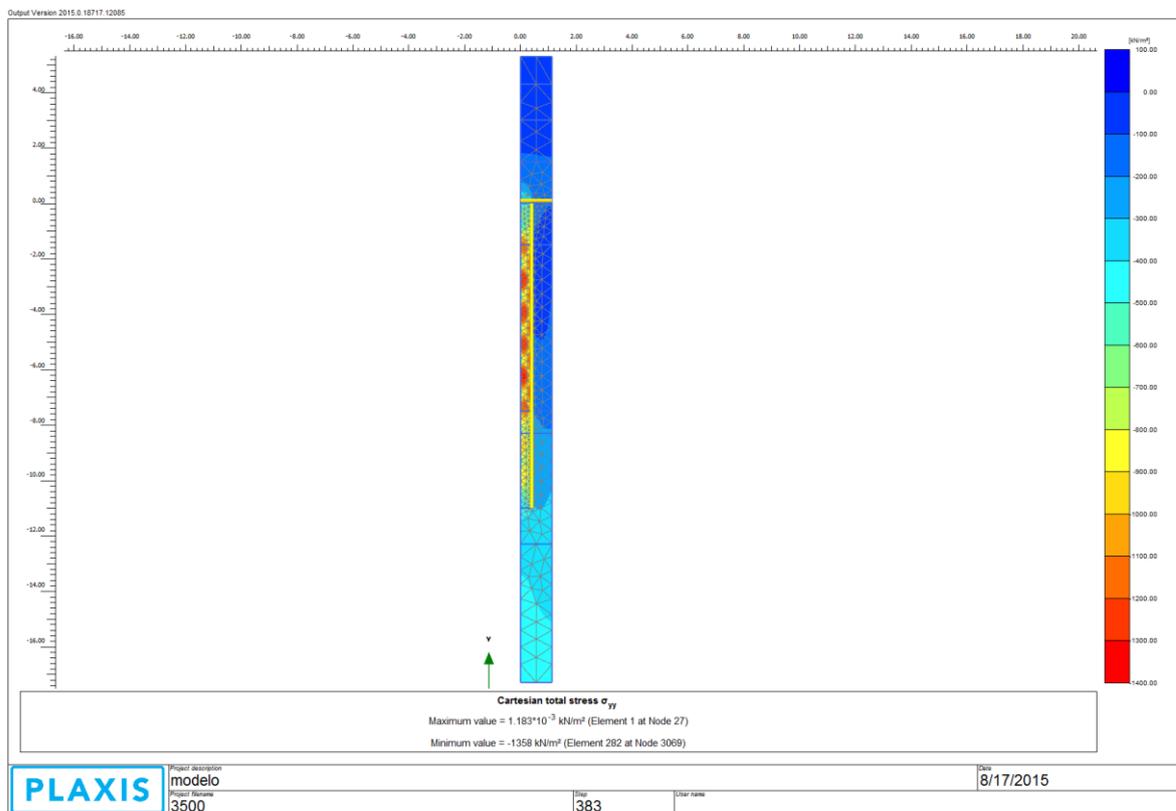


Figura A1.3.2- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $J = 3500 \text{ kN/m}$.

A4 – Variação de ϕ_c

Al.4.1- $\phi_c = 35^\circ$

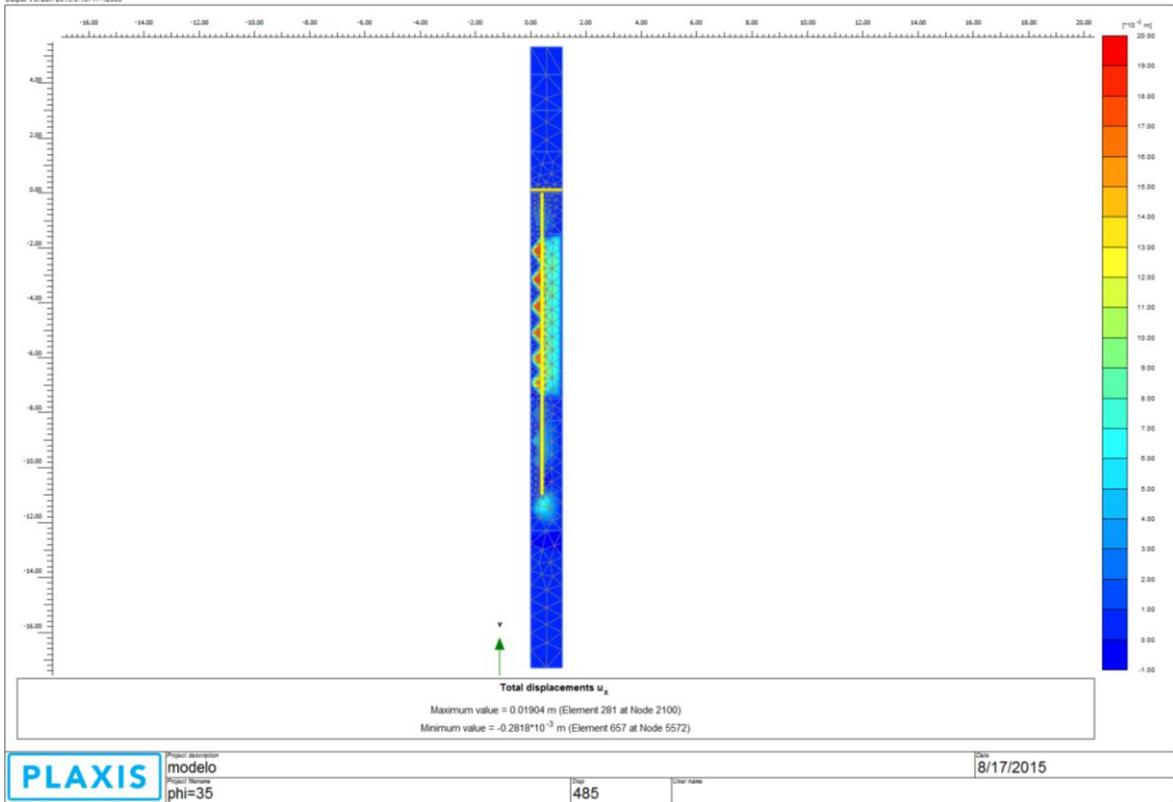


Figura Al.4.1-1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $\phi_c = 35^\circ$.

