

ALTURA CRÍTICA EM ATERROS SUPORTADOS POR COLUNAS DE AREIA ENCAMISADAS

Marta Isabel dos Santos Carreira

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Professor Alexandre da Luz Pinto

Professor Doutor Márcio de Souza Soares de Almeida

Júri

Presidente: Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo

Novembro de 2014

Agradecimentos

Aos meus pais e irmã que ao longo do curso estiveram sempre ao meu lado e me motivaram e apoiaram nos momentos mais complicados. Agradeço-lhes pela oportunidade que me proporcionaram de morar durante um ano no Rio de Janeiro para o desenvolvimento do presente trabalho.

À professora Maria Cascão e ao professor Márcio Almeida, por todo o apoio concedido durante o ano no Rio de Janeiro e por toda a dedicação e disponibilidade. Agradeço-lhes todos os ensinamentos e conhecimentos transmitidos ao longo deste ano, indispensáveis para o desenvolvimento e conclusão do presente trabalho.

Ao professor Alexandre Pinto, pela inspiração que foi ao longo do curso e que me permitiu seguir e interessar pela área de Geotecnia. Agradeço-lhe também todos os conhecimentos transmitidos, tanto dentro como fora das aulas, todo o apoio e disponibilidade, e toda a confiança que depositou em mim, tanto durante o curso, como no desenvolvimento deste trabalho.

A toda a equipa do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, em especial à Carmen Castro, Iman Housseinpour e Mário Riccio por toda a ajuda prestada.

A todos os colegas/amigos que me ajudaram durante o curso e sempre me motivaram e ajudaram a chegar mais longe, em especial ao Bernardo Costa, Inês Aleluia e Tomás Peixoto.

A todos os amigos com quem estabeleci relações durante o intercâmbio no Rio de Janeiro, pois sem eles não seria possível concluir a presente trabalho. Um agradecimento especial à minha colega e amiga Rosa Peralta Leitão, que me acompanhou em toda a experiência e me motivou quando mais precisei.

Resumo

Em solos muito moles, o reforço através de colunas granulares pode ser restringido devido à falta de confinamento lateral. Nestas condições, as colunas podem ser encamisadas por um geossintético adequado que fornece o confinamento necessário, incrementando a sua capacidade de carga.

Evitar assentamentos diferenciais no topo de aterros é normalmente importante para garantir níveis adequados de utilização e prevenir problemas em serviço nas infraestruturas construídas. Define-se, assim, a altura crítica, como a altura acima da qual os assentamentos na base do aterro não produzem assentamentos diferenciais no seu topo.

A presente dissertação descreve uma análise em elementos finitos a duas dimensões, conduzida para estudar a altura crítica de um aterro suportado por uma coluna de areia encamisada isolada num solo muito mole, utilizando o programa PLAXIS 2D. Foram realizadas várias análises numéricas, com sucessivos aumentos da altura de aterro, para estudar a influência que o módulo de rigidez do encamisamento, a compressibilidade da argila, a espessura da camada de argila e o vão entre colunas têm no desenvolvimento da altura crítica.

Concluiu-se que os únicos parâmetros com impacto no desenvolvimento da altura crítica são o diâmetro das colunas e o seu afastamento. A partir dos resultados obtidos, foi proposta uma equação de dimensionamento, que permite estimar a altura crítica de aterros suportados por colunas encamisadas, em função da configuração da malha, do diâmetro das colunas e do seu afastamento. Foi ainda possível comparar a equação desenvolvida, com resultados disponíveis para estacas, concluindo-se que não existem discrepâncias significativas entre os dois.

Palavras-chave: solos moles, aterros, colunas granulares encamisadas, altura crítica, elementos finitos

Abstract

In very soft ground, the use of granular columns may be restricted due to lack of lateral confinement. In these conditions, columns may be encased by a suitable geosynthetic to provide the required confining pressure to increase their bearing capacity.

Avoiding differential settlements at the top of embankments is usually important to ensure levels of proper use and prevent serviceability problems in the built infrastructures. Thus, the critical height is defined as the height above which, differential settlements at the base of the embankment, do not produce measurable differential settlements at the embankment surface.

This work describes two-dimensional finite element analyses carried out to study the critical height of an embankment supported by a single granular encased column in a very soft soil, using PLAXIS 2D software. Comprehensive numerical analyses were performed, by increasing the height of the embankment, to study the influence of the tensile stiffness of the encasement, the compressibility and thickness of the clay layer and the span between columns, in order to access the embankment critical height.

It was concluded that the diameter and the spacing between columns are the only parameters affecting the development of the critical height. Based on the numerical results obtained, a design equation was proposed, to estimate the embankment critical height, function of the mesh configuration, column diameter and spacing between columns. It was also possible to compare the equation developed, with the available critical height results for piled embankments, concluding that there are no significant discrepancies between the two.

Key-words: soft soils, embankments, geotextile encased granular columns, critical height, finite elements

Índice

1. Introdução	1
1.1. Objetivos	1
1.2. Organização da dissertação	3
2. Enquadramento.....	5
2.1. Técnicas de tratamento de solos.....	5
2.1.1. Técnicas clássicas	5
2.1.2. Técnicas recentes.....	6
2.1.3. Aterros sobre solos moles.....	11
2.2. Colunas granulares encamisadas	13
2.2.1. Conceito	13
2.2.2. Método construtivo.....	16
2.2.3. Aplicações	18
2.2.4. Transferência de carga no aterro	19
2.2.5. Encamisamento - geotêxtil	27
2.2.6. Métodos de cálculo analítico	29
2.3. Altura Crítica.....	34
2.3.1. Altura crítica de aterros convencionais	35
2.3.2. Altura crítica de aterros construídos sobre elementos de coluna.....	35
3. Modelação numérica através do método de elementos finitos	41
3.1. Modelo geométrico e condições de fronteira	41
3.2. Propriedades dos materiais	43
3.2.1. Modelo <i>Linear Elastic</i>	45
3.2.2. Modelos elastoplásticos	46
3.2.2.1. Modelo <i>Mohr-Coloumb</i>	47
3.2.2.2. Modelo <i>Hardening Soil</i>	48
3.2.2.3. Modelo <i>Soft Soil</i>	50

3.3.	Malha de elementos finitos	51
3.4.	Condições iniciais	52
3.5.	Cálculo plástico	54
3.6.	<i>Output</i>	55
4.	Análise de resultados – parâmetros que afetam a altura crítica.....	59
4.1.	Módulo de rigidez do encamisamento	60
4.1.1.	Esforços máximos de tração anelar no geotêxtil.....	60
4.1.2.	Assentamentos na base do aterro	62
4.1.3.	Assentamentos diferenciais no topo do aterro	63
4.1.4.	Tensões verticais na base do sistema	70
4.2.	Compressibilidade da camada de argila mole	71
4.2.1.	Esforços máximos de tração anelar no geotêxtil.....	73
4.2.2.	Assentamentos diferenciais no topo do aterro	74
4.2.3.	Tensões verticais na base do sistema	76
4.3.	Espessura da camada de argila mole	77
4.3.1.	Esforços máximos de tração anelar no geotêxtil.....	78
4.3.2.	Assentamentos diferenciais no topo do aterro	79
4.3.3.	Tensões verticais na base do sistema	81
4.4.	Razão de substituição.....	83
4.4.1.	Esforços máximos de tração anelar no geotêxtil.....	85
4.4.2.	Assentamentos diferenciais no topo do aterro	86
4.4.3.	Tensões verticais na base do sistema	91
5.	Altura crítica em função da razão de substituição	93
5.1.	Altura crítica – equação de dimensionamento	93
5.2.	Comparação de resultados	98
5.2.1.	Modelação numérica - estaca.....	98
5.2.2.	Estacas <i>versus</i> colunas de areia encamisadas.....	102

6. Considerações finais	107
6.1. Conclusão	107
6.2. Desenvolvimentos futuros.....	108
Bibliografia.....	111
Apêndice A	115
A. Análise numérica em elementos finitos	115
Apêndice B	117
B. Preparação e confirmação do modelo geométrico e do cálculo numérico.....	117
1) Modelação do material granular da coluna	117
2) Malha.....	120
Apêndice C	127
C. Valores dos parâmetros de solos argilosos e arenosos.....	127

Índice de Figuras

Figura 1 – Fenómeno da consolidação unidimensional (A) e radial com recurso a geodrenos verticais e pré-carga (B) (adaptado de Pinto (2012b))	6
Figura 2 – Consolidação acelerada por meio de vácuo (adaptado de Pinto (2012b))	7
Figura 3 – Estacas cravadas como tratamento de solos (Pinto, 2012b)	8
Figura 4 – Faseamento construtivo de uma coluna pela técnica da vibroflutuação (Pinto, 2012b)	8
Figura 5 – Efeito do adensamento de solos granulares pela vibroflutuação (adaptado de Pinto (2012b))	9
Figura 6 – Processos húmido e seco de execução de colunas granulares (Almeida, 2014c)	9
Figura 7 – Estabilização do solo com colunas <i>de jet grouting</i> : costura de superfície de deslizamento (A) (Pinto, 2013a) e estabilização de massa instável sobre túnel (B) (adaptado de Pinto (2013b))	10
Figura 8 – Cortinas impermeabilizantes com elementos de <i>jet grouting</i> no solo de fundação de barragens de aterro (A) e no núcleo de barragens de aterro (B) (adaptado de Pinto (2012b))	11
Figura 9 – Equipamento utilizado na técnica de <i>deep soil mixing</i> (A) e processo construtivo dos painéis de solo-cimento (B) (Pinto, 2012b)	11
Figura 10 – Técnicas de estabilização e controlo de assentamentos na construção de obras sobre solos moles (adaptado de Almeida & Marques (2010))	12
Figura 11 – Técnicas de tratamento de solo mole em função dos assentamentos, altura de aterro e resistência do solo mole (adaptado de Springman <i>et al.</i> (2012))	13
Figura 12 – Esquema de um aterro sobre colunas encamisadas (adaptado de Alexiew <i>et al.</i> (2005))	14
Figura 13 – Efeito de <i>bulging</i> na coluna granular encamisada (adaptado de Almeida (2014b))	15
Figura 14 – Colunas encamisadas pelo método do deslocamento (Almeida, 2014b)	17
Figura 15 – Colunas encamisadas pelo método da escavação (adaptado de Almeida (2014b))	17
Figura 16 – Coluna de areia encamisada em ensaios de campo (Alexiew <i>et al.</i> , 2005)	17
Figura 17 – Efeito de arco num aterro suportado por elementos de colunas (Pinto & Tomásio, 2007)	20
Figura 18 – Distribuição de cargas em partes (A, B e C) num aterro suportado por um solo tratado com estacas (Van Eekelen & Bezuijen, 2003)	20
Figura 19 – Arranjo experimental preparado por Guido <i>et al.</i> (1987) (Hartmann, 2012)	22
Figura 20 – Definição do arco segundo Guido <i>et al.</i> (1987) (adaptado de Hartmann (2012))	22
Figura 21 – Dispositivo para estudar o efeito de arco em solos (Fernandez, 2006)	23
Figura 22 – Conceito de área de influência e de célula unitária A_E (Alexiew <i>et al.</i> , 2012)	30

Figura 23 – Modelo de cálculo da coluna encamisada (adaptado de Alexiew <i>et al.</i> (2012)).....	33
Figura 24 – Representação das áreas de influência de colunas em função da malha (Filz <i>et al.</i> , 2012)	37
Figura 25 – Aterro suportado por colunas encamisadas fundadas num solo muito mole e representação da geometria e célula unitária adotadas no modelo base	41
Figura 26 – Modelo geométrico e condições de fronteira no PLAXIS 2D.....	42
Figura 27 – Malha média refinada nos dois geossintéticos de reforço.....	52
Figura 28 – Campo de pressões intersticiais iniciais e campo de tensões iniciais – PLAXIS 2D.....	53
Figura 29 – Tensões efetivas (A), malha deformada (B) e deslocamentos verticais no sistema (C)....	56
Figura 30 – Deslocamentos verticais (A), deslocamentos horizontais (B) e esforços de tração anelar ao longo do encamisamento (C) – PLAXIS 2D	58
Figura 31 – Deslocamentos verticais (A) e esforços de compressão axial no reforço (B) – PLAXIS 2D	58
Figura 32 – Deslocamentos verticais para alturas de aterro $h_{at} = 0,75, 1,75$ e $2,75$ m	69
Figura 33 – Concentração de cargas em sistemas com diferentes espessuras de argila	83
Figura 34 – Representação das células unitárias para $a_c = 5,0, 11,1$ e $16,0\%$ para $h_{at} = 1,75$ m	85
Figura 35 – Representação das células unitárias para $a_c = 2,5$ e $25,0\%$ e para $h_{at} = 1,75$ m	93
Figura 36 – Representação dos elementos triangulares (Plaxis, 2010b)	116
Figura 37 – Desenvolvimento dos esforços de tração ao longo do geotêxtil para $h_{at} = 0,75$ e $2,50$ m e para $J=4000$ kN/m (malha fina sem reforço na base do aterro).....	122
Figura 38 – Desenvolvimento dos esforços de tração ao longo do geotêxtil para $h_{at} = 0,75$ m e $2,50$ m e para $J=4000$ kN/m (malha refinada nos dois geossintéticos)	123
Figura 39 – Representação da malha média refinada no encamisamento	125
Figura 40 – Representação da malha fina	126

Índice de Gráficos

Gráfico 1 – Deslocamentos laterais da coluna (abaulamento) <i>versus</i> profundidade da coluna (adaptado de Khabbazian <i>et al.</i> (2010)).....	27
Gráfico 2 – Fator β em função da razão de substituição (retirado de Almeida, 2014a)	30
Gráfico 3 – Altura crítica dada pelos testes de McGuire (2011) e Sloan (2011) para estacas e pela abordagem tradicional para um fator de proporcionalidade de 1,5 (adaptado de Filz <i>et al.</i> (2012)).....	38
Gráfico 4 – Assentamentos superficiais diferenciais em função do diâmetro e do espaçamento entre elementos de coluna (adaptado de Filz <i>et al.</i> (2012))	39
Gráfico 5 – Comportamento tensão-deformação de um solo (Maranha das Neves, 2004)	46
Gráfico 6 – Ideia básica do comportamento elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2010b).....	48
Gráfico 7 – Relação logarítmica ente a tensão média normal e a deformação volumétrica (Plaxis, 2010a)	51
Gráfico 8 – Assentamentos em função do coeficiente de impulso após instalação de colunas granulares convencionais (adaptado de Lima (2012)).....	54
Gráfico 9 – Resultados numéricos para a evolução das tensões verticais com a h_{at} (adaptado de Almeida <i>et al.</i> (2013)).....	57
Gráfico 10 – Esforço máximo de tração no geotêxtil para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m.....	61
Gráfico 11 – Esforços de tração anelar médios no geossintético com a altura de aterro obtidos analítica (AM) e numericamente (FEM) (adaptado de Almeida <i>et al.</i> (2013)).....	61
Gráfico 12 – Assentamentos na base do aterro no topo da coluna e do solo mole ($J=1000$ kN/m)	62
Gráfico 13 – Assentamento máximo na base do aterro com altura de aterro para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m	63
Gráfico 14 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m	64
Gráfico 15 – Assentamentos diferenciais.....	65
Gráfico 16 – Tensões verticais no topo do solo	65
Gráfico 17 – Tensões verticais no topo da coluna.....	65
Gráfico 18 – Razão entre as tensões verticais na base do aterro.....	65
Gráfico 19 – Assentamentos no topo do aterro ao nível da coluna e do solo ($J=1000$ kN/m).....	67
Gráfico 20 – Tensões verticais na base do solo variando a rigidez do geotêxtil	70
Gráfico 21 – Tensões verticais na base da coluna variando a rigidez do geotêxtil.....	70

Gráfico 22 – Esforço máximo de tração no geotêxtil com altura do aterro para $\lambda^*=0,12, 0,24$ e $0,48$..73	73
Gráfico 23 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $\lambda^* = 0,12, 0,24$ e $0,48$74	74
Gráfico 24 – Assentamento máximo na base do aterro com a altura de aterro para $\lambda^*=0,12, 0,24$ e $0,48$75	75
Gráfico 25 – Tensões verticais na base do solo variando a compressibilidade da argila mole.....76	76
Gráfico 26 – Tensões verticais na base da coluna variando a compressibilidade da argila mole76	76
Gráfico 27 – Esforço máximo de tração no geotêxtil com a altura de aterro para $h_s = 5, 10$ e 15 m....78	78
Gráfico 28 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $h_s = 5, 10$ e 15 m.....79	79
Gráfico 29 – Assentamento máximo na base do aterro com a altura de aterro para $h_s = 5, 10$ e 15 m80	80
Gráfico 30 – Tensões verticais na base da coluna variando a espessura da camada de argila mole..81	81
Gráfico 31 – Tensões verticais na base do solo variando a espessura da camada de argila mole82	82
Gráfico 32 – Esforço máximo de tração no geotêxtil com a altura de aterro para $a_c = 5,0, 11,1$ e $16,0\%$85	85
Gráfico 33 – Tensões verticais no topo da coluna.....87	87
Gráfico 34 – Tensões verticais no topo do solo mole.....87	87
Gráfico 35 – Assentamentos diferenciais para $a_c = 5,0, 11,1$ e $16,0\%$88	88
Gráfico 36 – Razão entre as tensões verticais no topo do solo e no topo da coluna.....88	88
Gráfico 37 – Assentamento máximo na base do aterro com a altura de aterro para $a_c = 5,0, 11,1$ e $16,0\%$89	89
Gráfico 38 – Assentamentos diferenciais com altura de aterro para $d_c = 0,5, 0,8$ e $1,2$ m.....90	90
Gráfico 39 – Tensões verticais na base do solo variando a razão de substituição.....91	91
Gráfico 40 – Tensões verticais na base do solo variando a razão de substituição.....92	92
Gráfico 41 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $a_c = 2,5\%, 5,0\%, 11,1\%, 16,0\%$ e $25,0\%$94	94
Gráfico 42 – Altura crítica para uma malha quadrada e triangular.....96	96
Gráfico 43 – Altura crítica normalizada para malha quadrada e triangular.....97	97
Gráfico 44 – Assentamentos diferenciais com a altura de aterro para estacas e para $a_c = 5,0\%$ e $11,1\%$99	99
Gráfico 45 – Assentamentos diferenciais com a altura de aterro para colunas com vários valores de rigidez axial.....100	100

Gráfico 46 – Assentamento no topo do aterro para estacas e para colunas de areia encamisadas com $J=1000$ kN/m	100
Gráfico 47 – Tensões verticais na base do solo para estacas e colunas encamisadas com $J=1000$ kN/m.....	101
Gráfico 48 – Tensões verticais na base do solo para estacas e colunas encamisadas com $J=1000$ kN/m.....	102
Gráfico 49 – Assentamentos superficiais diferenciais em função do diâmetro e do espaçamento entre elementos de colunas	103
Gráfico 50 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m utilizando o modelo de <i>Mohr-Coloumb</i> para a coluna	118
Gráfico 51 – Assentamento máximo com a altura de aterro para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m utilizando o modelo de <i>Mohr-Coloumb</i> para a coluna	119
Gráfico 52 – Esforço máximo de tração no geotêxtil para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m utilizando o modelo de <i>Mohr-Coloumb</i> para a coluna.....	119
Gráfico 53 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para uma malha média refinada no encamisamento	120
Gráfico 54 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para uma malha fina variando J	121
Gráfico 55 – Assentamento diferencial com a altura do aterro para as várias malhas e para $J=1000$ kN/m.....	123
Gráfico 56 – Assentamento diferencial com a altura do aterro para as várias malhas e para $J=2000$ kN/m.....	124
Gráfico 57 – Assentamento diferencial com a altura do aterro para as várias malhas e para $J=4000$ kN/m.....	124
Gráfico 58 – Esforço de tração máxima para uma malha fina fazendo variar a rigidez do geotêxtil argila (sem consideração do reforço na base do aterro)	125

Índice de Quadros

Quadro 1 – Tipos de geossintéticos utilizados no reforço de aterros.....	25
Quadro 2 – Assentamentos no topo da coluna em função da rigidez do encamisamento para $h_{at} = 6$ e 14 m e para $M_{ref} = 0,5$ MPa (adaptado de Alexiew <i>et al.</i> (2005)).....	28
Quadro 3 – Resultados numéricos obtidos na COPPE/UFRJ para colunas encamisadas em termos das deformações desenvolvidas (adaptado de Almeida <i>et al.</i> (2013)).....	57
Quadro 4 – Comparação entre vários parâmetros para $a_c = 11,1\%$ e para $J = 1000$ kN/m.....	65
Quadro 5 – Comparação entre as tensões verticais no topo do solo e no topo da coluna para $a_c = 5,0$, $11,1$ e $16,0\%$ e para $J = 1000$ kN/m.....	87
Quadro 6 – Comparação entre assentamentos diferenciais e razão entre tensões verticais para $a_c = 5,0$, $11,1$ e $16,0\%$ e para $J = 1000$ kN/m.....	88

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Necessidade para dimensionar ou não o reforço na base do aterro para as forças de membrana, função da razão $r_{c,s}$ (adaptado de Alexiew <i>et al.</i> (2012)).....	26
Tabela 2 – Resumo abreviado das recomendações existentes para a altura mínima de aterro para evitar assentamento diferencial da superfície (aqui definido como a altura crítica) (adaptado de McGuire (2011)).....	36
Tabela 3 – Fontes para os dados do Gráfico 4 (adaptado de Filz <i>et al.</i> (2012)).....	39
Tabela 4 – Modelos constitutivos e propriedades dos materiais utilizados no PLAXIS 2D	44
Tabela 5 – Propriedades padrão utilizadas nas iterações efetuadas no PLAXIS 2D.....	60
Tabela 6 – Valores dos parâmetros do modelo <i>soft soil</i> utilizados no estudo da altura crítica	73
Tabela 7 – Tensões verticais iniciais na base do sistema variando a espessura da camada de argila mole	81
Tabela 8 – Dados correspondentes aos 3 valores de razão de substituição	84
Tabela 9 – Altura crítica obtida para cada razão de substituição: 5%, 11,1% e 16%	90
Tabela 10 – Dados geométricos relativos a 3 células unitárias com diferentes diâmetros de coluna ..	90
Tabela 11 – Altura de pico e altura crítica associada a cada célula unitária	91
Tabela 12 – Altura crítica obtida para cada razão de substituição: 2,5%, 5,0%, 11,1%, 16,0% e 25,0%	94
Tabela 13 – Valores de abertura da malha e de s' para cada malha e para cada a_c	95
Tabela 14 – Altura crítica e espaçamento entre colunas normalizados pelo diâmetro da coluna para malha quadrada e triangular.....	96
Tabela 15 – Modelo constitutivo e propriedades da estaca.....	98
Tabela 16 – Modelos constitutivos e propriedades dos materiais utilizados no modelo numérico (1ª Fase)	117
Tabela 17 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m utilizando o modelo de <i>Mohr-Coloumb</i> para a coluna	118
Tabela 18 – Modelos constitutivos e propriedades dos materiais utilizados nos estudos efetuados por Hosseinpour <i>et al.</i> (2014) (adaptado)	127
Tabela 19 – Modelos constitutivos e propriedades dos materiais utilizados nos estudos efetuados por Almeida <i>et al.</i> (2013) (adaptado)	127
Tabela 20 – Avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade em função do SPT - correlações empíricas (Marangon, 2008) (adaptado).....	127

Simbologia

a	largura de elementos de estaca quadrados
a_c	razão de substituição
A_c	área transversal da coluna granular
A_E	área transversal equivalente de uma coluna granular considerando uma célula unitária
$A_{influença}$	área de influência de colunas
AM	<i>analytical model</i>
c'	coesão efetiva
c'_{at}	coesão efetiva do aterro
C_c	coeficiente unidimensional de compressibilidade
C_s	coeficiente unidimensional de expansibilidade
C_u	resistência não drenada
d_c	diâmetro de qualquer elemento de coluna
d_E	diâmetro equivalente de uma coluna granular considerando uma célula unitária
e	índice de vazios
e_0	índice de vazios inicial
e_k	índice de vazios inicial associado a uma descarga-recarga
E	módulo de deformabilidade
E'	módulo de deformabilidade drenado
E^*	módulo de deformabilidade da coluna granular encamisada
E_{50}	módulo de rigidez triaxial de carga
E_{50}^{ref}	módulo de rigidez triaxial de carga de referência
EA	rigidez axial
E_c	módulo de deformabilidade da coluna granular
E_{oed}	módulo de rigidez edométrico
$E_{oed,s}$	módulo de rigidez edométrico do solo
E_{oed}^{ref}	módulo de rigidez edométrico de referência
E_{ur}	módulo de rigidez de descarga-recarga

E_{ur}^{ref}	módulo de rigidez de descarga-recarga de referência
E_s	módulo de deformabilidade do solo
$E_{s,c}$	módulo de deformabilidade da coluna granular encamisada para uma tensão de referência de 100 kPa
$E_{s,estrato}$	módulo de deformabilidade do estrato competente para uma tensão de referência de 100 kPa
$E_{s,s}$	módulo de deformabilidade do solo para uma tensão de referência de 100 kN/m ²
$E_{s,100kPa}$	módulo de deformabilidade constrangido do solo mole para uma tensão de referência de 100 kPa
FS	fator de segurança
FEM	<i>finite element method</i>
G	módulo de distorção
h_{adm}	altura admissível de aterro adotada em projeto
h_{at}	altura de aterro
h_c	comprimento da coluna granular
h_{crit}	altura crítica
h_p	altura de aterro para a qual ocorre o assentamento diferencial máximo no seu topo
h_s	espessura da camada de solo mole
J	módulo de rigidez do encamisamento
J_R	módulo de rigidez do reforço
k_x	coeficiente de permeabilidade horizontal
k_y	coeficiente de permeabilidade vertical
K	módulo de compressibilidade volumétrica
K^*	coeficiente de impulso lateral no solo após a construção de colunas
K_0	coeficiente de impulso em repouso
$K_{0,s}$	coeficiente de impulso em repouso no método de escavação
$K_{0,s}^*$	K_0 majorado no método do deslocamento
$K_{a,at}$	coeficiente de impulso ativo no aterro
$K_{a,c}$	coeficiente de impulso ativo na coluna
m	dependência entre as tensões e a rigidez - parâmetro do modelo <i>hardening soil</i>

M_{ref}	módulo edométrico de referência
n	fator de concentração de tensões
N	força de tração anelar no geossintético
N_c	fator de capacidade de carga
$N_{máx}$	força de tração anelar máxima no geossintético
p'	tensão média efetiva
p^0	tensão média inicial
p_p	tensão média efetiva de cedência
p^{ref}	pressão de referência
q	sobrecarga no aterro
q_k	tensão resultante do peso próprio do aterro
r_c	raio da coluna granular
$r_{c,s}$	razão entre a rigidez da coluna e do solo
r_E	raio equivalente de uma coluna granular considerando uma célula unitária
r_{geo}	raio inicial do cilindro de geossintético
s	espaçamento entre elementos de coluna dispostos em malhas
s'	distância definida desde a extremidade do elemento de coluna circular até ao ponto mais afastado da área de influência da coluna
s_1	espaçamento segundo a direção 1 entre elementos de coluna dispostos em malhas
s_2	espaçamento segundo a direção 2 entre elementos de coluna dispostos em malhas
β	fator de redução de assentamentos
γ	peso volúmico
γ_{at}	peso volúmico do aterro
γ_c	peso volúmico do material granular
γ_s	peso volúmico do solo mole
γ_{sat}	peso volúmico saturado
γ_w	peso volúmico da água
Δh	assentamento
Δh_c	assentamento da coluna granular

Δh_s	assentamento do solo tratado
Δr_c	variação do raio da coluna
Δr_{geo}	variação do raio inicial do cilindro de geossintético
$\Delta \sigma$	acréscimo de tensão vertical
$\Delta \sigma_{v,c}$	variação da tensão vertical atuante na coluna granular
$\Delta \sigma_{v,s}$	variação da tensão vertical atuante no solo
ε	deformação específica
ε_v	deformação volumétrica
ε_v^0	deformação volumétrica inicial
ε_v^e	deformação volumétrica durante uma descarga ou recarga
ε_v^{e0}	deformação volumétrica inicial para uma descarga ou recarga
ε_x	deformação segundo a direção x
ε_y	deformação segundo a direção y
κ	índice de expansão
κ^*	índice de expansão modificado
λ	índice de compressibilidade
λ^*	índice de compressibilidade modificado
ν	coeficiente de <i>Poisson</i>
ν_s	coeficiente de <i>Poisson</i> do solo
σ	tensão total
σ'	tensão efetiva
$\sigma'_{h,0}$	tensão efetiva horizontal inicial
$\sigma_{h,c}$	tensão horizontal atuante na coluna granular
$\sigma_{h,diff}$	diferença de tensões horizontais efetivas (entre coluna e solo mais geossintético)
$\sigma_{h,geo}$	tensão horizontal no geossintético
$\sigma_{h,s}$	tensão horizontal atuante no solo
$\sigma_{h,s,tot}$	tensão horizontal total no solo
$\sigma'_{v,0}$	tensão efetiva vertical inicial (sem a sobrecarga)

$\sigma_{v,0,c}$	tensão vertical inicial (sem a sobrecarga) do solo da coluna a uma determinada profundidade
$\sigma'_{v,c}$	tensão vertical efetiva atuante no topo da coluna
$\sigma'_{v,c,base}$	tensão vertical efetiva atuante na base da coluna
$\sigma'_{v,c,base,0}$	tensão vertical efetiva inicial atuante na base da coluna
$\sigma_{v,0,s}$	tensão vertical inicial (sem a sobrecarga) do solo do entorno de uma coluna a uma determinada profundidade
$\sigma'_{v,s}$	tensão vertical atuante no topo do solo
$\sigma'_{v,s,base}$	tensão vertical efetiva atuante na base do solo
$\sigma'_{v,s,base,0}$	tensão vertical efetiva inicial atuante na base do solo
σ_x	tensão segundo a direção x
σ_y	tensão segundo a direção y
τ	resistência ao corte
ϕ'	ângulo de atrito interno efetivo
ϕ'_{at}	ângulo de atrito do aterro efetivo
$\phi'_{estrato}$	ângulo de atrito interno do estrato competente
ψ	ângulo de dilatância

1. Introdução

A dissertação desenvolvida insere-se no âmbito do projeto e construção de aterros suportados por solos moles de natureza argilosa, tendo como principal objetivo o estudo da altura crítica de aterros construídos sobre colunas de areia encamisadas fundadas em solos muito moles. O projeto foi desenvolvido em mútua cooperação entre o Instituto Superior Técnico e a COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro.

1.1. Objetivos

A construção sobre solos moles constitui um problema e um desafio atual para a engenharia, devido à crescente necessidade de desenvolvimento de novas infraestruturas nos locais desocupados que são, geralmente, os lugares com condições de fundação mais deficientes. Desde o início das civilizações, a ocupação dos terrenos deu-se, essencialmente, junto às zonas costeiras que facilitavam o transporte e o comércio com os povos e que permitiam ainda o desenvolvimento de outras atividades como a pesca. Posto isto, as cidades começaram a expandir-se com as suas infraestruturas fundadas nos solos caracterizados por uma melhor capacidade de carga e resistência. Contudo, como se sabe das formações geológicas, essas zonas são fundamentalmente formadas por solos de sedimentação ou aluviões de argila mole. Perante este cenário, os terrenos com boas características mecânicas começaram rapidamente a escassear, o que levou ao desenvolvimento de várias técnicas que permitem a construção sobre solos de pior qualidade, nomeadamente sobre solos moles.

Solos moles correspondem a terrenos de natureza argilosa com baixos valores de resistência ao corte, valores de compressibilidade elevados e baixa a média permeabilidade. Como rapidamente se pode inferir, as características citadas limitam consideravelmente a altura do aterro e, conseqüentemente, a carga permitida ao solo de fundação.

Estruturas construídas sobre solos moles podem experienciar vários problemas como assentamentos excessivos, instabilidade local e global e ainda grandes deformações laterais nas camadas de solo de fundação. Para suplantar estes problemas foram desenvolvidas metodologias que permitem melhorar a capacidade de carga deste tipo de solos.

De entre as várias técnicas desenvolvidas no tratamento de solos moles, o reforço com recurso a elementos de coluna é correntemente utilizado e permite obter um material compósito, mais rígido que o solo original, que consegue suportar de forma adequada as cargas transmitidas pela estrutura aí fundada. A transferência das cargas pelas colunas para um estrato inferior competente é garantida pela progressiva concentração de tensões nas colunas pelo efeito da sua maior rigidez, comparativamente à grande deformabilidade do solo circundante. Essa concentração, dependente da rigidez dos dois elementos, está na origem do desenvolvimento de assentamentos diferenciais não desprezáveis na base do aterro, que influenciam o desenvolvimento de assentamentos no seu topo.

Um dos principais problemas a evitar no dimensionamento de um aterro construído sobre um solo mole reforçado com quaisquer elementos de coluna são os assentamentos diferenciais no seu topo. Este é um problema que deve ser eliminado para que sejam garantidos os níveis adequados de utilização da infraestrutura construída sobre o aterro e para prevenir problemas nessas mesmas infraestruturas. Existem vários fatores que podem influenciar o desenvolvimento dos assentamentos diferenciais, como sejam o afastamento entre colunas, o diâmetro das colunas, a altura do aterro, a qualidade do suporte do aterro, e ainda a sobrecarga atuante no topo do aterro. Deste modo, no presente documento, define-se como “altura crítica” a altura de aterro a partir da qual os assentamentos diferenciais desenvolvidos na base do aterro, no contacto com o solo tratado com colunas, não produzem assentamentos diferenciais significativos no seu topo.

Os elementos de colunas de utilização mais generalizada são a fundação indireta por meio de estacas, em geral em betão armado. No entanto, o elevado contraste entre a rigidez das estacas e a deformabilidade do solo mole, levou a que fossem desenvolvidas novas metodologias com recurso a elementos com rigidez mais compatível com a rigidez do solo.

Uma das técnicas desenvolvidas com recurso a elementos de coluna, e já correntemente aplicada na prática, é o reforço pela introdução de colunas granulares. Esta técnica tornou-se muito popular graças à relativa simplicidade associada à sua execução e ainda devido ao fator económico associado. Estes elementos têm uma rigidez limitada conseguindo mobilizar a sua capacidade de carga através do confinamento lateral fornecido pelo solo. Porém, no caso de solos muito moles ($C_u < 15$ kPa), as colunas não recebem o confinamento lateral suficiente pelo solo mole, pelo que se deve recorrer, alternativamente, nesses casos, a colunas granulares encamisadas. Esta técnica começou a ser desenvolvida na Alemanha em meados dos anos 1990. Em geral, o encamisamento utilizado consiste num geotêxtil com alto módulo de elasticidade e baixo coeficiente de fluência, que garante a manutenção da capacidade favorável de drenagem da coluna e impede, ainda, a intrusão de material argiloso no interior da coluna e a extrusão de material granular para o solo.

O estudo dos assentamentos diferenciais no topo de um aterro suportado por colunas granulares encamisadas torna-se especialmente interessante e relevante uma vez que este tipo de elementos, devido à sua rigidez limitada ao rearranjo estrutural do material granular, mobilizam a sua capacidade de carga através da deformação da própria coluna. Por sua vez, a deformação da coluna afeta diretamente o confinamento do material argiloso entre colunas, permitindo, conseqüentemente, que o solo e as colunas funcionem em conjunto como um sistema. Neste seguimento, a presente dissertação pretende complementar os estudos experimentais efetuados para a altura crítica de aterros suportados por estacas, através de uma análise numérica em elementos finitos no programa PLAXIS 2D, e focada no estudo da estabilização de solos muito moles com colunas de areia encamisadas. Pretende-se, por este meio, estudar e confirmar quais os fatores que têm maior influência na altura crítica e determinar qual o impacto que as colunas encamisadas têm nos assentamentos diferenciais desenvolvidos no topo do aterro.

1.2. Organização da dissertação

No primeiro e presente capítulo é efetuada uma introdução ao tema desenvolvido, aos objetivos e à metodologia proposta para os atingir.

O segundo capítulo pretende apresentar uma revisão bibliográfica referente a toda a teoria relacionada e utilizada para alcançar os objetivos do estudo desenvolvido.

O terceiro capítulo foca e fundamenta as decisões e opções efetuadas no cálculo numérico em elementos finitos através do *software* PLAXIS 2D.

No quarto capítulo são resumidos de forma gráfica todos os resultados relevantes realizados através da modelação numérica e é feita uma análise e discussão desses mesmos resultados.

No quinto capítulo são formuladas as equações que permitem estimar a altura crítica de um aterro suportado por colunas de areia encamisadas fundadas num solo mole e comparados os resultados com resultados obtidos para estacas.

No sexto e último capítulo apresentam-se as principais conclusões deste trabalho e referidas algumas sugestões para futuras investigações.

2. Enquadramento

2.1. Técnicas de tratamento de solos

Tem sido, ao longo dos tempos, cada vez mais frequente recorrer-se ao desenvolvimento de técnicas de tratamento de solos que permitam construir aterros sobre solos de pior qualidade e que ainda não tenham sido ocupados devido às suas condições de fundação deficiente. O desafio atual para os engenheiros passa pela escolha do método construtivo mais adequado a cada situação específica. Essa escolha deve contemplar diversos fatores, como sejam as características geotécnicas do depósito, a utilização da área incluindo a vizinhança, os prazos construtivos e os custos envolvidos.

Todas as metodologias de tratamento de solos que visam a construção de aterros têm como objetivo minimizar os seus problemas de estabilidade e assentamentos, através do incremento da capacidade de carga do solo de fundação. Posto isto, entre as técnicas clássicas para o tratamento de solos, para construção de infraestruturas em geral, encontram-se a substituição, pré-carga, drenos verticais, compactação *in situ*, injeções e valas drenantes. Entre as técnicas mais recentes encontram-se o pré-carregamento por vácuo, vibrocompactação, *jet grouting*, *deep soil mixing*, estacas com reforço de geossintético e tratamentos térmicos (Pinto, 2012b). Neste seguimento, são esclarecidas e exploradas nas próximas secções algumas das técnicas de tratamento referidas.

2.1.1. Técnicas clássicas

A substituição de solos consiste na retirada total ou parcial desses solos por meio de escavação com equipamentos específicos ou por meio do deslocamento do solo. A retirada de solo é seguida pela imediata colocação de material de aterro. Este é um método construtivo utilizado, em geral, em depósitos com espessuras de solos relativamente pequenas. O método do deslocamento implica que o solo tenha uma baixa resistência, e é efetuado através do peso próprio do aterro construído que deve possuir cota mais elevada que a do aterro de projeto. Este aterro, denominado de ponta, tem como principal objetivo empurrar, expulsar e conseqüentemente substituir o solo mole. Note-se que, caso se trate de um solo mole, a técnica de substituição requer a construção de um aterro de conquista que permita a entrada dos equipamentos (Almeida & Marques, 2010).

Um solo argiloso pode ser tratado por meio de pré-carga. Esta técnica promove, através de uma sobrecarga temporária ou de caráter permanente, o processo de consolidação do solo mole aumentando a sua resistência ao corte, procurando compensar, ainda, total ou parcialmente, os assentamentos secundários ou por fluência que se caracterizam por ocorrer a tensão constante. A consolidação é o processo que associa a drenagem e expulsão da água numa camada de solo comprimido, ao desenvolvimento de reajustes estruturais que resultam em assentamentos na sua superfície (assentamentos primários) (Maranha das Neves, 2004). O fluxo de água numa camada de solo em processo de consolidação dá-se maioritariamente segundo a direção vertical

(unidimensional) e realiza-se segundo a Teoria de Terzaghi. Este fenômeno, referente à consolidação unidimensional, encontra-se representado na Figura 1 – A.

O processo anterior é econômico, mas requer a compatibilização entre o tempo de consolidação e o cronograma da obra. A aceleração do tempo de consolidação é geralmente conseguida com recurso a drenos verticais em areia ou, mais correntemente, geodrenos. Os geodrenos consistem num núcleo de PVC com um filtro de geotêxtil em redor e apresentam resistência mecânica superior aos drenos em areia o que garante a sua melhor integridade durante o processo de cravação. Os drenos verticais devem ser instalados no solo segundo uma malha retangular ou triangular e têm como objetivo diminuir os caminhos de drenagem dentro da massa de solo para cerca de metade da distância horizontal entre drenos. Assim, com a instalação de drenos, a direção do fluxo passa de predominantemente vertical para predominantemente horizontal (radial) com uma parcela de drenagem vertical para as fronteiras drenantes (Almeida & Marques, 2010; Cardoso, 2013). Este fenômeno, referente à consolidação radial, pode ser consultado na Figura 1 – B. A água transferida para os drenos verticais é conduzida para a superfície do terreno natural, para o colchão drenante, que deve ter espessura e inclinação suficiente para garantir o correto encaminhamento das águas.

Note-se que a conjugação das metodologias de drenos verticais e pré-carga (ver Figura 1 – B) explora o máximo benefício da consolidação acelerada, sendo grande a sua aplicação em obras de aterros rodoviários, ferroviários e aeroportuários.

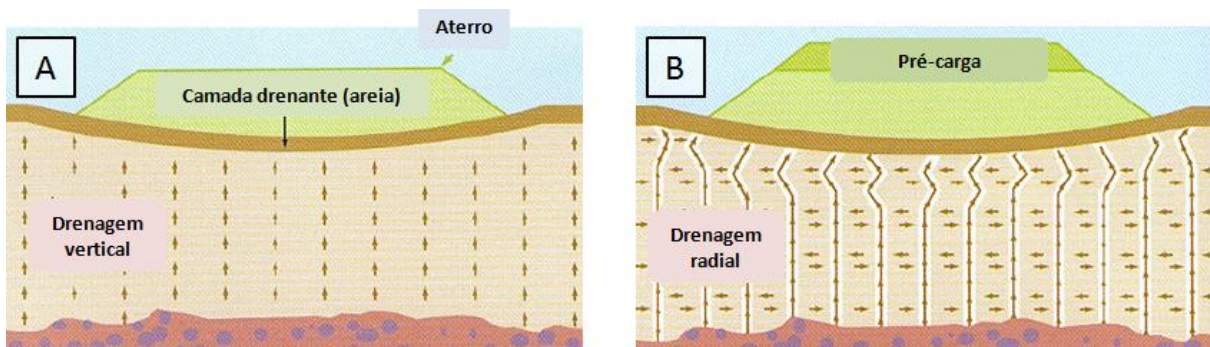


Figura 1 – Fenômeno da consolidação unidimensional (A) e radial com recurso a geodrenos verticais e pré-carga (B) (adaptado de Pinto (2012b))

Por fim, o tratamento de solos por compactação trata-se de uma técnica que envolve a transmissão de uma fonte de energia para o terreno. A compactação pode dividir-se em compactação dinâmica ou compactação com explosivos (Pinto, 2012b).

2.1.2. Técnicas recentes

O pré-carregamento por vácuo é uma técnica relativamente recente que consiste na utilização simultânea das técnicas de sobrecarga e de drenos, isto é, instala-se um sistema de drenos verticais e horizontais, ao qual é aplicado vácuo, através de um sistema de bombeamento que tem o efeito de

uma sobrecarga hidrostática (Almeida & Marques, 2010). O sistema com todos os seus elementos encontra-se representado na Figura 2.

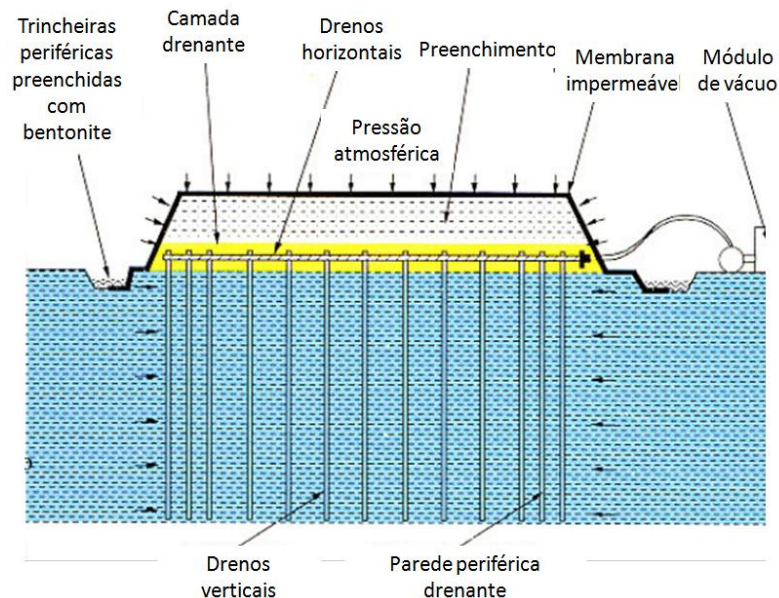


Figura 2 – Consolidação acelerada por meio de vácuo (adaptado de Pinto (2012b))

Dentro das técnicas de estabilização de solos mais recentes encontram-se os solos reforçados com elementos de colunas: estacas, colunas granulares por vibrocompactação, *jet grouting* e *deep soil mixing*. Estes elementos, dispostos numa malha triangular ou retangular, funcionam como fundações profundas, recebendo as cargas das estruturas sobrejacentes, transmitindo-as para um estrato inferior competente.

O reforço de solos através de estacas permite o tratamento do solo compressível em profundidade por confinamento e adensamento do terreno localizado entre estacas. Uma evolução desta metodologia envolve a incorporação de um geossintético no topo do solo tratado, permitindo, a princípio, o uso de estacas mais espaçadas. Note-se que é fundamental a avaliação do carregamento horizontal nas estacas, decorrente do processo de consolidação de solos vizinhos, isto porque uma estaca que se situe na fronteira da área tratada, poderá sofrer rotura devido aos deslocamentos da massa de solo vizinho (Almeida & Marques, 2010). Esse efeito, citado por Almeida & Marques (2010), é denominado de efeito de Tschebotarioff e foi estudado por Tschebotarioff (1973). Uma solução de aterro construído no topo de um solo reforçado com estacas encontra-se representada na Figura 3.

O tratamento de solos com elementos de estaca corresponde a uma técnica amplamente aplicada e com significativas pesquisas associadas. No entanto, o elevado contraste existente entre a rigidez das estacas e a rigidez das camadas de solos atravessadas levou a que fossem desenvolvidas novas técnicas de fundação indireta que permitem uma maior compatibilidade entre os elementos de fundação e o solo. Essas técnicas associam o conceito de elementos de coluna dispostos numa malha, ou não, a outros materiais e técnicas de construção.

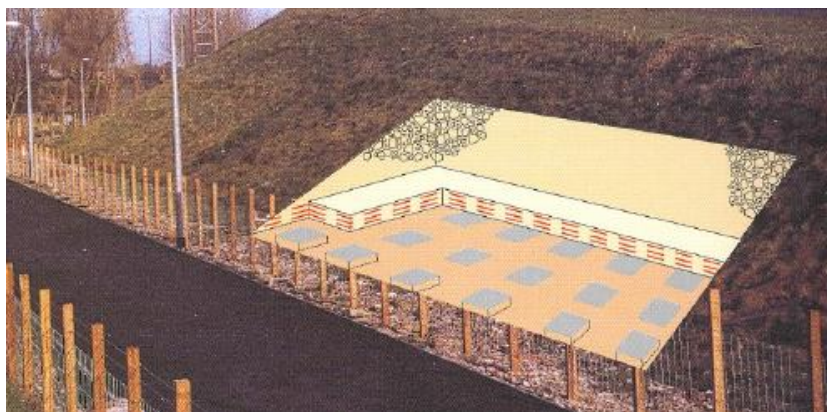


Figura 3 – Estacas cravadas como tratamento de solos (Pinto, 2012b)

O princípio da vibrocompactação permite a formação de elementos de coluna e corresponde à introdução de uma agulha vibratória até uma certa profundidade no solo (inferior a 35 metros) que durante a sua retirada (lenta) transmite, por vibração, o efeito de compactação ao solo. Existem duas variantes desta técnica: a vibroflutuação, adotada em solos arenosos, e a vibrosubstituição, adotada também em solos arenosos mas também em solos argilosos (Pinto, 2012b).

A vibroflutuação associa o efeito vibratório ao recurso de jatos de água sob pressão, o que facilita a introdução da agulha no solo, incrementando a eficiência da compactação (Pinto, 2012b). A introdução da agulha no solo corresponde à Fase I do faseamento construtivo de colunas por vibroflutuação representado pela Figura 4. Com a vibração do terreno, pretende-se promover a liquefação das partículas de areia para que ocorra o seu posterior adensamento, tal como mostra a Figura 4 – Fase II e Fase III e a Figura 5. Esta técnica é aplicada, geralmente, a solos arenosos cujo processo de vibração, com posterior adensamento, permite o aumento da compacidade relativa do terreno, que não é aplicável em terrenos argilosos devido aos valores reduzidos associados à sua granulometria. Note-se que a subida da agulha permite a compactação do solo na sua vizinhança que cria, como seria de esperar, uma forte depressão à superfície que deve ser alimentada com material granular, resultando por fim, uma coluna de solo compactado.

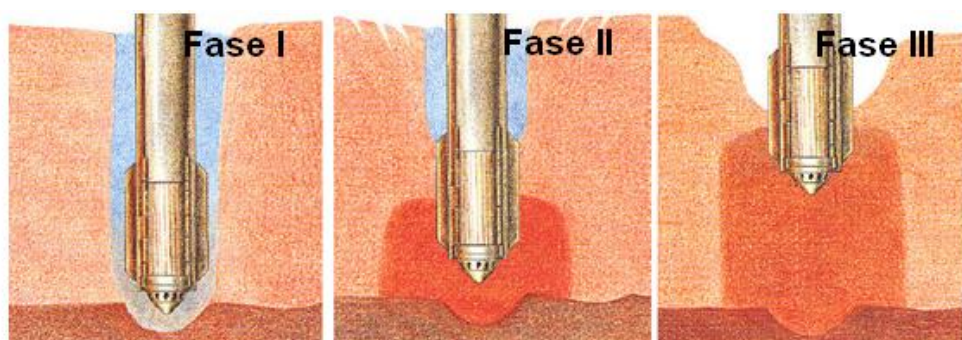


Figura 4 – Faseamento construtivo de uma coluna pela técnica da vibroflutuação (Pinto, 2012b)

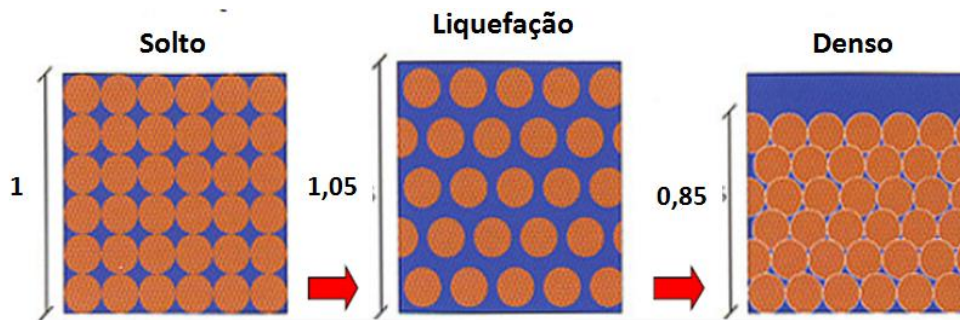


Figura 5 – Efeito do adensamento de solos granulares pela vibroflutuação (adaptado de Pinto (2012b))

Em solos argilosos não é possível, por vibração, promover o adensamento do solo. Posto isto, a solução implementada nesses casos passa pela substituição do solo mole por um material com elevada resistência ao corte e permeabilidade. O material utilizado é geralmente a brita mas também é utilizada areia.

O processo construtivo da vibrosubstituição é, assim, semelhante ao processo da vibroflutuação envolvendo, contudo, a adição de material granular em toda a extensão da coluna (Pinto, 2012b). Note-se que esta técnica implica que o solo circundante tenha a capacidade de confinar lateralmente a coluna granular para que esta possa resistir às cargas verticais aplicadas. Existem dois tipos de processo de execução das colunas granulares tradicionais: método seco e método húmido. A diferença entre os dois processos encontra-se na zona de alimentação do material granular. No primeiro processo a alimentação faz-se através do próprio vibrador pela base da coluna e no segundo a alimentação faz-se através da descarga do material pelo topo da coluna. Os processos descritos encontram-se discriminados na Figura 6. Pelas razões apontadas, o processo seco é denominado de “*bottom feed*” e o húmido é denominado de “*top feed*”. Repare-se que, mais uma vez, a retirada da agulha promove a formação de uma depressão no topo da coluna que deve ser devidamente compensada com a adição de material granular resultando, por fim, uma coluna de solo compactado.

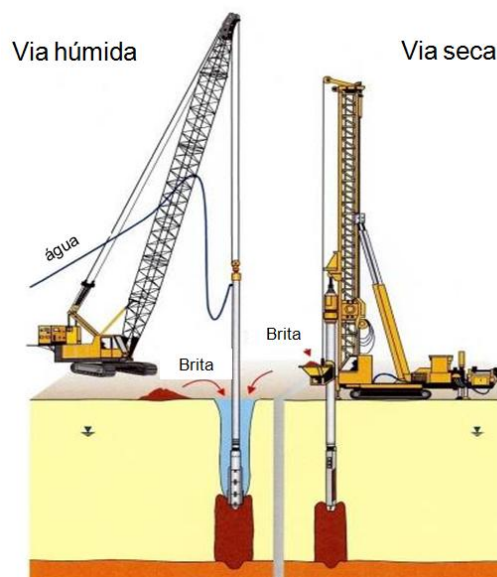


Figura 6 – Processos húmido e seco de execução de colunas granulares (Almeida, 2014c)

O *jet grouting* é outra técnica alternativa a estacas e envolve a injeção de calda de cimento a altas pressões no solo (200 a 500 vezes a pressão atmosférica), desagregando o solo e criando corpos, geralmente em forma de coluna, de material composto por uma mistura de solo e calda que transformam o solo de baixa resistência num maciço tratado com resistência, deformabilidade e permeabilidade adequada (Hachich *et al.*, 1996). A técnica apresentada aplica-se, em princípio, a todos os tipos de solo, sem restrições granulométricas, origem geológica ou presença de água. No entanto, a desagregação do solo depende muito das características químicas e físicas do solo. Por outras palavras, um solo do tipo arenoso, sem cimentação, é mais facilmente fragmentável do que um solo argiloso.

A técnica de *jet grouting* tem muitas vantagens entre as quais a possibilidade de formação de elementos de várias formas, inclinações e diâmetros numa mesma coluna, permitindo o tratamento dos níveis estritamente necessários. Devido à injeção a altas pressões de calda, esta técnica proporciona uma boa aderência entre as colunas e outras estruturas, como sejam estacas de betão armado. Associado ao processo de injeção, devem ser tomados cuidados especiais em solos orgânicos, solos contaminados ou solos com vazios muito pronunciados. Todas estas características permitem que esta seja uma técnica com boa aplicabilidade no reforço de aterros, no reforço de fundações de estruturas, no tratamento de terrenos não escaváveis em túneis, na impermeabilização do solo de fundação de barragens de aterro, entre outras (Ribeiro, 2010).

Na Figura 7 e na Figura 8 apresentam-se algumas das soluções conseguidas com a técnica de *jet grouting*.

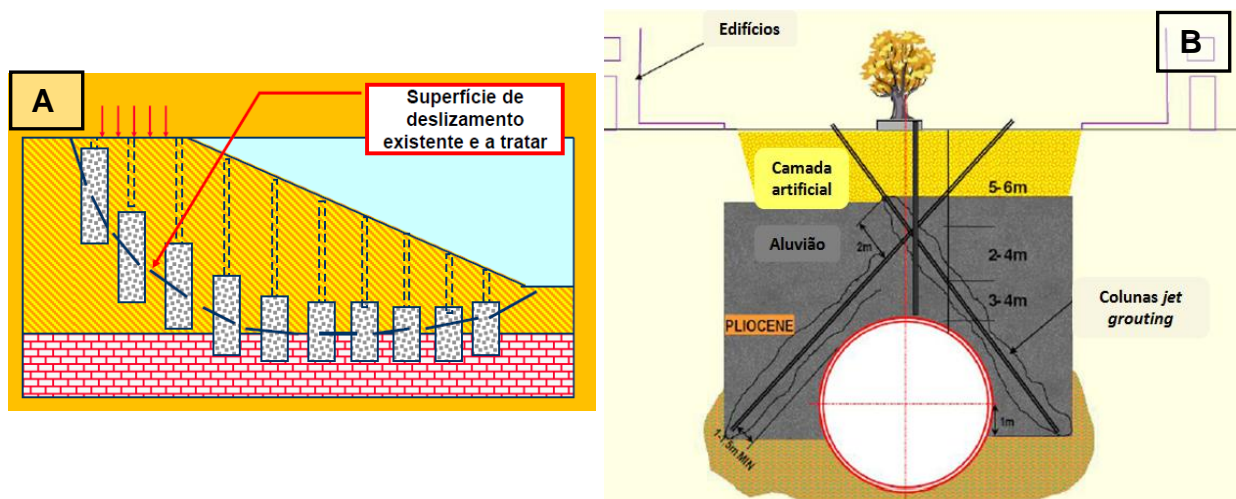


Figura 7 – Estabilização do solo com colunas de *jet grouting*: costura de superfície de deslizamento (A) (Pinto, 2013a) e estabilização de massa instável sobre túnel (B) (adaptado de Pinto (2013b))

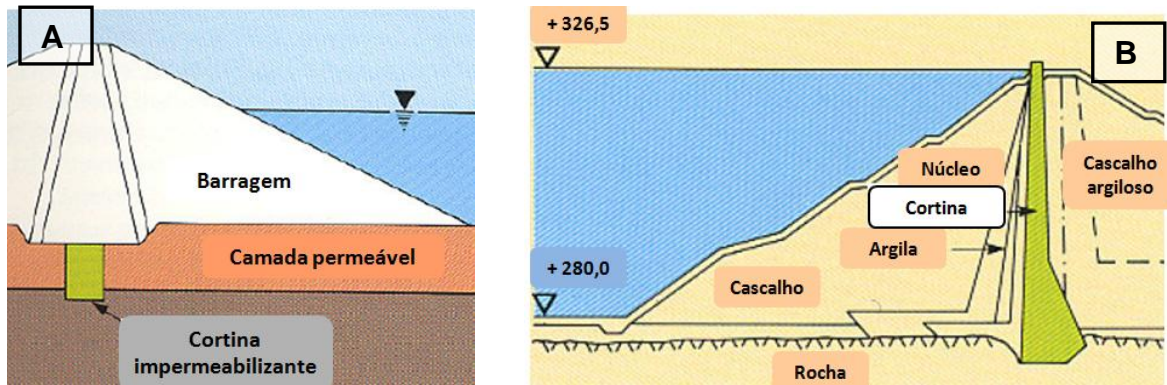


Figura 8 – Cortinas impermeabilizantes com elementos de *jet grouting* no solo de fundação de barragens de aterro (A) e no núcleo de barragens de aterro (B) (adaptado de Pinto (2012b))

O *deep soil mixing* trata-se de uma técnica aplicada a todos os tipos de solos e que permite, por meios mecânicos, desenvolver elementos de solo-cimento, como sejam colunas cilíndricas e também painéis, por incremento de capacidade de carga e por confinamento lateral (Pinto, 2012b). É um processo cujo princípio é semelhante ao do *jet grouting* sendo, no entanto, menos flexível no que diz respeito aos elementos que permite desenvolver. O processo construtivo e respetivos equipamentos podem ser consultados na Figura 9.

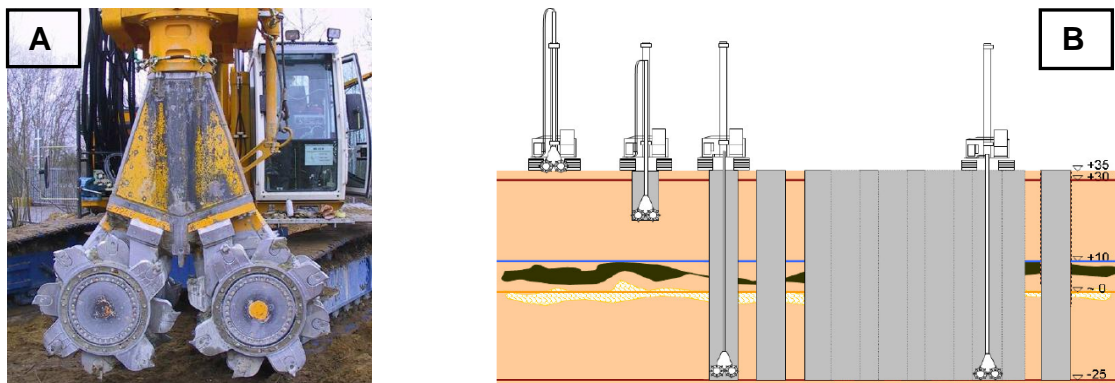


Figura 9 – Equipamento utilizado na técnica de *deep soil mixing* (A) e processo construtivo dos painéis de solo-cimento (B) (Pinto, 2012b)

Existindo várias técnicas disponíveis para a estabilização de solos, deve-se optar por aquela que melhor se adequa ao problema em questão, ao tipo de solo encontrado, ao tipo de solução pretendida e também às limitações impostas pela vizinhança e pelo projeto (custos e prazos).

2.1.3. Aterros sobre solos moles

No que diz respeito ao tratamento de solos moles para construção de aterros, a escolha pelo método mais adequado deve ter em conta a estabilidade da fundação e a estabilidade global do sistema e a ainda a limitação dos assentamentos no aterro construído. Com efeito, entre os principais problemas decorrentes de obras construídas sobre solos moles estão a capacidade de carga do solo e o

desenvolvimento de grandes deslocamentos laterais e assentamentos total e diferencial excessivos, muitas vezes não compatíveis com os assentamentos admissíveis. Posto isto, algumas técnicas para a construção de aterros contemplam o controlo de assentamentos, outras, o controlo de estabilidade, enquanto a maioria dos métodos contemplam as duas questões.

A Figura 10 apresenta várias soluções de aterros sobre solos moles que permitem minimizar os problemas de assentamentos e estabilidade. Repare-se que nessa mesma figura representam-se, não só técnicas de tratamento de solos, como também técnicas alternativas de construção de aterros, como a construção de aterros em materiais leves, aterros construídos em etapas ou aterros reforçados com camadas de geossintéticos.

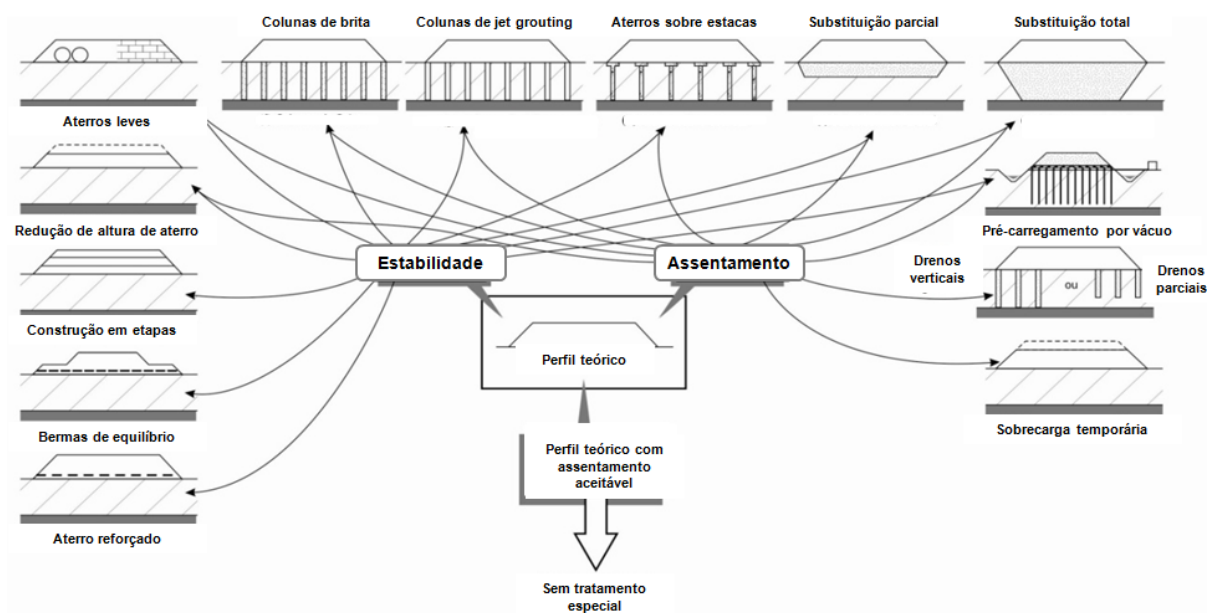


Figura 10 – Técnicas de estabilização e controlo de assentamentos na construção de obras sobre solos moles (adaptado de Almeida & Marques (2010))

Na Figura 11 encontram-se representadas as principais técnicas de tratamento de solos moles para construção de aterros, em função dos assentamentos provocados no aterro, da altura do aterro e também da resistência não drenada do solo mole. O gráfico representado é função dos seguintes parâmetros:

- q_k/C_u : tensão resultante do peso próprio do aterro normalizada pela resistência não drenada do solo mole;
- $\Delta h/h_{at}$: assentamento correspondente ao ponto central do topo do aterro normalizado pela altura do aterro.

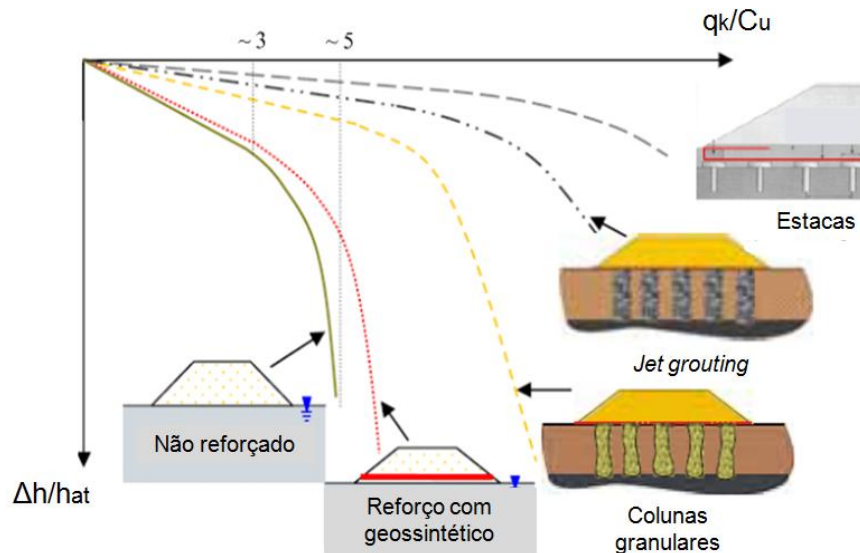


Figura 11 – Técnicas de tratamento de solo mole em função dos assentamentos, altura de aterro e resistência do solo mole (adaptado de Springman *et al.* (2012))

Através da Figura 11 e analisando-se sucessivamente o comportamento do solo não reforçado até ao solo reforçado com estacas, conclui-se que, elementos de reforço mais rígidos incrementam a capacidade de carga do sistema, mobilizando menores assentamentos totais no aterro.

2.2. Colunas granulares encamisadas

2.2.1. Conceito

As colunas granulares tradicionais, pelo método da vibrosubstituição, são utilizadas no tratamento de solos desde meados do século XX. Estes elementos adquirem a sua capacidade de carga, sob a ação de um dado carregamento, a partir da mobilização do passivo no solo associado à sua expansão lateral (*bulging*). Em colunas instaladas em solos muito moles, a mobilização do passivo a partir da deformação da coluna não é suficiente, devendo-se incorporar, alternativamente, um encamisamento com resistência suficiente que garanta a sua capacidade de carga.

Posto isto, a coluna granular encamisada com geossintético surge como alternativa à coluna granular tradicional, quando se pretende construir um aterro, sobre um solo muito mole, geralmente para uma resistência não drenada, C_u , inferior a 15 kN/m^2 , nas quais as colunas não recebem o confinamento lateral necessário da argila mole (Alexiew *et al.*, 2005; Alexiew *et al.*, 2012).

O sistema de colunas granulares encamisadas foi inicialmente desenvolvido na Alemanha em 1994 pela construtora Mobius com a assistência das empresas Huesker Synthetic e Kempfert & Partners (Alexiew *et al.*, 2012). O conceito associado a este sistema encontra-se exemplificado na Figura 12.

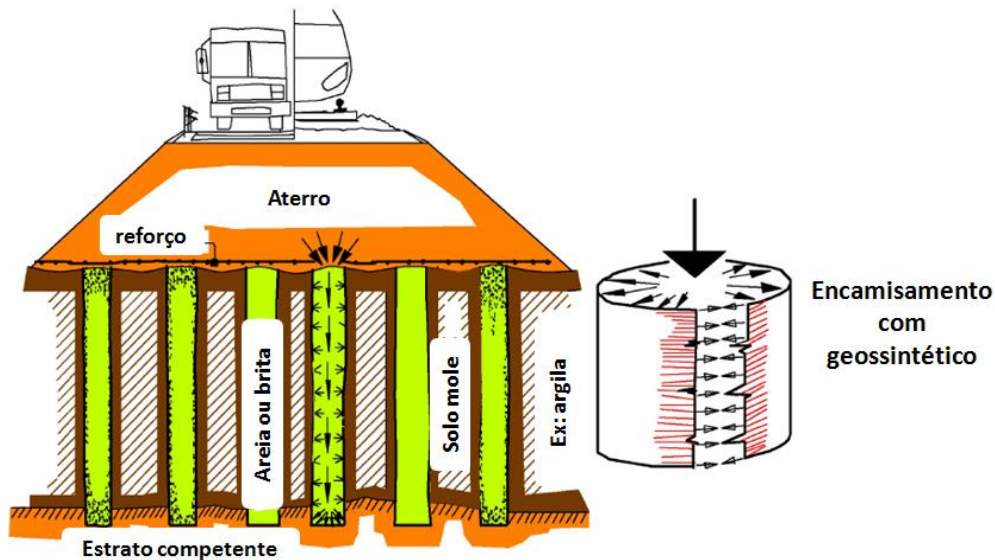


Figura 12 – Esquema de um aterro sobre colunas encamisadas (adaptado de Alexiew *et al.* (2005))

As colunas granulares encamisadas através de um geossintético funcionam, fundamentalmente, como fundações indiretas que devem transferir as cargas transmitidas pelo aterro até um estrato inferior competente permitindo a consequente diminuição dos assentamentos totais no aterro.

Uma fundação indireta sujeita a um carregamento vertical pode resistir a essa solicitação através de dois mecanismos: parcialmente pela adesão (tensões de corte) desenvolvida ao longo do fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível da ponta. Colunas granulares encamisadas utilizadas no tratamento de solos muito moles, com baixos valores de resistência ao corte, resistem pela sua rigidez à compressão axial, transmitindo as cargas, fundamentalmente por ponta, para o estrato inferior competente. Neste caso, é comum efetuar algum encastramento da coluna neste estrato, de forma a desenvolver a resistência de ponta adequada.

Para além da sua capacidade resistente, o encamisamento e o material granular, devem ter uma permeabilidade elevada, permitindo que as colunas granulares funcionem também como drenos de grande diâmetro. Como drenos verticais de alta capacidade, as colunas permitem a diminuição dos caminhos de drenagem, isto é, permitem que o fluxo de água passe de predominantemente vertical para predominantemente radial, possibilitando, desta forma, a aceleração do processo de consolidação do terreno. Além disso, esta técnica diminui ainda, antecipando, os assentamentos secundários com o auxílio da ação do peso do próprio aterro e de uma sobrecarga temporária.

Colunas granulares, sob a ação de um carregamento vertical de compressão, vão experienciar inevitavelmente deformações laterais (*bulging*) e verticais. As deformações laterais em colunas tradicionais são controladas pelo confinamento oferecido pelo solo e pela resistência do próprio material, e em colunas encamisadas, pelo confinamento oferecido pelo encamisamento e também pela resistência do material granular. Não obstante, em ambos os casos, a expansão lateral das colunas promove o confinamento do solo adjacente. Neste seguimento, a interação desenvolvida entre a coluna e o solo mole permite que o tratamento com recurso a colunas granulares seja uma

solução, onde tanto as colunas como o solo beneficiam. Repare-se que as deformações ocorridas durante a construção devem ser devidamente compensadas através do incremento de altura do aterro (Alexiew *et al.*, 2012). Conclui-se que o sistema composto pelo solo mole e as colunas granulares não pode ser livre de assentamentos e que o tratamento de solos a partir desses elementos só deve ser aplicado quando se pretende construir estruturas que possam tolerar alguns assentamentos, como aterros rodoviários.

Não obstante, para colunas granulares encamisadas, a mobilização da resistência do encamisamento necessita de uma extensão radial do mesmo de cerca de 1 a 4% na direção anelar. Por essa razão, a solução de colunas granulares encamisadas requer, efetivamente, o desenvolvimento de deformações laterais com aumento do diâmetro da coluna e consequentes assentamentos no seu topo (Alexiew *et al.*, 2005).

Note-se que o espalhamento do material granular da coluna ocorre fundamentalmente no topo da mesma. Esse efeito encontra-se bem representado na Figura 13, exemplificado, no caso, para uma coluna com carga a atuar apenas no topo da mesma.

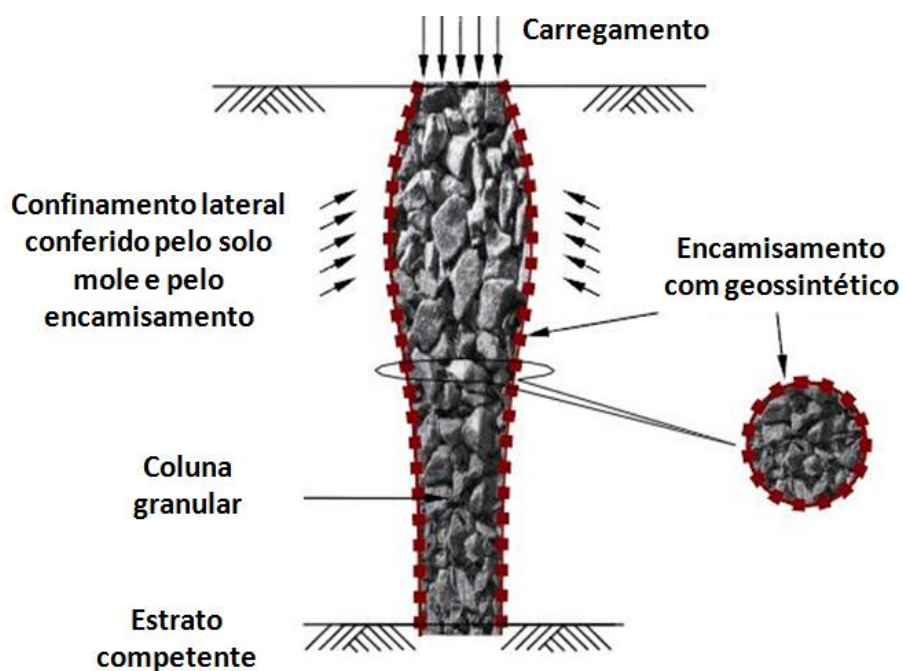


Figura 13 – Efeito de *bulging* na coluna granular encamisada (adaptado de Almeida (2014b))

O encamisamento em geossintético permite, assim, a partir da sua deformação, resistir a esforços de tração anelar, desenvolvendo colunas mais rígidas do que colunas tradicionais. Adicionalmente, o encamisamento funciona ainda como um filtro da coluna impedindo a intrusão de material granular no solo mole e vice-versa.

Posto isto, a opção por colunas em detrimento das estacas traz algumas vantagens como sejam:

- Não são necessários encabeçamentos uma vez que as colunas têm, à partida, uma secção com área suficiente, ou caso isso não se verifique, pode-se aumentar o diâmetro próximo do topo da coluna que se repercute numa redução do tempo de obra e também dos custos associados;
- Colunas granulares são menos rígidas do que as estacas o que conduz a uma situação caracterizada por uma distribuição de tensões e assentamentos diferenciais entre o solo de fundação e o topo da coluna menos acentuada;
- As colunas funcionam como drenos de alta capacidade que permitem acelerar o processo de consolidação do solo de fundação;
- As colunas permitem transmitir cargas para um estrato inferior competente funcionando como fundações indiretas, permitindo, adicionalmente, explorar a compatibilidade em termos de rigidez entre os materiais de construção da coluna e o solo.

Em resumo, o reforço de solos muito moles com colunas granulares encamisadas permite reduzir os assentamentos totais nos aterros construídos, aumentar a resistência ao corte do solo mole e a sua capacidade de carga, aumentando a estabilidade da fundação e do sistema, acelerar o processo de consolidação e ainda prevenir a mistura do solo mole com o material da coluna granular.

2.2.2. Método construtivo

As colunas granulares encamisadas de diâmetro, d_c , são incorporadas em solos muito moles dispostas em malhas, retangulares ou triangulares, com espaçamento centro-a-centro entre colunas, s , e devem ter comprimento, h_c , tal que permita a sua fundação num estrato competente.

Estes elementos podem ser executados com ou sem deslocamento lateral da argila. Quando se trata de uma argila muito mole, a sua resistência permite que as colunas sejam executadas a partir do deslocamento da argila, conforme se encontra representado na Figura 14. Neste processo, é inserido no solo um tubo de ponta fechada articulada. Se necessário pode recorrer-se ao uso de vibração. Quando é atingido o estrato competente inferior deve-se inserir no interior do tubo o geossintético que é preenchido posteriormente com material granular (brita ou areia). Finalmente, o tubo é retirado com recurso a vibração, associada à abertura da respetiva ponta, finalizando-se a execução da coluna (Almeida & Marques, 2010).

A técnica alternativa que envolve a substituição do solo é aplicada a solos moles mas com maior resistência do que os solos associados à metodologia anterior. Esta técnica encontra-se representada na Figura 15 e envolve a penetração de um tubo de ponta aberta no solo, com posterior remoção do solo que se encontra no interior, e subsequente introdução do encamisamento. A remoção do tubo tem lugar após a alimentação da coluna com material granular (Almeida & Marques, 2010).

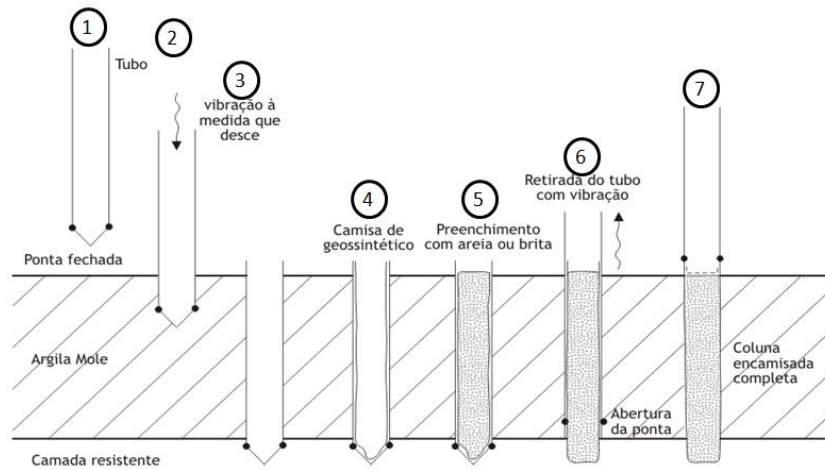


Figura 14 – Colunas encamisadas pelo método do deslocamento (Almeida, 2014b)

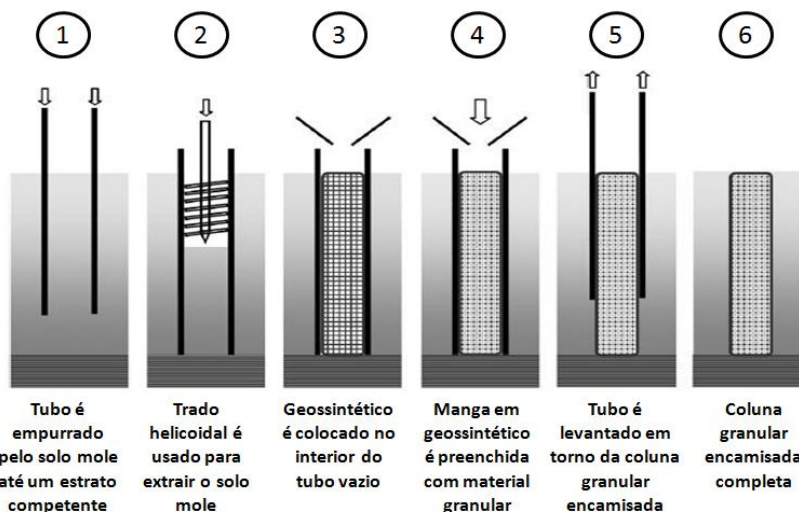


Figura 15 – Colunas encamisadas pelo método da escavação (adaptado de Almeida (2014b))

A Figura 16 revela o aspeto de uma coluna de areia encamisada após a sua execução.



Figura 16 – Coluna de areia encamisada em ensaios de campo (Alexiew *et al.*, 2005)

2.2.3. Aplicações

Devido à flexibilidade do sistema de fundação por colunas granulares encamisadas, a sua aplicabilidade deve ser examinada caso a caso, não sendo possível determinar de forma absoluta, valores para os parâmetros de dimensionamento. Não obstante, é possível definir, de forma empírica, algumas condições de fronteira que pretendem representar os limites do sistema de fundação. Esses valores, definidos pela norma alemã EBGEO (2011), são sumarizados de seguida.

1. O confinamento oferecido pelo geossintético só é ativado em solos de baixa resistência. Deste modo, esta técnica apenas se torna rentável no reforço de solos muito moles. A gama de aplicação habitual pode ser dada como uma função do módulo de deformabilidade constrangido do solo, para uma tensão de referência de 100 kPa através da relação [1].

$$0,5 \text{ MPa} < E_{s,100\text{kPa}} < 3,0 \text{ MPa} \quad [1]$$

Para a resistência não drenada do solo mole recomenda-se a aplicação da expressão [2].

$$3 \text{ kPa} < C_u < 30 \text{ kPa} \quad [2]$$

Repare-se que, se forem adotadas medidas especiais, podem ser executadas colunas em solos que excedam estes limites.

2. A camada de solo considerada com capacidade de carga suficiente para receber as cargas transmitidas pelas colunas deve ser definida por dois critérios fundamentais. Assim, para limitar os assentamentos no estrato competente, limita-se o seu módulo de deformabilidade para uma tensão de referência de 100 kPa ao valor exposto na expressão [3].

$$E_{s,\text{estrato}} > 5 \text{ MPa} \quad [3]$$

Para prevenir a rotura na base da coluna, limita-se o ângulo de atrito interno do estrato competente ao valor exposto na expressão [4].

$$\phi_{\text{estrato}} > 30^\circ \quad [4]$$

3. O comprimento mínimo e máximo recomendado para as colunas granulares encamisadas é dado pelos valores associados à expressão [5]. A limitação do comprimento está associada à capacidade e limites de trabalho dos equipamentos utilizados.

$$3 \text{ m} < h_c < 20 \text{ m} \quad [5]$$

4. O diâmetro mínimo e máximo recomendado para as colunas granulares encamisadas é dado pelos valores associados à expressão [6].

$$0,5 m < d_c < 1,5 m \quad [6]$$

Também para o diâmetro, a limitação para os seus valores está associada à capacidade e limites de trabalho dos equipamentos utilizados. O valor limite inferior para o diâmetro é definido para que se garantam que são ativadas as tensões de tração no encamisamento.

5. A eficiência do reforço através da coluna encamisada é assegurada quando a rigidez da coluna é, pelo menos, 10 vezes superior à rigidez do solo para uma tensão de referência de 100 kPa, ou seja, deve ser assegurada a relação [7].

$$E_{s,c} > 10 E_{s,s} \quad [7]$$

6. Os materiais requeridos para a construção do sistema de solos tratados com colunas encamisadas são o encamisamento e o material de preenchimento das colunas. Deste modo, para o material das colunas deve-se ter:

- Permeabilidade superior a 10^{-5} m/s ou 0,864 m/dia, mas pelo menos 2 ordens de grandeza superior à permeabilidade do solo mole;
- Ângulo de atrito interno do aterro, $\phi_{at} > 30^\circ$.

Para o encamisamento, a sua rigidez radial, J , deve ser superior a 700 kN/m.

Note-se que todos os tipos de obras de aterro sobre solos moles reforçados por elementos de colunas se realizam, correntemente, com recurso a um reforço em geossintético instalado na base do aterro, no contacto com o solo tratado.

2.2.4. Transferência de carga no aterro

As plataformas de transferência de carga correspondem a mecanismos utilizados em aterros e que permitem que ocorra, de forma eficaz, a transferência de cargas através de elementos de fundação indireta, para uma camada de terreno competente localizado em profundidade. Esses elementos de fundação funcionam como apoios da referida plataforma e podem ser colunas granulares encamisadas, estacas, colunas de *jet grouting*, entre outros.

A rigidez das soluções de fundação indireta constitui um aspeto importante para o comportamento das plataformas em estudo, não devendo as mesmas ser nem muito rígidas (estacas de betão armado), nem demasiado flexíveis (microestacas), para garantir que a rigidez destes elementos se ajuste devidamente à própria plataforma. Adicionalmente, em solos compressíveis, suscetíveis a fenómenos de consolidação com o incremento de tensões efetivas, aconselha-se, ainda, o recurso a soluções de fundações indiretas que não impliquem tempos de espera com implicações nos prazos construtivos (Pinto & Tomásio, 2007).

A transferência de carga nos aterros para elementos de coluna fundados em solos moles faz-se pela mobilização do efeito de arco. O fenômeno citado corresponde à tendência natural que as estruturas têm para redistribuir os esforços das zonas mais deformáveis para as zonas mais rígidas. O efeito de arco é, assim, mobilizado quando um dado material, neste caso o aterro, tem a capacidade de transferir cargas de um ponto para outro como resposta ao deslocamento relativo que ocorre entre esses pontos, isto é, como resposta ao assentamento diferencial que ocorre entre dois elementos com valores de rigidez bem distintos (Pinto & Tomásio, 2007). Para a maximizar o efeito de arco, os aterros devem ser normalmente construídos com um material granular e bem compactado. O encaminhamento de cargas no aterro pelo efeito de arco encontra-se representado na Figura 17.

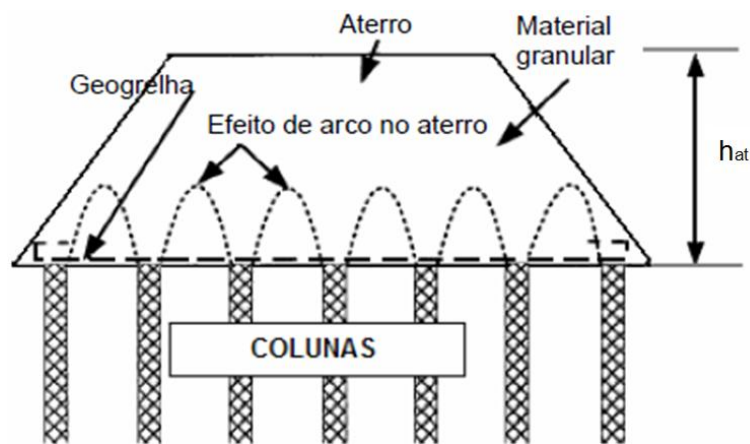


Figura 17 – Efeito de arco num aterro suportado por elementos de colunas (Pinto & Tomásio, 2007)

O efeito de arco foi já amplamente estudado para aterros suportados por elementos de estaca, caracterizados por uma elevada rigidez à compressão axial. Esses estudos permitiram concluir que, quando o efeito de arco é mobilizado, a maior parte da carga transmitida pelo aterro é transferida diretamente para os elementos de fundação como mostra a Figura 18 – A, outra parte é transferida indiretamente para os elementos de fundação a partir de um geossintético de reforço (Ver Figura 18 – B) e finalmente a restante carga, que não consegue ser encaminhada para os apoios, é transferida para o solo mole, como é exemplificado pela Figura 18 - C.

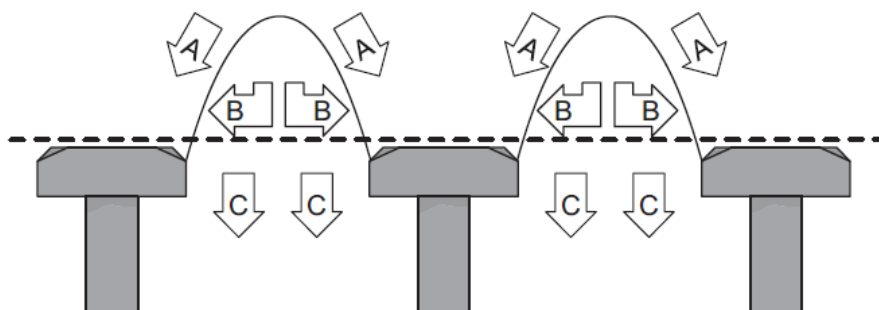


Figura 18 – Distribuição de cargas em partes (A, B e C) num aterro suportado por um solo tratado com estacas (Van Eekelen & Bezuijen, 2003)

No caso de não ser incorporado o geossintético de reforço no sistema, toda a carga transmitida pelo arco (B e C) é transferida para o solo mole inferior. Pelo exposto se percebe a vantagem de incorporar, na plataforma de transferência de carga, uma ou várias camadas de geossintético de reforço na base do aterro. Note-se que o esquema da Figura 18 corresponde a um caso genérico de solo tratado com estacas e respetivos encabeçamentos e corresponde a uma adaptação de Van Eekelen & Bezuijen (2003) e exposto na dissertação para obtenção de grau de mestre de Hartmann (2012).

A carga transmitida pelo aterro ao topo do solo mole (Figura 18 – C) é transferida para as colunas que atravessam a camada de solo compressível. Esta carga causa o adensamento do solo mole, sendo então transferida, através do fenómeno de atrito negativo, para as colunas. O fenómeno referido desenvolve-se normalmente na zona superior dos elementos de fundação indireta e está associado à transferência de carga axial do solo para o elemento de coluna, decorrente de um assentamento da camada de solo compressível. O assentamento ocorrido no solo, e que está diretamente associado ao desenvolvimento de assentamentos diferenciais em solos tratados com elementos de coluna, deve-se à elevada compressibilidade do solo.

Refira-se que a maioria dos métodos de dimensionamento de aterros reforçados com estacas através da incorporação de um reforço com geossintético ignora a contribuição do solo mole para o suporte da carga do aterro considerando-se que o peso do material limitado pelo arco é suportado somente pelo geossintético (Marques, 2008). No entanto, é importante notar que, em especial para o reforço por colunas deformáveis, graças ao confinamento determinado pelos elementos de coluna, o solo mole de fundação proporciona geralmente algum apoio ao geossintético e suporta uma parte da carga, aliviando o reforço, o que se traduz numa redução da tração no geossintético. Por outro lado, aterros suportados por estacas fundadas em solos muito moles, devido ao elevado contraste entre a rigidez da estaca e a rigidez do solo muito mole, o solo não contribui, praticamente, para o suporte de carga transmitida pelo aterro.

Existem vários métodos que permitem dimensionar as plataformas de transferência de cargas e, conseqüentemente, analisar o efeito de arco em aterros suportados por elementos de estaca. Posto isto, explora-se primeiramente o método de utilização mais familiar e que corresponde ao método de Guido *et al.* (1987) baseado em princípios de equilíbrio estático de forças. Segundo este método, citado por Hartmann (2012) na sua dissertação de mestrado, o arco mobilizado é um problema puramente geométrico que depende apenas do vão entre elementos de estacas.

O método de Guido *et al.*, (1987) é fundamentado a partir de modelos executados com solos granulares reforçados com geogrelhas, localizadas abaixo de uma sapata confinada numa caixa rígida, como pode ser observado na Figura 19. Os resultados sugerem que múltiplas camadas de reforço com geogrelha elevam a capacidade de suporte, que pode ser interpretada como um aumento no ângulo de atrito interno do solo reforçado. Conseqüentemente, foi proposto um ângulo de distribuição do carregamento no solo reforçado de 45° (Hartmann, 2012).

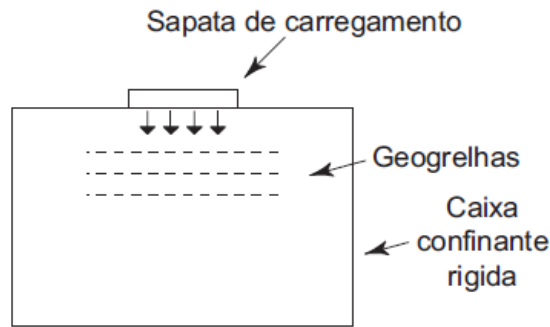


Figura 19 – Arranjo experimental preparado por Guido *et al.* (1987) (Hartmann, 2012)

Invertendo o sistema anterior, o arco desenvolvido pelo mecanismo de transferência de carga em aterros é definido por uma altura igual a metade da distância livre entre esses elementos, sendo representado, bidimensionalmente, por um triângulo a 45° tal como se mostra a Figura 20, ou por uma pirâmide para os casos tridimensionais.