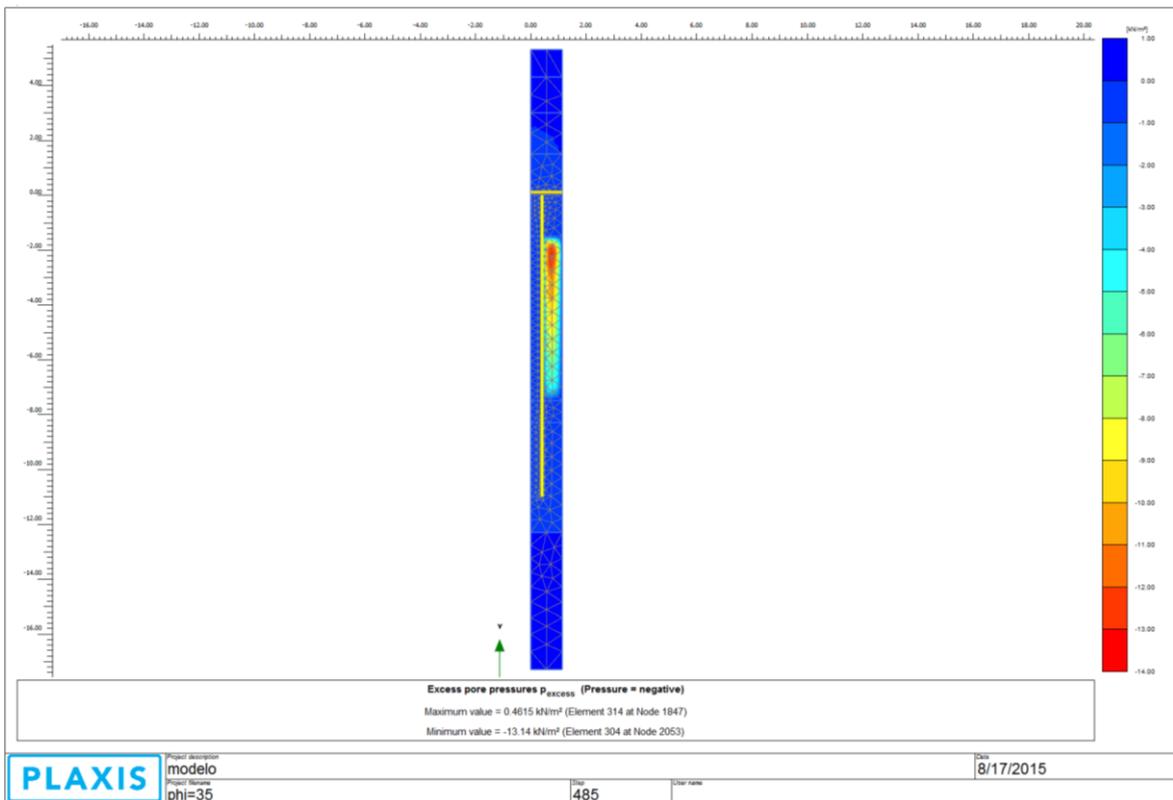


Figura Al.4.1- 2: Distribuição do excesso de poropressão aos 245 dias para $\phi_c = 35^\circ$

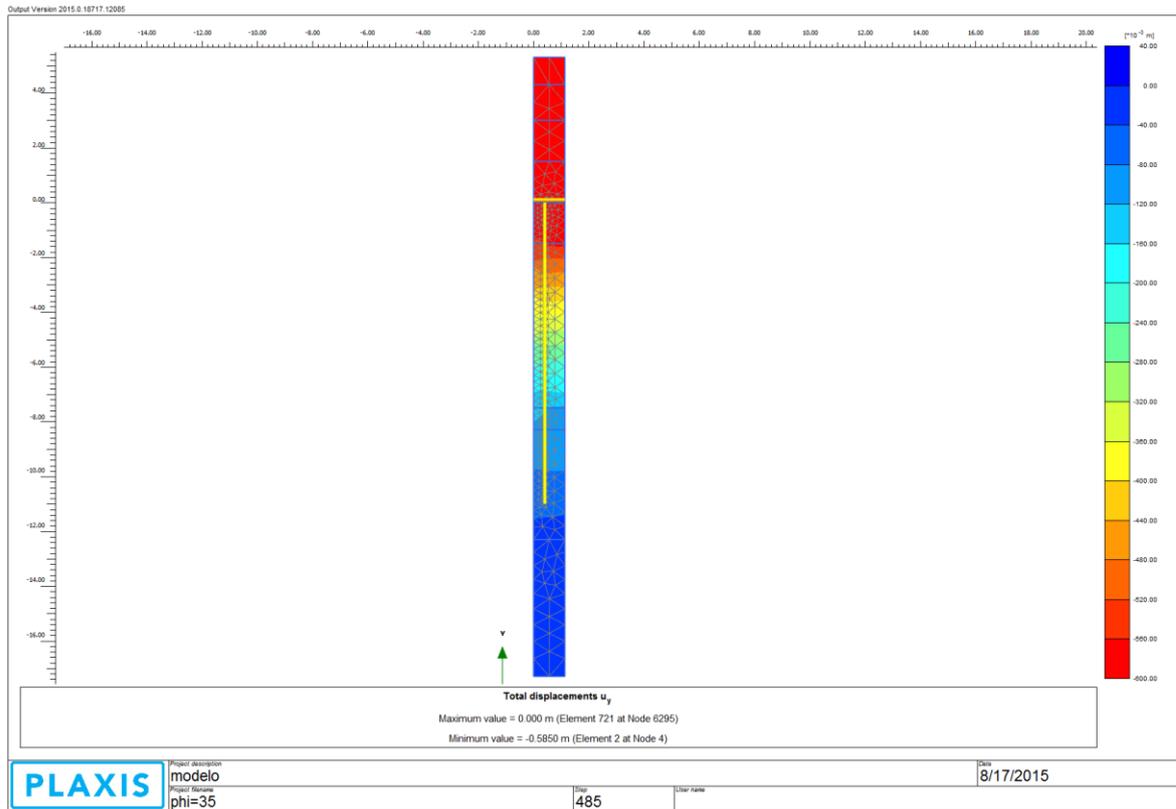


Figura AI.4.1- 3: Distribuição do recalque aos 245 dias para $\phi_c = 35^\circ$.

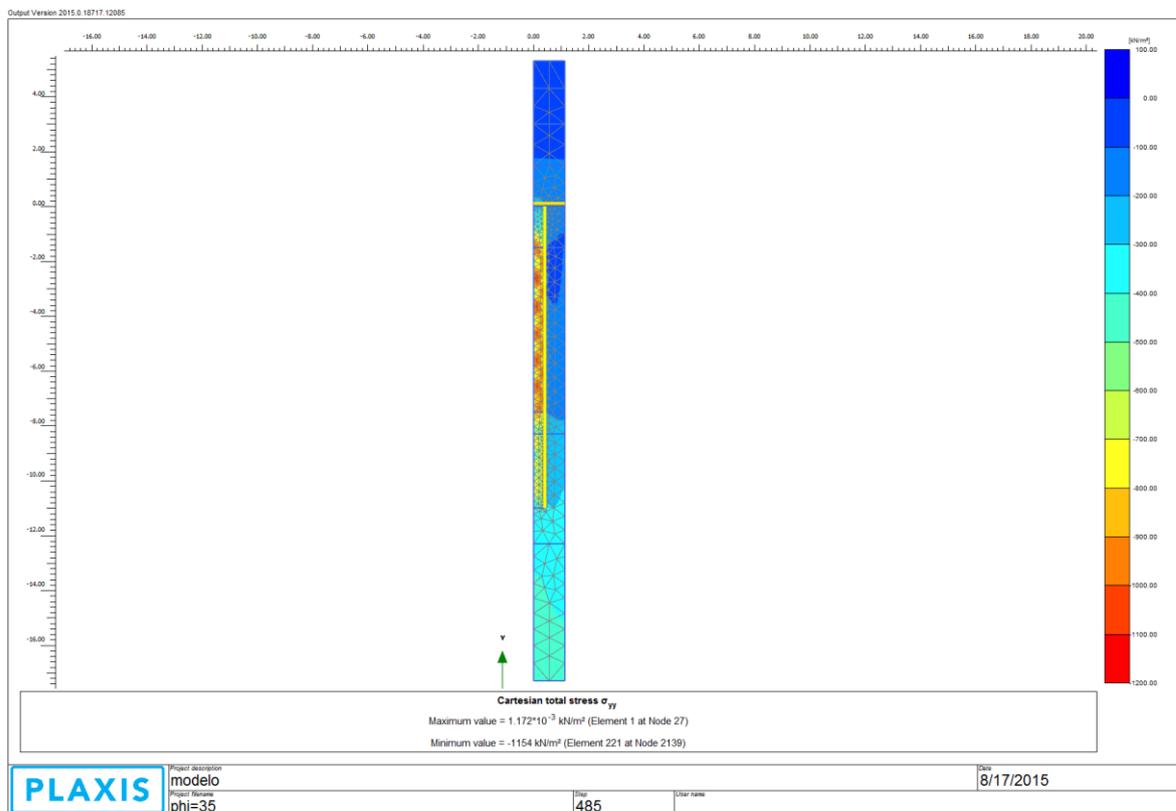


Figura AI.4.1- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $\phi_c = 35^\circ$