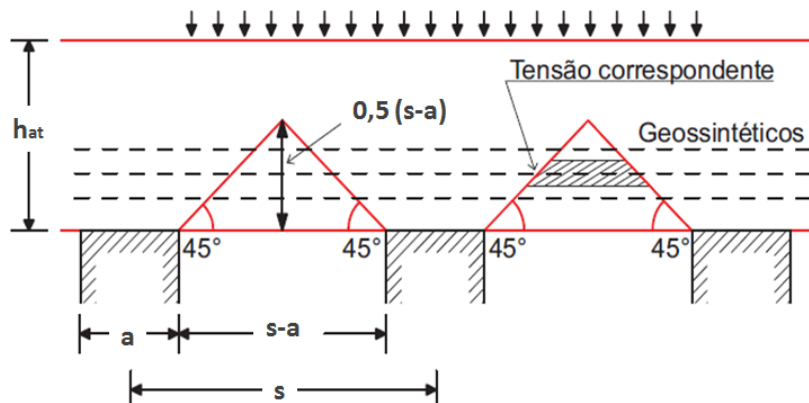


Figura 20 – Definição do arco segundo Guido *et al.* (1987) (adaptado de Hartmann (2012))

onde:

a : largura de elementos de coluna quadrados;

s : distância centro-a-centro entre elementos de coluna;

$s - a$: vão entre elementos de coluna.

Deste modo, para alturas de aterro superiores ao arco, a tensão atuante no topo solo, $\sigma_{v,s}$, é definida pelo arco e, para a situação bidimensional, pode ser obtida através da Eq. [8] a qual depende unicamente do vão entre estacas e do peso volúmico do aterro, γ_{at} .

$$\sigma_{v,s} = \frac{\gamma_{at}(s - a)}{4} \quad [8]$$

Para a situação tridimensional, a equação [8] é alterada para a Eq. [9].

$$\sigma_{v,s} = \frac{\gamma_{at}(s - a)}{3\sqrt{2}} \quad [9]$$

O método de Guido *et al.* não tem em consideração a resistência no aterro e assume que o ângulo de 45° sobre os capitéis é aplicado em aterros granulares bem compactados e com múltiplas camadas de reforço. Repare-se que a teoria de Guido *et al.* sugere que a altura do arco é sempre constante para alturas de aterro superiores à altura do arco, ou seja, que a altura do arco não se altera com o incremento de altura de aterro (Marques, 2008). Pelo exposto conclui-se que, para aterros suportados por elementos de estaca, o peso de material de aterro que solicita o solo mole é sempre o mesmo, a partir do momento em que é mobilizado o efeito de arco.

Outro método amplamente aplicado no pré-dimensionamento de aterros reforçados com estacas foi apresentado por Terzaghi (1943). Terzaghi analisou o fenómeno do efeito de arco a partir do estudo de obras de engenharia, como túneis e aterros reforçados com estacas. Ressalte-se, que não foi desenhado um arco, mas utilizou-se o termo arco, qualitativamente, para explicar a distribuição não hidrostática de pressões de solo sobre estruturas.

As principais características do efeito de arco, segundo esta teoria, podem ser demonstradas pelo ensaio representado na Figura 21, onde uma camada de areia seca, sem coesão e de peso volúmico γ , é posicionada na plataforma que contém um alçapão ab . O alçapão é montado numa balança que permite medir a pressão sobre o mesmo. A espessura de areia, h , é várias vezes superior à largura do alçapão. Enquanto o alçapão se mantém fechado, a pressão sobre o mesmo e sobre a plataforma é igual a γh . Contudo, quando o alçapão se desloca, a pressão na porta decresce em relação ao seu valor inicial, enquanto a pressão nas plataformas aumenta. Este comportamento foi atribuído por Terzaghi, ao facto do prisma de areia localizado acima do alçapão ser sustentado pelas tensões de corte ao longo de seus limites laterais: ac e db (Fernandez, 2006).

A teoria de Terzaghi defende que a tensão de rotura sobre o alçapão é praticamente independente da espessura da camada de areia e não é superior ao peso de uma massa de areia de área aproximadamente igual a abe bem delimitada na Figura 21.

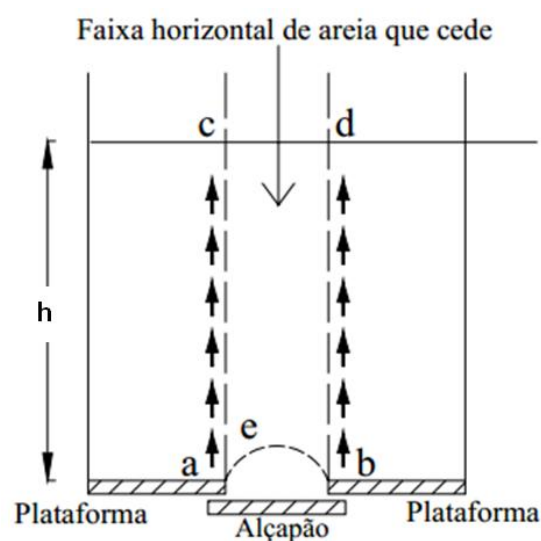


Figura 21 – Dispositivo para estudar o efeito de arco em solos (Fernandez, 2006)

Nesses estudos, Terzaghi considerou a condição de deformação plana ou bidimensional. Ressalve-se, no entanto, que o caso real é tridimensional. Neste seguimento, pela Figura 21, o equilíbrio na direção vertical de um elemento de solo na projeção de ab , onde ab corresponde à distância entre estacas ou respectivos encabeçamentos, Terzaghi obteve o valor da tensão vertical atuante na base do aterro dada pela Eq. [10].

$$\sigma_{v,s} = \frac{(s-a) \left(\gamma_{at} - \frac{c_{at}}{(s-a)} \right)}{K_{a,at} \tan \phi_{at}} \left(1 - e^{-K_{a,at} \tan \phi_{at} \frac{h_{at}}{(s-a)}} \right) + q \cdot e^{-K_{a,at} \tan \phi_{at} \frac{h_{at}}{(s-a)}} \quad [10]$$

onde:

c_{at} : coesão do aterro;

ϕ_{at} : ângulo de atrito interno do aterro;

$K_{a,at}$: coeficiente de impulso ativo no aterro;

q : sobrecarga uniforme na superfície por unidade de área;

h_{at} : altura de aterro.

A tensão atuante no solo depende, assim, do vão entre estacas tal como o método geométrico de Guido *et al.* defende. No entanto, Terzaghi sugere ainda que a tensão a atuar no solo depende da resistência do aterro, do coeficiente de impulso ativo no aterro, da sobrecarga a atuar e ainda, apesar de ter uma baixa influência, da altura do aterro.

Existem outros métodos de dimensionamento, mais ou menos complexos, relativos ao estudo do efeito de arco em aterros e que podem ou não, entrar em consideração com o geossintético de reforço na sua aterro, como sejam Hewlett e Randolph, Método de Svan ϕ , EBGEO, Kempfert *et al.*, Abusharar *et al.*, entre outros (Hartmann, 2012). O estudo de todos os métodos encontra-se fora do âmbito da presente dissertação. Ressalve-se, no entanto, que todos estes métodos foram desenvolvidos para elementos de estaca praticamente indeformáveis quando comparados com elementos de colunas granulares.

Justificado o fenómeno de transferência de cargas, é importante esclarecer ainda que, para alturas inferiores à altura de mobilização total do efeito de arco, ocorrem assentamentos diferenciais excessivos no topo do aterro. Em solos reforçados com elementos de coluna em geral, para ajudar a mobilizar o efeito de arco nos casos em que o aterro não tem altura suficiente, e para impedir ainda que o solo mole suporte todo o peso do material inferior ao arco, este tipo de solução incorpora geralmente, como já foi mencionado, um geossintético de reforço na base do aterro. O uso de reforço por geossintéticos permite um melhor desempenho global do aterro, isto porque o geossintético introduz no sistema o efeito de membrana (ver Figura 18 – B) que se soma ao efeito de arco (Hartmann, 2012).

Os geossintéticos são materiais sintéticos com alta resistência à tração. Estes materiais têm uma forte utilização na área da engenharia civil geotécnica e adquirem um papel fundamental no

mecanismo de transferência de carga para as fundações indiretas, devido à sua elevada resistência à tração e baixa deformabilidade (Pinto & Tomásio, 2007). Soluções que incorporam o geossintético de reforço permitem o desenvolvimento de projetos mais motivantes do ponto de vista económico e de prazos de execução. Em aterros sobre solos moles, o reforço é executado com recurso aos seguintes tipos de geossintéticos (Almeida & Marques, 2010):

- Geogrelhas: estruturas planas em forma de grelha com aberturas que promovem o embricamento do solo pelas mesmas, desenvolvidas especialmente para reforço de solos. Por embricamento entende-se o efeito de interbloqueio entre o material granular e as nervuras da geogrelha. As geogrelhas caracterizam-se por serem bastante mais rígidas do que os geotêxteis, pelo que são adotadas com maior frequência no reforço, embora sejam, também, implementadas como elementos de separação (Hachich *et al.*, 1996). Estes materiais podem ser unidirecionais, caso apresentem resistência e rigidez superiores numa direção, ou bidirecionais, caso ofereçam resistência e rigidez elevadas nas duas direções perpendiculares. Nestes elementos predomina o efeito do embricamento;
- Geotêxteis: materiais têxteis que podem ser tecidos ou não tecidos consoante o arranjo estrutural das suas fibras, isto é, consoante os filamentos se encontrem, respetivamente, dispostos em duas direções ortogonais ou distribuídos aleatoriamente. A principal característica deste material encontra-se na sua capacidade de drenagem, contudo, pode ser empregue nas mais diversas áreas como elemento de separação, reforço e filtragem (Hachich *et al.*, 1996). Nestes materiais predomina o efeito de membrana.

Existem outros tipos de geossintéticos mas que não têm grande aplicabilidade no reforço de aterros: geomalhas, geomembranas, geocompostos, geocélulas, entre outros.

Imagens figurativas relativas aos tipos de geossintéticos abordados podem ser consultadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Tipos de geossintéticos utilizados no reforço de aterros

Geogrelha (Engepol-Geossintéticos, 2014)	Geotêxtil não tecido (Luschi, 2014)	Geotêxtil tecido (NTC-Brasil, 2014)
		

Deste modo, o geossintético de reforço na base do aterro torna-se um elemento importante uma vez que atua como reforço passivo: o esforço de tração resistente que impede o deslocamento das massas de solo só é mobilizado quando o solo de fundação e aterro, ao se deslocarem horizontalmente, induzem deformações no geossintético (Almeida & Marques, 2010).

Não desprezando o que foi exposto até então, nem sempre há necessidade de contabilizar o efeito de membrana no geossintético de reforço. O dimensionamento das forças de membrana no reforço depende, então, da razão entre a rigidez da coluna e do solo mole. Neste seguimento, apenas se a razão aqui definida como, $r_{c,s}$, entre a rigidez da colunas e da rigidez do solo mole for elevada é que é necessário considerar os esforços de membrana introduzidos pelo reforço (Alexiew *et al.*, 2012). Deste modo, os limites encontrados para razão $r_{c,s}$ encontram-se expostos na Tabela 1.

Tabela 1 – Necessidade para dimensionar ou não o reforço na base do aterro para as forças de membrana, função da razão $r_{c,s}$ (adaptado de Alexiew *et al.* (2012))

$r_{c,s}$	Dimensionamento do geossintético de reforço
$r_{c,s} < 50$	Dimensionamento desnecessário
$50 < r_{c,s} < 75$	Dimensionamento recomendado
$r_{c,s} > 75$	Dimensionamento necessário

Neste seguimento, para um mesmo solo, a utilização de estacas implica uma maior necessidade de transferir cargas, por efeito de membrana, para as colunas. Não obstante, a consideração de reforço na base do aterro é sempre importante para uniformizar os assentamentos no aterro e controlar a instabilidade do corpo do aterro e a instabilidade global.

Em resumo, o geossintético de reforço deve permitir o uso de maiores espaçamentos entre elementos de coluna e tem como principais funções a separação do material do aterro do material do solo natural, uniformização dos assentamentos no aterro, resistir à deformação lateral da fundação devido à deficiente capacidade de carga do solo (estabilidade da fundação), resistir aos impulsos que se desenvolvem no aterro e conseqüente estabilização da saia lateral dos taludes (estabilidade interna do aterro), incrementar a estabilidade global do sistema e, por fim, auxiliar na distribuição e transmissão das cargas para as colunas.

Conclui-se que a fundação de solos moles por colunas encamisadas é caracterizada por um comportamento complexo. Essa complexidade encontra-se associada ao facto desses elementos mobilizarem a sua capacidade de carga através da sua própria deformação. Não obstante, estes elementos apresentam uma rigidez, significativamente, superior à rigidez do solo circundante atraindo para si uma maior concentração de carga, através do efeito de arco. Inversamente, a pressão atuante no solo é menor resultando, assim, numa redução dos assentamentos totais no aterro especialmente se for utilizado um reforço na sua base, que introduz o efeito de membrana no sistema que se soma ao efeito de arco e que depende do contraste entre a rigidez das colunas e a rigidez do solo mole.

2.2.5. Encamisamento - geotêxtil

O encamisamento utilizado para as colunas deve consistir num geotêxtil com alto módulo e baixo coeficiente de fluência. Na secção anterior foram abordadas as principais características e vantagens deste tipo de material que justificam a escolha do geotêxtil para o encamisamento de colunas granulares. Essa seleção encontra-se, então, associada à alta resistência à tração, e à sua capacidade de drenagem, de separação, reforço e filtragem. O encamisamento com estas características possibilita a ocorrência dos seguintes fenómenos:

- Confinamento que permite o incremento de rigidez da coluna (capacidade de carga);
- Preservação das propriedades mecânicas (resistência ao corte) do material granular;
- Preservação da capacidade drenante da coluna;
- Confinamento da coluna, prevenindo a perda de material granular no solo mole.

Em resumo, a principal função do geotêxtil incorporado é o reforço do confinamento radial da coluna sendo que as suas funções secundárias são as de drenar, filtrar e separar (Alexiew *et al.*, 2012).

Uma das principais preocupações no projeto deste tipo de soluções, no que diz respeito à seleção do tipo de geotêxtil, prende-se com o seu comportamento a longo prazo, uma vez que deve ser garantida, durante a vida útil da obra, níveis adequados para o comportamento do sistema. Tendo em conta o exposto, as principais preocupações associadas ao dimensionamento de colunas granulares encamisadas, são encontrar um geotêxtil que satisfaça as características anteriormente citadas e garantir, ainda, que este possui resistência biológica e química elevadas e que não sofre danos relevantes durante sua instalação e durante a carga e compactação do aterro.

A seleção do geotêxtil, em termos da sua rigidez à tração, deve considerar que maiores valores de rigidez permitem o incremento do confinamento da coluna conduzindo a menores deslocamentos laterais da mesma (expansão lateral), tal como mostra o Gráfico 1, que proporciona uma redução nos assentamentos totais e na concentração de tensões verticais atuantes no solo mole.

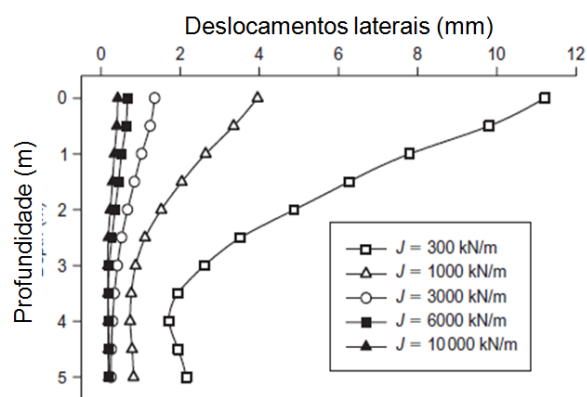


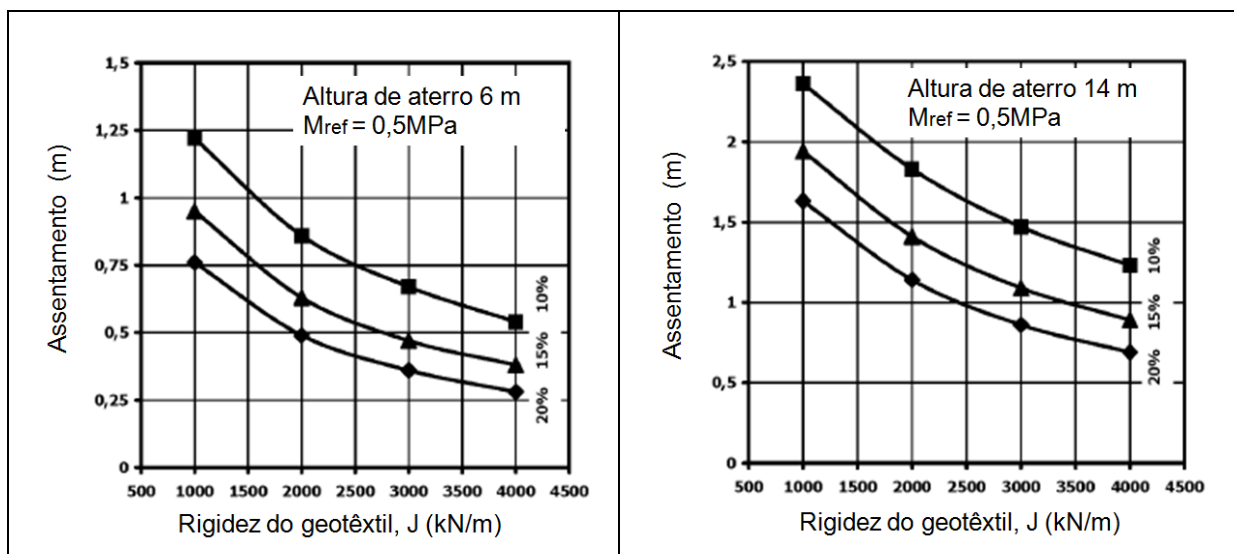
Gráfico 1 – Deslocamentos laterais da coluna (abaulamento) versus profundidade da coluna (adaptado de Khabbazian *et al.* (2010))

Repare-se ainda, pela análise do Gráfico 1 e tal como já foi exposto, que as maiores deformações laterais do material granular se dão, fundamentalmente, ao nível no topo das colunas.

O comportamento em termos de assentamentos desenvolvidos no topo da coluna em função da rigidez à tração do encamisamento, encontra-se exposto nos dois gráficos representados no Quadro 2. Repare-se que, como o geotêxtil envolve uma coluna circular, se fala, na presente dissertação, em termos da sua rigidez à tração que ocorre na direção anelar. Esses gráficos, entre outros expostos na literatura, foram desenvolvidos analiticamente e permitem efetuar um pré-dimensionamento do sistema em estudo. Os dois gráficos possibilitam, assim, a comparação de resultados para 2 alturas de aterro, h_{at} (6 e 14 m), para 3 percentagens de colunas presentes numa dada área de solo tratada (10%, 15% e 20%), para um módulo edométrico de referência do solo mole, M_{ref} , de 0,5 MPa, para uma camada de solo mole com 10 m de espessura e colunas de areia com diâmetro de 0,8 m. A partir da análise dos gráficos representados no Quadro 2, podem-se tecer os seguintes comentários:

- Para o mesmo valor de rigidez à tração anelar e percentagem de colunas, quanto maior a altura de aterro (carregamento), maiores serão os assentamentos no topo da coluna, ou seja, maior será a deformação vertical da mesma;
- Para o mesmo valor de rigidez do geotêxtil, quanto maior for a percentagem de colunas instaladas numa determinada área de solo muito mole, menores serão os assentamentos desenvolvidos no topo das mesmas. Este comportamento justifica-se uma vez que, quanto maior a percentagem de colunas, mais rígido será o sistema global e, conseqüentemente, menores serão as suas deformações;
- Para a mesma percentagem de colunas a análise do Quadro 2 permite confirmar que, quanto maior a rigidez à tração anelar do encamisamento, mais eficiente será o confinamento do material granular e conseqüentemente menores serão os assentamentos no topo da coluna.

Quadro 2 – Assentamentos no topo da coluna em função da rigidez do encamisamento para $h_{at} = 6$ e 14 m e para $M_{ref} = 0,5$ MPa (adaptado de Alexiew *et al.* (2005))



Tendo em conta o exposto conclui-se que, a escolha pelo geotêxtil adequada à situação em causa, depende tanto da natureza da obra, como do rigor pretendido com o projeto.

2.2.6. Métodos de cálculo analítico

Definidas as principais características da técnica de tratamento de solos com recurso a colunas granulares encamisadas, é agora possível estudar os métodos de cálculo associados ao seu dimensionamento. O dimensionamento de colunas granulares encamisadas pode servir-se de dois métodos: os métodos analíticos e os métodos numéricos. Esta secção aborda o método de cálculo analítico, sendo que o método numérico é explorado mais a frente na presente dissertação.

Os métodos analíticos mais utilizados para o dimensionamento deste tipo de solução são os propostos por Raithel & Kempfert (2000) citados em vários dos artigos e literatura consultada (Alexiew *et al.*, 2005; Almeida & Marques, 2010; Alexiew *et al.*, 2012; Almeida *et al.*, 2013). Esses métodos foram desenvolvidos, para a condição drenada a longo prazo, tendo em conta o comportamento complexo das colunas granulares encamisadas no que diz respeito à mobilização da sua capacidade da carga e cuja problemática foi abordada anteriormente. As principais hipóteses do método analítico utilizado baseiam-se, assim, no conceito de célula unitária e são:

- Coluna granular fundada numa camada indeformável;
- Assentamentos da coluna e do solo circundante iguais;
- Para o método sem deslocamento (escavação), utiliza-se a condição relativa ao coeficiente de impulso em repouso inicial $K_{0,s} = 1 - \sin \phi'$ para o solo no contorno da coluna granular; para o método do deslocamento, utiliza-se a condição $K_{0,s}^*$ (K_0 majorado);
- Condições de impulso ativo na coluna;
- Geotêxtil com comportamento elástico linear;
- Cálculo para comportamento drenado uma vez que é nesta condição que se verificam maiores assentamentos;
- Não consideração de reforço na base do aterro.

A maioria dos métodos de projeto de colunas granulares, tradicionais e encamisadas, baseia-se no conceito de célula unitária. Esse conceito, demonstrado simplificado pela Figura 22, baseia-se na ideia de áreas de influência equivalentes. Nesse seguimento, a carga transmitida pelo aterro atua na área de influência, $A_{influência}$, da coluna representada na Figura 22 pelos elementos hexagonais. A célula unitária é estimada a partir da conversão da área de influência da coluna de diâmetro, d_c , para uma área cilíndrica equivalente de diâmetro equivalente, igual a d_E . Posto isto, é possível definir a área da coluna, dada por $A_c = \pi \cdot d_c^2 / 4$, a área total da célula unitária dada por $A_E = \pi \cdot d_E^2 / 4$ e o diâmetro equivalente associado, dado por $d_E = 1,13s$ ou $d_E = 1,05s$, respetivamente para os casos de malha quadrada ou triangular.

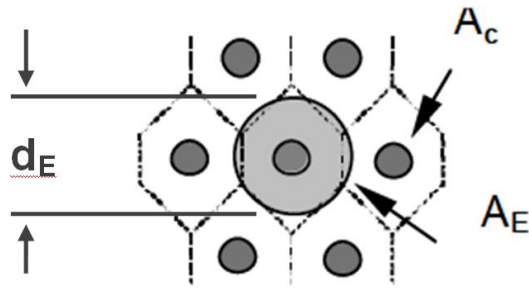


Figura 22 – Conceito de área de influência e de célula unitária A_E (Alexiew *et al.*, 2012)

Deste modo, é possível definir a razão de substituição, a_c , que permite obter a percentagem de colunas existente no total da área tratada. Repare-se que este conceito já foi introduzido anteriormente no âmbito da discussão relativa ao comportamento do geotêxtil de reforço. Essa relação é dada em função da área de colunas e da área da célula unitária pela Eq. [11].

$$a_c = \frac{A_c}{A_E} = \left(\frac{d_c}{d_E}\right)^2 \quad [11]$$

Outra definição importante no dimensionamento de solos tratados com colunas granulares em geral corresponde ao conceito de fator de redução de assentamentos, β , definido pela razão entre o assentamento do solo natural, Δh , e o assentamento do solo tratado, Δh_s , e determinada pela Eq [12].

$$\beta = \frac{\Delta h}{\Delta h_s} \quad [12]$$

O Gráfico 2 resume os resultados aplicados em diversos projetos reais, para o fator de redução de assentamentos, β , *versus* razão de substituição, a_c , incluindo resultados encontrados para colunas granulares convencionais ($J = 0$ kN/m).

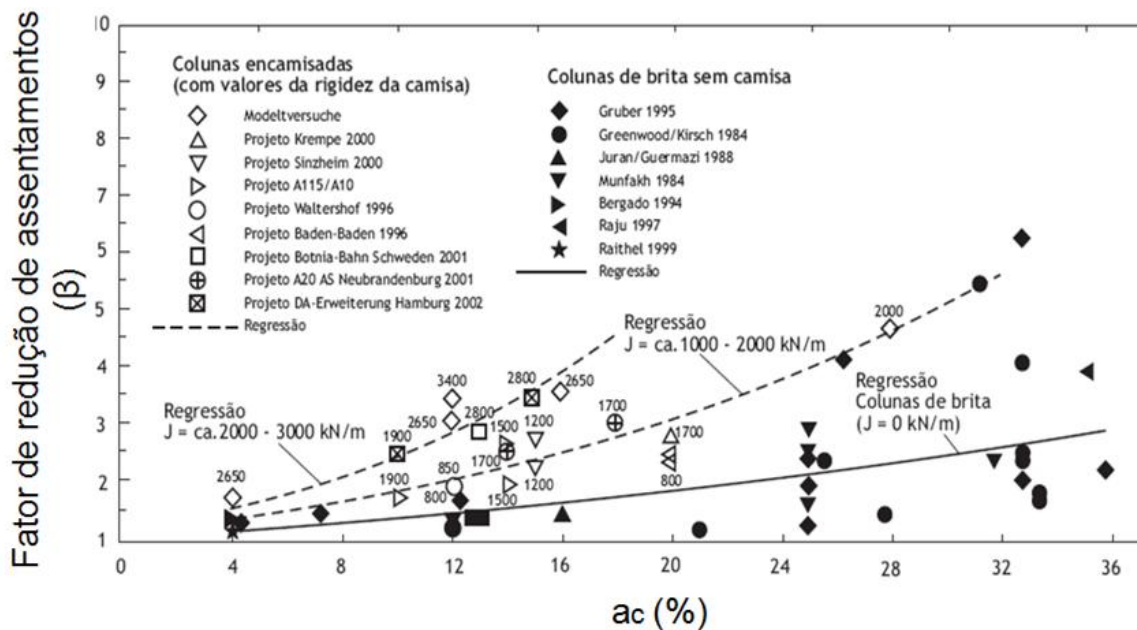


Gráfico 2 – Fator β em função da razão de substituição (retirado de Almeida, 2014a)

Pelo exposto no Gráfico 2, pode-se concluir que, quando encamisadas, as colunas permitem a redução dos assentamentos no solo tratado (maiores valores de β), e que essa redução é tanto maior quanto maior a razão de substituição. Repare-se, ainda, que a gama habitual de valores praticados para a razão de substituição vai de 4 a 36% para colunas com e sem encamisamento. Adicionalmente é interessante verificar que os valores da razão de substituição situados entre 10 e 20% para colunas encamisadas e os valores situados entre 25 e 35% para colunas tradicionais correspondem a uma igual gama de valores associados ao fator β .

Tal como já foi exposto, quando o sistema solo-coluna é solicitado por um determinado incremento de carga, $\Delta\sigma$, desenvolve-se uma concentração de tensões superior nas colunas devido à sua maior rigidez, quando comparada com a rigidez do solo adjacente. Em colunas granulares, define-se o fator de concentração de tensões verticais, n , pela razão entre os acréscimos de tensões atuantes no topo da coluna, $\Delta\sigma_{v,c}$, e no topo do solo mole que a rodeia, $\Delta\sigma_{v,s}$, pela Eq. [13] (Almeida & Marques, 2010).

$$n = \frac{\Delta\sigma_{v,c}}{\Delta\sigma_{v,s}} \quad [13]$$

Repare-se que, a distribuição de cargas para o solo e para a coluna depende diretamente da rigidez das colunas e da deformabilidade do solo mole. Posto isto, estudos numéricos aplicados a colunas granulares tradicionais permitiram correlacionar o fator de concentração de tensões, n , com a razão entre o módulo de deformabilidade da coluna, E_c , e o módulo de deformabilidade do solo mole, E_s . Os resultados obtidos podem ser expressos pela Eq [14] (Almeida & Marques, 2010).

$$n = 1 + 0,217 \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad [14]$$

Contudo, a introdução do encamisamento afeta a rigidez da coluna sendo a sua resistência mobilizada a partir do carregamento aplicado. A diferença que se constata entre a concentração de tensões verticais na coluna e no solo circundante cria uma correspondente diferença entre as tensões horizontais radiais que se desenvolvem na coluna, $\sigma_{h,c}$, e no solo adjacente, $\sigma_{h,s}$, e que resulta na mobilização de tensões no geotêxtil, $\sigma_{h,geo}$, e correspondente passivo no solo circundante, $\sigma_{h,diff}$. Essa tensão de confinamento que se desenvolve no geossintético fornece a componente necessária para que o sistema se encontre em equilíbrio (EBGEO, 2011).

Posto isto conclui-se que as tensões verticais atuantes na coluna e no solo, devem estar relacionadas com as respetivas tensões horizontais que afetam diretamente os deslocamentos horizontais na coluna, fazendo-se assim depender a concentração de tensões com a carga atuante e com a expansão e subsequente assentamento da coluna.

Procedendo-se, então, ao equilíbrio de forças verticais dentro da célula unitária representada na Figura 23, e tendo presente que o acréscimo de tensão vertical média, $\Delta\sigma$, é devido ao peso do aterro e é considerado igual ao seu peso volúmico, γ_{at} , multiplicado pela sua altura, h_{at} , obtém-se a Eq. [15]

$$\Delta\sigma \cdot A_E = \Delta\sigma_{v,c} \cdot A_c + \Delta\sigma_{v,s} \cdot (A_E - A_c) \quad [15]$$

Dividindo ambos os lados da Eq. [15] por A_E , obtém-se a Eq. [16].

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{v,c} \cdot a_c + \Delta\sigma_{v,s} \cdot (1 - a_c) \quad [16]$$

Consequentemente, podem-se relacionar as tensões verticais com as tensões horizontais na coluna e no solo através da Eq. [17] e da Eq. [18] (se for utilizado o método da escavação, $K_{0,s}^*$ deve ser substituído por $K_{0,s}$) (EBGEO, 2011).

$$\sigma_{h,c} = \Delta\sigma_{v,c} K_{a,c} + \sigma_{v,0,c} K_{a,c} \quad [17]$$

$$\sigma_{h,s} = \Delta\sigma_{v,s} K_{0,s} + \sigma_{v,0,s} K_{0,s} \quad [18]$$

onde:

$K_{a,c}$: coeficiente de impulso ativo gerado pelo material da coluna.

$\sigma_{v,0,c}$: tensão vertical inicial (sem a sobrecarga) do material da coluna;

$\sigma_{v,0,s}$: tensão vertical inicial (sem a sobrecarga) do solo no contorno.

O encamisamento em geotêxtil de raio, r_{geo} , tem um comportamento elástico linear caracterizado pela rigidez J . Assim sendo, a força de tração anelar, N , desenvolvida, pode ser transformada num tensão horizontal atribuída ao geotêxtil e obtida pela Eq. [19] e pela Eq. [20].

$$N = J \cdot \frac{\Delta r_{geo}}{r_{geo}} \quad [19]$$

$$\sigma_{h,geo} = \frac{N}{r_{geo}} \quad [20]$$

As tensões horizontais individuais resultam numa tensão diferencial. Esta tensão diferencial corresponde à mobilização adicional do passivo no solo adjacente, até ser atingido o equilíbrio horizontal (EBGEO, 2011). Através da utilização de tensões horizontais distintas, pode-se definir finalmente uma tensão horizontal diferencial pela Eq. [21], a qual representa a mobilização do passivo no solo circundante.

$$\sigma_{h,diff} = \sigma_{h,c} - (\sigma_{h,s} + \sigma_{h,geo}) \quad [21]$$

Todos os parâmetros associados à mobilização das tensões no modelo da célula unitária referente a colunas granulares encamisadas, referidos e explicados anteriormente, podem ser consultados e clarificados a partir da Figura 23. Repare-se que a análise de tensões é com base no comportamento drenado pelo que as tensões no sistema devem ser aferidas como tensões efetivas. Não obstante, as tensões efetivas dependem da posição do nível freático, que não é considerado/representado no modelo da célula unitária expresso pela Figura 23. Neste enquadramento apesar do cálculo ter sido desenvolvido em tensões totais, alerta-se para o facto das tensões serem, na realidade, tensões efetivas e dependerem da posição do nível freático.

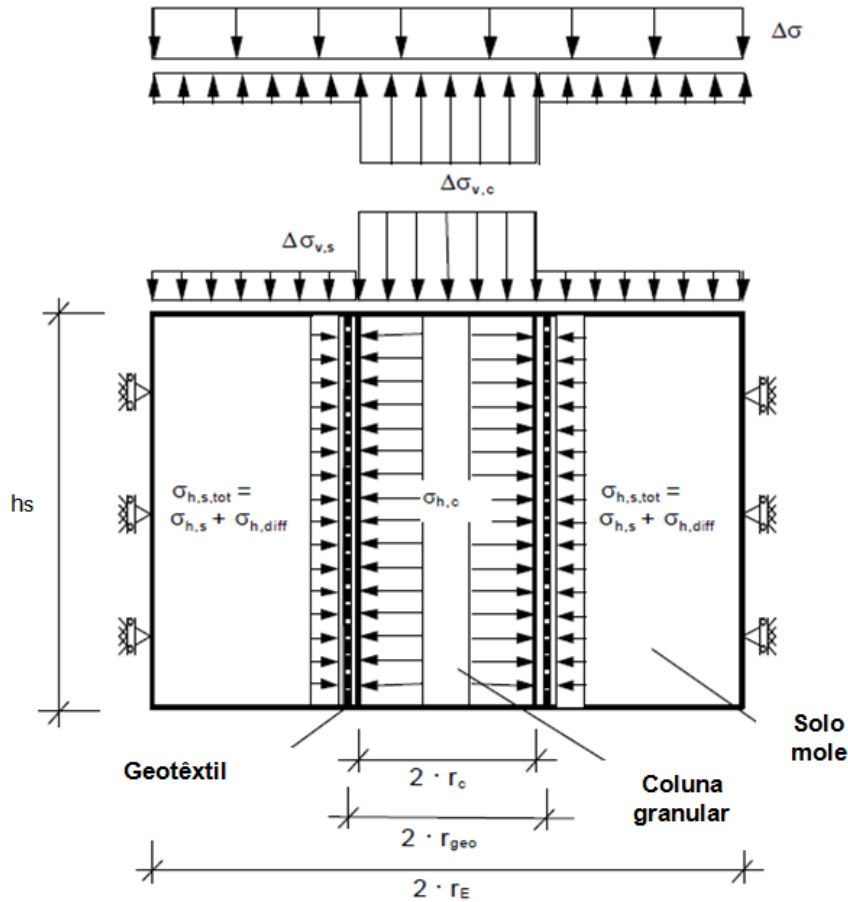


Figura 23 – Modelo de cálculo da coluna encamisada (adaptado de Alexiew *et al.* (2012))

Até ao equilíbrio horizontal ser atingido, a diferença entre as tensões horizontais resulta numa expansão da coluna e a conseqüente deformação horizontal, Δr_c , e o assentamento do solo mole, Δh_s , podem ser calculados a partir das grandezas introduzidas anteriormente (Alexiew *et al.*, 2012). Segundo Ghionna & Jamiolkowski (1981), e assumindo, então, iguais assentamentos sofridos pela coluna e pelo solo mole, foi possível obter as seguintes equações, [22] e [23], que permitem estimar a deformação horizontal e o assentamento da coluna.

$$\left\{ \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - \frac{2}{E^*} \cdot \frac{v_s}{1-v_s} \left[K_{a,c} \cdot \left(\frac{1}{a_c} \cdot \Delta\sigma - \frac{1-a_c}{a_c} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2} - \frac{\Delta r_c \cdot J}{r_{geo}^2} \right] \right\} \cdot h_c = \left[1 - \frac{r_c^2}{(r_c + \Delta r_c)^2} \right] \cdot h_c \quad [22]$$

$$\Delta r_c = \frac{K_{a,c} \cdot \left(\frac{1}{a_c} \cdot \Delta\sigma - \frac{1-a_c}{a_c} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{(1/a_c - 1) \cdot r_c} + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad [23]$$

onde:

r_c : raio inicial da coluna;

ν_s : coeficiente de *Poisson* do solo;

$E_{oed,s}$: módulo edométrico do solo.

O valor do módulo de deformabilidade da coluna encamisada é dado pela e Eq. [24].

$$E^* = \left(\frac{1}{1-\nu_s} + \frac{1}{1+\nu_s} \cdot \frac{1}{a_c} \right) \cdot \frac{(1+\nu_s) \cdot (1-2\nu_s)}{(1-\nu_s)} \cdot E_{oed,s} \quad [24]$$

O valor do assentamento pode então ser calculado segundo a Eq. [25].

$$\Delta h_s = \Delta h_c = \left(1 - \frac{r_c^2}{(r_c + \Delta r_c)^2} \right) \cdot h_c \quad [25]$$

O cálculo do assentamento vertical é efetuado com recurso a um processo iterativo, devendo ser atualizados os valores correspondentes ao raio e altura da coluna com base nos valores obtidos para Δh_s e Δh_c .

Ressalve-se que este método de dimensionamento não substitui de forma eficiente e plena os métodos analíticos de dimensionamento de estacas. Entre as principais limitações do método da célula unitária, encontra-se o facto de não considerar a plataforma de transferência de carga, isto é, não definir o mecanismo de transferência de cargas no aterro, bem como a consideração do reforço na sua base. Para além disso, existe a óbvia e significativamente importante limitação associada ao facto deste método considerar igualdade nos assentamentos no solo e na coluna. Não obstante estas questões de relevante importância, este método tem a vantagem de considerar a dependência das tensões verticais atuantes no solo e na coluna, com a mobilização das tensões horizontais no solo, na coluna e no encamisamento.

Tendo em conta o exposto, não será possível proceder à comparação dos resultados obtidos no presente trabalho, com os valores obtidos de forma analítica, uma vez que o método analítico não permite o cálculo de assentamentos diferenciais que corresponde ao foco do presente trabalho.

2.3. Altura Crítica

Um dos impedimentos para que se utilize de forma mais corrente a técnica de tratamento de solos muito moles com colunas granulares encamisadas prende-se com as incertezas que ainda existem relativamente a 3 problemas de dimensionamento: altura crítica do aterro, carga vertical atuante no geossintético de reforço perto da base do aterro e tensões desenvolvidas no reforço e no encamisamento. Esta dissertação foca o estudo do primeiro dos problemas citados (Filz *et al.*, 2012).

É importante ressaltar que existem, em geotecnia, conceitos distintos associados à definição da altura crítica de obras de aterros sobre solo moles e cuja distinção deve ser devidamente clarificada.

2.3.1. Altura crítica de aterros convencionais

Como se sabe da mecânica dos solos, a análise de estabilidade de aterros sobre solos moles compreende 3 casos: estabilidade interna, estabilidade da fundação e estabilidade global. A estabilidade interna pode ser definida como a rotura pelo corpo do aterro independente da argila mole, a estabilidade da fundação definida como a rotura da fundação argilosa como um problema de capacidade de carga e, por fim, a estabilidade global como a rotura de todo o conjunto aterro-fundação. No que diz respeito à estabilidade da fundação, o problema prende-se com a determinação da altura crítica do aterro. Para esta situação, a altura crítica é definida como a máxima altura de aterro que pode ser alcançada sem que ocorra rotura do solo mole de fundação, e pode ser determinada em função da resistência não drenada do solo mole (Almeida & Marques, 2010). Para a determinação da altura crítica assim definida, utiliza-se a Eq. [26].

$$h_{crit} = \frac{N_c \cdot C_u}{\gamma_{at}} \quad [26]$$

O parâmetro N_c corresponde ao fator de capacidade de carga do solo de fundação existindo várias formas de estimar este valor. A sua estimativa encontra-se fora do âmbito deste estudo.

Aplicando-se um dado fator de segurança, normalmente $FS=1,5$, resulta um valor de altura admissível do aterro, h_{adm} , dado pela Eq. [27].

$$h_{adm} = \frac{N_c \cdot C_u}{FS \cdot \gamma_{at}} \quad [27]$$

Caso o valor de h_{adm} seja inferior à altura necessária do aterro projetada, é importante estudar um método alternativo que permita construir com uma altura superior à altura admissível.

2.3.2. Altura crítica de aterros construídos sobre elementos de coluna

Um dos grandes problemas associados a solos tratados com elementos de coluna, tanto para estacas como para colunas de *jet grouting* ou colunas granulares encamisadas, corresponde ao inevitável desenvolvimento de assentamentos diferenciais na base do aterro suportado devido ao contraste existente entre a rigidez do solo e da coluna. É o desenvolvimento deste assentamento diferencial na base do aterro que permite que seja mobilizado o efeito de arco. Caso esses assentamentos diferenciais se propaguem até ao topo do aterro, o funcionamento das infraestruturas aí fundadas pode ficar condicionado, pelo que se trata de uma situação que deve ser evitada.

Posto isto, é importante estudar a altura de aterro para a qual não ocorrem assentamentos diferenciais no seu topo e define-se, então, no presente trabalho, a altura crítica para solos reforçados com colunas granulares encamisadas, como a altura de aterro acima da qual os assentamentos diferenciais desenvolvidos na base do aterro, no contacto com o solo tratado, não produzem assentamentos diferenciais significativos no seu topo. Pode-se concluir que esta definição é diferente da adotada na generalidade dos aterros (secção 2.3.1) sendo, em oposição, semelhante à definição

adotada por Naughton (2007) para estacas, e que define a altura crítica de um aterro como a distância vertical entre o topo do encabeçamento das estacas e o plano no aterro onde os assentamentos são iguais. Existem outras definições para altura crítica associada a elementos de colunas, e defendidas por outros autores como Horgan & Sarsby (2002) e Chen *et al.* (2008). Estes autores utilizam a altura crítica como referência à altura acima da qual qualquer carga adicional devida ao aterro ou a sobrecargas, são distribuídas completamente para as estacas, isto é, altura a partir da qual ocorre a mobilização total do efeito de arco (McGuire *et al.*, 2012).

A altura crítica baseada no desenvolvimento de assentamentos diferenciais nulos é, assim, um parâmetro crucial no dimensionamento de obras de aterro sobre colunas granulares encamisadas, já que desse parâmetro depende o bom comportamento em serviço de todo o sistema. A relevância do seu estudo prende-se, como já foi referido, com o facto de não serem desejados assentamentos diferenciais que possam comprometer o funcionamento em serviço das infraestruturas construídas na superfície do aterro. Por essa razão, é fundamental no projeto de aterros suportados por solos tratados com elementos de coluna em geral, o estudo e determinação da altura crítica, bem como dos parâmetros que podem ter impacto na sua variação.

Para a altura crítica baseada no desenvolvimento de assentamentos diferenciais nulos, como é demonstrado na Tabela 2, a abordagem tradicional corresponde a determinar a altura crítica, a partir da multiplicação de um fator de proporcionalidade, pelo vão entre encabeçamentos de estacas. Contudo, não foi estabelecido um consenso relativo à escolha do fator de proporcionalidade a utilizar ou se um só fator de proporcionalidade deve ser aplicado a todos os tipos de malha (retangular ou triangular).

Tabela 2 – Resumo abreviado das recomendações existentes para a altura mínima de aterro para evitar assentamento diferencial da superfície (aqui definido como a altura crítica) (adaptado de McGuire (2011))

Referência	Altura mínima de aterro
British Standard, BS8006 (1995)	0,7 ($s - a$)
Carlson (1987)	1.0 ($s - a$)
Nordic Handbook (2002)	1.2 ($s - a$)
Chen <i>et al.</i> (2008)	1.6 ($s - a$)
Demerdash (1996)	1.7 ($s - a$)
Hewlett & Randolph (1988)	2.0 ($s - a$)

Deste modo, foram conduzidas análises adicionais que permitiram determinar a altura crítica para aterros suportados por elementos de estaca, dispostos segundo uma malha quadrada, através de ensaios de campo realizados por Sloan (2011) e ensaios de laboratório efetuados por McGuire (2011). Ambos os estudos citados foram conduzidos com reforço em geossintético na base do aterro, sem consideração da camada de suporte na base do aterro e sobrecargas. Note-se que a camada de suporte tende a reduzir os assentamentos diferenciais enquanto as sobrecargas tendem a aumentar esses mesmos assentamentos, sendo que estes efeitos tendem a anular-se mutuamente.

Os ensaios laboratoriais preparados por McGuire (2011) foram conduzidos, fazendo variar o diâmetro e o espaçamento entre estacas e a densidade relativa do material de aterro. Neste seguimento, foram ensaiadas várias alturas de aterro, até ao desenvolvimento de assentamentos diferenciais nulos no seu topo chegando-se, por fim, às seguintes conclusões (Filz *et al.*, 2012):

- A altura crítica depende, essencialmente, do espaçamento e do diâmetro das colunas;
- No caso de aterros puramente arenosos, a densidade relativa do material que o compõe não afeta de forma significativa a altura crítica (para densidades relativas entre 70% e 100%);
- O reforço com geossintético na base do aterro não afeta de forma significativa a altura crítica, diminuindo, no entanto, a magnitude dos assentamentos diferenciais nas camadas de areia abaixo da altura crítica.

A partir dos ensaios preparados por McGuire (2011) foi obtida, então, uma equação linear que define a altura crítica em função do diâmetro do elemento de coluna, d_c , e da distância, s' , definida desde a extremidade da coluna circular até ao ponto mais afastado do centro da área de influência da coluna, retangular para malhas retangulares e hexagonal para malhas triangulares. O parâmetro s' , representado na Figura 24, pode ser definido pelas Eq. [28] e Eq. [29] e a partir da área de influência da coluna, definida pelas Eq. [30] e Eq. [31], respetivamente para uma malha retangular e triangular.

$$A_{\text{influência}} = s_1 \cdot s_2 \quad [28]$$

$$A_{\text{influência}} = s_1 \cdot (s_2^2 - s_1^2/4) \quad [29]$$

$$s' = \frac{(s_1^2 + s_2^2)^{\frac{1}{2}}}{2} - d_c/2 \quad [30]$$

$$s' = \frac{(s_2^2 + 2s_1^2)^{\frac{1}{2}}}{3} - d_c/2 \quad [31]$$

Figura 24 – Representação das áreas de influência de colunas em função da malha (Filz *et al.*, 2012)

Por outro lado, os ensaios de campo preconizados por Sloan (2011) permitiram determinar a altura crítica fazendo variar a altura de aterro para o mesmo espaçamento e diâmetro entre estacas. Deste modo, observe-se que McGuire (2011) e Sloan (2011) não consideram nos seus ensaios, a influência da camada de argila, nem em termos da sua espessura nem de parâmetros de compressibilidade.

Na Gráfico 3 estão representados os resultados experimentais obtidos por McGuire (2011) e por Sloan (2011) que se encontram, como se pode observar, em boa concordância. No mesmo Gráfico 3, encontram-se também expostos os resultados obtidos com a abordagem tradicional para estacas

quadradas dispostas numa malha quadrada e para um fator de proporcionalidade de 1,5 que pode ser expressa em função da distância s' e do diâmetro equivalente das estacas quadradas ($a = 0,886d_c$). Os resultados são apresentados segundo eixos normalizados, pelo que equações obtidas pelas duas abordagens podem ser aplicadas a qualquer aterro tratado com elementos de estaca dispostas segundo uma malha quadrada.

Ressalve-se que Sloan (2011) conduziu os seus ensaios para apenas um valor de s'/d_c , correspondente ao valor onde a linha de tendência obtida por McGuire (2011) intersecta a abordagem tradicional. Deste modo, os ensaios de campo não permitem discriminar as duas abordagens.

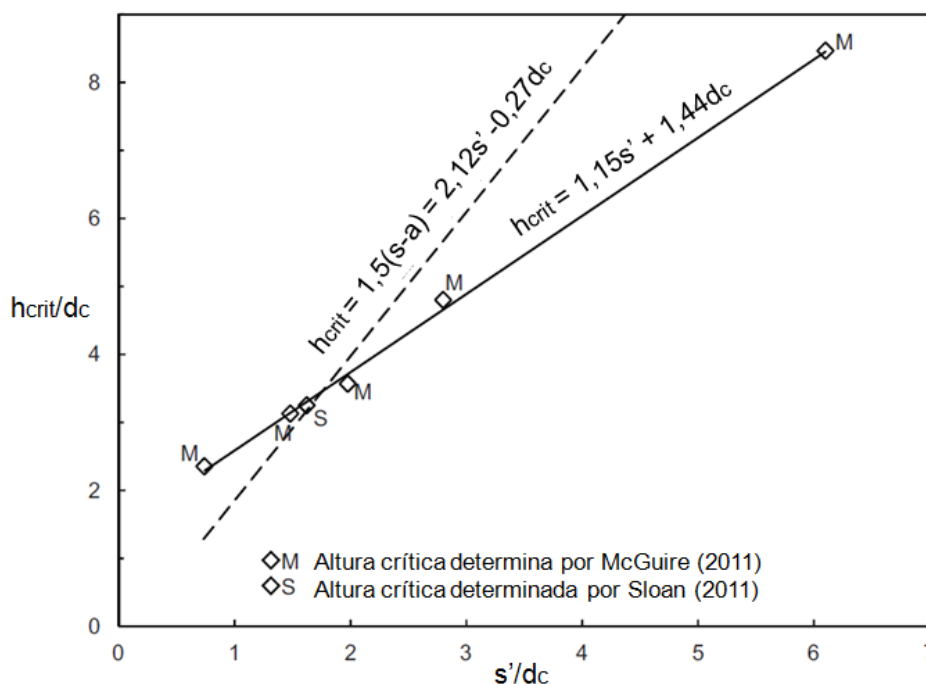


Gráfico 3 – Altura crítica dada pelos testes de McGuire (2011) e Sloan (2011) para estacas e pela abordagem tradicional para um fator de proporcionalidade de 1,5 (adaptado de Filz et al. (2012))

A linha de tendência que relaciona os dados obtidos pelos dois autores é dada pela Eq. [32].

$$h_{crit} = 1,15s' + 1,44d_c \quad [32]$$

A altura crítica obtida pela abordagem tradicional, para um fator de proporcionalidade de 1,5, é dada pela Eq. [33].

$$h_{crit} = 2,12s' - 0,27d_c \quad [33]$$

É interessante notar que para baixos valores de s'/d_c , a abordagem convencional é pouco conservativa e que para valores superiores é, em oposição, bastante conservativa.

Por fim, na Gráfico 4 encontra-se representada a linha de tendência obtida através dos estudos de McGuire (2011) e Sloan (2011) e ainda informação adicional relativa a estacas/colunas e disponível na literatura publicada para outros ensaios laboratoriais, ensaios de campo, modelação em

centrífugas e casos reais. As fontes importantes para os dados apresentados no Gráfico 4 encontram-se representadas na Tabela 3.

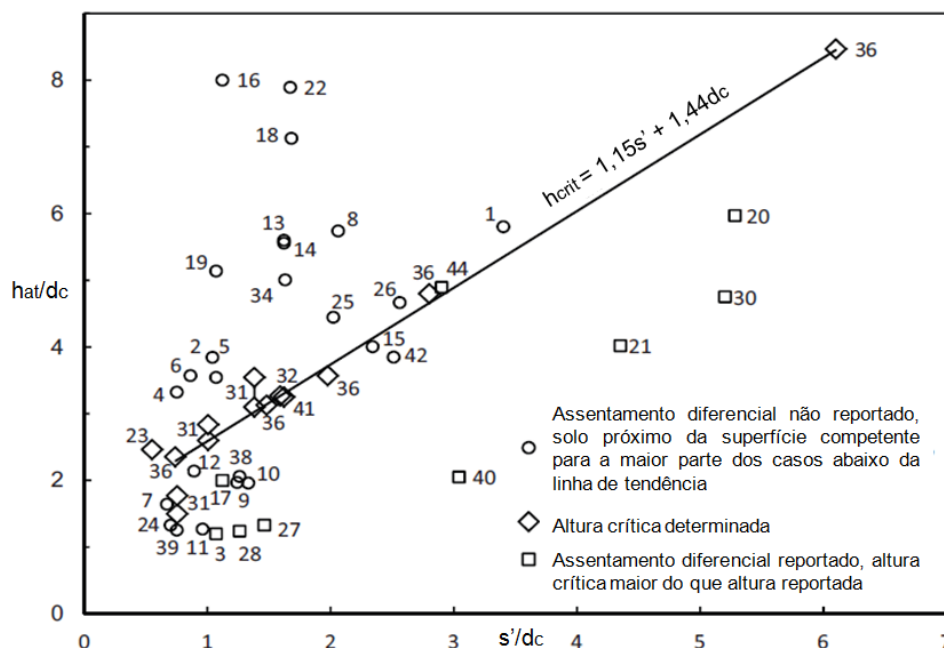


Gráfico 4 – Assentamentos superficiais diferenciais em função do diâmetro e do espaçamento entre elementos de coluna (adaptado de Filz *et al.* (2012))

Tabela 3 – Fontes para os dados do Gráfico 4 (adaptado de Filz *et al.* (2012))

Número da fonte	Referência	Natureza
1	Alexiew (2000, 1996)	Caso histórico
2	Alexiew (2000)	Caso histórico, malha triangular
3	Camp & Siegel (2006) e S&ME (2004)	Caso histórico, malha triangular
4,5	Chen <i>et al.</i> (2010)	Casos históricos
6	Chen <i>et al.</i> (2010)	Caso histórico, malha triangular
7	Chin (1985)	Caso histórico, malha triangular, sem reforço
8	Collin <i>et al.</i> (2005)	Caso histórico, malha triangular
9	Gwede & Horgan (2008)	Caso histórico
10	Habib <i>et al.</i> (2002)	Caso histórico, malha triangular
11	Hite & Hoppe (2006)	Caso histórico
12	Jones <i>et al.</i> (1990)	Caso histórico
13	Liu <i>et al.</i> (2007)	Caso histórico
14	Livesey <i>et al.</i> (2008)	Caso histórico
15	Maddison <i>et al.</i> (1996)	Caso histórico, malha triangular
16,17	Miki (1997)	Caso histórico, sem reforço
18	Pearlman & Porbaha (2006)	Casos históricos
19	Russell & Pierpoint (1997)	Caso histórico, sem reforço
20	Ryan <i>et al.</i> (2004)	Caso histórico

21	Ryan <i>et al.</i> (2004)	Caso histórico
22	Smith (2005), Stewart <i>et al.</i> (2004)	Caso histórico, malha triangular, sem reforço
23	Ting <i>et al.</i> (1994)	Caso histórico, malha triangular, sem reforço
24 25	Ting <i>et al.</i> (1994) Wood <i>et al.</i> (2004)	Caso histórico, sem reforço Caso histórico
26	Abdullah & Edil (2007)	Ensaio de campo à escala
27,28	Almeida <i>et al.</i> (2008, 2007)	Ensaio de campo à escala, sem suporte
30	Chew <i>et al.</i> (2004)	Ensaio de campo à escala, sem suporte
31	Demerdash (1996)	Ensaio laboratorial, sem suporte
32	Ellis & Aslam (2009a,b)	Modelação física em centrífuga, sem reforço
34	Hossain & Rao (2006)	Ensaio de campo à escala, sem reforço
36 38	McGuire (2011) Quigley <i>et al.</i> (2003)	Ensaio laboratorial com e sem reforço Ensaio de campo à escala, malha triangular
39	Rogbeck <i>et al.</i> (1998)	Ensaio de campo à escala
40,41	Sloan (2011)	Ensaio de campo à escala, sem suporte
42	Van Eekelen <i>et al.</i> (2008)	Ensaio de campo à escala, sem reforço
44	Villard <i>et al.</i> (2004)	Ensaio de campo à escala, malha triangular, sem suporte
NOTA: salvo indicação em contrário, as fontes da Tabela 3 são para elementos de coluna com reforço geossintético perto da base do aterro, as colunas ou estacas encontram-se dispostas numa malha quadrada ou retangular, e encontra-se presente algum nível de suporte na base do aterro.		

Tendo em conta o comportamento complexo das colunas granulares encamisadas torna-se interessante analisar os parâmetros com influência no desenvolvimento da altura crítica do aterro por elas suportado. Pretende-se assim, com o presente estudo e através de análises numéricas, obter uma linha de tendência semelhante à obtida para solos tratados com estacas e que permita estimar a altura crítica de aterros suportados por colunas encamisadas, quaisquer que sejam as suas dimensões e características. Para além disso objetiva-se, por fim, comparar os resultados obtidos com os resultados expostos na Gráfico 4.

3. Modelação numérica através do método de elementos finitos

Procede-se agora à justificação da análise numérica bidimensional para o estudo da altura crítica de aterros suportados por colunas de areia encamisadas através do método de elementos finitos com recurso ao *software* PLAXIS 2D na sua versão 8.2. Para mais informações acerca dos métodos numéricos, consultar o Apêndice A.

Relembre-se que o objetivo do presente trabalho passa por estudar os parâmetros que afetam a altura crítica, o que implica a realização de várias iterações, associadas a diferentes alturas de aterro e fazendo variar alguns dos parâmetros aqui referidos, como o comprimento das colunas ou a rigidez à tração anelar do encamisamento. Posto isto, no presente capítulo, a metodologia seguida no programa PLAXIS 2D, é justificada em função dos parâmetros, referidos como parâmetros base do modelo adotado, e tendo presente que o método de análise seguido é o mesmo para todas as iterações que serão efetuadas e devidamente apresentadas e analisadas no capítulo seguinte.

3.1. Modelo geométrico e condições de fronteira

O problema geométrico selecionado consiste num aterro, com altura variável, construído sobre um solo mole com 10 m de espessura, reforçado com colunas de areia encamisadas, conforme exemplificado na Figura 25. Observe-se que o estudo aqui realizado se restringe apenas à região central deste aterro, para a qual é realizada uma análise axissimétrica, utilizando-se o conceito de célula unitária. A região referida encontra-se devidamente assinalada na Figura 25.

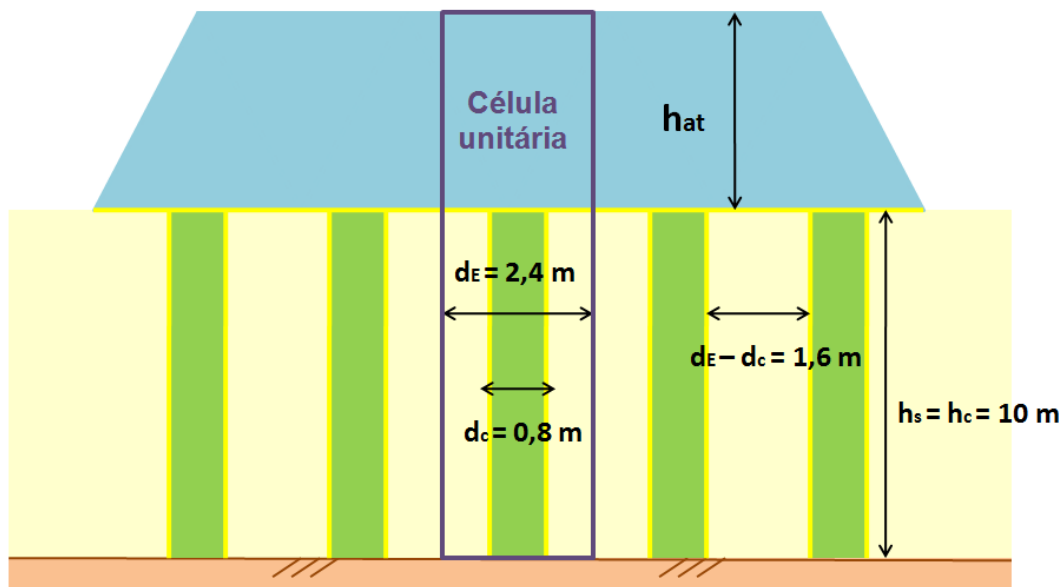


Figura 25 – Aterro suportado por colunas encamisadas fundadas num solo muito mole e representação da geometria e célula unitária adotadas no modelo base

Repare-se que, no modelo simplificado, não consta o aterro de conquista normalmente desenvolvido para acesso ao terreno para instalação das colunas encamisadas nem a consideração de sobrecargas ou a camada de suporte na base do aterro. Outra simplificação realizada foi considerar a coluna com comprimento igual à espessura da camada de argila, sendo, porém, em geral, de comprimento um pouco superior (encastramento).

Enfatiza-se, ainda, que os estudos aqui realizados se restringem à análise de assentamentos (estado limite de serviço), devendo-se também realizar em projeto, análises de estabilidade global (estado limite último) do conjunto composto pelo aterro, solo mole e colunas, o qual se encontra fora do âmbito do presente trabalho.

Para simular o comportamento do sistema referido, foram implementados elementos triangulares de 15 nós, adotando o conceito de célula unitária já introduzido. Esse conceito corresponde a um modelo geométrico com simetria radial, pelo que apenas se modelou metade da célula unitária. Neste seguimento, o modelo geométrico base adotado, bem como os materiais envolvidos e as condições de fronteira utilizados nas análises efetuadas encontram-se representados na Figura 26.

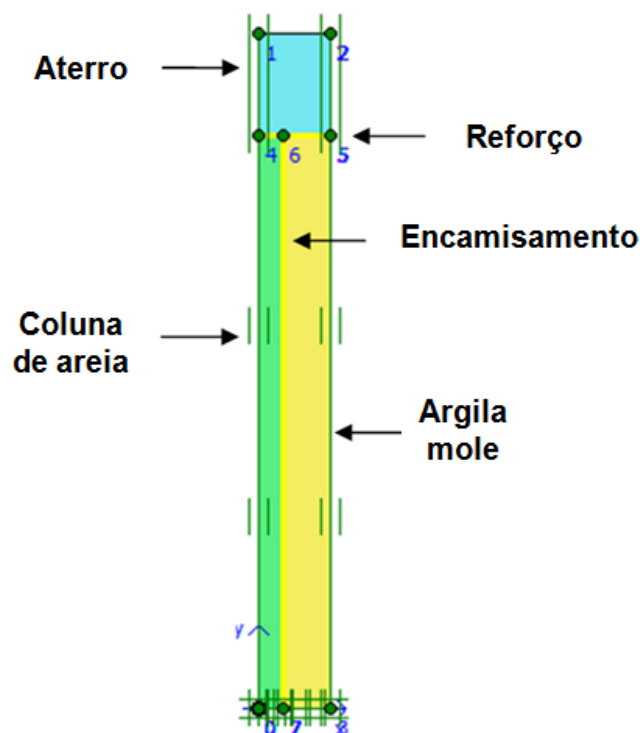


Figura 26 – Modelo geométrico e condições de fronteira no PLAXIS 2D

Como se pode concluir da Figura 26, foi implementado um reforço na base do aterro e os deslocamentos horizontais foram restringidos no centro da coluna (eixo de simetria), na região mais externa da célula unitária e ainda na base do sistema. Note-se que se assumiu que a coluna se encontra fundada no estrato inferior competente considerado rígido. Neste seguimento, foram também restringidos os deslocamentos verticais na base do sistema.

3.2. Propriedades dos materiais

Como se sabe, é necessário dispor de relações entre as tensões e as deformações para se conseguir prever a resposta dos materiais às ações que lhes são aplicadas. Essas relações são características de cada material e designadas por relações constitutivas. Todas as equações constitutivas são caracterizadas por um ou mais parâmetros, sendo que estes parâmetros tomam valores que dependem da natureza dos materiais.

Existem, assim, várias relações constitutivas que permitem prever o comportamento dos vários materiais, sendo necessário conhecer as relações existentes para selecionar a que melhor se adequa para simular o comportamento dos materiais que se pretendem estudar. O programa PLAXIS 2D tem a vantagem de permitir a utilização de vários modelos, tanto para solos como para outros materiais: modelos elásticos lineares e modelos elastoplásticos. Assim, para a argila mole foi utilizado o *Soft Soil Model* que corresponde a um modelo do tipo Cam-Clay, para o material granular da coluna foi utilizado o *Hardening Soil Model* que corresponde a um modelo avançado que tem em conta o endurecimento isotrópico do solo, para o material do aterro foi utilizado o modelo elastoplástico de *Mohr-Coloumb* e, finalmente, o encamisamento e o reforço na base do aterro foram simulados como elementos *geogrid* com um comportamento elástico linear de rigidez *EA*.

Note-se que não foi implementado, numa primeira abordagem ao problema, o geossintético de reforço na base do aterro. Esta decisão foi tomada uma vez que foi verificado por outros autores que esse elemento não tem grande influência nos assentamentos diferenciais no topo do aterro. Por outro lado, o modelo analítico não considera o geossintético de reforço tal como outras análises já desenvolvidas sobre colunas granulares encamisadas (Almeida *et al.*, 2013; Hosseinpour *et al.*, 2014). No entanto, foi efetuado um estudo comparativo, devidamente justificado no Apêndice B, que resultou na inclusão do reforço na base do aterro para o cálculo numérico em questão. Do referido estudo, concluiu-se que a implementação do reforço na análise numérica conduz, à primeira vista, a resultados gerais mais satisfatórios, especialmente em termos dos esforços de tração anelar máximos no encamisamento.

Os modelos constitutivos e as propriedades base dos materiais utilizados na maioria das iterações efetuadas no *software* PLAXIS 2D encontram-se representados na Tabela 4.

Repare-se que para todos os materiais se realizou uma análise em condições drenadas. A análise em condições drenadas ou não drenadas depende se se pretende efetuar um cálculo relativo à evolução das tensões e das deformações em função do tempo (consolidação) ou contra o carregamento (cálculo plástico) a longo prazo. Como será explorado mais à frente no decurso do presente trabalho, efetua-se um cálculo plástico pelo que o comportamento de todos os materiais deve ser drenado.

Tabela 4 – Modelos constitutivos e propriedades dos materiais utilizados no PLAXIS 2D

Propriedades	Coluna de areia (Hardening Soil)	Aterro (Mohr-Coulomb)	Solo mole (Soft Soil)	Encamisamento (Geogrid)	Reforço (Geogrid)
γ (kN/m ³)	20	18	14	-	-
k_x (m/dia)	1	2	$1,8 \times 10^{-4}$	-	-
k_y (m/dia)	1	2	$2,0 \times 10^{-5}$	-	-
E (kPa)	-	15000	-	-	-
E_{50}^{ref} (kPa)	12000	-	-	-	-
E_{oed}^{ref} (kPa)	16210	-	-	-	-
E_{ur}^{ref} (kPa)	27690	-	-	-	-
Power (m) (-)	0,5	-	-	-	-
ν (-)	-	0,3	-	-	-
λ^* (-)	-	-	0,240	-	-
κ^* (-)	-	-	0,042	-	-
c (kPa)	0,1	1,0	5,0	-	-
ϕ (°)	40	30	28	-	-
Ψ (°)	10	0	0	-	-
EA (kN/m)	-	-	-	1000	400

Onde k_x e k_y correspondem, respetivamente, aos coeficientes de permeabilidade nas direções horizontal e vertical. Os restantes parâmetros serão devidamente introduzidos aquando da apresentação dos modelos constitutivos utilizados.

Os valores selecionados e representados na Tabela 4 são baseados em valores consultados em artigos, cujas tabelas correspondentes se encontram no Apêndice C, e também em valores utilizados em análises numéricas e analíticas desenvolvidas no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Naturalmente, os valores referentes à coluna encamisada, aquando do dimensionamento deste tipo de soluções, devem ser ajustados de acordo com as cargas que devem suportar. No entanto, não sendo este o foco do problema em estudo não se aprofundará esta problemática.

Repare-se que os valores para a rigidez do material granular fogem à gama de valores, normalmente, aplicados a colunas granulares encamisadas (entre 40 e 80 MPa). Isto porque, quando se procedeu ao cálculo numérico, ao correr o programa, para valores superiores da rigidez, o sistema colapsou em situações de carga (altura de aterro) supostamente não problemáticas (0,5 e 0,75 m). Perante este cenário, a rigidez da coluna foi sendo ajustada, dentro de uma gama de valores aceitável, até que fosse possível correr o programa sem colapso.

Não obstante, os valores utilizados na literatura para os parâmetros geotécnicos do material que compõe a coluna, nomeadamente o ângulo de atrito interno ou o módulo de deformabilidade, possuem, efetivamente, uma grande variabilidade. Com efeito, através de análises numéricas realizadas na literatura consultada, para colunas granulares tradicionais, verificou-se que o módulo de deformabilidade do material da coluna não influencia de forma expressiva o valor dos assentamentos no aterro (Lima, 2012). Analogamente, em anexo no Apêndice B, encontram-se resultados obtidos no

presente trabalho, em termos de assentamentos diferenciais e assentamentos no topo do solo, para a coluna simulada pelo modelo *Mohr-Coloumb* e caracterizada por um módulo de deformabilidade de 40 MPa, não sendo significativa a diferença associada aos resultados que serão expostos no próximo capítulo.

A coluna granular, determinada pelas características presentes na Tabela 4 é, assim, composta por uma areia medianamente compacta e cuja permeabilidade e resistência estão de acordo com as indicações estabelecidas pelo EBGeo (2011). A natureza do material pode ser confirmada pela consulta das tabelas retiradas da literatura e que se encontram no Apêndice C (Marangon, 2008). Para além disso, note-se que o material do aterro, pela ordem de grandeza dos seus parâmetros, corresponde a uma areia pouco a medianamente compacta e cuja confirmação dos parâmetros pode também ser efetuada a partir das tabelas presentes no Apêndice C.

Para se compreender a problemática dos modelos constitutivos torna-se necessário recordar a definição de resistência de um material. A resistência de um material corresponde à sua máxima resistência ao corte, τ . Para descrever a rotura de um material é necessário recorrer a critérios de rotura. Os principais critérios aplicados a solos são o critério de *Tresca* e o de *Mohr-Coloumb*. O primeiro estabelece que a rotura ocorre quando o círculo de *Mohr* das tensões tangencia a envolvente dada pela equação $\tau = c$, onde c corresponde à resistência ao corte do material. O segundo estabelece que a resistência cresce linearmente com o aumento da tensão normal, e a rotura do material ocorre quando o círculo de *Mohr* tangencia uma envolvente dada pela Eq. [34].

$$\tau = c + \sigma \tan \Phi \quad [34]$$

Descrevem-se seguidamente e de forma sucinta os modelos constitutivos utilizados na modelação e iterações efetuadas (Plaxis, 2010a).

3.2.1. Modelo *Linear Elastic*

Os materiais elásticos são conservativos, isto é, o trabalho realizado pelas tensões exteriores aplicadas, durante o incremento de deformação, é armazenado, sendo recuperado totalmente na descarga. Em conclusão, todas as deformações resultantes de um incremento de tensão são recuperadas caso sejam removidas as referidas tensões.

O modelo elástico linear é fundamentado nas leis de elasticidade isotrópica de *Hooke* e baseia-se na relação linear existente entre as tensões e as deformações. Este modelo, que se encontra na base dos modelos posteriormente descritos, utiliza apenas dois parâmetros básicos da teoria da elasticidade: o módulo de *Young*, E , e o coeficiente de *Poisson*, ν . Note-se que é possível relacionar estes parâmetros com o módulo de distorção, G , e o módulo de compressibilidade volumétrica, K , cuja utilização na mecânica dos solos se torna mais relevante uma vez que é importante considerar, separadamente, os efeitos do corte e os efeitos da variação de volume (Maranha das Neves, 2004).

Este modelo não é apropriado para simular o comportamento dos solos uma vez que os solos têm um comportamento marcadamente não linear. Contudo, este modelo torna-se interessante para simular elementos estruturais fortes (maciços) tais como paredes de betão armado ou geossintéticos, para os quais as propriedades de resistência são usualmente bastante elevadas quando comparadas com as propriedades associadas ao solo.

Não obstante, a utilização do modelo elástico linear implica um cuidado redobrado durante a análise de resultados, uma vez que os estados de tensão com o incremento da deformação associados são ilimitados. Por outras palavras, este modelo não considera o fenómeno de cedência simulando um material com resistência infinita.

3.2.2. Modelos elastoplásticos

No Gráfico 5 pode entender-se o conceito associado a materiais com comportamento elastoplástico. Com efeito, até ao ponto A de cedência, o material é elástico, e perfeitamente plástico no estado último, isto é, no trajeto BC. Entre a primeira cedência A e o início da rotura B, ocorrem, simultaneamente, deformações elásticas e plásticas.

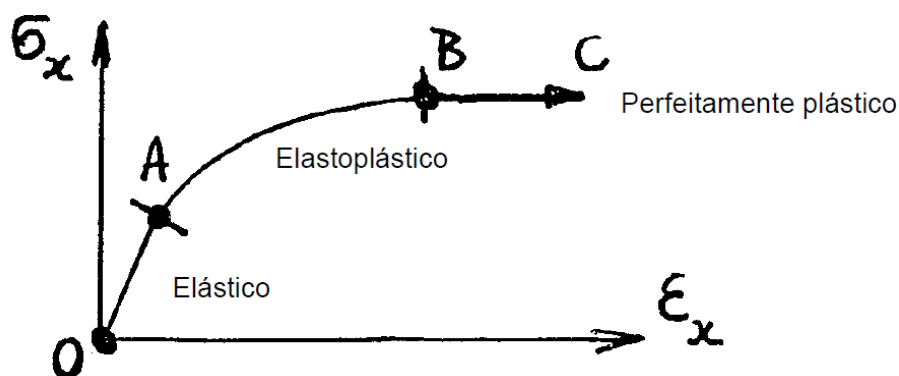


Gráfico 5 – Comportamento tensão-deformação de um solo (Maranha das Neves, 2004)

A partir da cedência, as deformações totais, compostas por uma parcela elástica (recuperável) e uma parcela plástica (não recuperável), são indeterminadas, podendo-se afirmar que ocorre um fluxo plástico. Durante um fluxo plástico, as deformações plásticas não são recuperáveis quando o estado de tensão regressa ao seu valor inicial (descarga), isto é, apenas são recuperadas as deformações elásticas que tenham contribuído para levar o material à cedência. Esta é a principal diferença entre uma resposta elástica e plástica (Maranha das Neves, 2007). As deformações elásticas foram já abordadas na secção anterior. Já os princípios básicos que regem os problemas baseados na teoria da plasticidade envolvem quatro elementos essenciais:

- Deformações plásticas;
- Lei de endurecimento;
- Superfícies de cedência;
- Lei de fluxo.

Quando se descarrega um material a partir de qualquer ponto entre A e B (Gráfico 5), as deformações plásticas não são recuperáveis quando o estado de tensão regressa ao seu valor inicial. Recarregando o material, constata-se que este responde elasticamente até ao ponto de onde se efetuou a descarga, ocorrendo o aumento (ou diminuição) da tensão de cedência que se traduz no endurecimento (ou amolecimento) do material com a deformação. O endurecimento (ou amolecimento) corresponde, assim, à possibilidade de ocorrência da cedência sem rotura do material e define-se a lei de endurecimento como a relação existente entre o aumento (ou diminuição) da tensão de cedência com a magnitude da deformação plástica.

Quando se atinge o estado último, correspondente ao troço BC do Gráfico 5, a tensão não pode aumentar mais e todas as deformações que se desenvolvem são plásticas e permanentes.

Posto isto, no modelo elastoplástico, a região do espaço de tensões é definida pela função de cedência. Para estados interiores à primeira curva de cedência o comportamento é elástico e o material não pode atingir estados situados exteriormente à última superfície de cedência correspondente à superfície de rotura. Conclui-se, assim, que a lei de endurecimento anteriormente introduzida, descreve como a função de cedência é modificada durante o fluxo plástico. (Maranha das Neves, 2007).

Tendo em conta o exposto, o incremento de deformação plástica só ocorre quando o estado de tensão se situa e permanece numa superfície de cedência. Assim, para calcular as deformações plásticas, admite-se a existência de uma função de potencial plástico que pode ser calculada no estado corrente de tensão, de tal modo que qualquer incremento de deformação plástica seja normal a essa superfície.

Na teoria da plasticidade, o mecanismo de deformação plástica no estado corrente de tensão, isto é, a relação entre a função de cedência e a direção do vetor incremento de deformação plástica, é definido pela lei de fluxo. Quando a função de potencial plástico é coincidente com a função de cedência, considera-se que o material segue uma lei de fluxo associada. No caso contrário, considera-se que o material segue uma lei de fluxo não associada (Maranha das Neves, 2004).

Em conclusão, o comportamento elastoplástico abrange, de uma maneira geral, o comportamento elástico perfeitamente plástico (sem endurecimento) e o comportamento elastoplástico com endurecimento.

3.2.2.1. Modelo Mohr-Coloumb

Através da escolha de formas específicas da função de cedência, vários critérios de rotura podem ser obtidos. O modelo de *Mohr-Coloumb* utilizado no PLAXIS 2D corresponde a um modelo elástico linear perfeitamente plástico baseado no critério de rotura de *Mohr-Coloumb*, sendo um modelo empregue para representar a rotura por corte de solos e rochas.

O Gráfico 6 mostra o conceito de um comportamento elástico linear perfeitamente plástico e representa a relação constitutiva para o modelo de *Mohr-Coloumb*, onde o material é caracterizado por um comportamento elástico linear até ser atingida uma determinada tensão de cedência que se mantém constante para valores superiores de deformações plásticas.

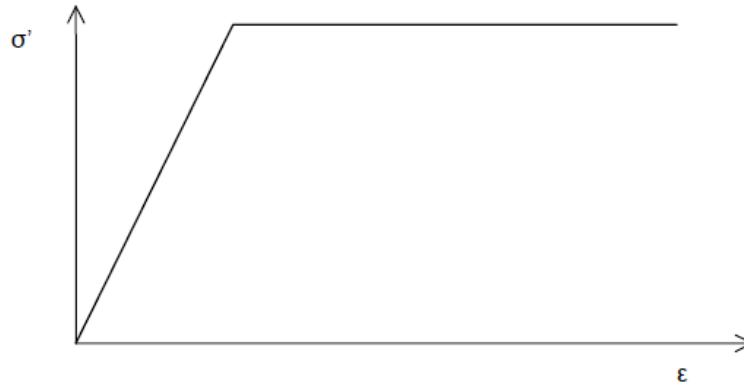


Gráfico 6 – Ideia básica do comportamento elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2010b)

Os materiais modelados segundo esta teoria são caracterizados por uma única curva de cedência, fixa no espaço, não sendo possível atingir estados exteriores a essa superfície.

O modelo de *Mohr-Coloumb* é então definido por cinco parâmetros: módulo de *Young*, E , e o coeficiente de *Poisson*, ν , para definir o comportamento elástico do solo, a coesão interna, c , e o ângulo de atrito interno, ϕ , para definir o comportamento plástico após a cedência do material e, por fim, o ângulo de dilatância, ψ (Plaxis, 2010a).

O modelo *Mohr-Coloumb* 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.

O modelo pode simular o comportamento não drenado desde que se aplique o valor nulo para o ângulo de atrito, e para a coesão o valor da resistência não drenada, para controlar diretamente essa resistência.

3.2.2.2. Modelo *Hardening Soil*

Através de ensaios triaxiais drenados, observou-se que a relação entre as deformações e as tensões pode ser aproximada a uma hipérbole. Este comportamento de natureza hiperbólica e citado no manual do Plaxis (2010a) foi formulado pela primeira vez por Kondner (1963) e é conhecido como modelo hiperbólico. O modelo *Hardening Soil* corresponde a uma evolução deste modelo, superando-o, no que diz respeito à utilização da teoria da plasticidade em substituição da teoria elástica e por

permitir a inclusão da dilatância do solo e introduzir ainda uma superfície de cedência. Note-se que ao modelo hiperbólico bem como ao modelo K-G, correspondem leis constitutivas baseadas no comportamento elástico variável com base no módulo de *Young* e no coeficiente de *Poisson*. Geralmente estas leis exprimem a variação dos módulos elásticos em função da tensão ou da deformação ou de ambas.

O modelo *Hardening Soil* corresponde a uma forma avançada de simular o comportamento de um solo mole ou rijo. Em contraste com o modelo de *Mohr-Coloumb*, a superfície de cedência do modelo *Hardening Soil* não é fixa no espaço de tensões podendo-se expandir até à rotura devido a deformações plásticas (endurecimento). Para além disso, este modelo considera a dependência entre as tensões exercidas com a alteração da rigidez. Esta característica justifica a sua utilização no presente estudo ao invés do modelo de *Mohr-Coloumb*. Recorde-se que o presente trabalho foca colunas que se deformam lateralmente com o incremento de carga sofrendo, conseqüentemente, alterações na sua rigidez axial. O modelo *Hardening Soil* pretende, assim, simular o comportamento do solo tendo em conta o seu endurecimento isotrópico e respetivos sucessivos estados limite de tensão descritos por uma série de parâmetros (Plaxis, 2010a). Neste seguimento, o modelo *Hardening Soil* é definido pelos parâmetros plásticos, iguais aos utilizados no modelo *Mohr-Coloumb*, e ainda por 4 parâmetros que permitem descrever com maior precisão a rigidez do material:

- Dependência entre as tensões e a rigidez: m ;
- Módulo de rigidez triaxial de carga: E_{50}^{ref} (rigidez secante num ensaio triaxial drenado standard);
- Módulo de rigidez edométrico: E_{oed}^{ref} (rigidez tangente para carregamento edométrico primário);
- Módulo de rigidez de descarga-recarga: E_{ur}^{ref} ;
- Critério de rotura do modelo *Mohr-Coloumb*: c , ϕ e ψ .

Em solos moles é realista utilizar o valor unitário para a relação existente entre as tensões aplicadas e a rigidez. O mesmo não se aplica em solos granulares. Para solos granulares e siltes é normal utilizar-se o valor de 0,5 (Plaxis, 2010a).

Em contraste com os modelos baseados na teoria elástica, o modelo *Hardening Soil* não envolve nenhuma relação fixa entre a rigidez triaxial (drenada), E_{50} , e a rigidez edométrica para compressão unidimensional, E_{oed} . Em substituição, esses valores podem ser imputados de forma independente. Já a rigidez de descarga-recarga, E_{ur} , corresponde a uma rigidez elástica real. Note-se que estes parâmetros de rigidez são estimados em função dos parâmetros de rigidez de referência. Desta forma, atribuídos os parâmetros de rigidez de referência e os parâmetros de rotura, o modelo segue uma relação do tipo hiperbólica para a estimativa dos valores das rigidezes referidas e para a estimativa da dilatância, em função das tensões atuantes.

Concluindo, embora o modelo de endurecimento do solo seja considerado um modelo avançado, existe um determinado tipo e número de comportamentos característicos reais do solo que o modelo aqui descrito não inclui tais como o amolecimento devido à dilatância do solo e os efeitos de fronteira.

3.2.2.3. Modelo *Soft Soil*

O modelo *Soft Soil* corresponde a uma variante do modelo Cam-Clay sendo especialmente focado para solos moles normalmente consolidados, em compressão primária.

O modelo de tensão-deformação Cam-Clay representa o comportamento de materiais friccionais em compressão logarítmica e é definido por sucessivas curvas de cedência que correspondem a linhas de intersecção das paredes elásticas com as superfícies limites de estado que podem ser consideradas representações de potenciais plásticos (Maranha das Neves, 2004). Desta forma, os incrementos de deformação plástica são normais às curvas de cedência. No modelo Cam-Clay, à medida que o estado se desloca de uma curva de cedência para outra, mas sempre na superfície limite dos estados, ocorre cedência e endurecimento (ou amolecimento) e o solo rompe quando atinge a LEC (linha dos estados críticos). Para estados interiores à superfície limite dos estados, o solo tem um comportamento elástico.

No modelo *Soft Soil* assume-se uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica, ε_v , e a tensão média efetiva, p' , que pode ser formulada pela Eq. [35] para um carregamento primário.

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad [35]$$

Para manter a validade da expressão anterior é necessário estipular o valor unitário como valor mínimo permitido para p' . O parâmetro λ^* corresponde ao índice de compressão modificado que estabelece a compressibilidade do material durante o carregamento primário. Note-se que este índice difere do índice de compressão, λ , introduzido no modelo Cam-Clay, uma vez que o último se encontra definido segundo o índice de vazios do solo em vez da deformação volumétrica.

Quando o solo é descarregado após o primeiro carregamento e posteriormente recarregado, o solo caracteriza-se por uma menor deformabilidade, uma vez que não ocorre o desarranjo das partículas durante a descarga. Posto isto, o corpo tem uma rigidez diferente e a linha de descarga-recarga pode ser formulada pela Eq. [36] em termos do índice de expansão modificado, κ^* . Note-se que este índice também difere do índice de expansão, κ , introduzido no modelo Cam-Clay pelas razões anteriormente apontadas.

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad [36]$$

Repare-se, que apesar dos índices do modelo *Soft Soil* serem diferentes dos índices do modelo Cam-Clay, a relação λ^*/κ^* é, contudo, igual a λ/κ .

As expressões introduzidas podem ser apresentadas graficamente através do Gráfico 7.

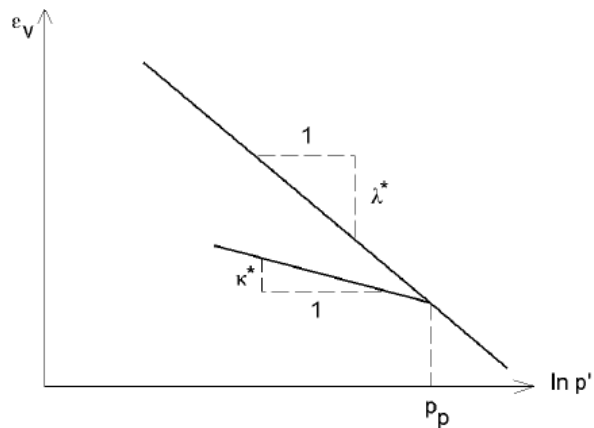


Gráfico 7 – Relação logarítmica entre a tensão média normal e a deformação volumétrica (Plaxis, 2010a)

Existem infinitas linhas de expansão, paralelas entre si, caracterizadas por um mesmo valor de κ^* , sendo definidas por diferentes tensões médias de cedência, p_p , a partir das quais o solo é descarregado durante o carregamento primário isotrópico. O parâmetro κ^* determina, assim, a compressibilidade do material durante a descarga e posterior recarga. A resposta do solo durante um ciclo de descarga-recarga é assumida como elástica, isto é, é interior à superfície limite dos estados referida, tal como se denota pelo expoente, e , utilizado na Eq. [36], sendo que o comportamento elástico é descrito pela lei de *Hooke*.

Em resumo, os parâmetros utilizados no modelo *Soft Soil* são o índice de compressão modificado, λ^* , o índice de expansão modificado, κ^* , os parâmetros de rotura do modelo *Mohr-Coloumb*, isto é, a coesão, c , o ângulo de atrito interno, ϕ , e ainda a dilatância, ψ .

3.3. Malha de elementos finitos

Completado o modelo geométrico, o modelo em elementos finitos deve ser gerado, isto é, a malha deve ser criada. A geração da malha é baseada no princípio da triangulação que procura dividir o domínio em elementos triangulares compatíveis com os materiais utilizados, otimizando os triângulos de forma a criar uma malha não estruturada.

Podem ser gerados vários tipos de malha, mais finas ou mais grosseiras, sendo ainda possível refinar as malhas ao longo de pontos, elementos lineares ou clusters que constituem os materiais. Tendo em conta que é expectável que ocorra uma concentração de tensões na coluna e conseqüentemente no geotêxtil e no reforço, é favorável gerar uma malha refinada ao longo desses elementos.

No presente estudo, foi realizada uma comparação entre vários tipos de malha incluindo e não incluindo o reforço na base do aterro como já foi esclarecido, e que pode ser consultado no Apêndice

B. Optou-se, finalmente, por gerar uma malha média refinada no reforço e no encamisamento tal como mostra a Figura 27.

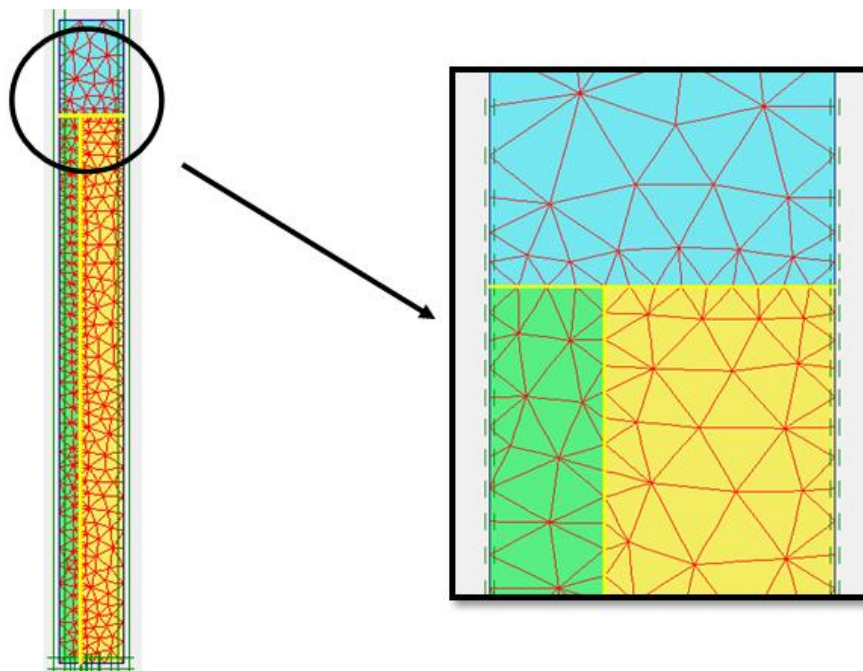


Figura 27 – Malha média refinada nos dois geossintéticos de reforço

3.4. Condições iniciais

Para o cálculo numérico é necessário definir as condições iniciais em termos de tensões efetivas. Para além disso, tendo em conta que o PLAXIS 2D foca o estudo de estruturas geotécnicas, é ainda necessário definir um estado de tensão inicial associado à geração de pressões intersticiais no solo.

No caso em estudo, as pressões intersticiais foram desenvolvidas a partir do nível freático coincidente com o terreno natural, isto porque não se considerou a existência de fluxo de água subterrâneo. Como se sabe da mecânica dos solos, a água tem uma significativa influência no comportamento dos solos. Essa influência ocorre tanto para uma resposta não drenada do solo, devendo ser estudado nestes casos o fenómeno da consolidação, como para uma resposta drenada, devendo o estudo, nestes casos, ser considerado em termos de tensões efetivas. Tendo em conta que no presente estudo o interesse é analisar os assentamentos finais no aterro, considerou-se, então, que todo o sistema responde em condições drenadas. Em conclusão, o campo de pressões intersticiais, gerado a partir dos dados de *input*, pode ser consultado na Figura 28.

As tensões efetivas iniciais num solo são influenciadas pelo peso do material e pela história da sua formação, ou seja, têm origem na gravidade. Este estado de tensão inicial é normalmente caracterizado pela tensão vertical inicial efetiva, $\sigma'_{v,0}$, e pela tensão horizontal inicial, $\sigma'_{h,0}$, que se relacionam através do coeficiente de impulso em repouso, K_0 ($\sigma'_{h,0} = K_0 \cdot \sigma'_{v,0}$). Posto isto, as tensões iniciais podem ser geradas com base no valor de K_0 (K_0 - *procedure*) em casos onde a superfície do

terreno seja horizontal e onde as camadas de solo e o nível freático sejam paralelos a essa superfície (Plaxis, 2010b).

No que diz respeito à geometria inicial do problema, não foram estudados os efeitos da instalação da coluna no solo mole, pelo que se considerou como condição inicial, o momento após a instalação da coluna e respetivo encamisamento e reforço no topo do sistema, anterior à construção do aterro. Com efeito, para esta situação inicial, as colunas desenvolvem-se perpendicularmente ao aterro, mas por uma questão de simplificação optou-se por utilizar o método K_0 na geração do campo de tensões iniciais. Neste seguimento, para a geração deste campo de tensões, deve ser desativada a *cluster* correspondente ao aterro, estando as restantes *clusters* e elementos ativos. O campo de tensões iniciais gerado pelo método K_0 pode ser consultado, também, na Figura 28.

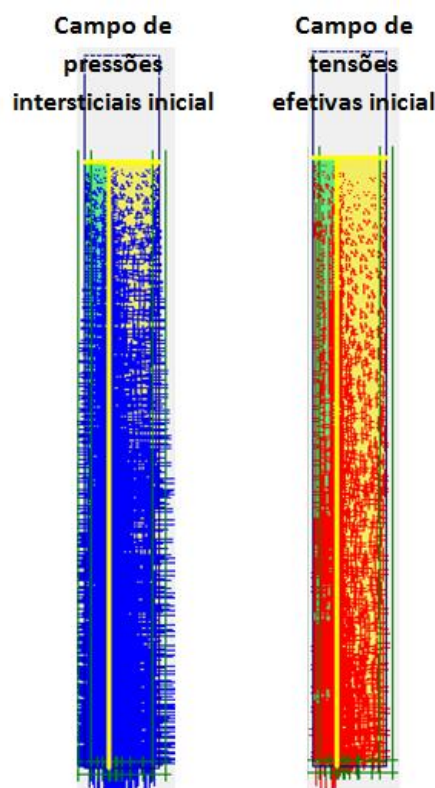


Figura 28 – Campo de pressões intersticiais iniciais e campo de tensões iniciais – PLAXIS 2D

Não obstante, estudos têm mostrado que a instalação de colunas granulares mesmo em solos muito moles, resulta no aumento do coeficiente de impulso lateral no solo após instalação das colunas, K^* . Nesse seguimento, estudos efetuados para colunas granulares tradicionais (Lima, 2012) permitiram concluir que a consideração de diferentes valores de K^* , tem influência nos assentamentos no solo mole, tal como se pode confirmar pela Gráfico 8. Note-se que o método de Priebe (1995) para colunas granulares convencionais considera $K^* = 1,0$. Posto isto, para se efetuar uma análise mais cuidada, seria recomendado estudar o impacto das várias fases da obra, desde a instalação da coluna até à construção faseada do aterro com o respetivo estudo do fenómeno da consolidação.