Al.4.2- $\phi_c = 45^\circ$

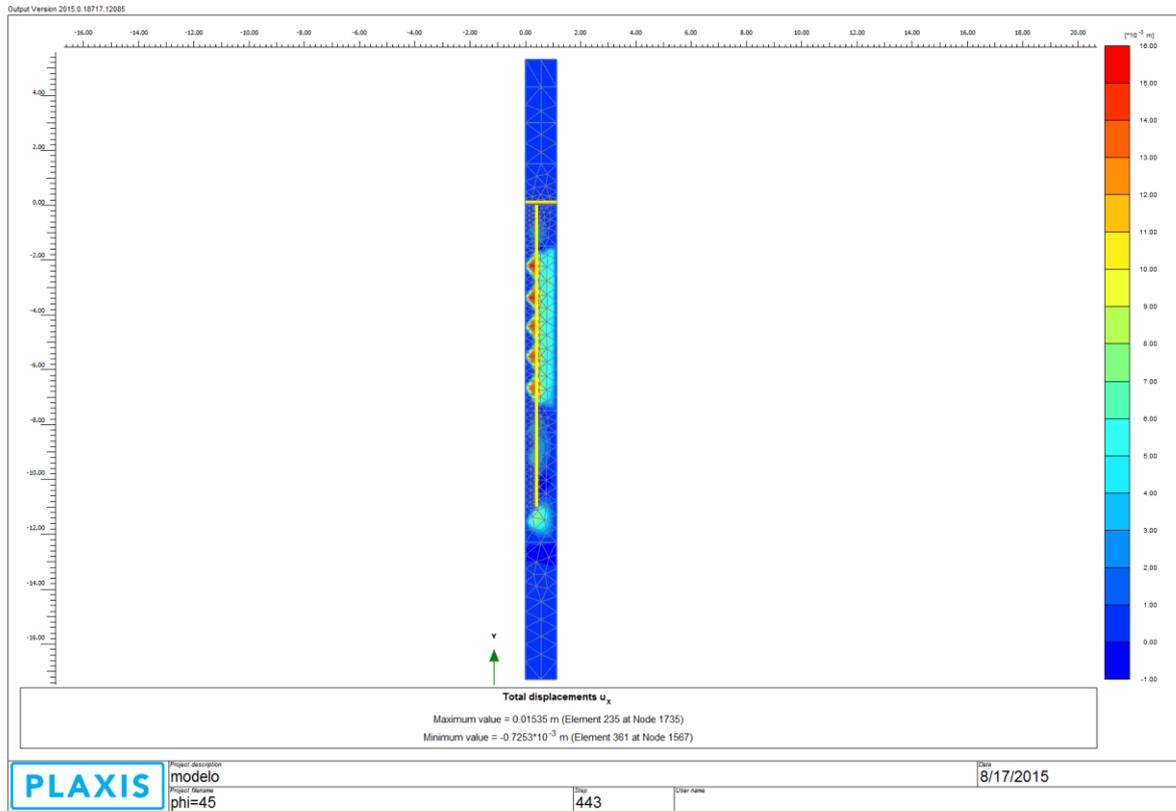


Figura Al.4.2- 1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêtil aos 245 dias para $\phi_c = 45^\circ$.

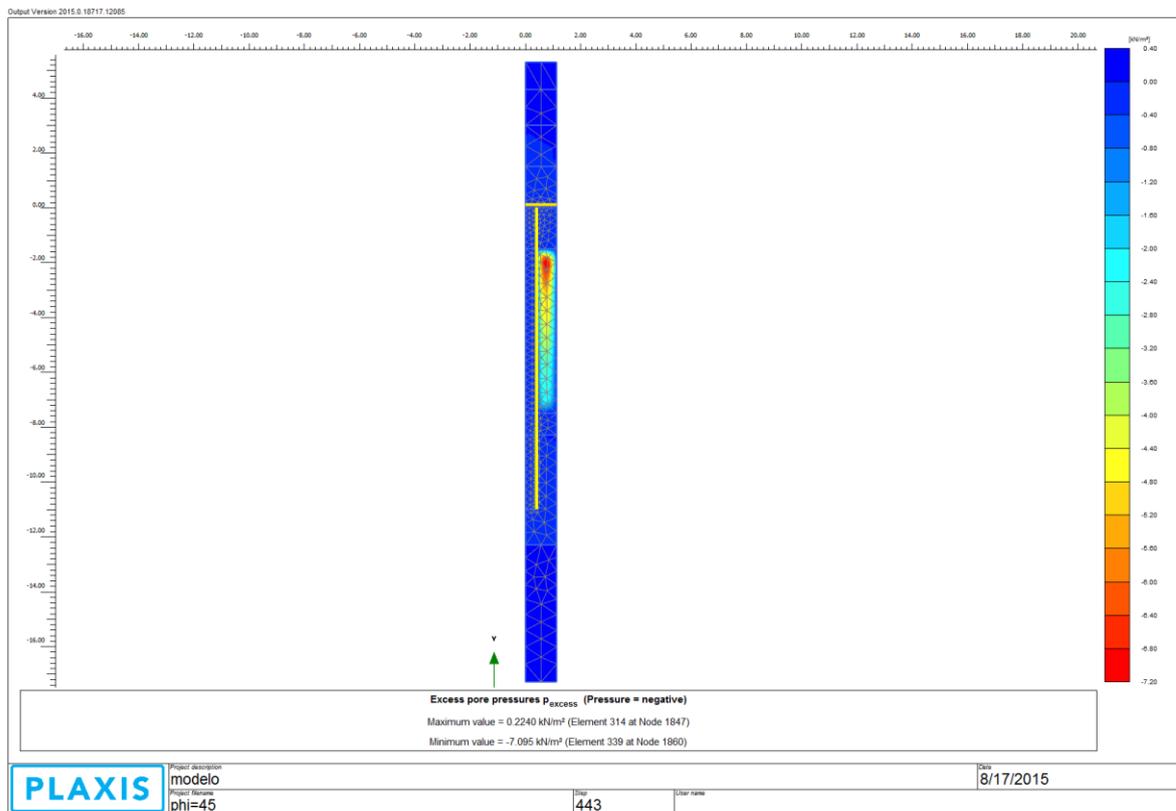


Figura Al.4.2- 2: Distribuição do excesso de poropressão aos 245 dias para $\phi_c = 45^\circ$.