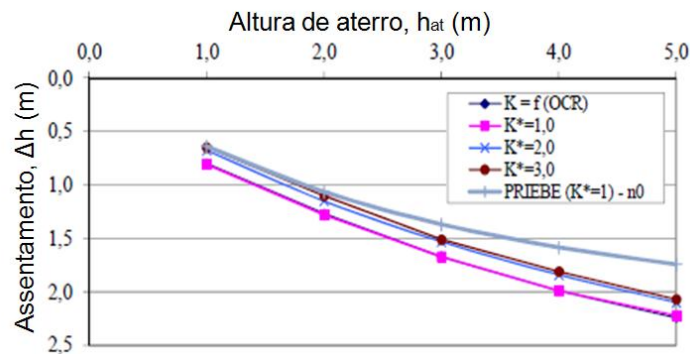


Gráfico 8 – Assentamentos em função do coeficiente de impulso após instalação de colunas granulares convencionais (adaptado de Lima (2012))

3.5. Cálculo plástico

O cálculo plástico deve ser utilizado quando se pretende realizar uma análise de deformações elastoplásticas, na qual não é necessário considerar a variação do excesso de pressão intersticial com o tempo. Quando não é atualizada a malha deformada, a matriz rigidez num cálculo plástico normal é baseada na geometria original indeformada e o cálculo é efetuado de acordo com a teoria das pequenas deformações.

O fenómeno da consolidação é um processo que corresponde à variação de volume de um solo associado à expulsão de água devido à aplicação de um incremento de tensão. Caso o comportamento do solo seja drenado, então, não se desenvolve qualquer excesso de pressão intersticial e as deformações no solo consideram-se simultâneas à aplicação da tensão (assentamentos imediatos). Quando o comportamento do solo é não drenado, a aplicação de uma carga, resultante por exemplo da construção de um aterro, provoca um excesso de pressão intersticial que estimula o aumento das tensões totais no solo. Não obstante, é a água que inicialmente suporta a carga aplicada e, por essa razão, as tensões efetivas no solo não se alteram no momento do carregamento. O fenómeno da consolidação corresponde, então, à transferência de carga suportada pela água, para as partículas sólidas constituintes do solo, através da dissipação não linear com o tempo, do excesso de pressão intersticial e correspondente aumento das tensões efetivas. Nestes casos, ocorre uma evolução dos assentamentos com o tempo que deve ser devidamente estudada (Maranha das Neves, 2004). Repare-se, porém, que no final do processo de consolidação, obtém-se um estado de tensão total e efetiva, e de volume, iguais aos obtidos em condições drenadas.

Conclui-se que a diferença entre o carregamento drenado e não drenado encontra-se na relação entre a taxa de carregamento e de percolação que por sua vez se relaciona com a permeabilidade do solo e com a velocidade do carregamento.

Neste seguimento, colunas granulares funcionam como drenos verticais de grande diâmetro pelo que o processo de consolidação radial dos solos moles reforçados com colunas granulares se dá de forma muito rápida (cerca de 2/3 meses) dependendo do afastamento e diâmetro das colunas. Posto isto, considera-se que os assentamentos provocados no aterro são praticamente imediatos e que, por essa razão, o solo tem uma resposta drenada ao carregamento imposto, não se considerando a ocorrência de excessos de pressões intersticiais que tenham impacto significativo no comportamento do sistema. Para além disso, o objetivo do presente trabalho corresponde à análise dos assentamentos finais, isto é, ao comportamento a longo prazo do aterro e do solo tratado, e não ao estudo da evolução dos assentamentos com o tempo. Saliente-se ainda que o estudo em condições drenadas (análise a longo prazo) conduz à situação mais condicionante em termos de assentamentos finais, isto é, corresponde à situação onde são alcançados os assentamentos e tensões máximos.

Tendo em conta o exposto, efetuou-se um cálculo plástico (elastoplástico) que permite obter a resposta final do solo quando solicitado por um determinado carregamento. Adicionalmente, considerou-se que as deformações não teriam impacto significativo na forma da geometria. Neste seguimento, não foram consideradas grandes deformações e o cálculo foi efetuado com base na malha indeformada (teoria das pequenas deformações).

Relativamente à carga aplicada durante o cálculo plástico, o carregamento foi modelado através da aplicação instantânea de toda a camada de aterro no topo do solo tratado, isto é, não foi simulada a construção em etapas do mesmo. A construção em etapas é dispensável uma vez que a sua consideração apenas faria sentido caso se efetuasse o cálculo numérico tendo em conta o fenómeno de consolidação do solo.

3.6. Output

Procedendo-se à análise numérica com base num cálculo plástico, é interessante, a partir dos resultados de *output*, confirmar alguns dos comportamentos esperados para este tipo de sistema.

Com efeito, a título de exemplo, para uma altura de aterro igual 1,75 m, camada de argila igual a 10 m, célula unitária com 1,2 m de raio, coluna com raio igual a 0,4 m e um geotêxtil com rigidez à tração igual a 1000 kN/m, pode-se concluir, por consulta da Figura 29 – A, a ocorrência de uma maior concentração de tensões na coluna, isto é, pode-se confirmar o desenvolvimento do efeito de arco no aterro. Por outro lado, a partir da Figura 29 – B, pode-se observar a malha em elementos finitos após a construção do aterro (malha deformada) com o refinamento no geotêxtil e no reforço. Por fim, na Figura 29 – C, com a respetiva legenda, é possível analisar os deslocamentos verticais que, como seria de esperar, são máximos no topo do solo mole, de menor valor no topo da coluna e praticamente nulos perto da base do sistema. Repare-se, ainda, que os assentamentos no topo do aterro têm diferentes ordens de grandeza, evidenciando que, para uma altura de aterro igual a 1,75 m, ocorrem assentamentos diferenciais na sua superfície.

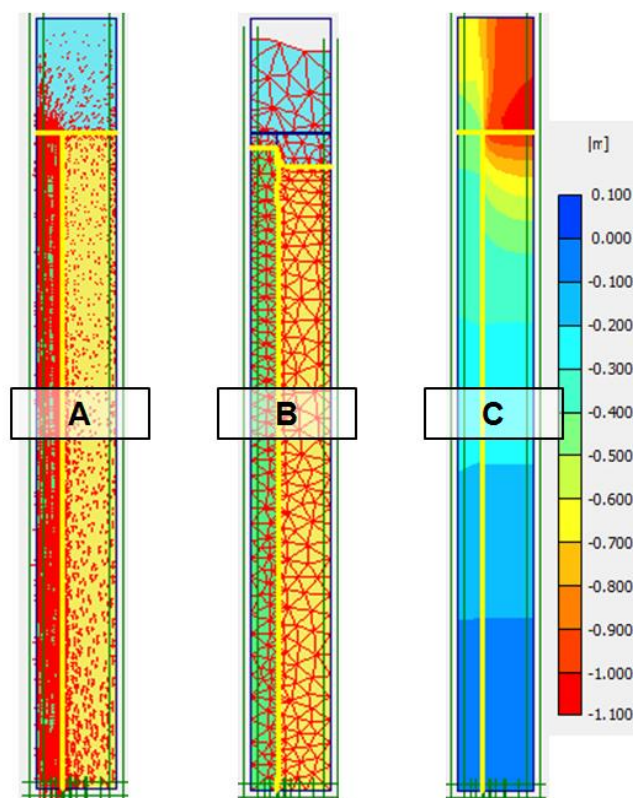


Figura 29 – Tensões efetivas (A), malha deformada (B) e deslocamentos verticais no sistema (C)

Em estudos numéricos efetuados para colunas granulares encamisadas, e desenvolvidos na COPPE/UFRJ, foram obtidos resultados em termos da concentração das tensões verticais e em termos das deformações no sistema, que podem ser comparados com as conclusões tecidas anteriormente. Estas análises foram também realizadas a partir do método de elementos finitos utilizando o *software* PLAXIS 2D e simuladas a partir do conceito de célula unitária sem consideração do reforço na base do aterro.

O Gráfico 9 mostra a evolução das tensões verticais na coluna e no solo mole com a altura de aterro, para a análise numérica, através do método de elementos finitos (FEM), e para a análise analítica (AM), e para uma camada de argila com 10 m de espessura e um encamisamento com rigidez à tração anelar de 1000 kN/m. Repare-se que, como seria de esperar, a concentração de tensões é maior na coluna e que essa concentração aumenta com a altura de aterro. É interessante também notar que a concentração de tensões no solo aumenta para os níveis de carregamento analisados, e que os resultados do modelo analítico estão de acordo com os resultados numéricos.

Os resultados obtidos a partir desses mesmos estudos realizados na COPPE/UFRJ, em termos das deformações verticais no sistema, podem ser consultados no Quadro 3, para uma camada de argila com 10 m de espessura e um encamisamento com rigidez à tração anelar de 4000 kN/m. Esses resultados mostram a malha deformada com a respectiva deformação do encamisamento da coluna e confirmam, ainda, que a coluna encamisada sofre assentamentos inferiores aos assentamentos sofridos no topo do solo mole (Almeida *et al.*, 2013).

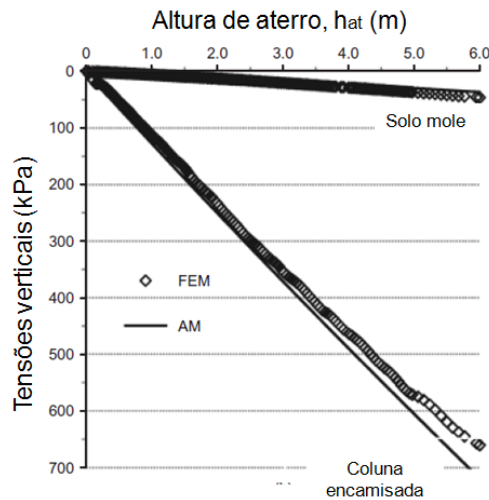
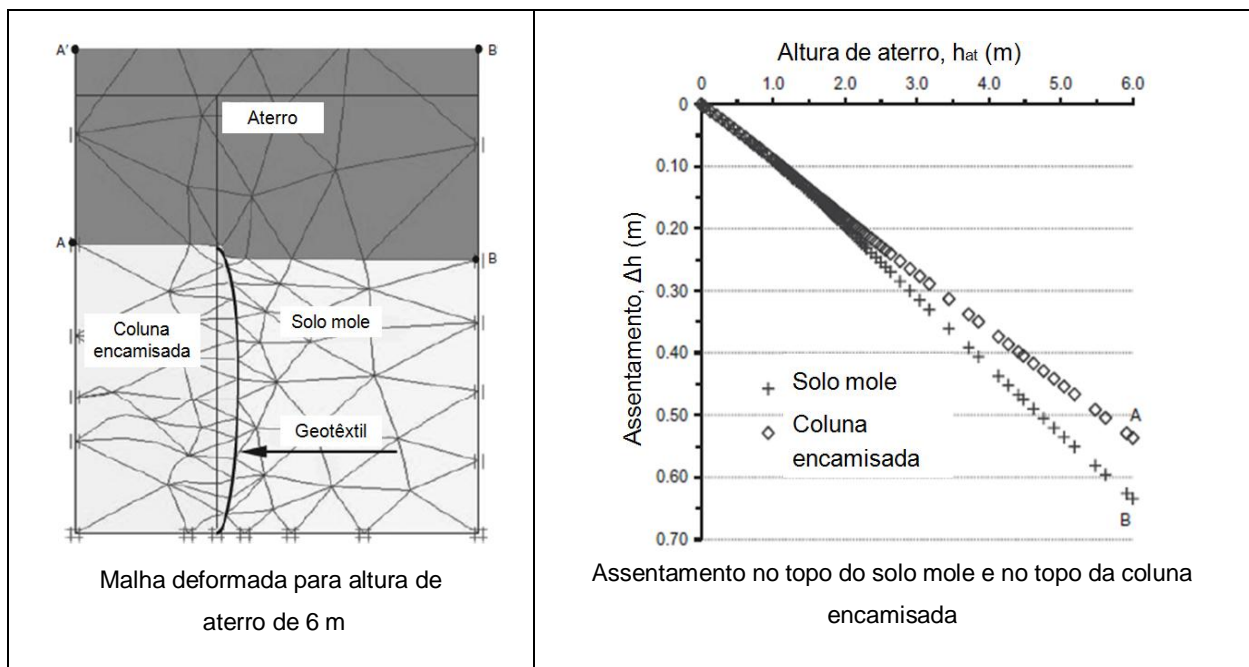


Gráfico 9 – Resultados numéricos para a evolução das tensões verticais com a h_{at} (adaptado de Almeida *et al.* (2013))

Quadro 3 – Resultados numéricos obtidos na COPPE/UFRJ para colunas encamisadas em termos das deformações desenvolvidas (adaptado de Almeida *et al.* (2013))



Para as condições mencionadas anteriormente e associadas ao estudo numérico efetuado no presente trabalho, a partir da Figura 30 podem-se analisar os deslocamentos verticais na coluna e respetivo encamisamento, que crescem da base para o topo da coluna, (ver Figura 30 – A); os deslocamentos horizontais ao longo da coluna, com uma evolução irregular no seu comprimento, sofrendo, em média, um aumento a partir do topo e diminuindo depois até à base (Ver Figura 30 – B); e, por fim, o desenvolvimento dos esforços de tração anelar no encamisamento, com uma evolução semelhante aos deslocamentos horizontais, evidenciando a dependência da mobilização destes esforços com as deformações laterais da coluna (Ver Figura 30 – C).

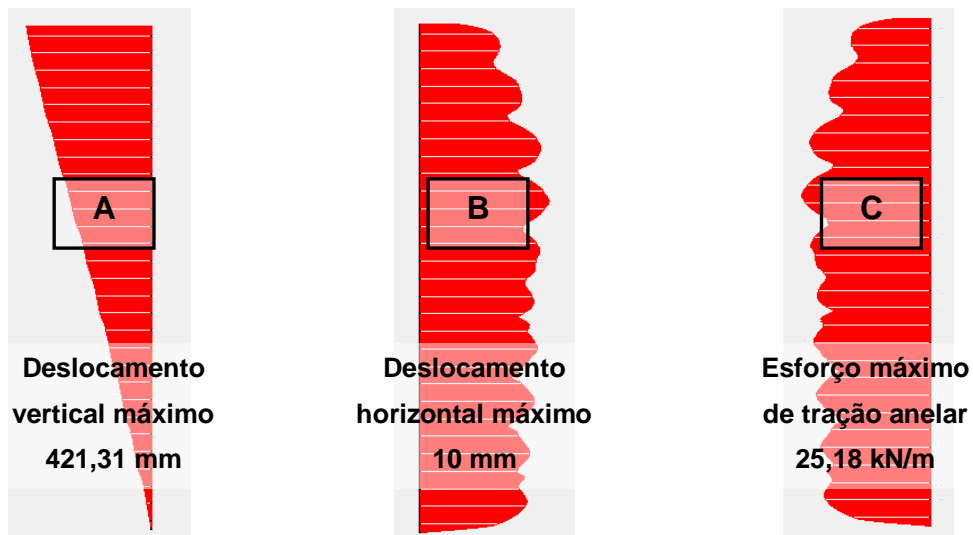


Figura 30 – Deslocamentos verticais (A), deslocamentos horizontais (B) e esforços de tração anelar ao longo do encamisamento (C) – PLAXIS 2D

Por fim, analisando o geossintético de reforço e para as condições anteriores, a evolução associada aos deslocamentos verticais desenvolvidos no mesmo, podem ser consultados na Figura 31 – A, e a evolução dos esforços de compressão axial na Figura 31 – B. Repare-se, então, que se desenvolvem deslocamentos verticais de maior magnitude na região do solo, enquanto os esforços de compressão axial se desenvolvem basicamente na região da coluna, revelando que ocorre uma concentração de tensões na mesma (efeito de arco). Note-se que tanto a Figura 30 como a Figura 31 pretendem apenas ajudar a esclarecer qualitativamente as evoluções seguidas para essas grandezas no caso geral, pelo que não é analisado o seu valor numérico.

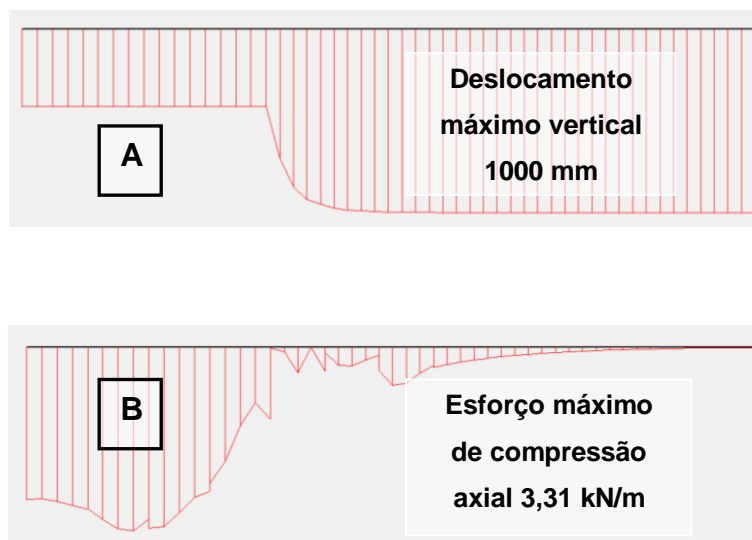


Figura 31 – Deslocamentos verticais (A) e esforços de compressão axial no reforço (B) – PLAXIS 2D

Neste seguimento, compreendendo-se o cálculo numérico descrito neste capítulo, é agora possível analisar os resultados decorrentes das várias iterações efetuadas.

4. Análise de resultados – parâmetros que afetam a altura crítica

Procede-se no presente capítulo, à análise dos resultados associados à altura crítica de um aterro suportado por um solo reforçado com colunas de areia encamisadas, bem como à avaliação dos parâmetros que influenciam o seu desenvolvimento.

Relembre-se que foi já estipulada a influência que o diâmetro e espaçamento entre colunas têm no desenvolvimento da altura crítica de aterros suportados por estacas (Filz *et al.*, 2012). No entanto, comparativamente, as colunas de areia encamisadas e o solo muito mole, funcionam como um sistema muito mais interdependente, com as colunas a mobilizar a sua capacidade de carga através da sua própria deformação lateral e confinando, conseqüentemente, o solo entre colunas. Torna-se, então, importante, tendo em conta a diferença entre o comportamento do sistema com colunas encamisadas e o sistema com estacas, esclarecer e confirmar quais os parâmetros que afetam a altura crítica do aterro no primeiro caso.

Considera-se que os parâmetros com relevância no estudo de solos muito moles reforçados com colunas de areia encamisadas correspondem à rigidez à tração do encamisamento, à compressibilidade da argila mole, à espessura da camada de argila mole e à razão de substituição que dá a percentagem de colunas na área de solo tratada.

Para o estudo de cada um desses parâmetros, o objetivo central foi estimar os assentamentos diferenciais finais a longo prazo, correspondentes a aterros com várias espessuras. Para esse efeito, foram, então, efetuadas sucessivas iterações com incrementos de 0,25 m de altura do aterro, até uma altura razoavelmente superior à altura para a qual o aterro não experiencia assentamentos diferenciais finais no seu topo (altura crítica). As iterações efetuadas foram estudadas para 3 valores de rigidez de geotêxtil, 3 valores de compressibilidade da argila mole, 3 valores de espessura da camada de argila mole e 3 valores para a razão de substituição. Os assentamentos diferenciais superficiais foram obtidos a partir da diferença entre os assentamentos desenvolvidos no centro da coluna (mínimos) e na extremidade da célula unitária (máximos).

Repare-se que, para um sistema formado por elementos de coluna introduzidos num corpo muito deformável (argila mole), é expectável que, ao analisar aterros de altura conseqüentemente superior, os assentamentos diferenciais na sua superfície aumentem até um valor máximo, decrescendo a partir desse valor até se anularem. Por outras palavras, os assentamentos diferenciais começam a diminuir desde o seu valor máximo, até que o aterro tenha rigidez suficiente para que, através de rearranjos estruturais, os movimentos na sua base se propaguem à superfície por meio de um assentamento uniforme. Esta problemática é devidamente justificada nas secções que se seguem

Para que fosse possível definir com segurança qual o modelo geométrico a adotar, bem como o tipo de cálculo numérico a efetuar, procedeu-se ao desenvolvimento, numa primeira fase, de iterações

com o intuito de constituírem primeiras aproximações ao problema em estudo. Essas iterações e estudo preliminar encontram-se no Apêndice B.

Terminada a validação do modelo e estudo preliminar, o modelo padrão para os estudos conduzidos e citados anteriormente, para além da constância das restantes propriedades dos materiais, é o que se encontra representado na Tabela 5. Repare-se que para o estudo de cada parâmetro se procede à alteração de um dos valores expostos na Tabela 5, mantendo-se constantes os restantes.

Tabela 5 – Propriedades padrão utilizadas nas iterações efetuadas no PLAXIS 2D

$h_s = h_c$	r_c	r_E	a_c	J	J_R	λ^*	κ^*
10 m	0,4 m	1,2 m	11,1%	1000 kN/m	400 kN/m	0,240	0,042

O raio da célula unitária relaciona-se com a razão de substituição através da Eq. [37].

$$a_c = \left(\frac{r_c}{r_E}\right)^2 \quad [37]$$

Avalia-se seguidamente o impacto que os parâmetros abordados apresentam no desenvolvimento da altura crítica, bem como a interpretação relativa aos acontecimentos que têm lugar no aterro e no solo tratado, para as alturas de aterro estudadas.

4.1. Módulo de rigidez do encamisamento

O encamisamento em geotêxtil permite confinar a coluna de areia, incrementando a sua rigidez axial aos esforços de compressão. Ressalve-se, então, que uma coluna quando encamisada deve apresentar uma rigidez axial superior a uma coluna tradicional. A escolha por um geotêxtil com maior rigidez à tração deve proporcionar uma redução dos deslocamentos laterais e verticais na coluna. Deste modo, uma coluna nestas condições deve permitir, ainda, a diminuição da deformabilidade do sistema solo-coluna, com a conseqüente redução dos assentamentos gerais no sistema.

Para o estudo da altura crítica influenciada pelo tipo de encamisamento utilizado, foram realizadas sucessivas iterações para 3 valores de rigidez à tração: 1000, 2000 e 4000 kN/m, para uma malha média refinada no geotêxtil e no reforço, e para os restantes valores expostos na Tabela 5.

4.1.1. Esforços máximos de tração anelar no geotêxtil

O comportamento em termos de deformações de colunas encamisadas em solos muito moles é determinado, sobretudo, pelo confinamento oferecido pelo encamisamento. Considera-se, então, importante, para otimizar a compreensão dos fenómenos em causa, a análise das curvas que mostram a evolução dos esforços de tração anelar máximos, $N_{máx}$, no encamisamento, em função das várias espessuras de aterro e da rigidez do geotêxtil. Essas curvas encontram-se representadas no Gráfico 10.

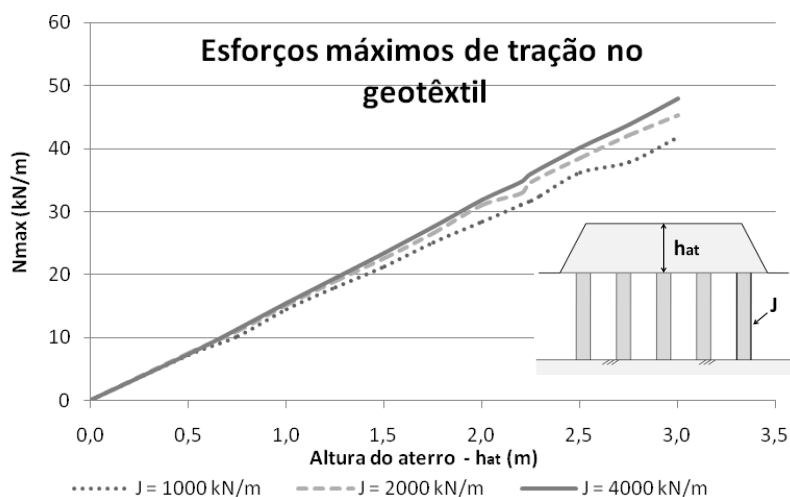


Gráfico 10 – Esforço máximo de tração no geotêxtil para J=1000, J=2000 e J=4000 kN/m

Pela análise do Gráfico 10 é possível concluir que, para os 3 casos estudados, o valor máximo dos esforços de tração anelar aumenta de forma sensivelmente linear para aterros de maior altura, evidenciando a mobilização da resistência do encamisamento, isto é, o confinamento da coluna, com o aumento da carga final. Este comportamento linear está de acordo com estudos efetuados por Almeida *et al.* (2013) e presentes no Gráfico 11. Ressalve-se que esses resultados são para os esforços médios e, por essa razão, para alturas de aterro correspondentes, inferiores aos expostos no Gráfico 10.

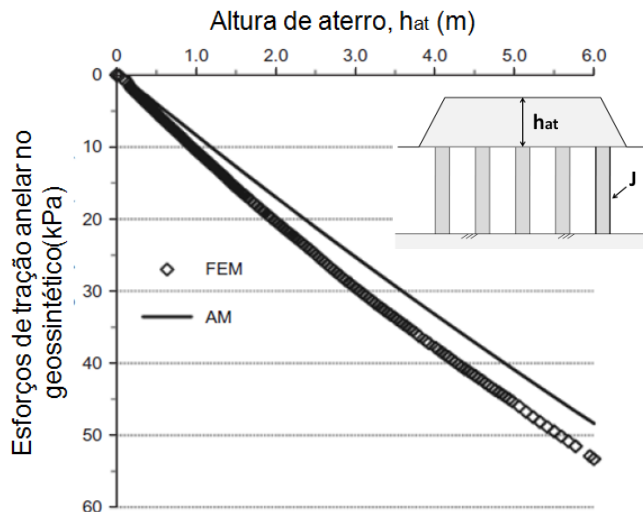


Gráfico 11 – Esforços de tração anelar médios no geossintético com a altura de aterro obtidos analítica (AM) e numericamente (FEM) (adaptado de Almeida *et al.* (2013))

A partir do Gráfico 10, pode-se, no entanto, inferir que os resultados não diferem de forma significativa quando se faz variar a rigidez do geotêxtil, isto é, que a variação da rigidez entre 1000 e 4000 kN/m, não parece afetar significativamente as deformações na coluna e conseqüentemente as tensões mobilizados no geotêxtil. Não obstante, este fenómeno não invalida o facto de ser o encamisamento o principal responsável pelo confinamento das colunas. Apesar do exposto, note-se

que os valores estimados são superiores para colunas menos rígidas. Este comportamento mostra que, para um mesmo nível de carga, quanto mais baixa for a rigidez do encamisamento, maior será a deformação permitida à areia e, naturalmente, menores as tensões mobilizadas no encamisamento. Em contrapartida, se o geotêxtil for mais rígido, este vai permitir um confinamento mais eficiente da coluna, impedindo, conseqüentemente, de forma mais eficaz o desenvolvimento de deformações laterais na coluna, através da mobilização de tensões de maior magnitude.

4.1.2. Assentamentos na base do aterro

Para se entender o comportamento em termos de assentamentos no topo do aterro, é importante analisar, primeiramente, o comportamento em termos de assentamentos na base do mesmo.

O Gráfico 12 representa os assentamentos no topo da coluna e o assentamento máximo no topo do solo mole para várias alturas de aterro e para uma coluna de areia com encamisamento caracterizado por $J = 1000 \text{ kN/m}$.

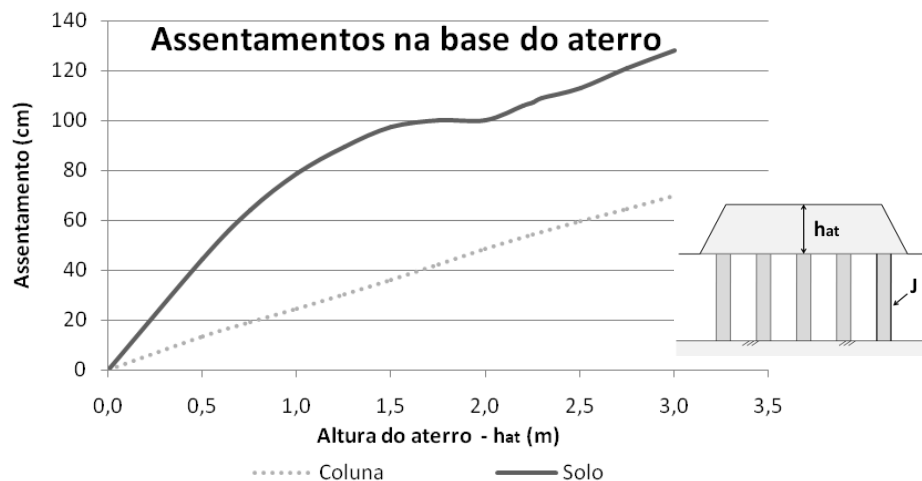


Gráfico 12 – Assentamentos na base do aterro no topo da coluna e do solo mole ($J=1000 \text{ kN/m}$)

Pela análise do Gráfico 12, pode-se concluir, como seria de esperar, que os assentamentos finais a longo prazo no topo da coluna são inferiores aos assentamentos finais no topo do solo mole. Repare-se, também, que ocorre o aumento dos assentamentos a longo prazo associados aos dois elementos, para maiores espessuras finais de aterro. Este facto evidencia a dependência da mobilização da capacidade de carga da coluna de areia encamisada e subsequente confinamento do solo entre colunas, com o nível de carga aplicada.

O Gráfico 13 representa, por sua vez, os assentamentos máximos a longo prazo no sistema, desenvolvidos no topo da camada de argila mole, para várias alturas de aterro e para os 3 valores da rigidez do geotêxtil estudados.

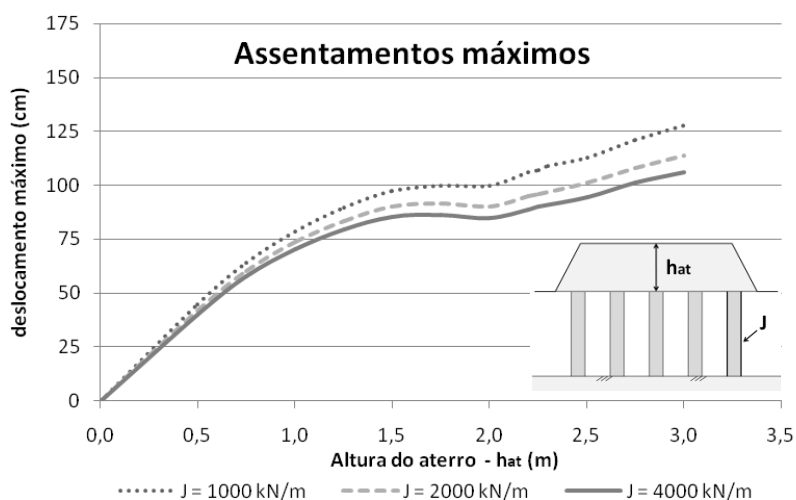


Gráfico 13 – Assentamento máximo na base do aterro com altura de aterro para J=1000, J=2000 e J=4000 kN/m

A partir da análise do Gráfico 13, é possível inferir que os assentamentos máximos no sistema são maiores para colunas menos rígidas. Este comportamento seria de esperar, já que, colunas com rigidez axial menor, determinada pelo menor confinamento oferecido pelo encamisamento, permitem o desenvolvimento de maiores deformações no seu topo. Neste seguimento, tendo em conta que a massa de solo entre colunas é a mesma, devido à maior expansão lateral da coluna, o solo é confinado e obrigado a sofrer maiores deformações, isto é, assentamentos de maior magnitude. Este facto corrobora a teoria de que o sistema solo-coluna é interdependente, isto é, a rigidez da coluna afeta diretamente a capacidade de carga do solo entre colunas e, conseqüentemente, a rigidez global do sistema. Repare-se que no limite, para elementos muito rígidos (estacas), não ocorre efeito de *bulging* e o confinamento entre colunas é significativamente mais baixo e, conseqüentemente, as deformações no solo devem ser também inferiores.

Não obstante, repare-se que os valores dos assentamentos a longo prazo no topo do solo mole não divergem muito entre si quando se altera a rigidez do geotêxtil. Este comportamento seria de esperar já que, na constância dos restantes parâmetros e para a mesma célula unitária, a alteração na rigidez à tração do geotêxtil não parece afetar as deformações nas colunas e, conseqüentemente, as deformações no solo.

4.1.3. Assentamentos diferenciais no topo do aterro

O Gráfico 14 mostra a evolução dos assentamentos diferenciais no topo do aterro, para valores associados a diferentes alturas finais de aterro, e para os 3 valores analisados correspondentes à rigidez à tração anelar do encamisamento. Reforce-se novamente que se estão a analisar os assentamentos finais a longo prazo, associados a diferentes alturas finais de aterro.

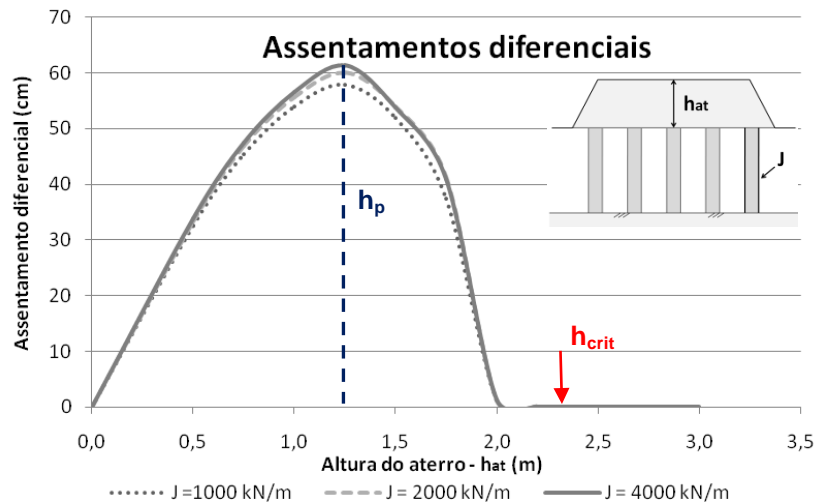


Gráfico 14 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m

A partir do gráfico anterior, pode-se concluir que a altura crítica não é afetada pela rigidez do geotêxtil uma vez que se chegou ao valor de 2,30 m para essa altura e para as 3 análises realizadas. Repare-se que os assentamentos diferenciais parecem, visualmente, nulos para a altura de aterro de 2,0 m. Não obstante, para essa altura ocorre um assentamento muito pequeno mas existente, e a altura crítica é atingida apenas para a altura de 2,30 m.

Por outro lado, pode-se ainda depreender a partir das envolventes obtidas, que os resultados para os assentamentos diferenciais com a altura do aterro, não diferem muito entre si. Este comportamento é justificado pelo facto do geotêxtil não afetar de forma significativa as deformações na coluna e conseqüentemente as deformações no solo. Conclui-se, então, que a alteração na rigidez do encamisamento, para a mesma célula unitária, não parece ter impacto relevante no desenvolvimento dos assentamentos diferenciais a longo prazo no topo do aterro, nem tão pouco no desenvolvimento da altura crítica.

Não obstante, considera-se importante analisar o comportamento das curvas antes de ser atingida a altura crítica, para que se possa entender inteiramente os resultados representados no Gráfico 14. Como se pode observar nesse gráfico, confirma-se que os assentamentos diferenciais finais crescem até um valor máximo, para a altura de aterro, h_p , de aproximadamente 1,25 m, decrescendo a partir desse valor, até ao valor nulo para a altura crítica, h_{crit} . Repare-se que a altura de pico h_p , bem representada no Gráfico 14, é constante para qualquer dos 3 valores da rigidez à tração do encamisamento, mostrando que o seu valor parece não ser sensível a este parâmetro.

Analise-se, então, com recurso aos gráficos (Gráfico 15, Gráfico 16, Gráfico 17 e Gráfico 18) representados no Quadro 4, para a razão de substituição em estudo (11,1%), o comportamento do sistema para todas as alturas finais de aterro estudadas. Para esse efeito, no Quadro 4, encontram-se representados, para além dos assentamentos diferenciais a longo prazo para cada altura de aterro, também as tensões verticais no topo da coluna, no topo do solo e ainda a razão entre essas duas tensões em função de cada altura de aterro estudada.

Quadro 4 – Comparação entre vários parâmetros para $a_c = 11,1\%$ e para $J = 1000 \text{ kN/m}$

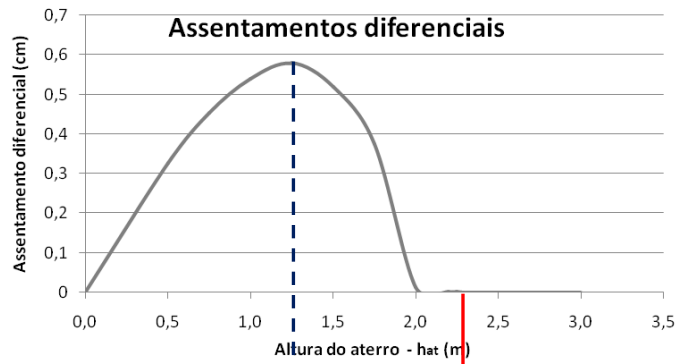


Gráfico 15 – Assentamentos diferenciais

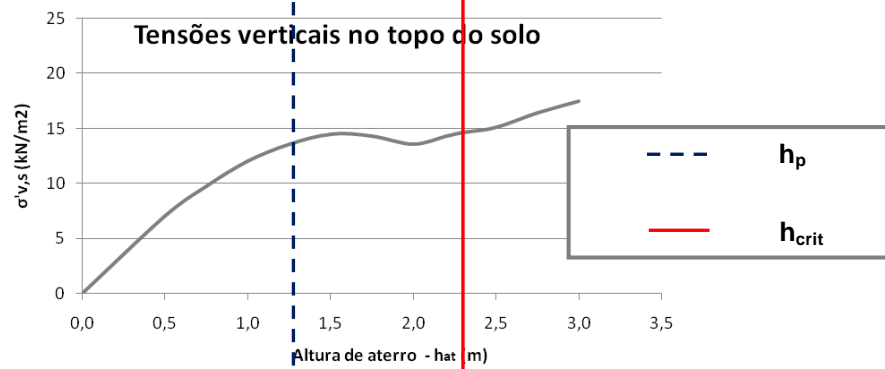


Gráfico 16 – Tensões verticais no topo do solo

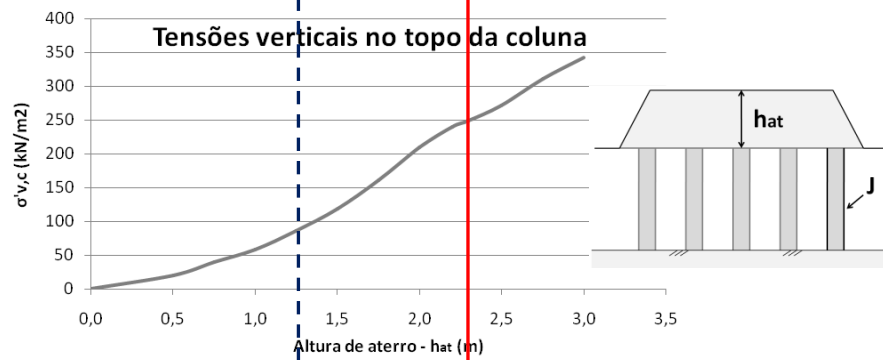


Gráfico 17 – Tensões verticais no topo da coluna

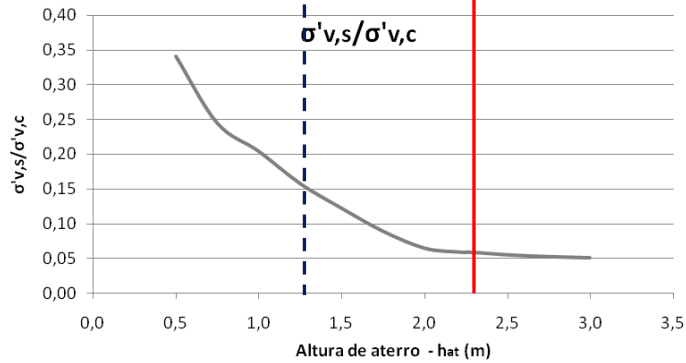


Gráfico 18 – Razão entre as tensões verticais na base do aterro

Pela análise do Gráfico 16 e do Gráfico 17, confirma-se que as tensões verticais a longo prazo são maiores para aterros de maior espessura, tanto no topo da coluna como no topo do solo mole. Não obstante, ressalte-se que as tensões finais na coluna, têm um crescimento muito mais acentuado com a altura final de aterro, do que as tensões atuantes na camada de argila mole. Realiza-se, com esta evidência que, ocorrendo uma concentração superior de tensões no topo da coluna, a transferência de carga do aterro para o solo tratado se dá, como seria de esperar, pelo efeito de arco.

Uma importante conclusão que se pode retirar é que as tensões a atuar no topo do solo, superiormente e inferiormente ao reforço, são da mesma ordem de grandeza, evidenciando que a modelação bidimensional a partir do conceito de célula unitária não tem em consideração o efeito de membrana que o reforço deveria introduzir, ignorando a sua contribuição para o efeito de arco e obrigando o solo a suportar toda a carga definida pelo arco. Na verdade, como foi referido, o efeito de membrana é desprezável quando a razão entre a rigidez da coluna e do solo mole é baixa.

Analisando o Gráfico 18, observa-se que o valor máximo estimado para a relação entre as tensões verticais no topo do solo e na coluna, $\sigma'_{v,s}/\sigma'_{v,c}$, correspondente ao inverso do fator de concentração n , é de 0,35, evidenciando que já para alturas reduzidas de aterro, a coluna recebe mais carga. Observa-se também que o valor mínimo estimado é de 0,05 para alturas de aterro superiores à crítica. Deste modo, constata-se a diminuição da razão $\sigma'_{v,s}/\sigma'_{v,c}$ com o carregamento final, a qual permite entender que, para alturas consecutivamente superiores de aterro, as diferenças que se desenvolvem entre as tensões verticais atuantes na coluna e na camada de argila são sucessivamente maiores. Essa diminuição ocorre, até estabilizar para $\sigma'_{v,s} = 0,05\sigma'_{v,c}$ e para uma altura de aterro igual à crítica, isto é, a partir dessa altura, a argila mole recebe sempre 5% da carga atuante na coluna e a taxa de crescimento das tensões verticais na base do aterro cresce linearmente com a carga final, tanto no solo como na coluna. Note-se que para a análise dos fenómenos em causa, a evolução obtida de $1/n$ com a altura de aterro ao invés de n é mais clara, razão pela qual se optou por esta análise.

Neste seguimento, pode-se concluir que, para alturas inferiores à crítica, as depressões que se criam à superfície do aterro afetam o encaminhamento de cargas, razão pela qual as tensões no topo do solo seguem uma evolução convexa e no topo da coluna uma evolução (ligeiramente) côncava. Para alturas superiores à crítica não ocorrem assentamentos diferenciais no topo do aterro e o comportamento do sistema solo-coluna passa a ser uniforme, ocorrendo uma estabilização no encaminhamento de cargas no aterro. Essa uniformização pode, então, ser interpretada como a mobilização total do efeito de arco na plataforma de transferência de carga.

Repare-se que as tensões verticais finais no topo do solo crescem para alturas finais de aterro consecutivamente superiores, estando esta evidência de acordo com os resultados obtidos por Almeida *et al.* (2013) e expostos anteriormente no Gráfico 9 e ainda de acordo com a teoria de Terzaghi para estacas. Não obstante, esse comportamento não se enquadra na teoria defendida por Guido *et al.* para estacas. A teoria de Terzaghi defende que o efeito de arco depende, entre outros

parâmetros já mencionados, da altura de aterro. Já o método de Guido *et al.*, defende a formação de um arco imutável para qualquer altura de aterro superior à altura do arco, isto é, defende a fixação das tensões a atuar na camada de argila mole para alturas de aterro superiores à altura do arco.

Ressalve-se que foi modelada uma célula unitária que pretende representar o comportamento de todas as colunas presentes numa dada área de solo. Para se corroborar as hipóteses defendidas no presente trabalho, dever-se-ia efetuar uma análise de tensões-deformações através da modelação numérica, se possível tridimensional, do sistema com mais colunas.

Relembre-se, também, que se está a modelar uma coluna com valores baixos de rigidez e que pode perturbar a análise numérica e a resposta do sistema. Não obstante, foi já referido, que o módulo de deformabilidade das colunas não afeta de forma relevante o desenvolvimento de assentamentos no aterro e não parece afetar, como já foi confirmado, os assentamentos diferenciais no seu topo. Esta evidência será confirmada mais à frente quando se efetuar um breve estudo sobre elementos de coluna rígidos (estacas).

Analise-se, agora, o desenvolvimento dos assentamentos diferenciais superficiais a longo prazo correspondentes a cada altura de aterro que antecede e sucede a altura crítica. Para tal, observe-se o Gráfico 19 que exhibe a evolução dos assentamentos finais no topo do aterro, separadamente na região da coluna e na região do solo, para cada altura de aterro estudada e, a título de exemplo, para um encamisamento com rigidez igual a 1000 kN/m.

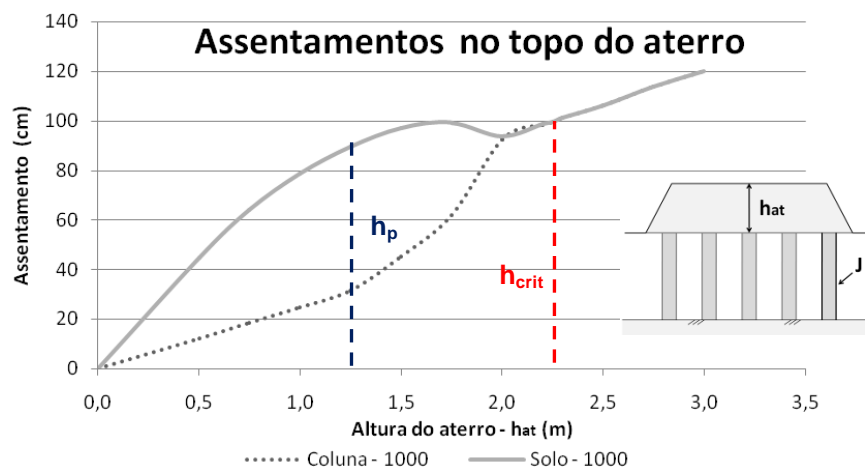


Gráfico 19 – Assentamentos no topo do aterro ao nível da coluna e do solo ($J=1000$ kN/m)

Repare-se, então, que a os assentamentos máximos no topo do aterro se verificam na região do solo mole não tratado e têm um crescimento convexo até à altura crítica, isto é, os assentamentos máximos têm um crescimento mais acentuado até à altura correspondente ao pico de assentamentos diferenciais (h_p), estabilizando e diminuindo para espessuras muito próximas da altura crítica. Em contrapartida, os assentamentos mínimos no topo do aterro verificam-se na região da coluna e têm um crescimento côncavo até à altura crítica, ou seja, os assentamentos mínimos têm um crescimento mais baixo com a altura de aterro até que, para a altura correspondente ao pico (h_p), ocorre uma

mudança de comportamento, e os assentamentos começam gradualmente a aumentar até igualarem os assentamentos na região do solo. Para alturas de aterro superiores à crítica constata-se que os assentamentos no topo do aterro são iguais (assentamento diferencial nulo), e crescem para alturas de aterro também superiores.