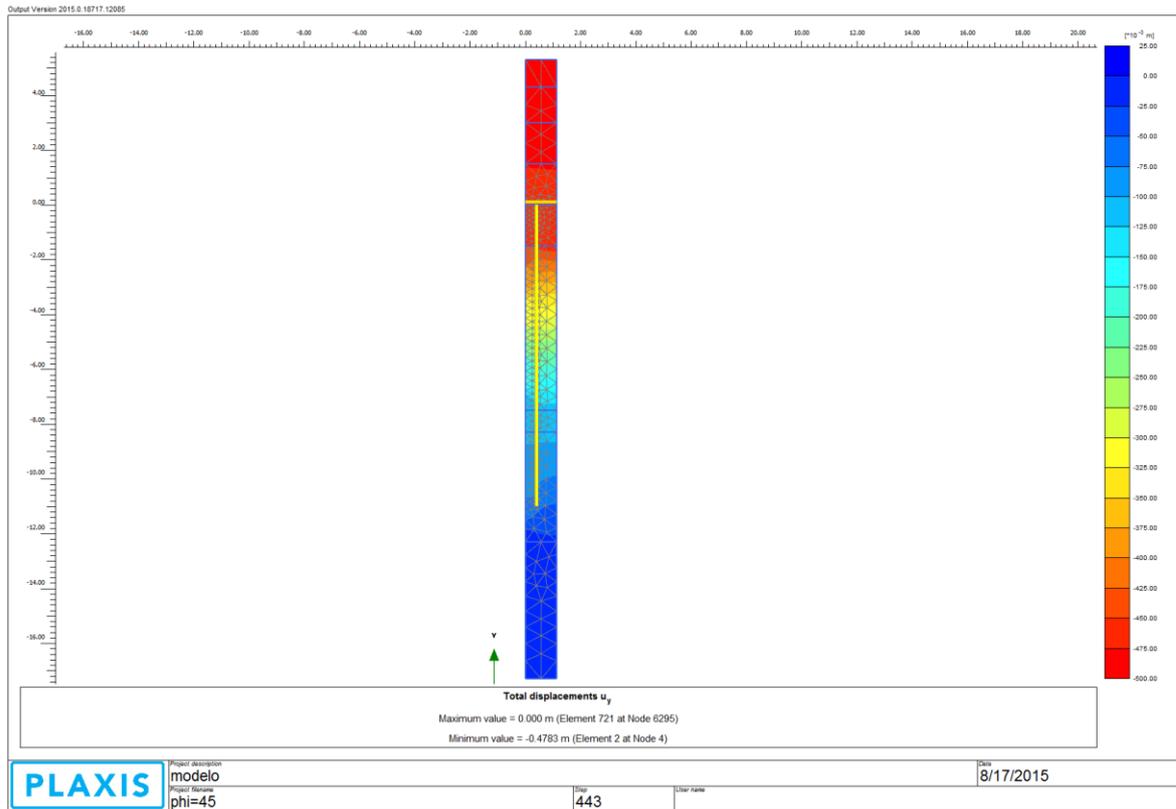


Figura AI.4.2- 3: Distribuição do recalque aos 245 dias para $\phi_c = 45^\circ$.

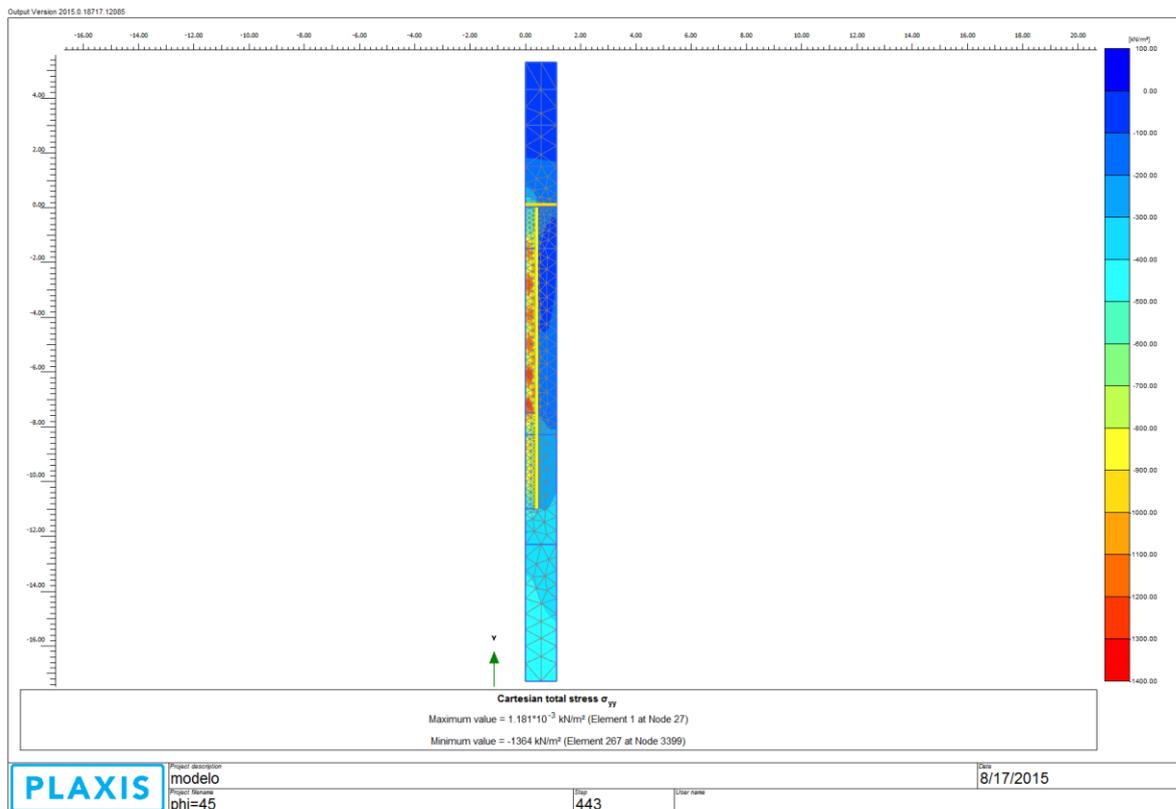


Figura AI.4.2- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $\phi_c = 45^\circ$.

AI.5 – Variação de d_c

AI.5.1- $d_c = 60\text{ mm}$

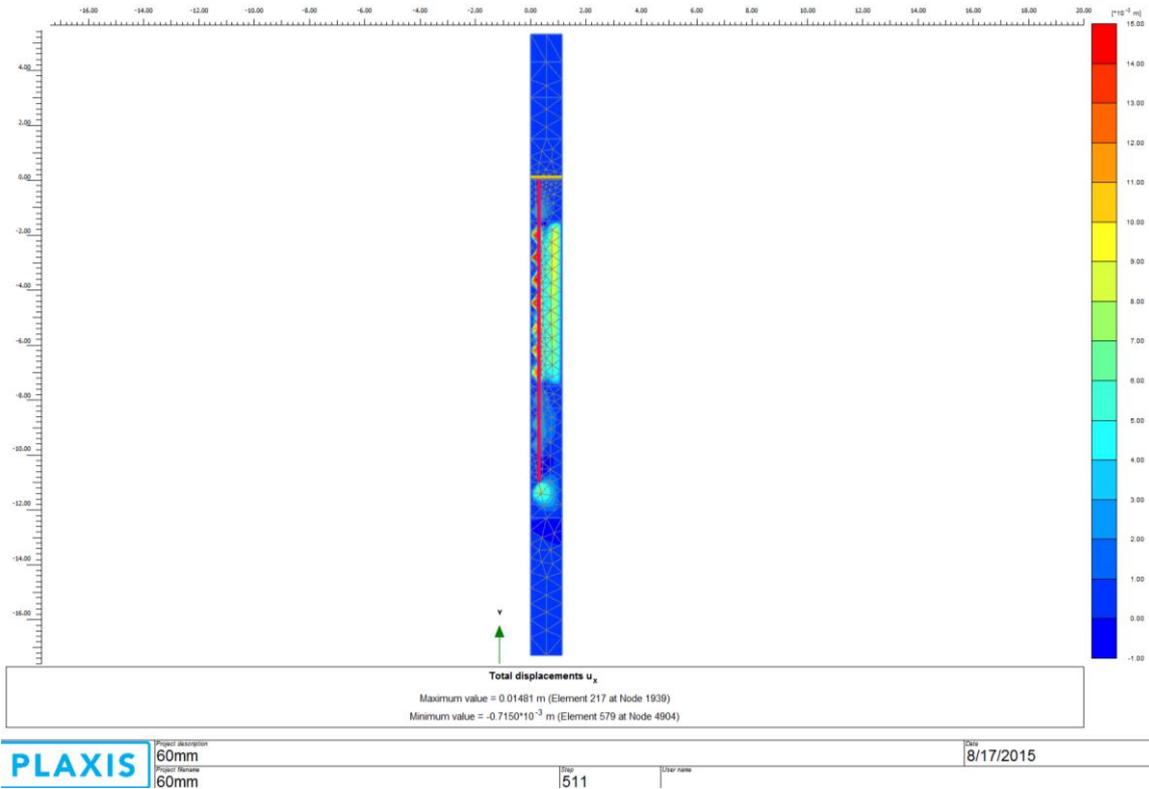


Figura AI.5.1-1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $d_c = 60\text{ mm}$.

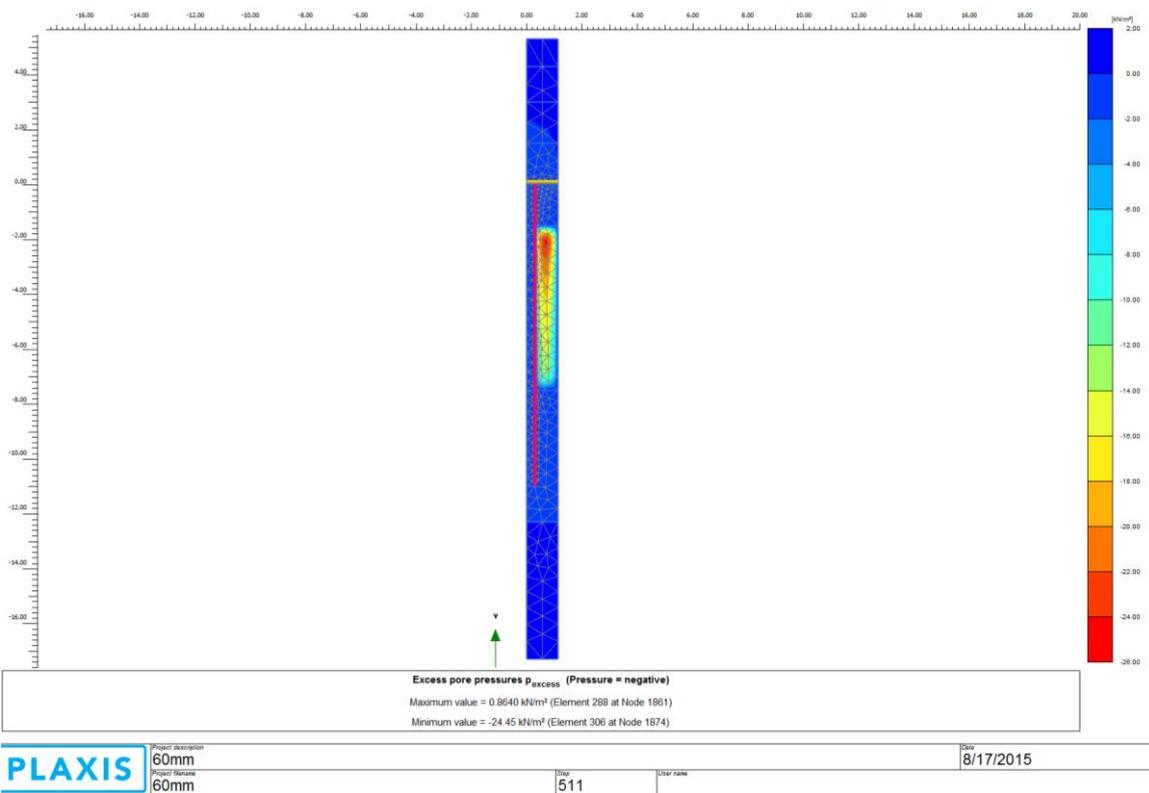


Figura AI.5.1- 2: Distribuição do excesso de poropressão aos 245 dias para $d_c = 60\text{ mm}$.

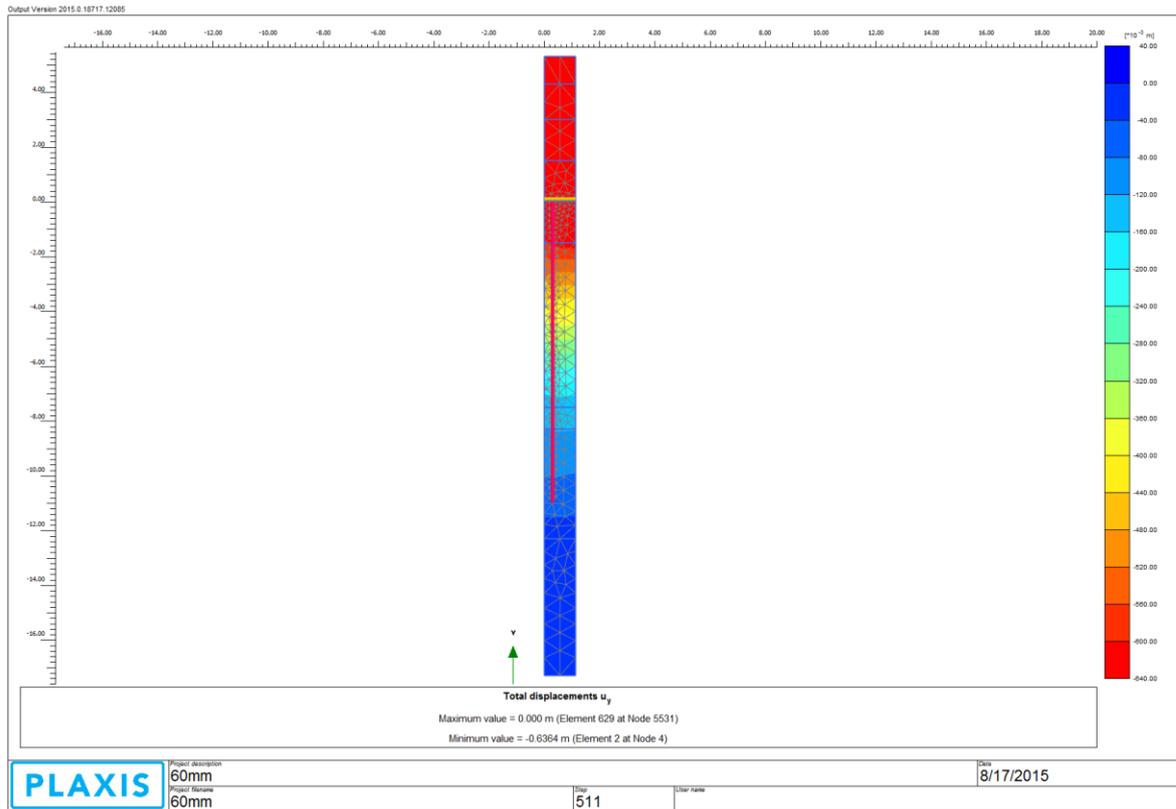


Figura Al.5.1- 3: Distribuição dos recalques aos 245 dias para $d_c = 60 \text{ mm}$.