Note-se que a resposta de uma camada de solo depende da sua espessura e da rigidez do estrato inferior. Um aterro sobre um solo muito mole reforçado com elementos verticais bastante mais rígidos (colunas) tem uma resposta distinta, em termos de deformação, na área rígida das colunas e na região muito deformável do solo. Deste modo, na região da coluna, quanto mais espessa for a camada de aterro, maiores serão os deslocamentos no seu topo. Por outro lado, na região do solo mole, sucede o oposto, isto é, devido à sua elevada deformabilidade, será precisa uma camada mais espessa de aterro, para que, por mobilização do efeito de arco, os assentamentos na base do aterro e que acompanham a significativa deformação da camada de solo, não se propaguem até ao topo.

Posto isto, até à altura h_p , devido à sua reduzida espessura, resulta um aterro muito sensível ao contraste entre a rigidez do solo mole e das colunas. Tendo em conta o exposto, um aterro nestas condições acompanha a deformação na região do solo e quase não sofre assentamentos ao nível da coluna. Ressalve-se que os assentamentos ao nível da coluna dependem da rigidez da coluna, não sendo, contudo, essa deformação comparável à deformação do solo, e que no limite (estacas), não ocorre a deformação da coluna. Deste modo, para alturas de aterro inferiores a h_p , os assentamentos a longo prazo na base e no topo do aterro são da mesma ordem de grandeza e aumentam, especialmente na região do solo mole, com a carga. Neste seguimento, ocorre o aumento dos assentamentos diferenciais para alturas de aterro inferiores a h_p . Pela Figura 32, para $J = 1000$ kN/m e $h_{at} = 0,75$ m, inferior a h_p , confirma-se visualmente que os assentamentos na base do aterro são praticamente da mesma ordem de grandeza que os assentamentos sofridos no topo.

A partir da altura h_p , o aterro tem rigidez (espessura) suficiente para que, através de rearranjos estruturais, os assentamentos na região superficial do aterro, ao nível das colunas, sejam superiores aos verificados na base, e ao nível do solo mole sejam inferiores aos desenvolvidos na base. Nestas condições, os assentamentos no topo do aterro ao nível da coluna começam a aumentar para alturas superiores e os assentamentos ao nível do solo começam a estabilizar até à altura h_p . Para esta fase ocorre uma diminuição dos assentamentos diferenciais na superfície do aterro. Confirme-se pela Figura 32 que, para $J = 1000$ kN/m e para $h_{at} = 1,75$ m, superior a $1,25$ m, os assentamentos no topo da coluna, por rearranjos estruturais no corpo do aterro, são inferiores aos que se desenvolvem no topo do aterro ao nível da coluna. Em oposição, deve-se reparar que os assentamentos no topo do solo mole são superiores aos que se desenvolvem na superfície do aterro ao nível da argila mole.

Tendo em conta o exposto, a diminuição dos assentamentos diferenciais ocorre até se anular quando o aterro tem espessura suficiente para conseguir mobilizar totalmente o efeito de arco e permitir que os assentamentos diferenciais na sua base se propaguem até ao seu topo por meio de um

assentamento uniforme como mostra a Figura 32 para $J = 1000 \text{ kN/m}$ e para $h_{at} = 2,75 \text{ m}$ superior à altura crítica. Conclui-se, assim, que o desenvolvimento da altura h_p está diretamente associado ao contraste entre a rigidez das colunas e do solo, e que deve depender da área da plataforma rígida e da área da plataforma deformável, isto é, do diâmetro da coluna e do vão entre colunas (razão de substituição). Repare-se, no entanto, como se pode concluir pela Figura 32, que a diferença entre os assentamentos na base e no topo do aterro é maior ao nível das colunas e que, por essa razão, a rigidez da coluna deve ter maior impacto no desenvolvimento de h_p . Consequentemente, espera-se que o diâmetro da coluna tenha maior impacto no desenvolvimento dessa altura.

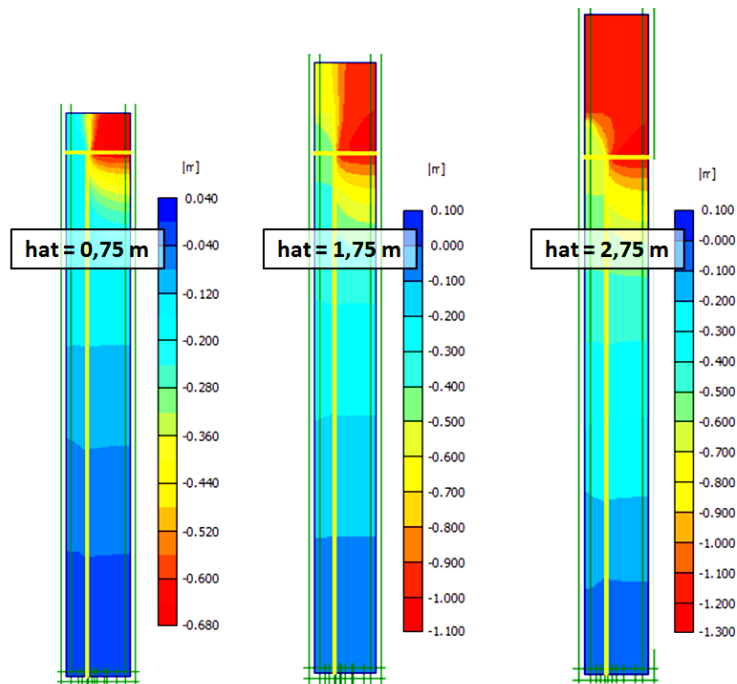


Figura 32 – Deslocamentos verticais para alturas de aterro $h_{at} = 0,75, 1,75$ e $2,75 \text{ m}$

Como já foi esclarecido, colunas de igual diâmetro encamisadas por um geotêxtil de maior módulo e, conseqüentemente, com maior rigidez axial, implicam o desenvolvimento de menores assentamentos no topo do solo mole não tratado. Não obstante, colunas mais rígidas permitem também a mobilização de assentamentos de menor magnitude no topo das mesmas. Posto isto, apesar de os assentamentos em toda a base do aterro serem inferiores para colunas mais rígidas, os assentamentos diferenciais são maiores exatamente para essas colunas, ressaltando-se e reforçando-se que a sua magnitude não é significativamente afetada pela rigidez da coluna. Esta evidência mostra que, graças ao elevado contraste entre a rigidez da coluna e do solo mole, a primeira tem, naturalmente, um maior impacto na resposta do sistema, quando se mantém constante a compressibilidade e a massa de solo entre colunas. Em conclusão, a diferença entre assentamentos na coluna e no solo mole, fazendo variar a rigidez axial de colunas de igual diâmetro, depende fundamentalmente da deformação da coluna. Por outras palavras, os assentamentos diferenciais, alterando a rigidez do geotêxtil e na constância dos restantes parâmetros, deverão ser

tanto maiores quanto menor for a deformação da coluna, isto é, quanto maior a rigidez à tração do encamisamento, justificando-se assim as curvas expostas no Gráfico 14.

4.1.4. Tensões verticais na base do sistema

Apesar do trabalho em curso focar a análise da altura crítica, é de grande importância para a compreensão do funcionamento do sistema a longo prazo, conhecer as tensões verticais a atuar na base do solo tratado de fundação, para as várias alturas de aterro simuladas. Esta análise possibilita a otimização da compreensão dos fenômenos envolvidos na transferência de carga pelos elementos de fundação indireta.

O Gráfico 20 representa a evolução das tensões verticais efetivas na base do solo, $\sigma'_{v,s,base}$, para os 3 valores de rigidez do encamisamento estudados, e o Gráfico 21 a evolução das tensões verticais efetivas na base da coluna, $\sigma'_{v,c,base}$, também para esses 3 valores estudados. Relembre-se que a análise numérica não considerou a contribuição do efeito de membrana associado ao reforço.

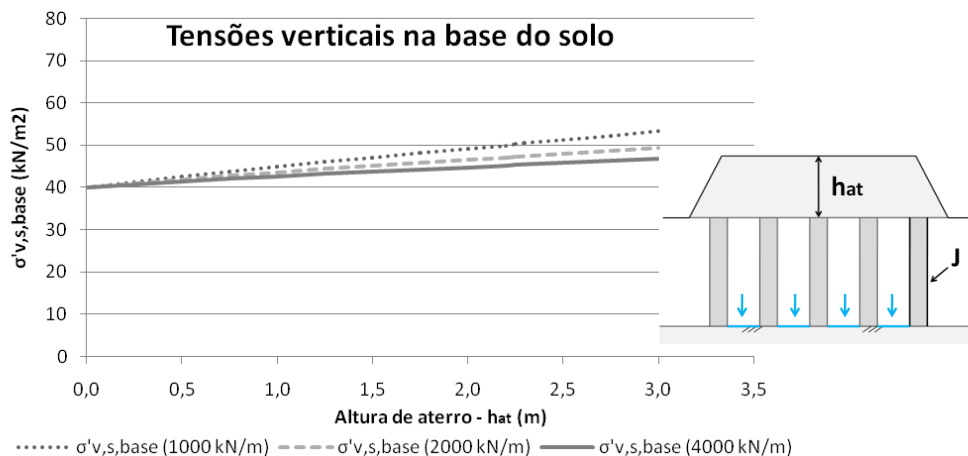


Gráfico 20 – Tensões verticais na base do solo variando a rigidez do geotêxtil

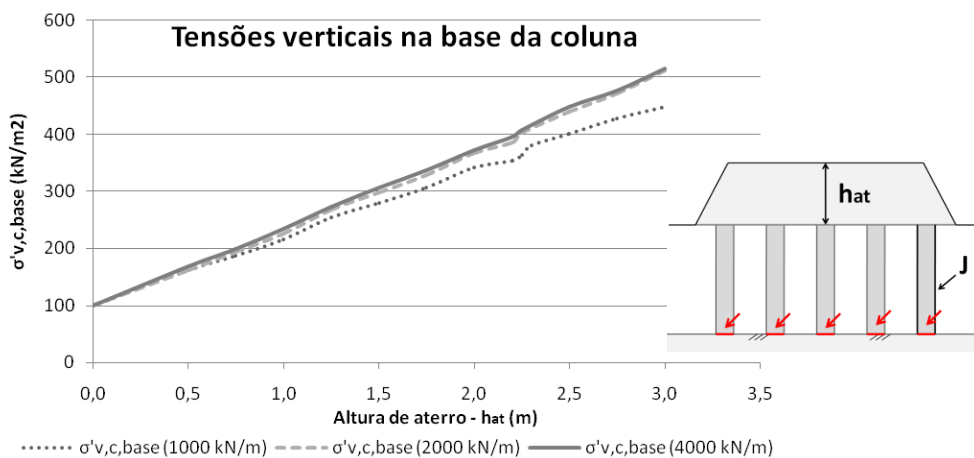


Gráfico 21 – Tensões verticais na base da coluna variando a rigidez do geotêxtil

Repare-se que as tensões iniciais na base do sistema ($h_{at} = 0$ m) são função do peso da coluna e do solo. Deste modo, tendo presentes os pesos volúmicos associados a cada um dos materiais modelados, as tensões efetivas iniciais na base do sistema são dadas pela Eq. [38] para a coluna e pela Eq. [39] para o solo mole.

$$\sigma'_{v,c,base,0} = (\gamma_c - \gamma_w)h_c \quad [38]$$

$$\sigma'_{v,s,base,0} = (\gamma_s - \gamma_w)h_s \quad [39]$$

Onde γ_c , γ_s e γ_w são respetivamente os pesos volúmicos do material da coluna (20 kN/m^3), do solo mole (14 kN/m^3) e da água (10 kN/m^3). Assim, para as condições em estudo, o valor para a tensão vertical efetiva inicial na base da coluna é 100 kN/m^2 e na base da camada de argila mole 40 kN/m^2 , encontrando-se esses valores bem representadas nos gráficos anteriores.

A partir da análise do Gráfico 20 e do Gráfico 21 compreende-se que as tensões na base da coluna tomam valores superiores para aterros de maior altura e para colunas mais rígidas. É expectável, tendo em conta que a concentração de tensões nas colunas depende do nível de carregamento, que as tensões transmitidas ao estrato inferior competente sejam maiores para maiores alturas finais de aterro. Por outro lado as tensões na base do solo são superiores, também para aterros de maior altura e para colunas menos rígidas. As tensões na base do solo crescem para alturas maiores de aterro, evidenciando que o solo não transmite, por atrito negativo, toda a carga que lhe é transmitida no seu topo. Este fenómeno é justificado pelo confinamento oferecido pela deformação das colunas.

Repare-se que a concentração de tensões no topo da coluna e no solo, para a mesma altura de aterro, são independentes da rigidez do encamisamento (igual altura crítica). Posto isto, para o mesmo vão entre colunas, colunas mais deformáveis promovem maiores deformações na massa de solo (confinamento), incrementando a sua capacidade de carga, razão pela qual as tensões permitidas na base do solo são maiores para colunas menos rígidas. Em oposição, colunas mais rígidas confinam menos a massa de solo adjacente, e esta é obrigada, por atrito negativo, a transmitir uma maior percentagem da carga para as colunas, razão pela qual as tensões na base das colunas são maiores para colunas mais rígidas. Note-se, porém, e corroborando o que foi anteriormente exposto, que a alteração na rigidez de colunas encamisadas de igual diâmetro não afeta de forma significativa a magnitude das tensões na base do sistema.

Procede-se agora ao estudo do impacto da compressibilidade da argila mole no estudo dos assentamentos diferenciais no topo do aterro e conseqüente desenvolvimento da altura crítica.

4.2. Compressibilidade da camada de argila mole

Todos os materiais existentes sofrem deformações quando submetidos a incrementos de tensão. A estrutura multifásica do solo confere-lhe um comportamento próprio, que leva a que, a aplicação de um esforço de compressão sobre o mesmo conduza à variação do seu volume. Uma das principais

causas de assentamentos em aterros construídos sobre solos moles é a compressibilidade desses mesmos solos, ou seja, a diminuição do seu volume sob ação de cargas aplicadas.

A camada de argila mole, como já foi esclarecido, é simulada pelo modelo *Soft Soil*. Neste modelo, para o primeiro carregamento o solo é caracterizado pelo invariante λ^* . Para um ciclo de descarga-recarga, o solo é caracterizado pelo invariante κ^* . A relação entre esses invariantes modificados com os parâmetros do modelo Cam-Clay é a expressa pela Eq.[40] e pela Eq. [41].

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad [40]$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \quad [41]$$

Já a relação com os parâmetros correspondentes a uma compressão e a uma expansão unidimensionais é a expressa pelas Eq. [42] e pela Eq. [43] respetivamente.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1 + e_0)} \quad [42]$$

$$\kappa^* \approx \frac{C_s}{2,3(1 + e_0)} \quad [43]$$

Note-se que os índices C_c e C_s , presentes nas duas expressões anteriores, correspondem respetivamente aos índices unidimensionais de compressibilidade e de expansibilidade. Esses índices são dados pela Eq. [44] e pela Eq. [45] respetivamente.

$$C_c = -\frac{e - e_0}{\Delta \log \sigma'} \quad [44]$$

$$C_s = -\frac{e - e_k}{\Delta \log \sigma'} \quad [45]$$

Neste seguimento, deduz-se que quanto maior o valor de C_c e C_s de um solo, maiores serão as deformações para as mesmas condições de carregamento. Deste modo, é expectável que para valores superiores dos invariantes característicos do modelo *Soft Soil*, ocorram, conseqüentemente, maiores assentamentos.

Para avaliar se a compressibilidade da argila tem influência no desenvolvimento da altura crítica do aterro foram efetuadas iterações para 3 tipos de argila representados na Tabela 6. Note-se que, para uma mesma argila, a relação entre os parâmetros estudados tem de ser constante para os 3 tipos de solos estudados.

Tabela 6 – Valores dos parâmetros do modelo *soft soil* utilizados no estudo da altura crítica

λ^*	κ^*	κ^*/λ^*
0,12	0,021	0,175
0,24	0,042	0,175
0,48	0,084	0,175

Foram, então, realizadas iterações para várias alturas finais de aterro, mais uma vez, para uma malha média refinada no encamisamento e no reforço, e para os restantes valores expostos na Tabela 5. Os resultados obtidos são explorados nas secções que se seguem.

4.2.1. Esforços máximos de tração anelar no geotêxtil

O Gráfico 22 representa a evolução dos esforços de tração anelar máximos desenvolvidos a longo prazo no encamisamento com o aumento da altura de aterro.

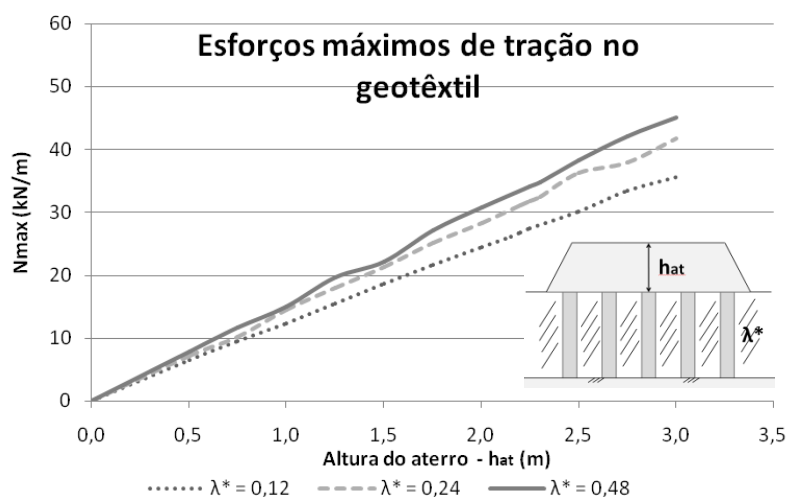


Gráfico 22 – Esforço máximo de tração no geotêxtil com altura do aterro para $\lambda^*=0,12, 0,24$ e $0,48$

Repare-se pela análise do Gráfico 22 que, para a mesma altura final de aterro, os esforços devido à extensão anelar do encamisamento são maiores para solos mais compressíveis. Este comportamento é esperado uma vez que se sabe que solos mais competentes permitem o melhor confinamento das colunas pela mobilização do passivo (princípio das colunas convencionais). Posto isto, quanto menos compressível for o solo (menor valor de λ^*), maior será a sua capacidade para confinar a coluna e menor terá de ser a mobilização da resistência do encamisamento, resultando, assim, em menores extensões e esforços de tração no geotêxtil.

Não obstante, note-se que a compressibilidade da argila mole tem um impacto não muito significativo na mobilização da resistência do geotêxtil. Com efeito não ocorrem discrepâncias significativas entre as 3 envolventes obtidas. Desta forma, conclui-se que a compressibilidade da argila mole, isto é, o confinamento oferecido pelo solo não tem impacto relevante nas deformações das colunas, o qual, em colunas encamisadas, depende fundamentalmente da extensão do encamisamento e não tanto da mobilização no passivo do solo (princípio das colunas encamisadas).

Mais uma vez, o desenvolvimento dos esforços de tração no geotêxtil varia de forma aproximadamente linear com a carga, evidenciando o confinamento oferecido à coluna de areia.

4.2.2. Assentamentos diferenciais no topo do aterro

Relativamente à evolução dos assentamentos diferenciais a longo prazo com a altura final de aterro para os 3 valores de compressibilidade estudados, obteve-se uma evolução semelhante à estudada em 4.1.3 e que pode ser consultada no Gráfico 23.

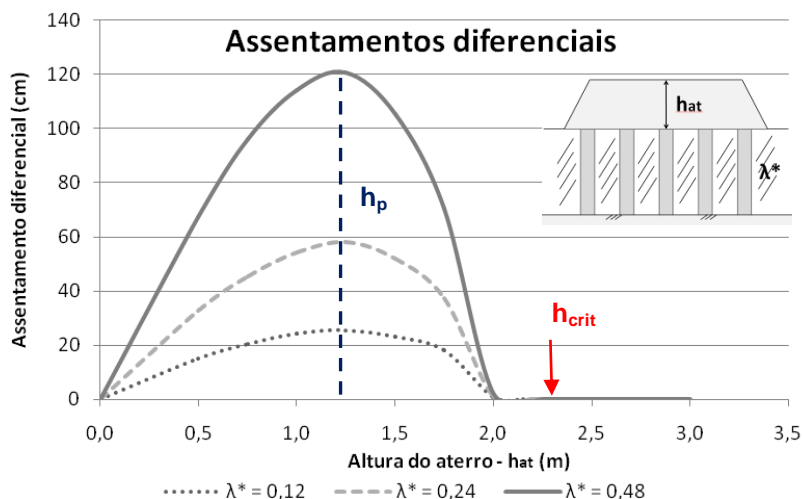


Gráfico 23 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $\lambda^* = 0,12, 0,24$ e $0,48$

O Gráfico 23 evidencia, mais uma vez, para os 3 valores de compressibilidade, um pico de assentamentos para uma altura de aterro igual a 1,25 m, revelando-se que essa altura é independente da compressibilidade da argila. Não obstante, repare-se que este parâmetro influencia de forma significativa, contrariamente à rigidez do encamisamento, a amplitude do pico. Por outro lado, o gráfico anterior revela ainda que os assentamentos diferenciais no topo do aterro se anulam para uma altura de 2,30 m para uma argila com $\lambda^* = 0,24$ e $0,48$, e para uma altura de 2,20 m para uma argila com $\lambda^* = 0,12$, o que mostra que a transferência de cargas para colunas e solo (efeito de arco) é praticamente independente da compressibilidade da argila.

Note-se que apesar da diferença anterior ser desprezável, esta revela que, para solos menos compressíveis, a altura crítica obtida é inferior. Esse comportamento é justificado já que se espera que solos menos compressíveis sofram menores deformações e que, por essa razão, usufruam de uma maior capacidade de carga permitindo, assim, a mobilização do efeito de arco para uma altura de aterro menor (altura crítica). Apesar do exposto, conclui-se que a compressibilidade não tem influência significativa na altura crítica.

Deste modo, a partir da análise do Gráfico 23, pode-se afirmar que os assentamentos diferenciais são tanto maiores quanto mais compressível for o solo, podendo-se observar, como já foi referido, que contrariamente ao ocorrido no estudo desenvolvido para a variação da rigidez do geotêxtil, a compressibilidade afeta de forma significativa a magnitude dos assentamentos diferenciais.

Repare-se que o comportamento de colunas tradicionais é sobretudo afetado pelo confinamento oferecido pelo solo, o qual depende da sua compressibilidade, e que possibilita a mobilização da sua capacidade de carga. No entanto, o encamisamento da coluna através de um geotêxtil permite que o seu comportamento seja fundamentalmente determinado pelo confinamento oferecido pelo geotêxtil e não pelo confinamento oferecido pelo solo. Neste seguimento, e como já foi concluído da análise dos esforços de tração anelar, a compressibilidade da argila não tem grande influência nas deformações desenvolvidas pela coluna. Torna-se, então, interessante avaliar a evolução dos assentamentos máximos na célula unitária com a carga aplicada, os quais, como se sabe, têm lugar no topo da camada de argila não tratada. Essa evolução encontra-se representada no Gráfico 24, para os 3 valores de compressibilidade, e mostra, como seria de esperar, que os assentamentos máximos aumentam com a compressibilidade e com a altura de aterro. Note-se que o aumento dos assentamentos máximos para alturas de aterro superiores à crítica mostra mais uma vez, que o efeito de arco e, conseqüentemente, as tensões atuantes no topo do solo parecem depender da carga aplicada (altura de aterro).

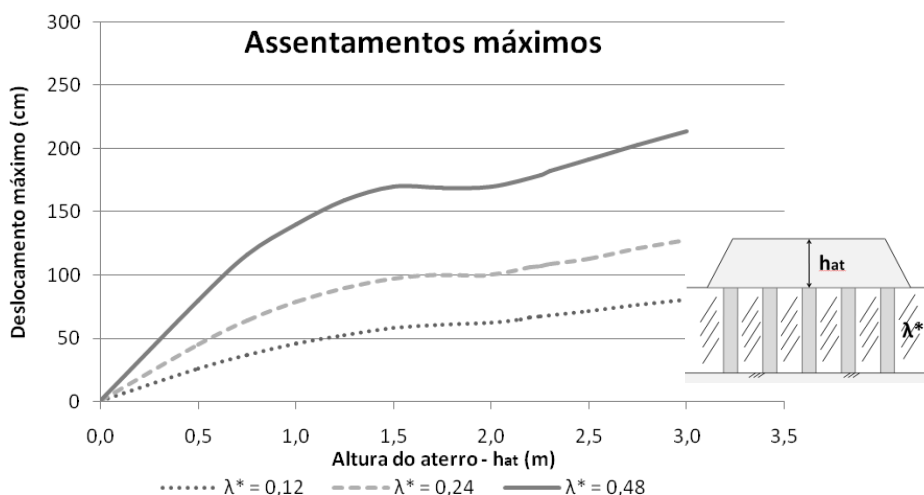


Gráfico 24 – Assentamento máximo na base do aterro com a altura de aterro para $\lambda^*=0,12, 0,24$ e $0,48$

O Gráfico 24 evidencia uma significativa discrepância entre as envolventes obtidas. Posto isto, tendo em conta que a concentração de tensões na base do aterro é independente da compressibilidade da argila (igual altura crítica), essa discrepância revela que, para o mesmo nível de carga a atuar no topo do solo, solos mais compressíveis e com menor capacidade de carga respondem através de um assentamento de maior magnitude.

Finalizando, na constância dos restantes parâmetros, como a compressibilidade do solo mole não tem grande impacto na resposta das colunas e tendo em conta que as deformações no solo são bastante afetadas por este parâmetro, os assentamentos diferenciais são determinados sobretudo pelas deformações no solo, justificando-se assim as divergências entre as 3 envolventes obtidas no Gráfico 23.

4.2.3. Tensões verticais na base do sistema

O Gráfico 25 representa as tensões verticais efetivas desenvolvidas a longo prazo na base do solo mole para os 3 valores de compressibilidade da argila estudadas e o Gráfico 26 as tensões verticais efetivas na base da coluna também para esses 3 valores. Relembre-se que a análise numérica não considerou a contribuição do efeito de membrana que o reforço idealmente introduz no efeito de arco.

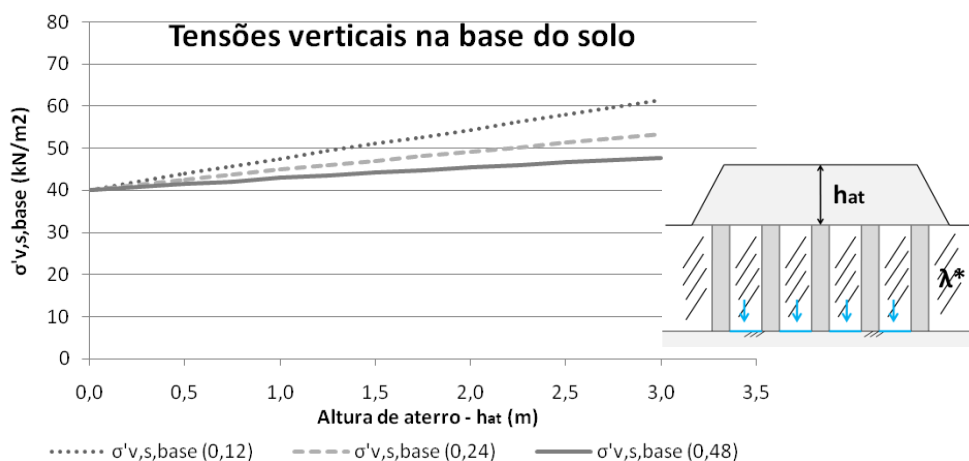


Gráfico 25 – Tensões verticais na base do solo variando a compressibilidade da argila mole

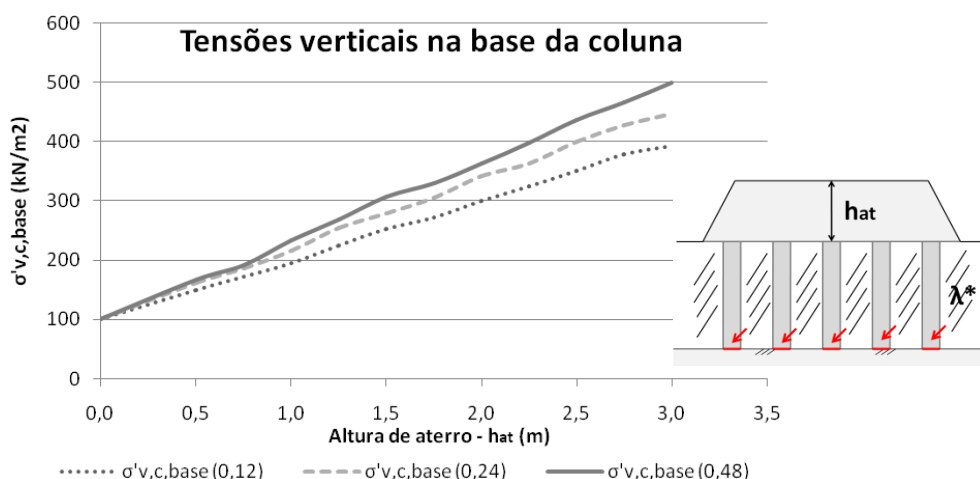


Gráfico 26 – Tensões verticais na base da coluna variando a compressibilidade da argila mole

Reforce-se que as tensões verticais iniciais na base do sistema ($h_{at} = 0$ m) são função do peso da coluna e do solo mole. Deste modo, mais uma vez, para as condições em estudo, o valor para a tensão vertical efetiva inicial na base da coluna é 100 kN/m^2 e na base do solo 40 kN/m^2 , encontrando-se esses valores devidamente discriminados nos gráficos anteriores.

A partir da análise do Gráfico 25 observa-se que as tensões verticais efetivas na base do solo são maiores para aterros de maior altura e para solos menos compressíveis. Mais uma vez, as tensões verticais são superiores para alturas maiores de aterro, o que revela que o solo se encontra confinado devido à deformação das colunas e não transmite, por atrito negativo, toda a carga que lhe é transmitida no seu topo.

Não obstante, repare-se que a altura crítica não se altera muito com a compressibilidade do solo. Consequentemente, a concentração de tensões no topo da coluna e no topo do solo mole é independente desse parâmetro. Este facto permite explicar que, quando solicitadas pelo mesmo nível de carga no seu topo, argilas menos compressíveis tenham uma maior capacidade de carga e permitam transferir uma maior percentagem da carga a atuar no seu topo para o estrato inferior competente, isto é, permitam o desenvolvimento de maiores tensões efetivas na sua base. Por outro lado, argilas mais compressíveis têm uma menor capacidade de carga e em resposta sofrem maiores deformações no seu topo, sendo obrigadas a transmitir, por atrito negativo, mais carga para as colunas, razão pela qual as tensões na base das colunas são maiores para argilas mais compressíveis, tal como se pode confirmar pelo Gráfico 26.

As tensões efetivas na base da coluna crescem, naturalmente, com a altura final de aterro uma vez que as tensões no topo das colunas crescem também com o carregamento final aplicado (princípio das fundações indiretas).

Procede-se agora ao estudo do impacto da espessura da camada de argila mole no estudo dos assentamentos diferenciais no topo do aterro e conseqüente desenvolvimento da altura crítica.

4.3. Espessura da camada de argila mole

A espessura da camada de argila mole é importante no comportamento do sistema, na medida em que influencia também, para além do comportamento da própria camada, o comprimento da coluna e, conseqüentemente, a sua rigidez axial. Para avaliar se este parâmetro tem impacto no desenvolvimento da altura crítica do aterro, foram efetuadas várias análises para 3 valores diferentes: 5, 10 e 15 m de espessura de argila mole e comprimento das colunas.

Repare-se que, analisando o comportamento no topo de duas camadas de solo com diferentes espessuras e localizadas sobre um estrato inferior competente, se confere que a camada menos espessa tem uma resposta mais rígida às solicitações impostas pelo carregamento. No entanto, quando se introduzem elementos de coluna numa camada de solo muito mole, devido ao elevado contraste entre a rigidez das colunas e do solo, espera-se que a alteração na espessura da argila mole tenha especial impacto na resposta do sistema devido à alteração da rigidez das colunas e não tanto à alteração da rigidez da camada de argila.

Foram, então, efetuadas várias análises a longo prazo alterando a altura final de aterro e o comprimento das colunas e a espessura da camada de argila, para uma malha média refinada no encamisamento e no reforço, e para os restantes valores expostos na Tabela 5. Os resultados obtidos para essas iterações são explorados nas secções que se seguem.

4.3.1. Esforços máximos de tração anelar no geotêxtil

Mais uma vez analisam-se os esforços desenvolvidos a longo prazo no encamisamento, devido ao seu papel fundamental no comportamento de colunas de areias encamisadas instaladas em solos muito moles.

O Gráfico 27 mostra a evolução dos esforços de tração anelar máximos que se desenvolvem no geotêxtil para cada altura de aterro estudada. É curioso verificar que, para todas as espessuras de argila, existe uma coincidência quase perfeita entre os resultados obtidos. Adicionalmente, verifica-se, mais uma vez, o aumento praticamente linear dos esforços com a altura do aterro, que confirma o modelo seguido para o encamisamento (elástico linear) e o confinamento oferecido à coluna de areia.

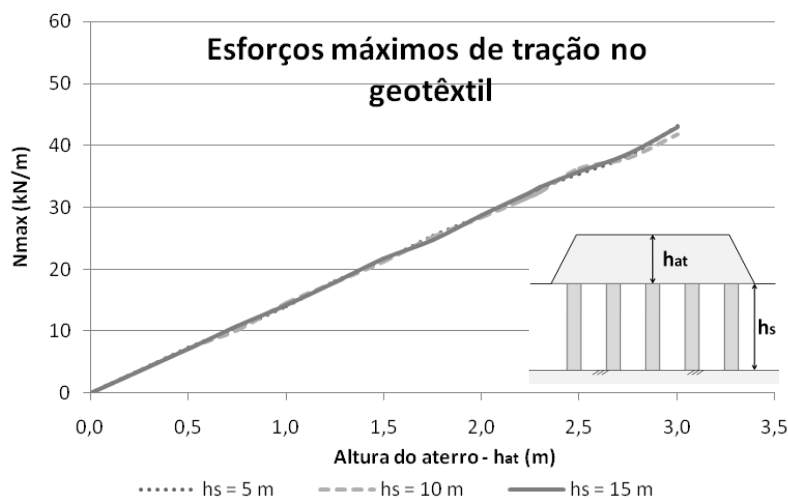


Gráfico 27 – Esforço máximo de tração no geotêxtil com a altura de aterro para $h_s = 5, 10$ e 15 m

Analisando os resultados representados no Gráfico 27, seria de esperar que colunas de igual diâmetro mais curtas, com um comportamento axial mais rígido, impedissem, de forma mais eficiente, o desenvolvimento de deformações e, conseqüentemente permitissem menores esforços máximos de tração anelar. Porém, como já foi evidenciado, há uma coincidência quase perfeita dos resultados obtidos para as 3 espessuras de argila mole estudadas. Este fenómeno mostra que o comprimento da coluna, na constância dos restantes parâmetros em estudo, não possui grande influência no desenvolvimento das tensões máximas no encamisamento. A justificação para este facto encontra-se associada ao efeito de *bulging* que se desenvolve, essencialmente, na zona superior das colunas. Posto isto, como as colunas têm igual diâmetro, igual afastamento entre si, igual encamisamento e a argila mole tem características iguais, e ainda tendo presente que, normalmente, os esforços de tração anelar máximos ocorrem na região superior da coluna, o comportamento em termos de deformações, nesta zona, é semelhante qualquer que seja o comprimento da coluna.

A título de exemplo, uma coluna de 5 metros tem inicialmente uma rigidez superior a uma coluna de 10 metros mas comporta-se de maneira semelhante a essa coluna quando começa a experienciar a expansão lateral e deslocamentos verticais. Repare-se que, para colunas muito curtas, a sua

deformação lateral afeta uma grande parte da coluna enquanto, para colunas mais compridas, o efeito de *bulging* afeta apenas o seu topo. Conseqüentemente, exceto para colunas muito curtas, alterações no comprimento das colunas não deverão afetar significativamente o seu comportamento em termos de tensões desenvolvidas no geotêxtil.

Chega-se assim à conclusão que a alteração na espessura da camada de argila não tem grande influência nos esforços de tração anelar máximos que se desenvolvem no topo do encamisamento.

4.3.2. Assentamentos diferenciais no topo do aterro

Quanto à evolução dos assentamentos diferenciais finais a longo prazo no topo do aterro para as várias alturas de aterro estudadas, chegou-se a uma evolução semelhante à estudada nos subcapítulos anteriores e que pode ser consultada no Gráfico 28.

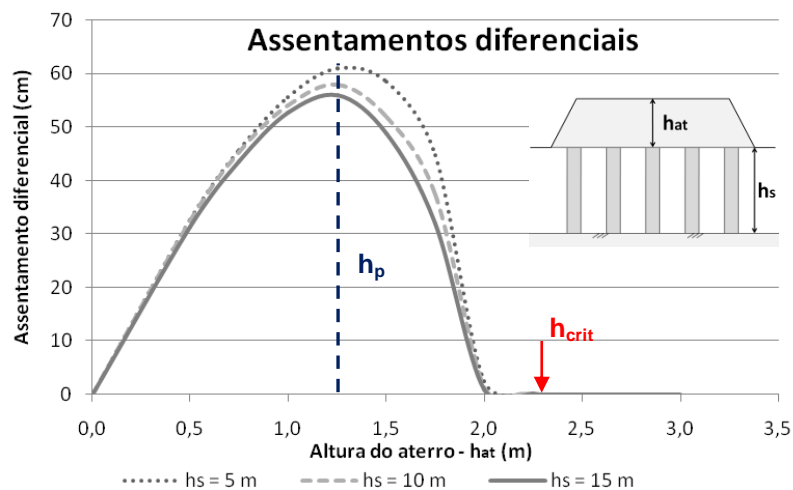


Gráfico 28 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $h_s = 5, 10$ e 15 m

A partir do gráfico anterior, pode-se inferir que a altura crítica, e conseqüentemente o efeito de arco, não são significativamente afetados pela espessura da camada de argila já que se chegou ao valor de 2,30 m para essa altura para os 3 estudos realizados. Adicionalmente, pode-se ainda deduzir, a partir das envolventes obtidas que, os valores estimados para os assentamentos diferenciais são muito semelhantes entre si, exceto para alturas de aterro situadas entre 1,25 m e 1,75 m. Pode-se então inferir que a alteração na espessura da camada de argila mole, não tem impacto significativo no desenvolvimento dos assentamentos diferenciais no topo do aterro, nem tão pouco na altura crítica. Por outro lado, repare-se que, mais uma vez, o pico de assentamentos se dá para a mesma altura de aterro de 1,25 m, evidenciando que o seu desenvolvimento é independente do comprimento de colunas de igual diâmetro e da espessura da camada de solo.

Torna-se, então, relevante avaliar os comportamentos que caracterizam a evolução dos assentamentos diferenciais a longo prazo para alturas de aterro inferiores à crítica. Assim sendo, como se pode observar e confirmar pela consulta do Gráfico 28, os assentamentos são tanto maiores quanto menor a espessura da camada de argila mole.

Repare-se que colunas de igual diâmetro mais curtas são axialmente mais rígidas e, conseqüentemente, devem impedir de forma mais eficiente o desenvolvimento de assentamentos de maior magnitude do que colunas mais compridas. Por outro lado, para um mesmo afastamento entre colunas de igual diâmetro, colunas menos rígidas devem sofrer maiores deformações promovendo o maior confinamento do solo entre colunas através da sua própria deformação. Adicionalmente, como foi já referido, camadas de solo mais finas sobre estratos competentes, têm um comportamento mais rígido, devendo permitir o desenvolvimento de assentamentos no seu topo, inferiores aos sentidos no topo de camadas mais espessas. Analisando os resultados expostos no Gráfico 29, podem-se confirmar os 2 comportamentos citados, ou seja, observa-se, efetivamente, que os assentamentos máximos a longo prazo na superfície do solo, são maiores para o sistema com colunas e camadas de argila também maiores e que esses resultados sofrem maiores divergências do que os resultados obtidos em 4.1.2. As maiores divergências encontradas estão associadas ao facto de, para o caso em estudo, os assentamentos no solo serem afetados não só pela alteração da rigidez das colunas, mas também pela alteração da espessura da camada de solo. Note-se que o aumento dos assentamentos máximos para alturas de aterro superiores à crítica mostra, mais uma vez, que o efeito de arco parece depender da carga aplicada (altura de aterro).

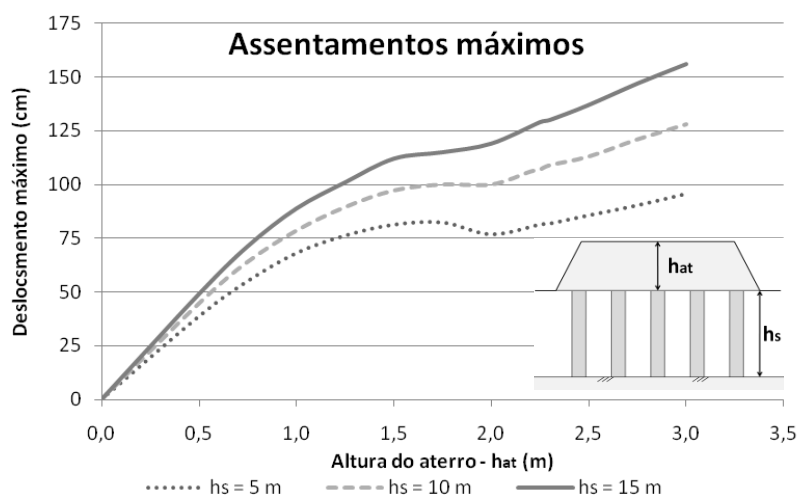


Gráfico 29 – Assentamento máximo na base do aterro com a altura de aterro para $h_s = 5, 10$ e 15 m

Posto isto, apesar de os assentamentos finais, tanto no topo da coluna como no topo do solo, serem inferiores para colunas mais curtas e camadas de solo mais finas, os assentamentos diferenciais são maiores exatamente para essas situações, ressaltando-se e reforçando-se que a sua magnitude não é significativamente afetada por este parâmetro. Resumindo, colunas de igual diâmetro mais rígidas (curtas) sofrem menores deformações verticais e provocam, conseqüentemente, maiores assentamentos diferenciais na superfície do aterro. Conclui-se, assim, que apesar dos assentamentos no solo serem afetados pela espessura da camada de argila e comprimento das colunas, é a alteração da rigidez axial das colunas de igual diâmetro (comprimento) que tem maior impacto no desenvolvimento dos assentamentos diferenciais, à semelhança do que foi concluído quando se fez variar o módulo do encamisamento.

Não obstante, repare-se que, apesar do impacto que o comprimento das colunas tem na sua resposta axial, esse impacto não é suficiente para que ocorram grandes discrepâncias entre os assentamentos diferenciais desenvolvidos para colunas de diferentes comprimentos. Deste modo, como se mantém constante o diâmetro e as propriedades da coluna, a rigidez do encamisamento e o afastamento entre colunas, as deformações laterais e verticais da coluna não sofrem alterações significativas com a alteração do seu comprimento, tal como já foi esclarecido aquando do estudo dos esforços de tração máximos no encamisamento. Neste seguimento, justifica-se que os assentamentos diferenciais não sejam muito influenciados pela espessura da camada de argila mole.

4.3.3. Tensões verticais na base do sistema

As tensões verticais iniciais na base do sistema ($h_{at} = 0$ m) são função do peso da coluna e do solo. Posto isto, tendo em conta que para as condições em estudo tanto o comprimento das colunas, como o comprimento do solo se alteram, obtêm-se os seguintes valores, através da Eq. [38] e da Eq. [39] expressos na Tabela 7, para a tensão vertical efetiva inicial na base da coluna, $\sigma'_{v,c,base,0}$, e na base do solo, $\sigma'_{v,s,base,0}$ respetivamente.

Tabela 7 – Tensões verticais iniciais na base do sistema variando a espessura da camada de argila mole

$h_s = h_c$ (m)	$\sigma'_{v,c,base,0}$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v,s,base,0}$ (kN/m ²)
5	50	20
10	100	40
15	150	60

Resumindo os resultados representados na Tabela 7, colunas mais compridas conduzem a maiores pressões, tanto na base do solo como na base das colunas.

O Gráfico 30 representa as tensões verticais efetivas desenvolvidas a longo prazo na base do solo para os 3 valores de comprimento da coluna estudados e o Gráfico 31 a evolução das tensões verticais efetivas na base da coluna também para esses 3 valores. Relembre-se que a análise numérica não considerou a contribuição do efeito de membrana associado ao reforço.