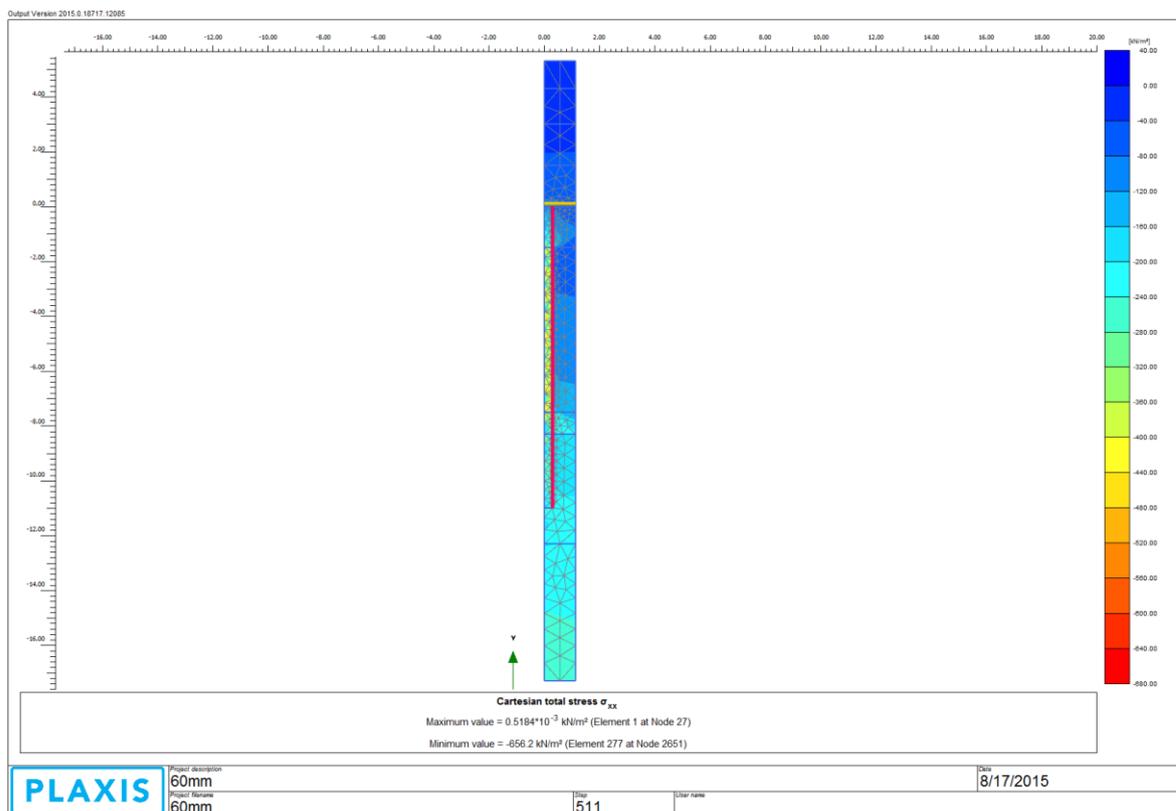


Figura Al.5.1- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $d_c = 60 \text{ mm}$.

Al.5.2- $d_c = 1\text{ m}$

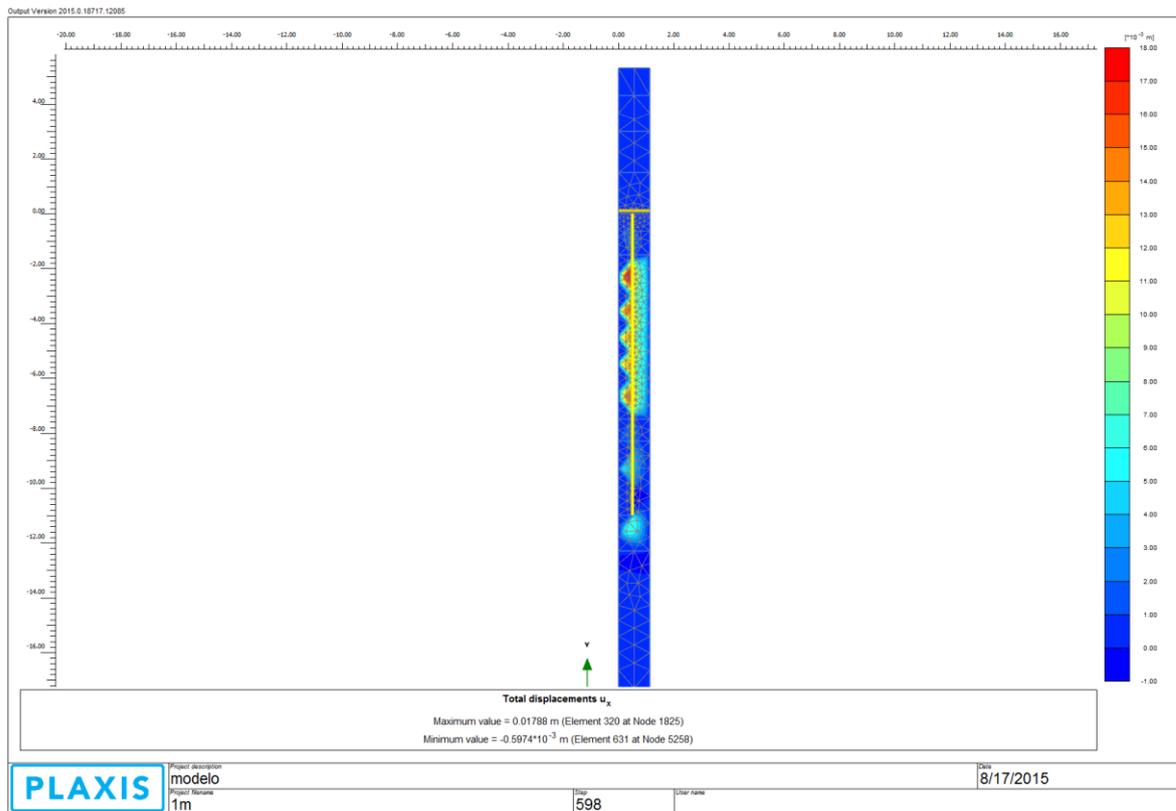


Figura Al.5.2-1: Distribuição do deslocamento horizontal no geotêxtil aos 245 dias para $d_c = 1\text{ m}$.

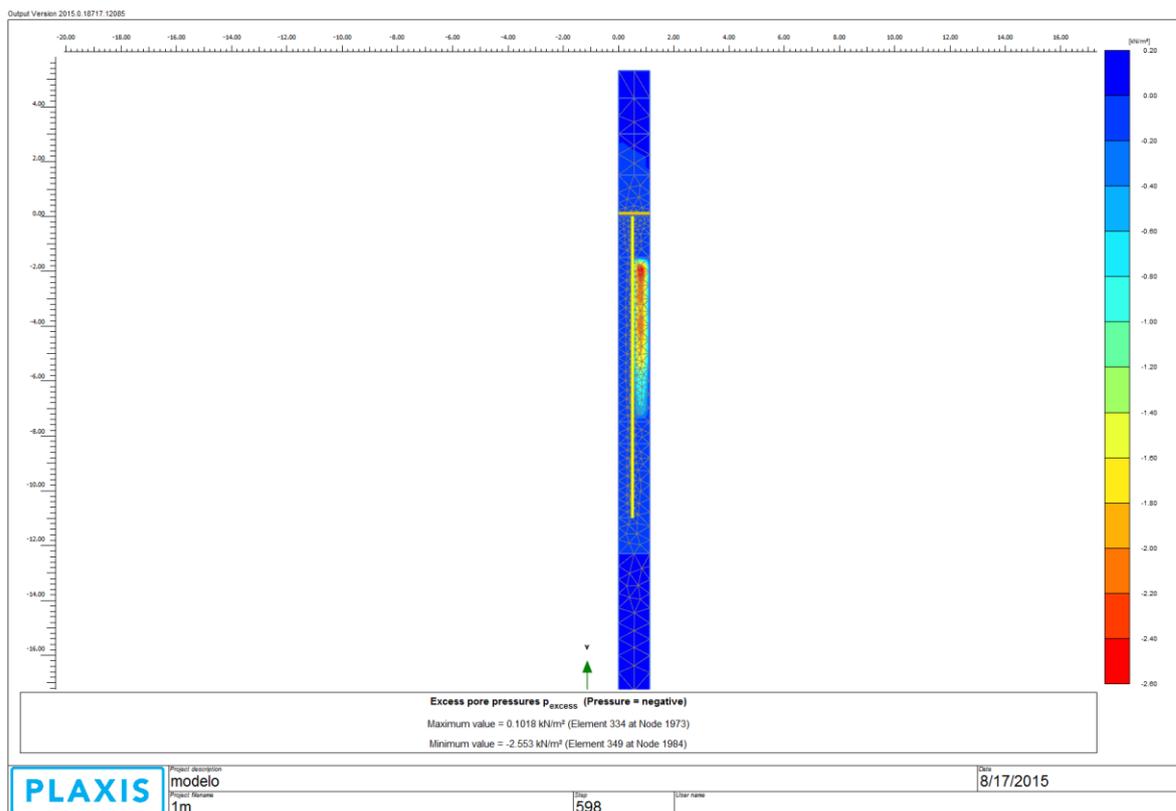


Figura Al.5.2- 2: Distribuição do excesso de poropressão aos 245 dias para $d_c = 1\text{ m}$.

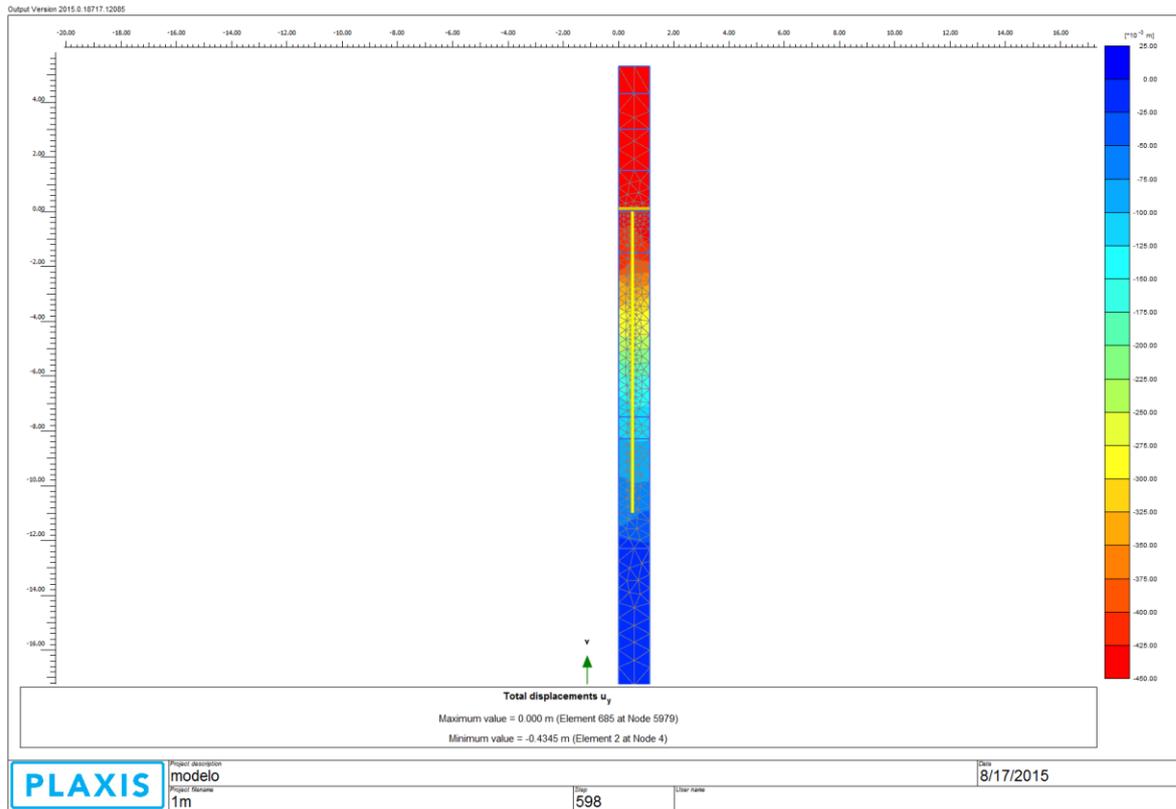


Figura A1.5.2- 3: Distribuição do recalque aos 245 dias para $d_c = 1 m$.

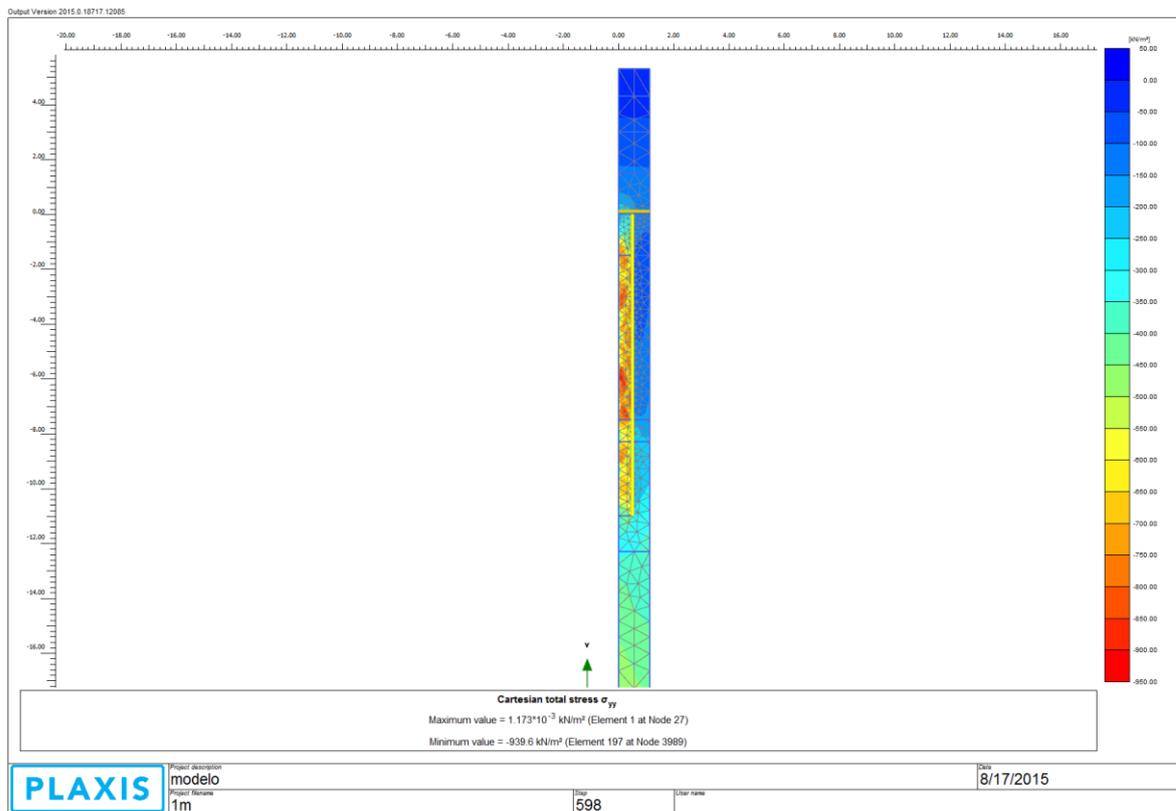
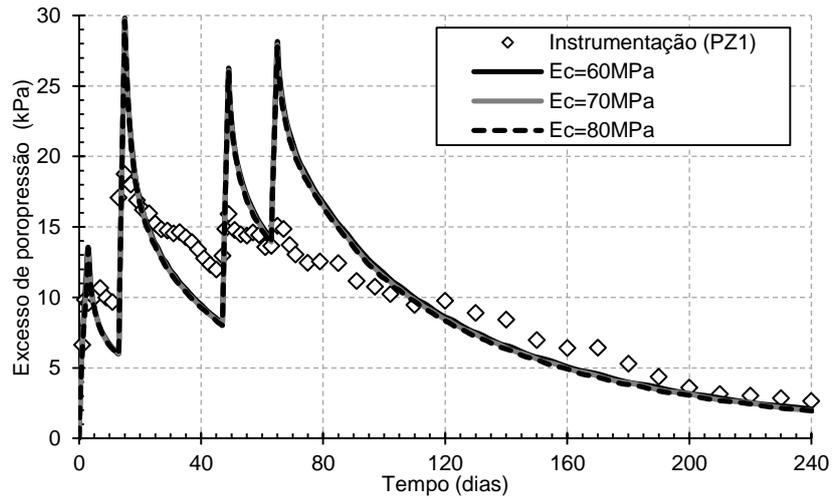
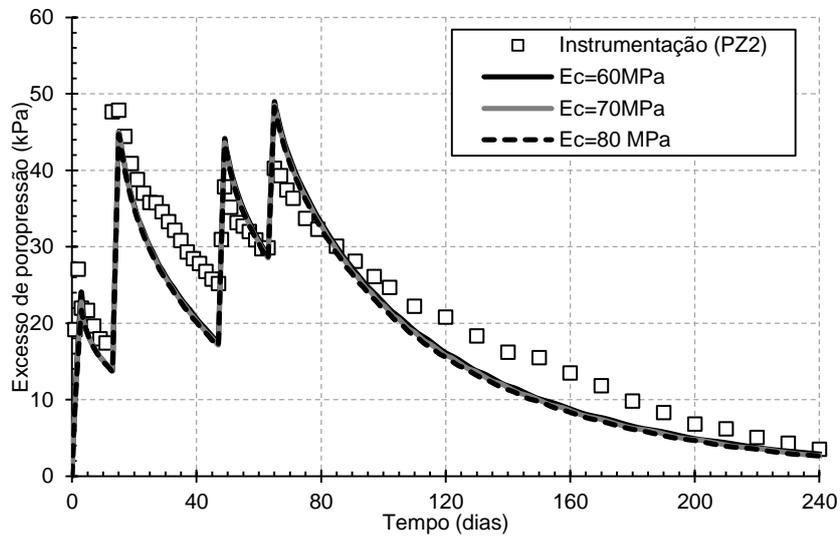