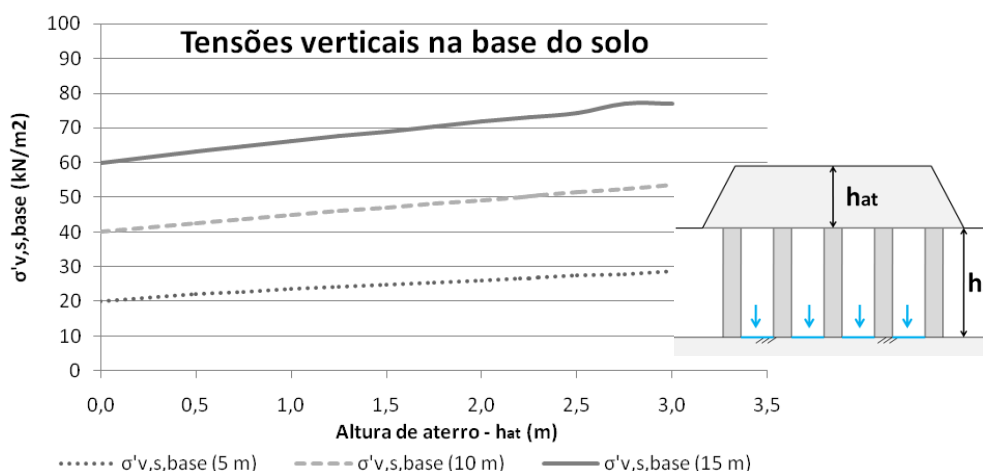


Gráfico 30 – Tensões verticais na base da coluna variando a espessura da camada de argila mole

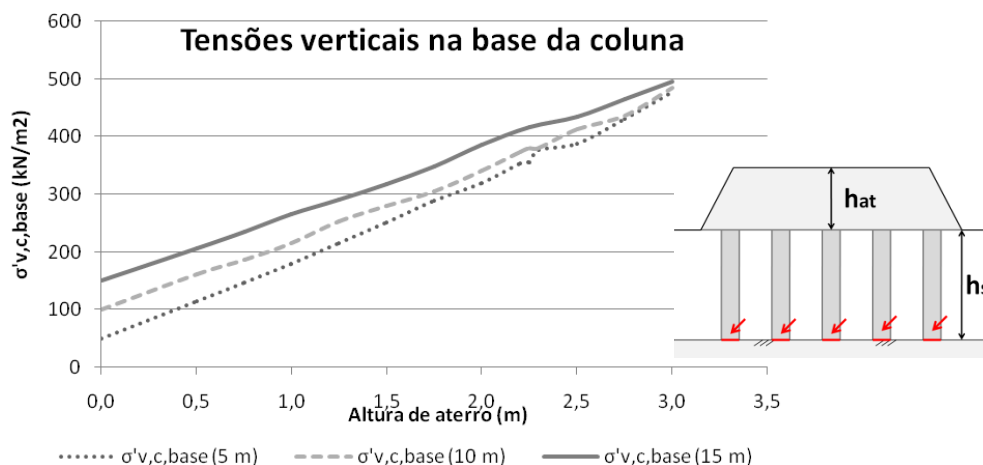


Gráfico 31 – Tensões verticais na base do solo variando a espessura da camada de argila mole

A partir da análise do Gráfico 30, percebe-se que o aumento das tensões na base do solo com a altura de aterro é maior para camadas mais espessas de argila. Repare-se, mais uma vez, que as tensões verticais são superiores para alturas maiores de aterro, o que revela que o solo se encontra devidamente confinado devido à deformação das colunas e não transmite, por atrito negativo, toda a carga que lhe é transmitida no seu topo. Por outro lado, como a altura crítica não se altera, a evolução das tensões, no topo do aterro e no topo da coluna, é independente da espessura da camada de argila. Por essa razão se conclui que, camadas mais espessas, devido ao maior peso associado, permitem transferir, uma maior percentagem da carga atuante no seu topo para o estrato inferior competente, isto é, permitem o desenvolvimento de maiores tensões efetivas na sua base.

A partir da análise do Gráfico 31, percebe-se que o aumento com a altura de aterro das tensões na base da coluna, é também maior para colunas mais compridas mas que os seus valores tendem a convergir para alturas superiores de aterro. Mais uma vez, as tensões efetivas na base da coluna crescem, naturalmente, com a altura final de aterro uma vez que as tensões no topo das colunas crescem também com o carregamento final aplicado (princípio das fundações indiretas). Repare-se, então, que colunas mais compridas estão associadas a maiores tensões efetivas iniciais na sua base, pelo que as tensões na base das mesmas tende a ser maior para colunas mais altas (maior peso). Contudo, apesar da expansão no topo da coluna ser semelhante para qualquer comprimento, e não obstante o facto da transferência de carga, por atrito negativo, do solo para as colunas se dar fundamentalmente no topo das mesmas, a deformação das colunas e conseqüentemente o confinamento do solo, devem ser superiores para colunas mais compridas. Neste seguimento, é expectável que ocorra uma maior transferência de carga, no topo da coluna, do solo para as colunas, para solos menos confinados (colunas mais curtas e rígidas), justificando-se, então, que os valores das tensões na base do aterro tendam a convergir para maiores alturas e aterro.

Pela análise da Figura 33 para uma altura de aterro de 1,75 m, pode-se confirmar que o aumento da espessura da camada de argila conduz a uma concentração de tensões visível, sobretudo na base do solo.

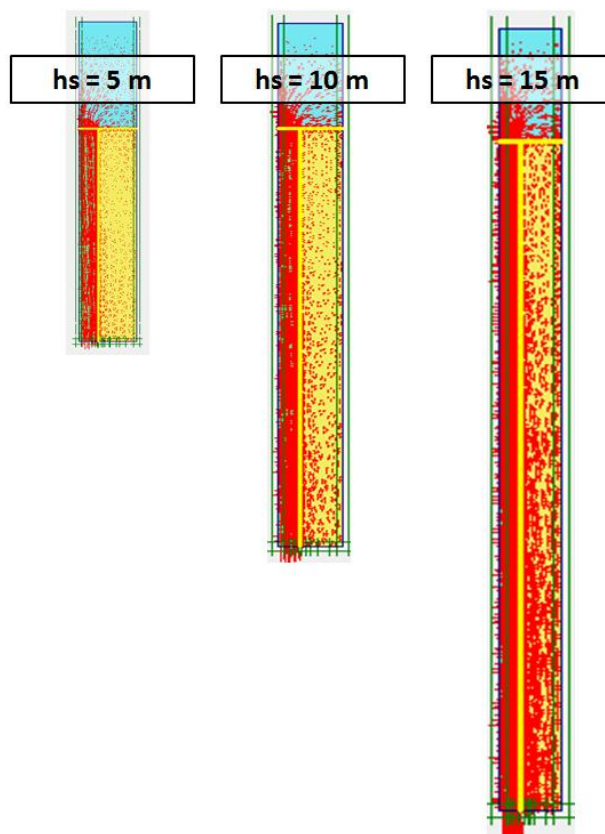


Figura 33 – Concentração de cargas em sistemas com diferentes espessuras de argila

Procede-se agora ao estudo do impacto da razão de substituição no estudo dos assentamentos diferenciais finais no topo do aterro e conseqüente desenvolvimento da altura crítica.

4.4. Razão de substituição

O cálculo numérico foi apoiado no conceito de célula unitária que se baseia na ideia de áreas de influência. Define-se a razão de substituição através da relação entre a área da coluna e a área circular equivalente à área de influência da coluna (área da célula unitária).

A razão de substituição relaciona, assim, a área de elementos rígidos com a área de solo muito deformável não tratada, pelo que deve afetar de forma significativa a rigidez e a resposta do sistema global. Deste modo, decidiu-se estudar uma célula unitária associada a uma malha com razão de substituição de 5,0%, 11,1% e 16,0%. Saliente-se que o valor de 11,1% corresponde ao modelo da célula unitária utilizado até agora.

A razão de substituição relaciona o diâmetro das colunas com o diâmetro da célula unitária que por sua vez está diretamente associado à abertura da malha, s . Neste seguimento, para se estudar o impacto que cada uma das razões de substituição selecionadas (5,0%, 11,1% e 16,0%) tem no desenvolvimento da altura crítica do aterro, pode-se efetuar uma das seguintes opções:

- Manter o diâmetro da célula unitária constante fazendo variar o diâmetro das colunas;
- Manter o diâmetro das colunas constante fazendo variar o diâmetro da célula unitária;
- Alterar tanto o diâmetro da coluna com o diâmetro da célula unitária associada.

Optou-se por manter constante o diâmetro da coluna já que os diâmetros praticados em obra acabam por não sofrer muitas alterações devido a restrições com os equipamentos utilizados e com os diâmetros dos geotêxteis disponíveis, sendo bastante mais fácil implementar, na prática, malhas mais ou menos fechadas.

Ressalte-se que tanto a alteração da dimensão da célula unitária mantendo o diâmetro da coluna constante, como a alteração do diâmetro da coluna mantendo a dimensão da célula unitária, conduzem sempre a uma modificação do vão entre colunas. Por outro lado, é também possível manter o vão entre colunas variando o diâmetro das mesmas, alterando o diâmetro da célula unitária. Não obstante, reforça-se que o importante é que qualquer uma destas opções afeta diretamente a percentagem de colunas existentes numa área de solo (razão de substituição).

As relações utilizadas que permitem obter o valor do raio da célula unitária para um diâmetro de coluna constante dependem da área de substituição (Eq. [11]). Essas relações correspondem à Eq. [46] e à Eq. [47].

$$d_E = \sqrt{\frac{d_c^2}{a_c}} \quad [46]$$

$$r_E = \frac{d_E}{2} \quad [47]$$

Posto isto, a partir do valor do diâmetro da coluna e dos valores selecionados para a razão de substituição, obteve-se a geometria das células unitárias associadas. Os valores utilizados e comparados entre si encontram-se representados na Tabela 8.

Tabela 8 – Dados correspondentes aos 3 valores de razão de substituição

a_c (%)	h_c (m)	d_c (m)	A_E (m ²)	d_E (m)	r_E (m)
5,0	10	0,8	10,18	3,6	1,8
11,1			4,52	2,4	1,2
16,0			3,14	2,0	1,0

O modelo geométrico correspondente a cada uma das 3 células unitárias estudadas, encontra-se representado na Figura 34. Repare-se que se mantém constante o diâmetro das colunas modeladas, alterando-se o vão entre elas.

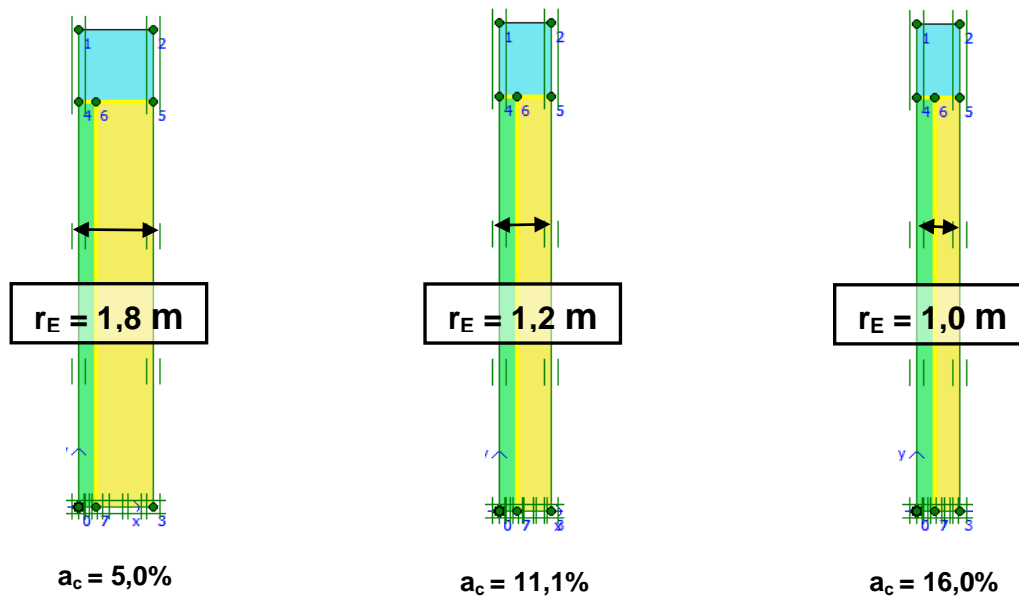


Figura 34 – Representação das células unitárias para $a_c = 5,0, 11,1$ e $16,0\%$ para $h_{at} = 1,75$ m

Analisam-se de seguida os resultados obtidos, para várias alturas de aterro, para uma malha média refinada no encamisamento e no reforço, e para todos os valores expostos na Tabela 5, exceto o raio da célula unitária.

4.4.1. Esforços máximos de tração anelar no geotêtil

Mais uma vez avaliam-se os esforços desenvolvidos no encamisamento, devido ao seu papel fundamental no comportamento de colunas de areias encamisadas em solos muito moles.

Deste modo, o Gráfico 32 mostra a evolução dos esforços máximos de tração anelar que se desenvolvem a longo prazo no encamisamento para cada altura de aterro estudada e para os 3 valores de razão de substituição em análise.

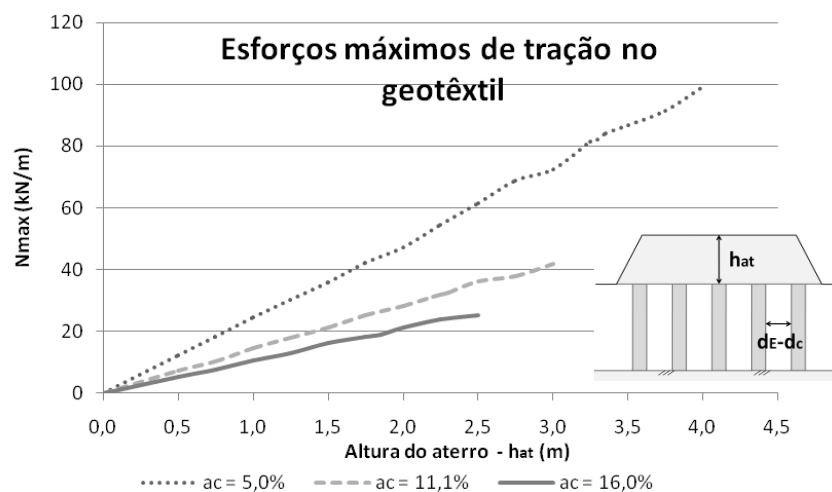


Gráfico 32 – Esforço máximo de tração no geotêtil com a altura de aterro para $a_c = 5,0, 11,1$ e $16,0\%$

Pela análise do Gráfico 32 pode-se concluir, como seria de esperar, que aumentando o vão mas mantendo o diâmetro das colunas constante, o sistema global torna-se menos rígido, ocorrendo uma sobrecarga das colunas. Como as colunas têm a mesma rigidez nos 3 casos estudados, então a sua resposta à sobrecarga dá-se através do aumento da sua deformação lateral que conduz a tensões de maior magnitude no encamisamento com rigidez à tração constante e igual a 1000 kN/m.

Repare-se que, para este caso, o problema em questão não se relaciona com a rigidez propriamente dita das colunas ou do solo, mas sim com a quantidade de elementos existente numa dada área de solo mole com rigidez suficiente para suportar as cargas transmitidas pelo aterro e que afeta a rigidez global do sistema. Neste seguimento, razões de substituição maiores, para colunas de igual diâmetro, correspondem a uma maior quantidade de colunas na área de solo tratado e, conseqüentemente, a um sistema global mais rígido e com maior capacidade de carga.

Adicionalmente, por comparação do Gráfico 32 com os gráficos anteriormente discutidos e relacionados com a evolução dos esforços máximos desenvolvidos no encamisamento, pode-se inferir que o vão entre colunas de igual diâmetro corresponde ao parâmetro com maior impacto na mobilização de tensões desenvolvidas no encamisamento.

Mais uma vez é interessante verificar que a evolução destes esforços no encamisamento cresce de forma aproximadamente linear com a carga aplicada pelo aterro.

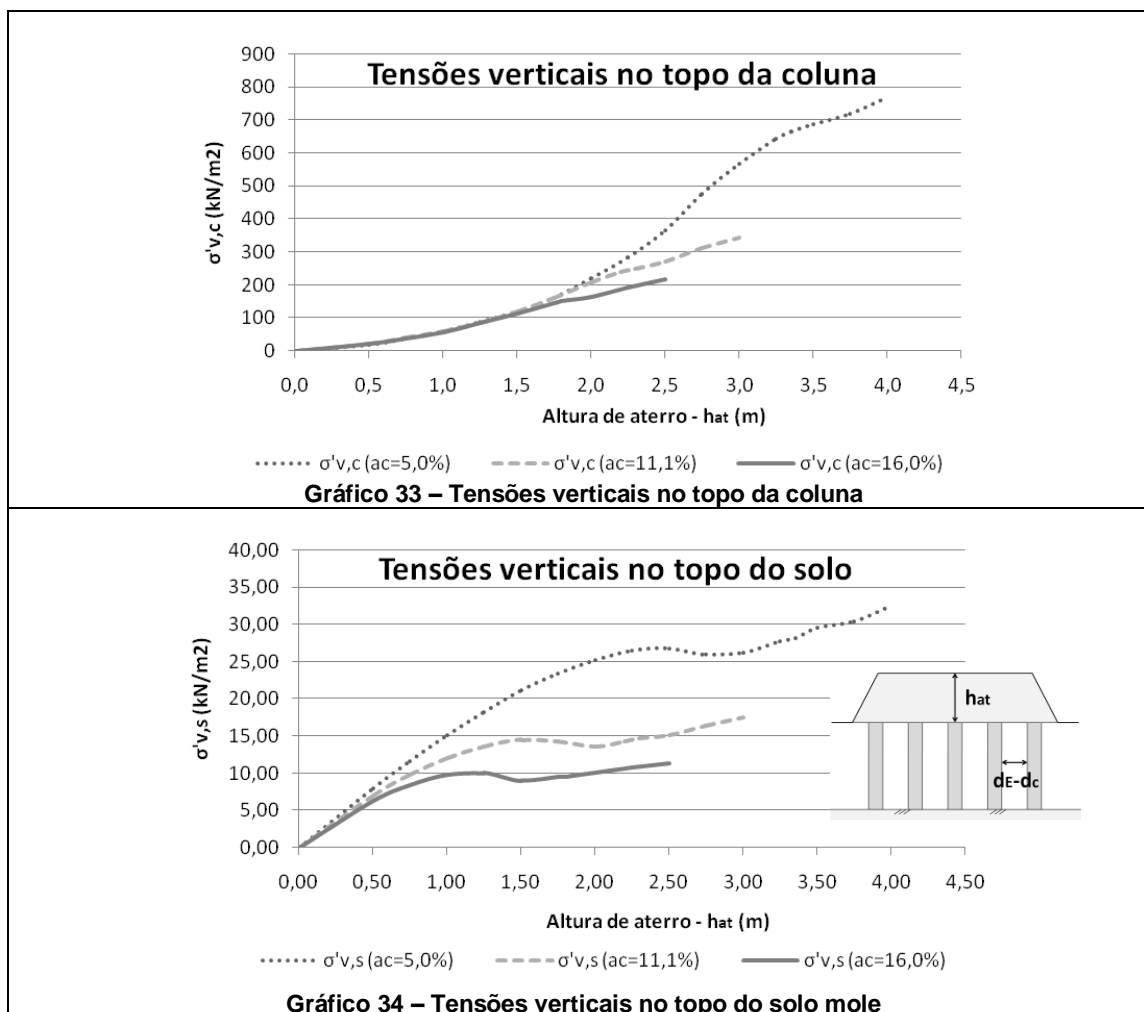
4.4.2. Assentamentos diferenciais no topo do aterro

Analise-se agora a evolução dos assentamentos diferenciais finais a longo prazo no topo do aterro com a altura de aterro e para os 3 vãos entre colunas selecionados.

Nesta fase, para ajudar na interpretação dos resultados bem como na compreensão dos fenómenos associados, procede-se à comparação dos resultados associados aos assentamentos diferenciais a longo prazo na superfície do aterro, com os resultados que permitem avaliar a transferência de cargas no aterro, para cada um dos vãos entre colunas em estudo.

Deste modo, analisam-se primeiramente, para as 3 razões de substituição em análise, as tensões verticais desenvolvidas a longo prazo no topo da coluna (Gráfico 33) e no topo do solo mole (Gráfico 34) com a altura final de aterro e expostas no Quadro 5. Este estudo é conduzido para que se possa posteriormente entender a relação entre a razão de substituição com o fenómeno de transferência de cargas no aterro (efeito de arco) e, conseqüentemente, com mobilização de assentamentos diferenciais nulos no topo do aterro (altura crítica).

Quadro 5 – Comparação entre as tensões verticais no topo do solo e no topo da coluna para $a_c = 5,0, 11,1$ e $16,0\%$ e para $J = 1000$ kN/m

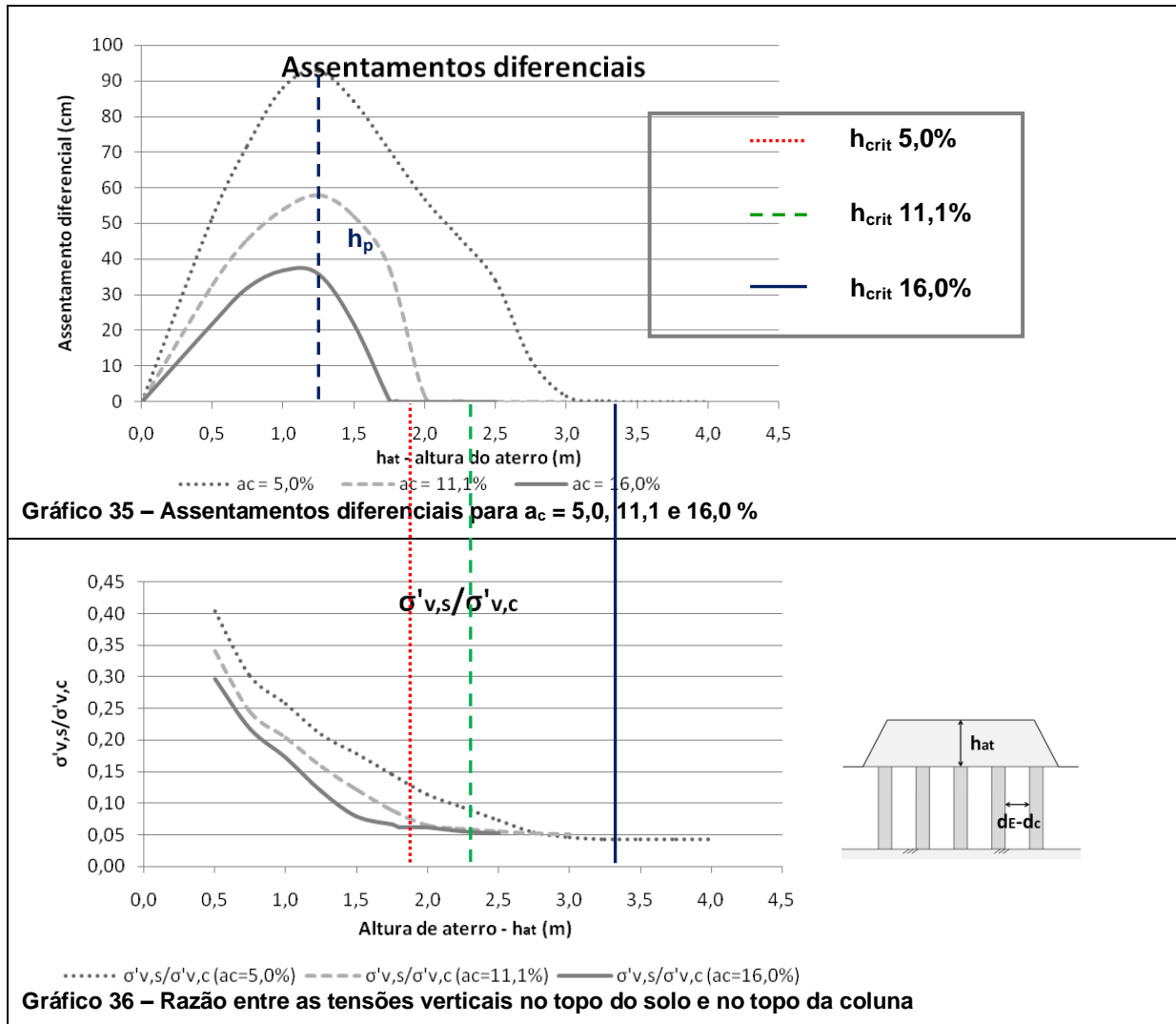


A coluna tem igual rigidez para os 3 vãos estudados, logo, a concentração de carga nas colunas deve ser igual para o mesmo nível de carga e independente do vão entre colunas até ser atingida a altura crítica. Esta conclusão pode ser confirmada pela quase coincidência das envolventes relativas às tensões verticais no topo da coluna para os 3 casos estudados e apresentados no Gráfico 33. Posto isto, para que as colunas tenham a mesma concentração de tensões no seu topo, para uma mesma altura de aterro e para os 3 vãos estudados, então, como já foi referido, é necessário que em resposta ao afastamento das colunas de igual diâmetro, as colunas sofram maiores deformações laterais.

Tendo em conta que é o vão que se altera nesta análise, colunas de igual diâmetro mais afastadas entre si, implicam uma maior área de solo não tratado e áreas de influência das colunas muito maiores, pelo que o confinamento oferecido ao solo adjacente pela deformação das colunas perde importância nesses casos. Consequentemente, tendo em conta que as colunas recebem a mesma concentração de carga, uma menor quantidade de colunas obriga o solo a receber uma maior concentração de carga para a mesma altura de aterro. Este comportamento pode ser confirmado pelo Gráfico 34 representado no Quadro 5.

É agora possível, a partir dos gráficos expostos no Quadro 6, efetuar a comparação dos resultados obtidos para a razão $\sigma'_{v,s}/\sigma'_{v,c}$ (Gráfico 36) com os resultados encontrados para a evolução dos assentamentos diferenciais a longo prazo no topo do aterro (Gráfico 35).

Quadro 6 – Comparação entre assentamentos diferenciais e razão entre tensões verticais para $a_c = 5,0$, 11,1 e 16,0% e para $J = 1000 \text{ kN/m}$



Repare-se, a partir da análise do Gráfico 36, que, mais uma vez, a razão entre a tensão vertical no topo do solo e no topo da coluna diminui com a altura de aterro. Por outro lado, como as tensões no solo são superiores para maiores vãos e as tensões verticais no topo da coluna são aproximadamente constantes, verifica-se que, os valores associados à razão $\sigma'_{v,s}/\sigma'_{v,c}$ são tanto maiores quanto maior for o vão entre colunas.

Pela análise do Gráfico 35, observa-se que os assentamentos diferenciais são bastante superiores para maiores afastamentos entre colunas e que a altura crítica é maior para maiores vãos. Posto isto, realiza-se que a razão de substituição, contrariamente a todos os parâmetros estudados até este

ponto, dispõe de um impacto significativo no desenvolvimento da altura crítica e, conseqüentemente, no efeito de arco no aterro.

Para alturas de aterro superiores à altura crítica associada a cada vão, ocorre a estabilização da razão $\sigma'_{v,s}/\sigma'_{v,c}$. Este comportamento mostra que, para alturas de aterros superiores à crítica, a relação entre as tensões verticais no topo do solo e no topo das colunas é constante, ocorrendo a uniformização do sistema. Pelo exposto confirma-se que a mobilização do efeito de arco e correspondente estabilização na transferência de cargas do aterro para as colunas e para o solo se encontra diretamente associada ao desenvolvimento da altura crítica.

Os assentamentos diferenciais no topo do aterro estão, como se sabe, relacionados com os assentamentos desenvolvidos na base do mesmo. Deste modo, como já foi esclarecido, colunas de igual diâmetro mais afastadas entre si, sofrem maiores deformações laterais e assentamentos no seu topo. Por outro lado, repare-se, pela análise do Gráfico 37, o qual representa os assentamentos máximos no solo com a altura de aterro para cada razão de substituição estudada, que os assentamentos máximos são também maiores para maiores vãos entre colunas. Este comportamento é expectável, uma vez que maiores vãos correspondem a maiores massas de solos entre colunas e, conseqüentemente, a maiores tensões no topo do solo. Como resposta a essa concentração de tensões, o solo muito deformável responde através de um forte assentamento, tanto maior quanto maior a concentração de tensões. Repare-se ainda, pela análise do Gráfico 37, que mais uma vez os assentamentos máximos para um dado vão entre colunas, continuam a aumentar após a altura crítica e mobilização do efeito de arco, pelas razões expostas já anteriormente para os restantes casos estudados.

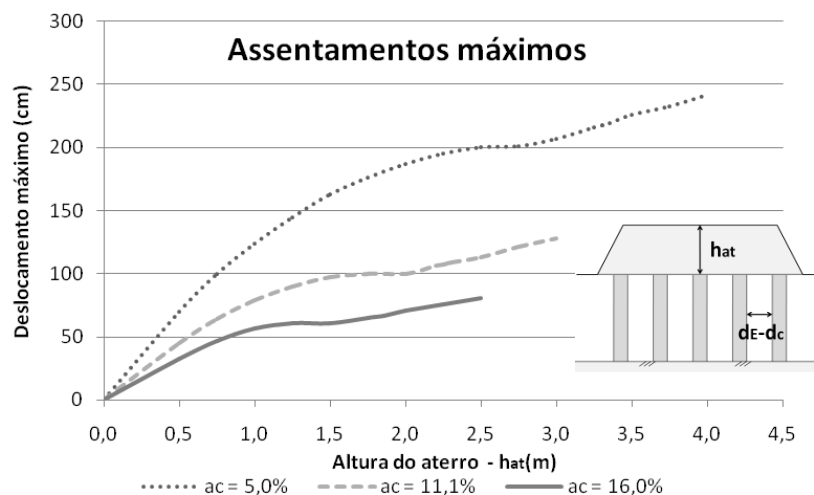


Gráfico 37 – Assentamento máximo na base do aterro com a altura de aterro para $a_c = 5,0, 11,1$ e $16,0\%$

Conclui-se finalmente, que alterando o vão entre colunas, os assentamentos diferenciais finais são afetados, fundamentalmente, pelas deformações ao nível do topo do solo mole, pelo que são maiores para maiores vãos entre colunas, justificando-se assim as envolventes obtidas no Gráfico 35.

A altura crítica obtida para cada espaçamento pode ser consultada, então, na Tabela 9.

Tabela 9 – Altura crítica obtida para cada razão de substituição: 5,0%, 11,1% e 16,0%

a_c (%)	h_{crit} (m)
5,0	3,35
11,1	2,30
16,0	1,85

Relativamente ao pico de assentamentos diferenciais (Gráfico 35), ressalte-se que este, mais uma vez, se desenvolve aproximadamente para a mesma altura de aterro, independentemente do vão simulado. Confirma-se, assim, que a altura h_p praticamente não é afetada pelo vão entre colunas, isto é, pela área da plataforma deformável. Posto isto, a altura h_p deve depender fundamentalmente da área da plataforma rígida, ou seja, do diâmetro da coluna, como já seria de esperar.

Deste modo, decidiu-se averiguar se, efetivamente, o diâmetro tem ou não impacto no desenvolvimento da altura h_p . Para esse efeito, e para separar convenientemente o impacto da plataforma deformável, optou-se por alterar o diâmetro da coluna mantendo o vão entre colunas constante. Foram comparados, conseqüentemente, 3 diâmetros de colunas com as características expostas na Tabela 10.

Tabela 10 – Dados geométricos relativos a 3 células unitárias com diferentes diâmetros de coluna

d_c (m)	r_c (m)	a_c (%)	A_{E_c} (m ²)	r_E (m)	$r_E - r_c$ (m)
1,2	0,60	18,4	6,15	1,40	0,8
0,8	0,40	11,1	4,52	1,20	0,8
0,5	0,25	5,7	3,46	1,05	0,8

Tendo em conta o exposto, a evolução dos assentamentos diferenciais finais a longo prazo para as várias alturas finais de aterro estudadas, encontra-se representada, para os 3 diâmetros de coluna e da célula unitária estudados, no Gráfico 38.

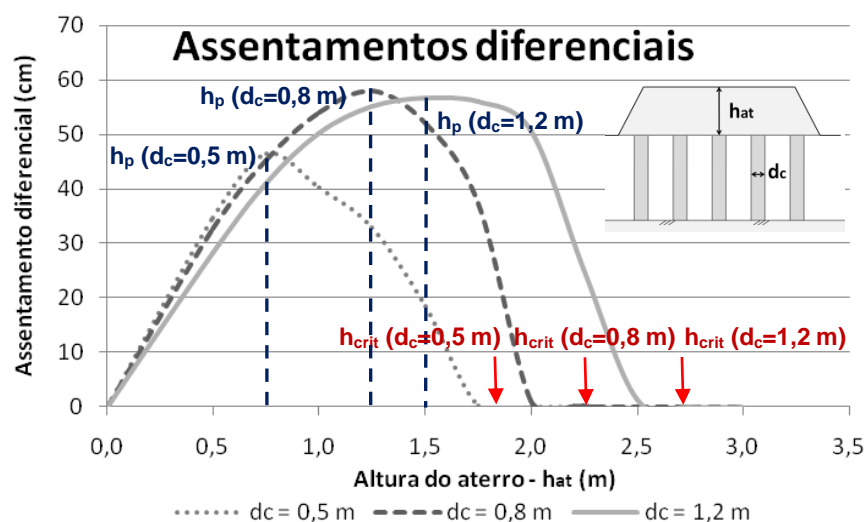


Gráfico 38 – Assentamentos diferenciais com altura de aterro para $d_c = 0,5, 0,8$ e $1,2$ m

Repare-se assim, como seria de esperar, que fazendo alterar a razão de substituição, a altura crítica também se altera e que, adicionalmente, modificando-se o diâmetro, o valor de h_p também se altera. Este facto comprova que, de todos os parâmetros analisados, o único que tem influência significativa no desenvolvimento da altura para a qual se dão os assentamentos diferenciais máximos no topo do aterro, é a área da plataforma rígida, o que mostra que a rigidez da coluna é mais condicionante comparativamente à rigidez do solo mole. Por outro lado, repare-se ainda que a alteração do diâmetro da coluna, para o mesmo vão entre colunas, não afeta de forma significativa a magnitude dos assentamentos diferenciais superficiais confirmando que a rigidez axial da coluna, ao contrário do vão entre colunas, não tem um impacto significativo na magnitude dos assentamentos diferenciais.

Os valores, em função de d_c , da altura h_p e da altura h_{crit} encontram-se representados na Tabela 11.

Tabela 11 – Altura de pico e altura crítica associada a cada célula unitária

d_c (m)	h_p (m)	h_{crit} (m)
0,5	0,75	1,85
0,8	1,25	2,30
1,2	1,50	2,75

4.4.3. Tensões verticais na base do sistema

O Gráfico 39 representa a evolução das tensões verticais efetivas desenvolvidas a longo prazo na base do solo para os 3 vãos estudados e o Gráfico 40 a evolução das tensões verticais efetivas na base da coluna também para esses 3 valores. Relembre-se que a análise numérica não considerou a contribuição do efeito de membrana associado ao reforço.

Repare-se que as tensões verticais iniciais na base do sistema ($h_{at} = 0$ m) são função do peso da coluna e do solo. Deste modo, mais uma vez, para as condições em estudo, o valor para a tensão vertical efetiva inicial na base da coluna é 100 kN/m^2 e na base do solo 40 kN/m^2 , encontrando-se esses valores bem representados nos gráficos seguintes.

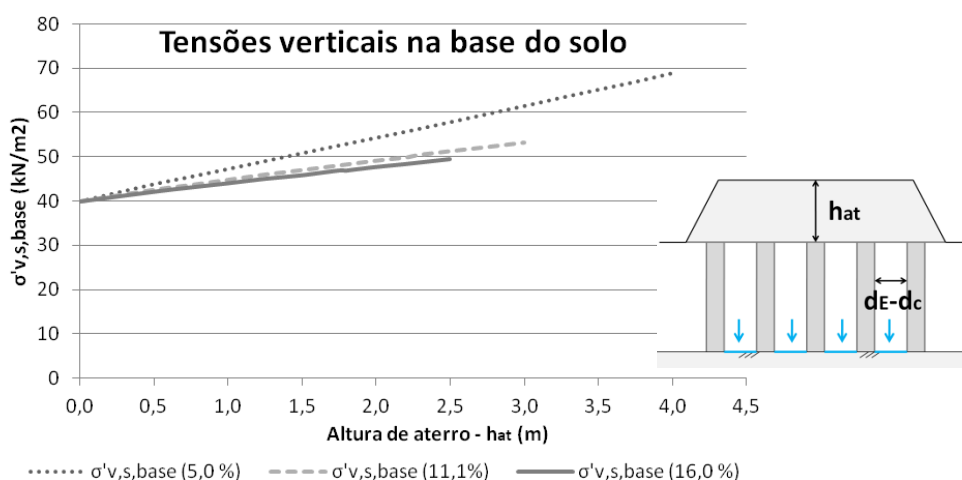


Gráfico 39 – Tensões verticais na base do solo variando a razão de substituição

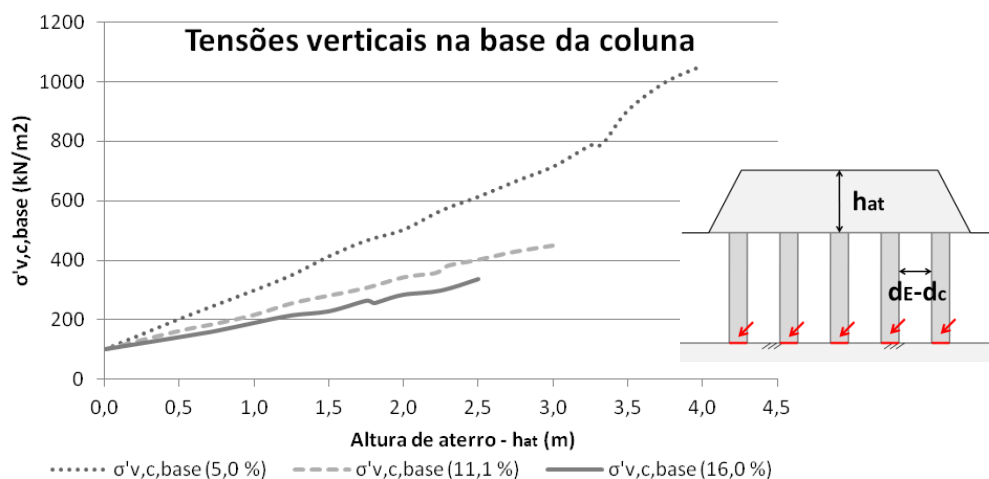


Gráfico 40 – Tensões verticais na base do solo variando a razão de substituição

A partir da análise do Gráfico 39, percebe-se que as tensões verticais efetivas na base do solo são maiores para aterros de maior altura e vãos entre colunas superiores. As tensões verticais são superiores para alturas maiores de aterro, o que revela que o solo se encontra devidamente confinado devido à deformação das colunas e não transmite, por atrito negativo, toda a carga que lhe é transmitida no seu topo. Note-se que, neste caso, as tensões transmitidas ao topo do solo são maiores para maiores vãos entre colunas, pelo que se justifica que as tensões verticais na base do solo sejam também superiores para maiores afastamentos.

A partir do Gráfico 40, conclui-se como seria de esperar, que, ocorrendo uma progressiva concentração de tensões no topo da coluna com a altura de aterro, é expectável que as tensões na base da coluna sejam também superiores para maiores alturas de aterro (princípio das fundações indiretas). Não obstante, as tensões no topo da coluna, para uma determinada carga, são iguais para maiores vãos entre colunas até à altura crítica, e as tensões na sua base, em oposição, sempre superiores. Para que isto ocorra, é necessário que o solo transmita parte da carga que recebe, por atrito negativo, às colunas. Neste seguimento, para colunas de igual diâmetro mais afastadas, como ocorre uma maior concentração de tensões no topo do solo, devido à sua baixa capacidade de carga, ocorre, em resposta, um forte assentamento no seu topo que obriga a transmitir, por atrito negativo, uma maior percentagem da carga para as colunas. Consequentemente, para maiores vãos entre colunas ocorre um aumento das tensões verticais efetivas na base das colunas.

Finalizando, em comparação com os parâmetros estudados anteriormente, conclui-se que a razão de substituição, isto é, o diâmetro e o vão entre colunas, é o parâmetro com maior impacto no desenvolvimento da altura crítica.

5. Altura crítica em função da razão de substituição

5.1. Altura crítica – equação de dimensionamento

Através dos estudos efetuados até este ponto, concluiu-se que a altura crítica é afetada pela percentagem de colunas fundadas numa dada área de terreno deformável. Deste modo, é agora possível formular a equação que permite estimar a altura crítica de um aterro suportado por colunas de areia encamisadas em função da abertura da malha e do diâmetro das colunas.

Para a formulação da equação em causa são utilizadas as razões de substituição estudadas mantendo o diâmetro constante e alterando o diâmetro da célula unitária (vão entre colunas).

Posto isto, para um estudo mais preciso, sentiu-se a necessidade de efetuar novas iterações para 2 novos valores: para uma razão de substituição de 2,5% e 25,0%. Repare-se que esses valores correspondem a células unitárias de raio igual a 2,5 m e 0,8 m respetivamente, tal como mostra a Figura 35. Note-se que o valor de 2,5% não é normalmente aplicado na prática.

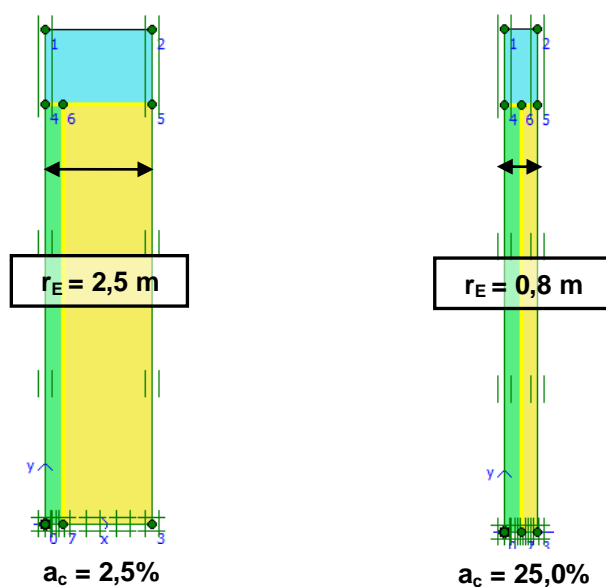


Figura 35 – Representação das células unitárias para $a_c = 2,5$ e $25,0\%$ e para $h_{at} = 1,75$ m

Tendo em conta os resultados numéricos obtidos com os recentes valores associados aos 2 novos vãos entre colunas de igual diâmetro, representam-se no Gráfico 41 as evoluções dos assentamentos diferenciais desenvolvidos a longo prazo no topo do aterro para as várias alturas de aterro simuladas associadas às 5 razões de substituição estudadas.

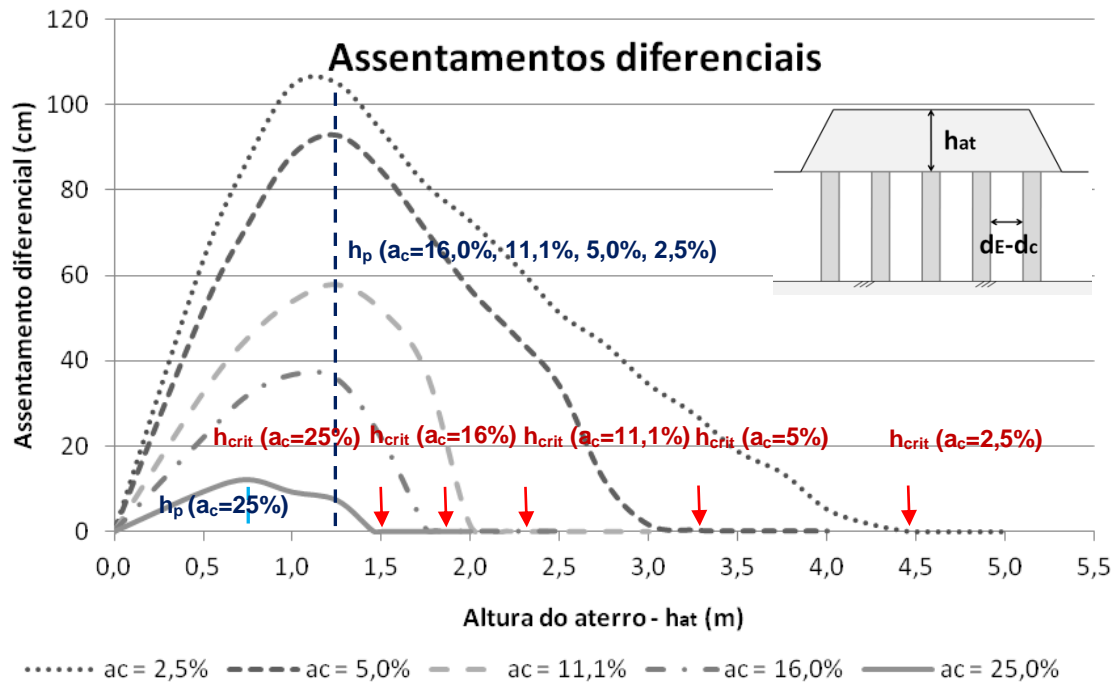


Gráfico 41 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $a_c = 2,5\%$, $5,0\%$, $11,1\%$, $16,0\%$ e $25,0\%$

Note-se que para a razão de substituição de 25% a plataforma deformável parece já ter influência no valor de h_p , corroborando o que já tinha sido exposto, isto é, que o diâmetro tem maior impacto, mas que para valores extremos, o vão entre colunas também afeta o valor de h_p .

A evolução dos assentamentos diferenciais com a altura do aterro, para uma razão de substituição de 2,5 % e 25,0%, segue o andamento já esperado com uma amplitude tanto maior quanto maior o vão entre colunas. Obtêm-se, conseqüentemente, alturas críticas tanto maiores quanto menor a razão de substituição, tal como já tinha sido concluído. Esses valores encontram-se expostos na Tabela 12.

Tabela 12 – Altura crítica obtida para cada razão de substituição: 2,5%, 5,0%, 11,1%, 16,0% e 25,0%

a_c (%)	h_{crit} (m)
2,5	4,50
5,0	3,35
11,1	2,30
16,0	1,85
25,0	1,50

Estabelecidas as diferentes alturas críticas correspondentes a cada vão, procede-se à formulação da equação que permite calcular a altura crítica do aterro em função da abertura da malha e do diâmetro das colunas.

A partir dos estudos conduzidos por McGuire (2011), foi definido que a altura crítica é função da distância s' que depende do tipo e abertura de malha utilizada e ainda do diâmetro da coluna. Para malhas de aberturas s_1 e s_2 e diâmetro d_c , tem-se que a distância s' é obtida através da Eq. [30] e da

Eq. [31] introduzidas no capítulo 2, respetivamente para uma malha retangular e uma malha triangular. Considerando duas malhas simétricas entre si, o que corresponde à maioria dos casos praticados, então $s_1 = s_2 = s$ e vem para a malha quadrada a Eq. [48] e para a malha triangular a Eq. [49].

$$s' = \frac{(2s^2)^{\frac{1}{2}}}{2} - \frac{d_c}{2} \quad [48]$$

$$s' = \frac{(3s^2)^{\frac{1}{2}}}{3} - \frac{d_c}{2} \quad [49]$$

Adicionalmente, sabe-se que a célula unitária pode ser convertida na área de influência correspondente a uma determinada malha através das relações $d_E = 1,13s$ e $d_E = 1,05s$, respetivamente para uma malha quadrada e para uma malha triangular. Recorde-se que a célula unitária é definida pelo diâmetro circular equivalente à área de influência da coluna que depende obviamente da configuração da malha utilizada. Tendo em conta o exposto, torna-se possível comparar a altura crítica obtida para cada uma das malhas em função das expressões anteriores. Neste seguimento, foram estimados os valores da distância s' associados a cada razão de substituição estudada e também a cada malha. Esses valores encontram-se expostos na Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de abertura da malha e de s' para cada malha e para cada a_c

a_c (%)	d_c (m)	h_{crit} (m)	d_E (m)	r_E (m)	Malha quadrada		Malha triangular	
					s (m)	s' (m)	s (m)	s' (m)
2,5	0,8	4,50	5,0	2,5	4,42	2,73	4,76	2,35
5,0		3,35	3,6	1,8	3,19	1,85	3,43	1,58
11,1		2,30	2,4	1,2	2,12	1,10	2,29	0,92
16,0		1,85	2,0	1,0	1,77	0,85	1,90	0,70
25,0		1,50	1,6	0,8	1,42	0,60	1,52	0,48

Pela análise dos valores representados na Tabela 13, comparando células unitárias de igual diâmetro associadas a duas malhas distintas, uma quadrada e uma triangular, pode-se conferir que a malha triangular está associada a um maior valor de s . Por outras palavras, para a mesma altura crítica, a malha triangular permite a utilização de uma malha mais aberta que é sempre mais favorável em termos económicos sendo no entanto maior a dificuldade de execução associada a esse tipo de configuração.