Figura A1.5.2- 4: Distribuição da tensão total aos 245 dias para $d_c = 1 m$.

**APÊNDICE II: VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE
 E_c DA COLUNA**



(a)



(b)

Figura AII-1: Influência de E_c no excesso de poropressão a) a 3m de profundidade; b) a 6 m de profundidade.

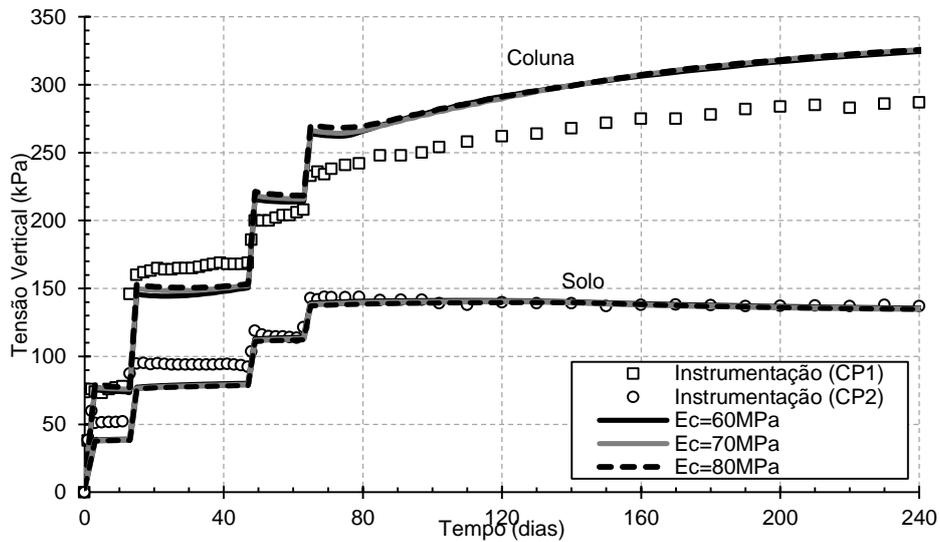


Figura AII- 2: Influência de E_c na tensão total no topo do solo e da coluna.

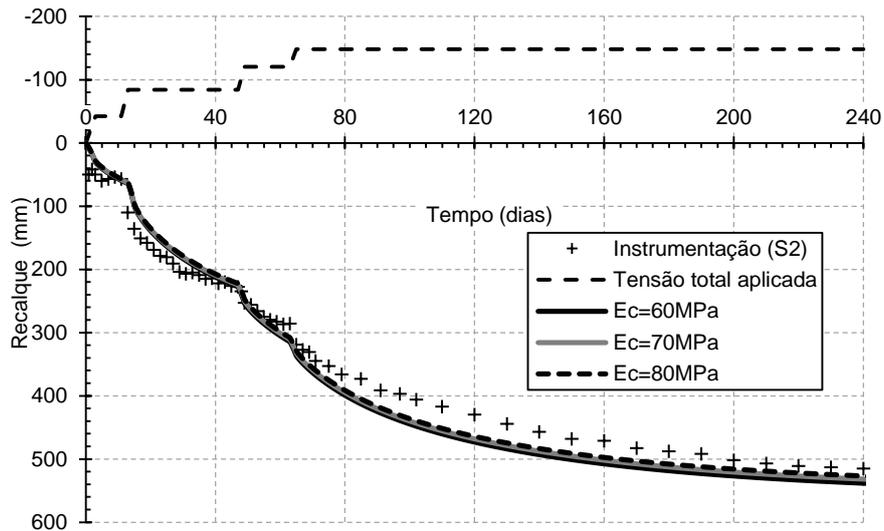
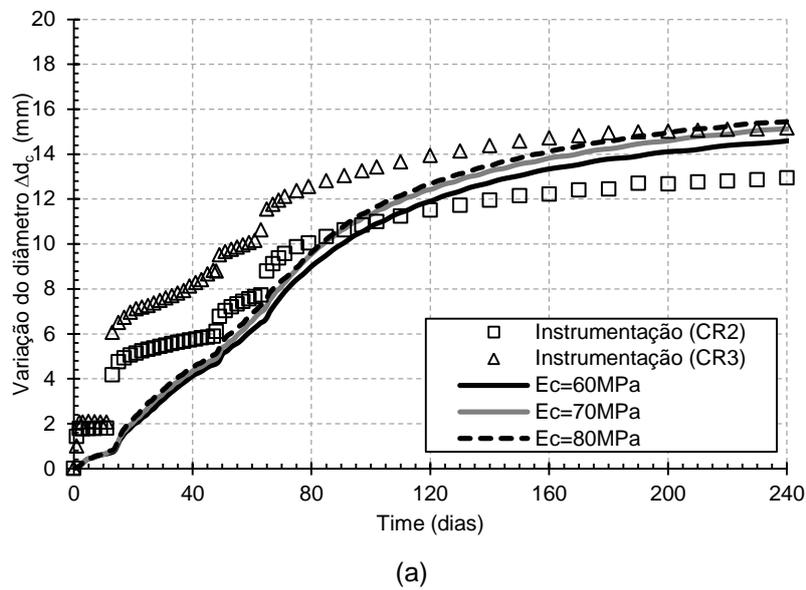
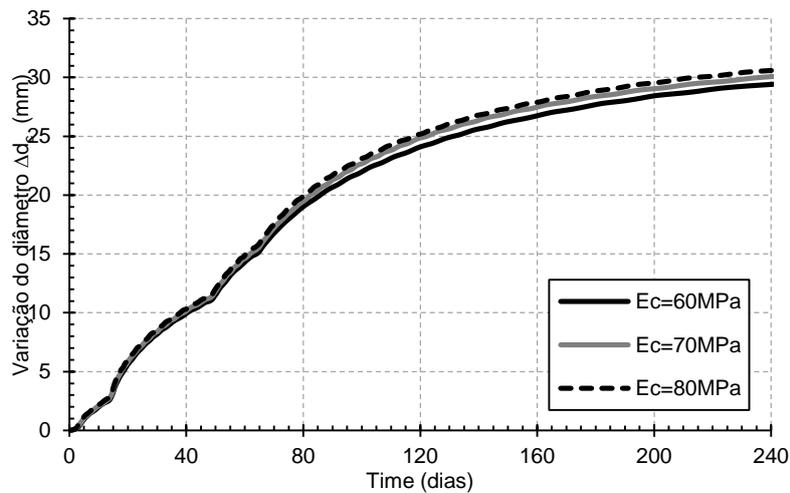


Figura AII- 3: Influência de E_c no recalque no topo da camada de solo



(a)



(b)

Figura AII- 4: Influência de E_c no deslocamento lateral da coluna a) a 1 m de profundidade (dentro do aterro de conquista); b) a 2,3 m de profundidade (dentro da argila mole).