Introduzindo graficamente os resultados expressos na Tabela 13, percebe-se que a altura crítica evidencia uma tendência claramente crescente e linear com o aumento da distância s' tal como evidencia o Gráfico 42 onde se encontram representadas as regressões lineares associadas a cada configuração de malha.

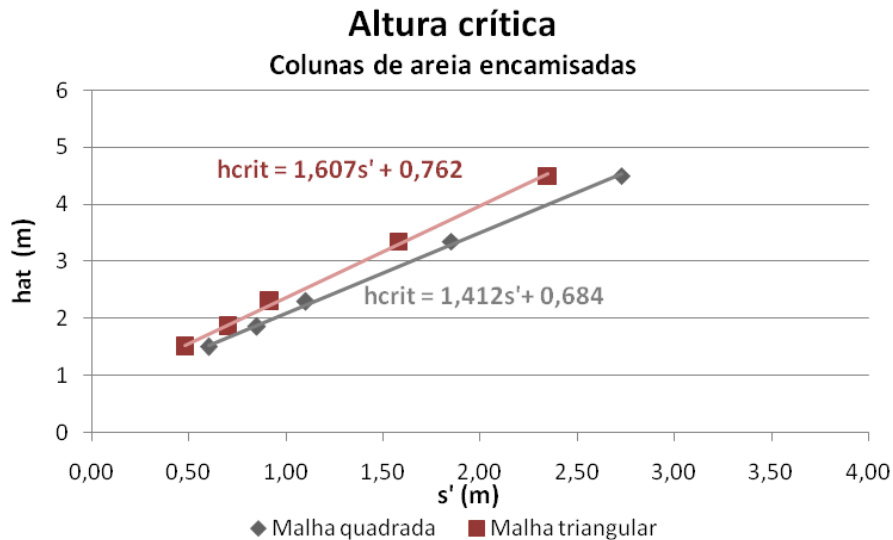


Gráfico 42 – Altura crítica para uma malha quadrada e triangular

Comparando as duas retas para um mesmo valor de s' , a malha quadrada parece ser sempre a mais favorável já que permite o desenvolvimento de uma altura crítica de aterro menor. No entanto, como já foi confirmado pelos resultados expostos na Tabela 13, para um mesmo valor de altura crítica, a malha triangular está associada a aberturas maiores, pelo que se deve ter especial atenção ao analisar os resultados em função da distância s' para duas malhas de configurações distintas.

As equações obtidas através das regressões lineares anteriores são função da distância s' que se relaciona com a abertura das malhas e com o diâmetro das colunas. Não obstante, esses resultados são expressos em função de uma coluna de diâmetro igual a 0,8 m. Adicionalmente, para se aplicar as equações anteriores a qualquer diâmetro de coluna e para a sua posterior comparação com os resultados obtidos para qualquer elemento de coluna disposto segundo uma qualquer malha no solo, devem-se estudar e expor os resultados normalizados. Neste seguimento, procede-se à normalização da altura crítica e da distância s' pelo diâmetro da coluna tomado como constante na análise numérica. Posteriormente, podem, então, ser comparados quaisquer elementos de coluna, independentemente das suas dimensões e da dimensão da malha em que se encontram. Na Tabela 14 encontram-se representados os valores normalizados necessários para a estimativa das equações análogas às obtidas pelas regressões lineares expostas no Gráfico 42, mas agora em função do diâmetro das colunas.

Tabela 14 – Altura crítica e espaçamento entre colunas normalizados pelo diâmetro da coluna para malha quadrada e triangular

a_c (%)	h_{crit}/d_c (-)	Malha quadrada	Malha triangular
		s'/d_c (-)	s'/d_c (-)
2,5	5,63	3,41	2,94
5,0	4,19	2,32	1,97
11,1	2,88	1,38	1,15
16,0	2,31	1,06	0,87
25,0	1,88	0,75	0,60

Introduzindo graficamente os resultados expressos na Tabela 14 e adicionando as respectivas linhas de tendência linear, obtêm-se os resultados representados no Gráfico 43.

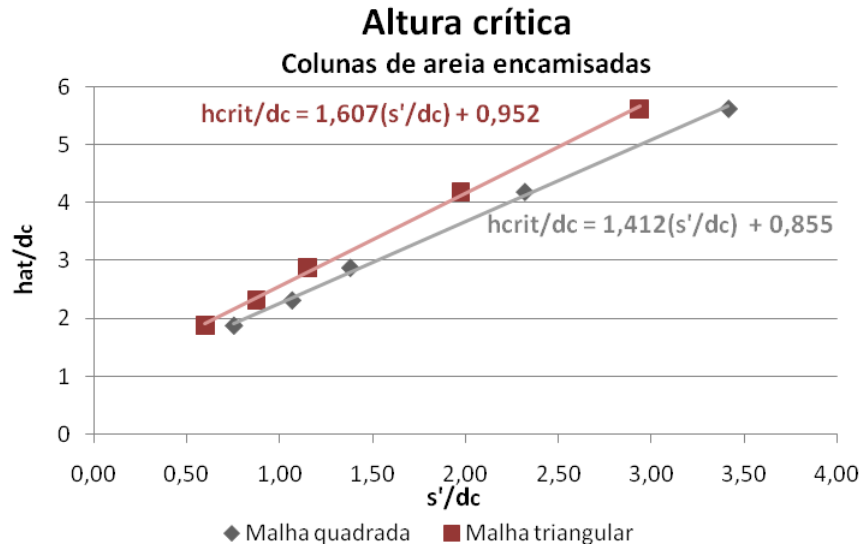


Gráfico 43 – Altura crítica normalizada para malha quadrada e triangular

As equações normalizadas estimadas correspondem a equações lineares com uma incógnita e podem ser expressas para uma malha quadrada pela Eq. [50] e para uma malha triangular pela Eq. [51].

$$\frac{h_{crit}}{d_c} = 1,412 \frac{s'}{d_c} + 0,855 \quad [50]$$

$$\frac{h_{crit}}{d_c} = 1,607 \frac{s'}{d_c} + 0,952 \quad [51]$$

Não obstante, é possível converter as expressões anteriores em equações do 1º grau mas em função de duas variáveis: distância s' e diâmetro da coluna. Obtêm-se, assim, a Eq. [52] para a malha quadrada e a Eq. [53] para a malha triangular. Estas equações permitem estimar a altura crítica de qualquer aterro suportado por um solo muito mole tratado com colunas de areia encamisadas, em função da distância s' , que se relaciona diretamente com a abertura da malha, e com o diâmetro das colunas, e que constitui o objetivo da presente dissertação.

$$h_{crit} = 1,412s' + 0,855d_c \quad [52]$$

$$h_{crit} = 1,607s' + 0,952d_c \quad [53]$$

Analisando-se, por fim, de uma forma geral o Gráfico 43, pode-se ainda concluir que para alturas de aterro inferiores à linha que define a altura crítica, desenvolvem-se depressões na superfície do aterro qualquer que seja o afastamento e o diâmetro das colunas. Por outro lado, o Gráfico 43 revela que,

para alturas de aterro superiores à linha que define a altura crítica, não se desenvolvem assentamentos diferenciais no topo do aterro construído.

Obtiveram-se assim 2 equações que permitem dimensionar aterros construídos sobre solos muito moles reforçados com colunas de areia encamisadas no que diz respeito à altura crítica e que dependem do diâmetro das colunas e da abertura e configuração da malha utilizada. Este dimensionamento é de grande importância na construção de aterros uma vez que, como já foi esclarecido, se pretende evitar o desenvolvimento de assentamentos diferenciais no seu topo que possam condicionar o comportamento em serviço das infraestruturas aí fundadas.

5.2. Comparação de resultados

Para finalizar, procede-se à comparação dos resultados obtidos na presente análise numérica para colunas de areia encamisadas, com os resultados obtidos a partir de outras pesquisas efetuadas em solo moles fundados através de estacas.

5.2.1. Modelação numérica - estaca

Para se efetuar uma comparação eficiente dos resultados, bem como confirmar todas as hipóteses formuladas, procedeu-se à análise numérica no *software* PLAXIS 2D, também com base no conceito de célula unitária, dos assentamentos diferenciais a longo prazo no topo de um aterro suportado por estacas fundadas num solo muito mole.

Optou-se por modelar a estaca de betão armado com um comportamento elástico linear (*Linear Elastic model*), com as propriedades apresentadas na Tabela 15. Para os restantes materiais, isto é, para o aterro, solo mole e reforço, foram implementados os mesmos modelos e as mesmas propriedades simuladas para colunas de areia encamisadas. Note-se que para estacas, o encamisamento não é obviamente considerado na análise numérica (Cardoso, 2013).

Tabela 15 – Modelo constitutivo e propriedades da estaca

Propriedades	Estaca (<i>Linear Elastic</i>)
γ (kN/m ³)	25
E (kPa)	30×10^6
ν (-)	0,2
k_x (m/dia)	1×10^{-5}
k_y (m/dia)	1×10^{-5}

Foram estudadas duas células unitárias mantendo o diâmetro constante (0,8 m) e para uma razão de substituição de 11,1% e 5,0%, isto é, alterando o vão entre colunas. Repare-se que esses foram dois dos valores estudados para colunas de areia encamisadas.

Os resultados, em termos de assentamentos diferenciais a longo prazo, encontram-se representados no Gráfico 44, confirmando-se que a altura h_p é igual para os 2 casos estudados e que por essa razão depende fundamentalmente do diâmetro da estaca. Para além disso, confirma-se que as alturas críticas são maiores para colunas de igual diâmetro mais espaçadas entre si mas que são muito semelhantes aos valores obtidos para as razões de substituição correspondentes a colunas de areia encamisadas: 2,30 m para $a_c = 11,1\%$ e 3,25 m para $a_c = 5,0\%$.

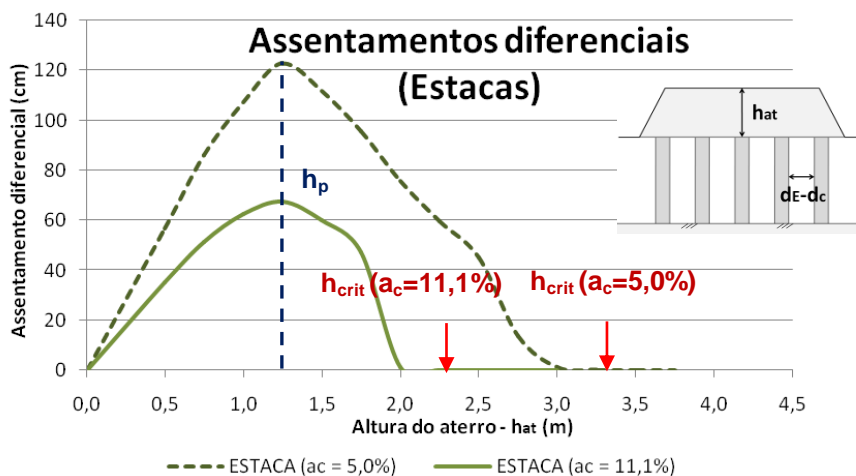


Gráfico 44 – Assentamentos diferenciais com a altura de aterro para estacas e para $a_c = 5,0\%$ e $11,1\%$

A partir do exposto, conclui-se que, utilizando o conceito de célula unitária, o efeito de arco é idêntico em estacas e em colunas encamisadas de igual diâmetro e que, conseqüentemente, a alteração da rigidez axial de elementos de coluna de igual diâmetro não parece afetar significativamente a transferência de cargas no aterro.

Uma vez que se verifica que o efeito de arco não depende da rigidez axial dos elementos de coluna, as tensões no topo da estaca e no topo do solo são iguais às tensões para um sistema composto por colunas encamisadas. Note-se que esta conclusão é válida na constância das propriedades dos demais materiais e dos vãos e diâmetros dos elementos de coluna. Este facto implica o aumento das tensões no topo do solo para aterros com maior espessura, não estando de acordo com a teoria de Guido *et al.*, mas corroborando a teoria de Terzaghi. Confirma-se, então, que o nível de tensões na base do aterro, isto é, a mobilização do efeito de arco, é independente da variação da rigidez axial de elementos de coluna de igual diâmetro, dependendo apenas do contraste existente entre a rigidez do solo e das colunas, do vão entre elementos de coluna e do diâmetro desses elementos.

Repare-se, no entanto, confirmando o que já foi exposto, que a variação da rigidez axial de colunas de igual diâmetro afeta sim a amplitude dos assentamentos sentidos no sistema. Posto isto, o Gráfico 45 compara os assentamentos diferenciais a longo prazo desenvolvidos no topo do aterro para 3 colunas encamisadas com 3 valores diferentes de rigidez do geotêxtil, com os assentamentos diferenciais desenvolvidos a longo prazo para estacas. A partir desse gráfico pode-se corroborar que os assentamentos diferenciais são maiores para elementos de coluna axialmente mais rígidos mas

que, em contrapartida, não são significativamente afetados por esse parâmetro, para colunas de igual diâmetro.

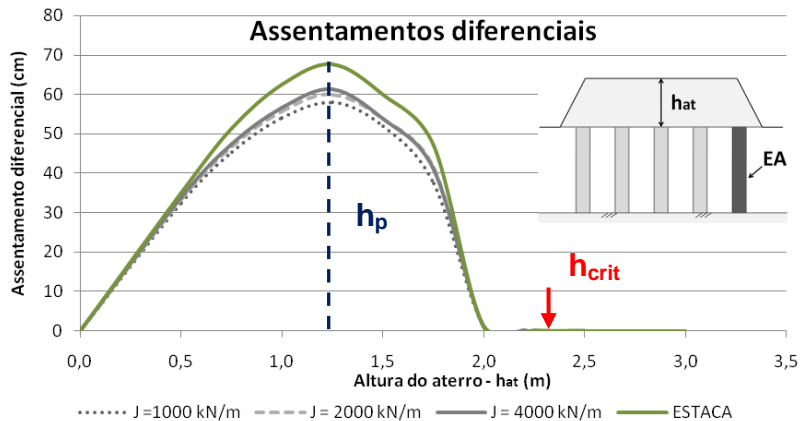


Gráfico 45 – Assentamentos diferenciais com a altura de aterro para colunas com vários valores de rigidez axial

É interessante também comparar a evolução dos assentamentos no topo do aterro, separadamente para a estaca e para a respectiva massa de solo adjacente, e para uma coluna de areia encamisada com $J = 1000 \text{ kN/m}$ e para a respectiva massa de solo circundante. Essa representação encontra-se exposta no Gráfico 46.

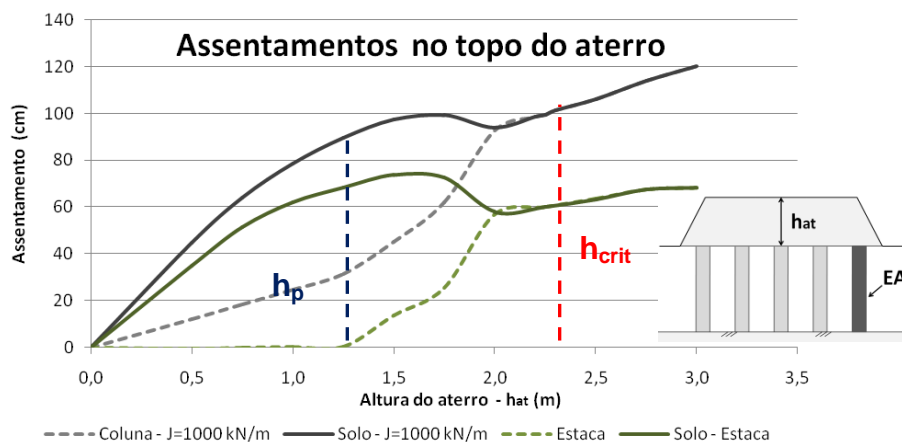


Gráfico 46 – Assentamento no topo do aterro para estacas e para colunas de areia encamisadas com $J=1000 \text{ kN/m}$

É interessante verificar, como já seria de esperar, que para ambos os casos os assentamentos ao nível da coluna e ao nível do solo, no topo do aterro, se igualam para o mesmo valor da altura crítica e que ocorre uma mudança de comportamento para o mesmo valor de h_p . Ressalte-se, porém, que a estaca não sofre efeito de *bulging* pelo que, até ser atingida a altura h_p , os assentamentos no topo do aterro, na região da estaca, são nulos. Em oposição, a coluna, como já foi esclarecido, sofre deformações laterais que afetam os assentamentos no topo do aterro. Por outro lado, é também curioso comprovar que os assentamentos no solo, determinados pela deformação lateral das colunas e subsequente confinamento do solo mole, são mínimos para os elementos muito rígidos que não

sofrem efeito de *bulging* (estacas) e deverão ser máximos para colunas convencionais, isto é, sem encamisamento ($J = 0 \text{ kN/m}$). Relembre-se que no Gráfico 46 se estão a comparar elementos com igual diâmetro e com igual vão entre colunas.

Outra conclusão muito interessante que se pode tecer é a de que antes de ser atingida a altura crítica, os assentamentos diferenciais no topo do aterro são maiores para colunas de igual diâmetro axialmente mais rígidas e que, após a altura crítica, o assentamento uniforme que se propaga até ao topo do aterro, é maior para o sistema mais flexível, isto é, para colunas menos rígidas.

À semelhança do que já tinha sido inferido para colunas de areia encamisadas, conclui-se que as tensões a atuar no topo do solo, superiormente e inferiormente ao reforço são da mesma ordem de grandeza, confirmando que a modelação bidimensional a partir do conceito de célula unitária não tem em consideração o efeito de membrana que o reforço deveria introduzir, ignorando a sua contribuição para o efeito de arco e obrigando o solo a suportar toda a carga definida pelo arco, mesmo quando a razão entre a rigidez da coluna e do solo mole é mais elevada.

Adicionalmente, avalie-se a diferença que ocorre no desenvolvimento a longo prazo das tensões verticais na base do sistema, quando se compara, na constância dos restantes parâmetros, um sistema com colunas muito rígidas (estacas) com um sistema composto por colunas de areia encamisadas com $J = 1000 \text{ kN/m}$. Deste modo, as tensões efetivas na base do solo encontram-se representadas no Gráfico 47 enquanto as tensões verticais na base dos elementos de coluna se encontram representadas no Gráfico 48. Ressalve-se que as tensões na base da estaca são totais já que não se trata de um geomaterial, e dependem do peso volúmico associado. Neste seguimento, a tensão inicial vertical na base da estaca é igual a 250 kN/m^2 .

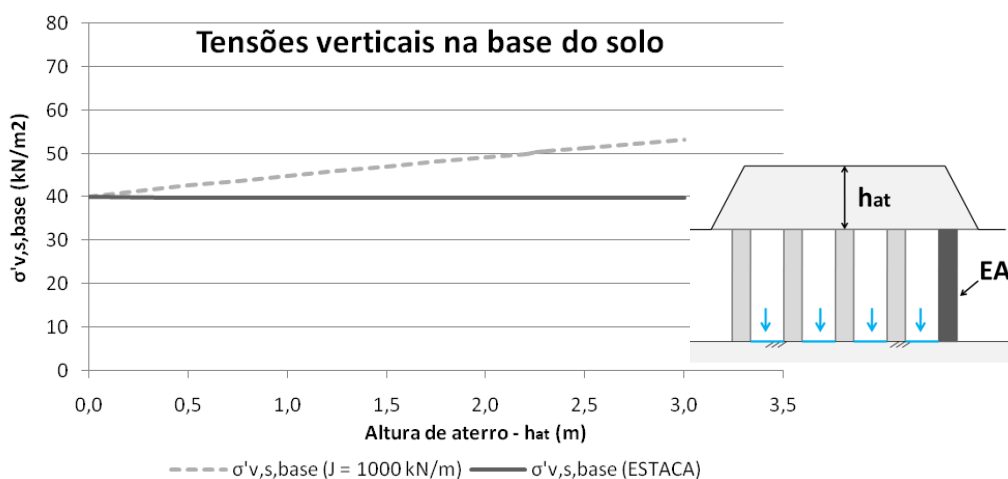


Gráfico 47 – Tensões verticais na base do solo para estacas e colunas encamisadas com $J=1000 \text{ kN/m}$

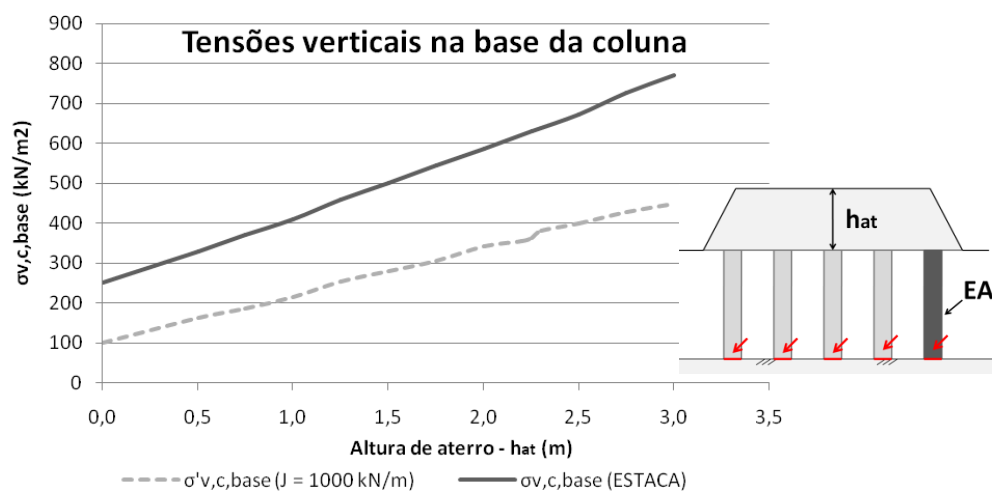


Gráfico 48 – Tensões verticais na base do solo para estacas e colunas encamisadas com J=1000 kN/m

Pela análise do Gráfico 47 conclui-se que as estacas, graças à sua elevada rigidez, não se deformam lateralmente e não deformam o solo circundante. Posto isto, as tensões transmitidas ao topo do solo, são transferidas na sua totalidade, por atrito negativo, às estacas, razão pela qual as tensões na base do solo são sempre iguais às tensões efetivas iniciais (40 kN/m^2).

Pela análise do Gráfico 48, conclui-se que as tensões na base dos elementos de coluna crescem com a altura de aterro, já que a concentração de tensões no topo das mesmas cresce também com a carga final. Não obstante, a concentração de tensões no topo dos 2 elementos é igual para a mesma altura de aterro (igual altura crítica), diferindo, como se pode observar, bastante na base. Repare-se, então, que as diferenças ao nível da base se relacionam com a natureza dos 2 materiais envolvidos, o que evidencia a vantagem em utilizar elementos de coluna com materiais mais compatíveis com os materiais geotécnicos. Deste modo, as tensões na base da estaca são bastante superiores às tensões (efetivas) na base da coluna de areia. Por outro lado, a taxa de crescimento das tensões com a altura de aterro, é maior para as estacas, que recebem, contrariamente às colunas de areia, por atrito negativo, toda a carga a atuar no topo do solo mole.

A partir da comparação dos resultados numéricos obtidos com colunas de areia encamisadas e com estacas conclui-se que, utilizando colunas de areia encamisadas por um geotêxtil, se obtém um sistema global mais flexível e que mobiliza a sua capacidade de carga a partir da interação desenvolvida entre a deformação das colunas e do próprio solo mole, tirando partido de todos os materiais geotécnicos envolvidos.

5.2.2. Estacas versus colunas de areia encamisadas

Para finalizar, procede-se à comparação dos resultados obtidos no presente estudo para colunas de areia encamisadas, com os resultados obtidos por outros autores para estacas. Esses resultados foram já introduzidos aquando da discussão do conceito de altura crítica no capítulo 2 para estacas dispostas segundo uma malha quadrada, pelo que faz sentido proceder à comparação de resultados para essa mesma configuração.

No Gráfico 49, encontram-se representadas duas linhas de tendência lineares e outros resultados adicionais. Os valores representados são função da altura crítica, h_{crit} , e da distância s' normalizados pelo diâmetro dos elementos de colunas, d_c . Posto isto, assinalada pela cor rosa encontra-se representada a linha de tendência correspondente aos resultados obtidos numericamente no presente trabalho para colunas de areia encamisadas numa malha quadrada. Note-se que se estendeu a linha correspondente para permitir uma melhor comparação de resultados. Assinalada pela cor verde a tracejado encontra-se representada a linha de tendência associada aos resultados obtidos experimentalmente para estacas numa malha quadrada por McGuire (2011) e Sloan (2011). Os restantes valores, para estacas e colunas e malhas quadradas e triangulares, foram já introduzidos com maior detalhe no capítulo 2 e para a finalidade a que se destinam basta a representação que se encontra exposta no Gráfico 49 sem especificação de cada dado e respetiva fonte.

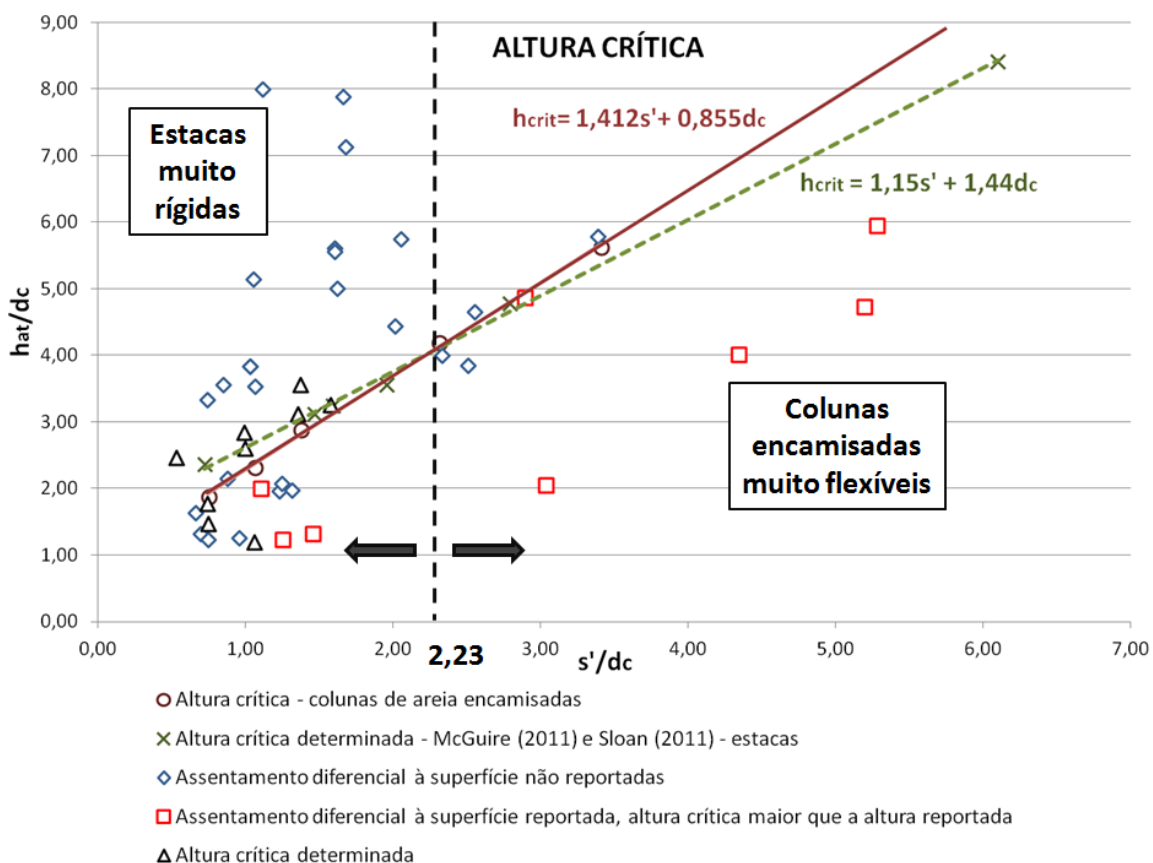


Gráfico 49 – Assentamentos superficiais diferenciais em função do diâmetro e do espaçamento entre elementos de colunas

É interessante verificar, comparando as duas linhas de tendência, que as duas equações não divergem de forma significativa e que cruzam para $s'/d_c = 2,23$, mostrando que nenhuma das metodologias prevalece significativamente sobre a outra no que diz respeito ao desenvolvimento da altura crítica no aterro. Este comportamento já seria de esperar tendo em conta as conclusões retiradas em 5.2.1.

Por outro lado, comparando as duas equações, repare-se que no caso das colunas encamisadas, o seu diâmetro tem um impacto menor do que a distância s' no desenvolvimento da altura crítica e que no caso de estacas, o diâmetro tem um impacto superior ao impacto que a distância s' entre estacas tem no desenvolvimento da altura crítica. Facilmente se entende esse comportamento, já que a estaca tem uma rigidez axial muito superior à das colunas e muito superior, também, à rigidez do solo circundante pelo que, alterações no seu diâmetro, isto é, na área da plataforma rígida, devem ser mais condicionantes do que para colunas de areia.

Adicionalmente, é interessante constatar que os casos de estudo em que não foram reportados assentamentos diferenciais superficiais no topo do aterro construído, isto é, altura crítica inferior à altura de aterro construída, se encontram maioritariamente acima das 2 equações representadas. Por outro lado, para os casos onde foram reportados assentamentos diferenciais superficiais, isto é, altura crítica superior à altura de aterro correspondente, verifica-se que os pontos correspondentes no Gráfico 49 se encontram praticamente todos abaixo das 2 equações representadas. Por fim, pode-se concluir que os pontos associados aos casos de estudo onde a altura crítica foi determinada se encontram próximos dos valores associados às 2 equações formuladas.

Procede-se agora a uma análise mais focada na compreensão dos fenómenos implícitos no Gráfico 49 para a altura crítica de aterros suportados por estacas e suportados por colunas de areia encamisadas. Neste seguimento, considera-se, assim, que um solo reforçado com estacas dispostas em uma malha quadrada é equivalente a um solo tratado com colunas de areia encamisadas, também dispostas numa malha quadrada, quando as suas distâncias s' normalizadas pelos seus diâmetros são iguais.

Analisando o Gráfico 49 deve-se notar que para baixos valores de s'/d_c ($<2,23$), a altura crítica é maior para estacas e que para valores mais elevados ($>2,23$), a altura crítica é maior para colunas de areia encamisadas.

Para $s'/d_c > 2,23$, o vão entre elementos de coluna é demasiado grande e o sistema com colunas, mais flexível do que o sistema com estacas, tem, comparativamente, maior dificuldade para desenvolver o efeito de arco. Repare-se que, efetivamente, em 5.2.1, para $a_c = 5\%$, a altura crítica obtida para estacas foi de 3,25 m e para a coluna encamisada foi de 3,35 m. Com efeito, quanto maior o vão entre colunas de igual diâmetro, menor será o confinamento do solo entre colunas e, conseqüentemente, o sistema interativo solo-coluna começa a perder a sua eficiência global. Em conclusão, para vãos maiores entre colunas, a flexibilidade do sistema com colunas começa a condicionar o seu comportamento e o sistema com estacas é mais eficaz.

Em oposição, para $s'/d_c < 2,23$, o sistema de colunas encamisadas, permite, a partir da deformação lateral das colunas, confinar e incrementar a capacidade de carga do solo entre colunas. Por outro lado, a elevada rigidez das estacas, comparativamente à rigidez das colunas, leva a que não sofram deformações provocando, conseqüentemente, assentamentos diferenciais de maior magnitude na

superfície do aterro. Tendo em conta o exposto, justifica-se que, apesar de se ter concluído que a rigidez das colunas de igual diâmetro não afeta de forma significativa o efeito de arco, não é de estranhar que para baixos valores de s'/d_c ($< 2,23$), a altura crítica seja maior para estacas.

Resumindo, infere-se que caso se pretenda tratar um solo muito mole para a construção de um aterro, é sempre preferível, em termos de limitação da altura a construir, aumentar a razão de substituição. Adicionalmente, comparando duas soluções equivalentes com estacas e com colunas, conclui-se que é preferível reforçar o solo através de colunas de areia encamisadas para vãos entre colunas mais reduzidos e que para maiores vãos o sistema com estacas é mais eficaz. Não obstante, deve-se reforçar que as diferenças existentes entre as duas equações que permitem obter a altura crítica não são significativas.

Deste modo, a partir das comparações aqui efetuadas, conclui-se que a altura crítica não deve ser o parâmetro condicionante na decisão referente ao tipo de tratamento a utilizar num solo muito mole, entre tratamento com estacas ou com colunas de areia encamisadas com igual valor de s'/d_c .

6. Considerações finais

6.1. Conclusão

Os aterros construídos sobre solos moles podem resultar em deformações excessivas e problemas de estabilidade, pelo que, correntemente, se procede ao tratamento desses solos através de várias técnicas, nomeadamente, através da inclusão de elementos de coluna.

Colunas granulares encamisadas por um geotêxtil deformam-se quando solicitadas pelo incremento de carga oferecido pela construção de um aterro, mobilizando a sua capacidade de carga a partir da sua expansão lateral e assentamento, confinando, conseqüentemente, o solo entre colunas. Em oposição, estacas fundadas num solo mole são praticamente indeformáveis comparativamente com a reduzida rigidez do solo mole. Resumindo, colunas granulares encamisadas permitem que o solo tratado funcione como um sistema interativo e interdependente, enquanto o solo reforçado com estacas é determinado, sobretudo, pela elevada rigidez das referidas estacas.

A construção de aterros sobre elementos de coluna fundados em solos muito moles, devido ao contraste existente entre os elementos estruturais e o solo mole, resulta geralmente no incremento da capacidade de carga do solo de fundação e, em contrapartida, no desenvolvimento de assentamentos diferenciais na base do aterro que se propagam até ao seu topo. Deste modo, através das análises numéricas efetuadas, verificou-se que a ocorrência de assentamentos diferenciais se dá apenas para aterros de baixa espessura, até que este tenha rigidez suficiente para que os assentamentos na sua base se propaguem à sua superfície por meio de um assentamento uniforme. Este fenómeno ocorre para a altura de aterro definida como crítica. Posto isto, verificou-se que, para a anulação dos assentamentos diferenciais superficiais, não importa o confinamento oferecido pelo encamisamento, o comprimento dos elementos de coluna ou a compressibilidade do solo mole. A altura crítica é, então, fundamentalmente afetada pela área de elementos com rigidez elevada *versus* a área da massa de solo muito deformável (razão de substituição), isto é, do diâmetro das colunas e do seu afastamento. Por outro lado, concluiu-se que a altura de aterro, inferior à altura crítica, para a qual se dão os assentamentos diferenciais superficiais máximos, depende também da razão de substituição, mas é sobretudo afetada pela área de elementos rígidos, isto é, pelo diâmetro das colunas e não tanto pelo vão entre colunas.

Não obstante, concluiu-se que a magnitude dos assentamentos diferenciais no topo do aterro depende, na constância dos restantes parâmetros, da variação da rigidez axial das colunas encamisadas mas é sensível, fundamentalmente, à variação da compressibilidade da argila mole e do vão entre colunas. Conseqüentemente, os assentamentos diferenciais são tanto maiores, quanto mais rígidos forem os elementos de coluna, maior for a compressibilidade do solo mole e maior for a massa de solo confinada entre colunas. No entanto, constatou-se que ao variar simultaneamente a deformabilidade da coluna e da camada de solo mole (espessura da camada de argila), a alteração da rigidez da coluna é mais condicionante no desenvolvimento dos assentamentos diferenciais.

Através do estudo efetuado verificou-se, adicionalmente, que o desenvolvimento de assentamentos diferenciais e a correspondente anulação na superfície do aterro, afetam diretamente o efeito de arco. Neste seguimento, concluiu-se que, a partir da altura crítica, ocorre a uniformização do sistema e a estabilização na transferência de cargas para as colunas e para o solo. Considerou-se, então, que a altura crítica corresponde à mobilização total do efeito de arco no aterro e que, por essa razão, este efeito depende, essencialmente, do diâmetro e do vão entre colunas.

Por outro lado, apesar dos assentamentos diferenciais serem superiores para elementos de coluna mais rígidos, após atingida a altura crítica, como a flexibilidade global do sistema depende da rigidez das colunas, verificou-se que o assentamento uniforme que se propaga ao topo do aterro é, em oposição, maior, para sistemas globalmente mais flexíveis.

Finalizando, para o dimensionamento da altura de aterro é desejável que não ocorram depressões na sua superfície, isto é, o aterro deve ser projetado para ter uma altura igual ou superior à crítica. Para um problema típico de dimensionamento, a altura de aterro é um dado de *input*, e o diâmetro das colunas e o seu afastamento são resultantes desse dimensionamento. Deste modo, as equações de dimensionamento obtidas podem ser utilizadas no processo de estabelecer a combinação adequada para a malha, o seu espaçamento e o diâmetro das colunas. Neste seguimento, foi possível concluir que o sistema com inclusão de elementos de coluna mais flexíveis é mais eficaz para colunas mais próximas entre si, e que para colunas mais afastadas, o confinamento do solo entre colunas começa a ser menor. Nesses casos, a rigidez dos elementos ganha importância e para maiores vãos, é preferível implementar uma solução com recurso à fundação por elementos mais rígidos, como estacas ou colunas de solo-cimento, recorrendo às tecnologias de *jet grouting* ou *deep mixing*.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Através das análises numéricas efetuadas no *software* PLAXIS 2D para colunas de areia encamisadas com base no conceito de célula unitária, focam-se, com principal relevância, os seguintes problemas:

- A modelação não entra em consideração com o efeito de membrana introduzido pelo reforço na base do aterro e todas as tensões concentradas no topo do solo pelo efeito de arco são suportadas pelo solo. Note-se que este comportamento se verificou para colunas encamisadas e para estacas;
- A célula unitária pretende representar o comportamento de todas as colunas através da simulação de apenas uma coluna e respetiva área de influência equivalente, correspondendo, então, a uma simulação simplificada que pode ter repercussões nos resultados obtidos, nomeadamente, no efeito de arco no aterro e conseqüentemente nos assentamentos diferenciais e mobilização da altura crítica.

Tendo em conta os problemas expostos, recomenda-se efetuar um estudo equivalente ao realizado na presente dissertação, através da modelação numérica do sistema com mais colunas e preferencialmente tridimensional. Para além disso recomenda-se também que o cálculo seja efetuado considerando o impacto que a instalação da coluna tem no solo adjacente e considerado também o fenómeno da consolidação, simulando a construção em etapas do aterro para que seja possível estudar a evolução dos assentamentos diferenciais, não só para a altura final de aterro, mas também com o carregamento aplicado. Por outro lado, chegou-se à conclusão que seria também interessante estudar a altura crítica através do método da célula unitária, mas agora para uma malha média refinada no topo do aterro. Isto porque o foco do trabalho em estudo passa pelo estudo dos assentamentos diferenciais desenvolvidos nesta zona.

Fora do âmbito do estudo dos assentamentos diferenciais no aterro, recomenda-se o aprofundamento de outras análises, ainda por explorar, associadas a sistemas de tratamento de solos moles com colunas de areia encamisadas.

Neste seguimento, para o reforço de um solo mole em regiões sísmicas, o comportamento face à ação sísmica de aterros suportados por colunas de areia encamisadas deve ser devidamente estudado. Para tal, recomenda-se para uma futura pesquisa, o estudo da resposta do sistema a este tipo de ações. Adiante-se que se espera que o confinamento da coluna pelo geotêxtil assegure, a curto prazo, a capacidade de carga, mesmo na ausência de qualquer confinamento lateral oferecido pelo solo circundante durante a ocorrência de um sismo, em particular em caso de existência de potencial de liquefação.

Adicionalmente, graças à flexibilidade deste tipo de sistemas, a fundação por colunas de areia encamisadas, executada sob plataformas ferroviárias, deverá permitir melhorar o desempenho dinâmico destas plataformas, em particular em linhas de alta velocidade, mais sensíveis às consequências das vibrações. Neste seguimento, o comportamento dinâmico de plataformas ferroviárias suportadas por solos tratados com colunas de areia encamisadas, corresponde, igualmente, a uma interessante análise a ser explorada futuramente.

Para finalizar, outro potencial estudo relativo à aplicação de soluções de fundação de solos moles através de colunas de areia encamisadas diz respeito à sua implementação em obras portuárias. Com efeito, obras portuárias envolvem normalmente a colocação de material de aterro a tardo dos muros cais construídos. Nesses casos, o material é normalmente colocado sobre solos compressíveis a muito compressíveis que podem, posteriormente, a partir do carregamento determinado pelo aterro construído, mobilizar assentamentos que poderão condicionar o bom desempenho dos muros cais e da plataforma localizada a tardo do referido muro cais. Neste sentido, o reforço dos solos através da fundação por colunas de areia encamisadas pode ser duplamente vantajoso, pelo que a sua implementação deverá ser devidamente explorada.

Bibliografia

- Alexiew, D., Brokemper, D., & Lothspeich, S. (2005). Geotextile encased columns (GEC): load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. *GPS 131 - contemporary issues in foundation engineering*, pp. 497 - 510.
- Alexiew, D., Raithel, M., & Kuster, V. (2012). 15 years of experience with geotextile encased granular columns as foundation system. *ISSMGE - TC 211 International symposium on ground improvement*, (p. 18). Brussels.
- Almeida, M. (2014a). *Notas de aula: metodologias construtivas de aterros sobre solos moles*. Apontamentos teóricos da cadeira sobre aterros sobre solos moles, COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Almeida, M. (2014b). *Notas de aula: colunas granulares encamisadas*. Apontamentos da cadeira sobre aterros sobre solos moles, COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Almeida, M. (2014c). *Notas de aula: colunas granulares tradicionais*. Apontamentos teóricos da cadeira sobre aterros sobre solos moles, COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Almeida, M. S., & Marques, M. E. (2010). *Aterros sobre solos moles: projeto de desempenho*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Almeida, M. S., Housseinpour, I., & Riccio, M. (2013, August). Performance of a geosynthetic-encased column (GEC) in soft ground: numerical and analytical studies. *Geosynthetics international*, 20(4), pp. 252-262.
- Cardoso, M. C. (2013). *Análise de soluções de projeto de aterro sobre solos moles*. Dissertação de Mestrado, IST, Lisboa.
- Chen, R., Chen, Y., Han, J., & Xu, Z. (2008). A theoretical solution for pile-supported embankments on soft soils under one-dimensional compression. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(5), 611-623.
- EBGEO. (2011). *Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements*. Berlin, Germany: Wilhelm Ernst & Sohn.
- Engepol-Geossintéticos. (n.d.). *ENGEPOL - GEOSSINTÉTICOS*. Retrieved 2014, from <http://www.engepol.com/grupo-nortene.html>
- Fernandez, S. P. (2006). *Efeito de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado*. Dissertação de mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília - Faculdade de Engenharia Civil e Ambiental.

- Filz, G., Sloan, J., McGuire, M., Collin, J., & Smith, M. (2012). Column-supported embankments: settlement and load transfer. *Geotechnical engineering state of the art and practice*, pp. 54-77.
- Ghionna, V., & Jamiolkowski, M. (1981). Colonne di ghiaia. *X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni*. Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni, nº507.
- Hachich, W., Falconi, F. S., Saes, J. L., Frota, R. G., Carvalho, C. S., & Niyama, S. (1996). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: PINI.
- Hartmann, D. A. (2012). *Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Horgan, G. J., & Sarsby, R. (2002). The arching effect of soils over voids and piles incorporating geosynthetic reinforcement. *Geosynthetics - 7th ICG Proceedings*, 1.
- Hosseinpour, I., Riccio, M., & Almeida, M. S. (2014). Numerical evaluation of a granular column reinforced by geosynthetics using encasement and laminated disks. *Geotextile and geomembranes*, 42(4), pp. 363-373.
- Khabbazian, M., Kaliakin, V. N., & Meehan, C. (2010). Numerical study of the effect of geosynthetic encasement on the behaviour of granular columns. *Geosynthetics international*, 17(3), pp. 132-143.
- Lima, B. T. (2012). *Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Luschi. (n.d.). *LUSCHI - Dragagem, Impermeabilização e Hidrojateamento*. Retrieved 2014, from <http://www.luschi.com.br/>
- Marangon, M. (2008). *Geotecnia de fundações*. Apontamentos teóricos, Universidade Federal Juiz de Fora.
- Maranha das Neves, E. (2004). *Mecânica dos Solos e das Rochas*. Lisboa, Portugal: AEIST.
- Maranha das Neves, E. (2007). *Modelação avançada em geotecnia*. IST, Lisboa, Portugal.
- Marques, D. A. (2008). *Reforço de solos de fundação com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintéticos*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- McGuire, M. (2011). *Critical height and surface deformation of column-supported embankments*. PhD dissertation, Virginia Tech, Blacksburg.

- McGuire, M., Sloan, J., Collin, J., & Filz, G. (2012). Critical height of column-supported embankments from bench-scale and field-scale tests. *SSMGE - TC 211 International symposium on ground improvement*. Brussels, Belgium.
- Naughton, P. J. (2007). The significance of critical height in the design of piled embankments. *GeoDenver 2007, GPS - 172: Soil Improvement*.
- NTC-Brasil. (n.d.). *Materiais para construção civil - NTC Brasil*. Retrieved 2014, from <http://www.ntcdistribuidora.com.br>
- Pinto, A. (2012a). *Notas de aula: estruturas de suporte*. Apontamentos da cadeira de taludes e estruturas de suporte, IST, Lisboa, Portugal.
- Pinto, A. (2012b). *Notas de aula: tratamento de terrenos de fundação*. Apontamentos da cadeira de obras de aterro, IST, Lisboa, Portugal.
- Pinto, A. (2013a). *Notas de aula: estabilidade de taludes*. Apontamentos da cadeira de túneis, IST, Lisboa, Portugal.
- Pinto, A. (2013b). *Notas de aula: obras subterrâneas*. Apontamentos da cadeira de túneis, IST, Lisboa, Portugal.
- Pinto, A., & Tomásio, R. (2007). Soluções de plataformas de transferência de carga com recurso a geossintéticos. *2º Seminário português sobre geossintéticos*, pp. 81 - 99.
- Plaxis. (2010a). *Plaxis 2D - material manual*.
- Plaxis. (2010b). *Plaxis 2D - reference manual*.
- Raithel, M., & Kempfert, H. (2000). Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns. *Proc. International Conferencemon Geotechnical & Geological Engineering GeoEng 2000*, (p. 347). Melbourne.
- Ribeiro, A. L. (2010). *Técnica de tratamento de solos - jet grouting: Acompanhamento de um caso real de estudo - Cais de Santa Apolónia e Jardim do Tabaco*. Dissertação de mestrado, IST, Lisboa.
- Sloan, J. (2011). *Column-supported embankments: full-scale tests and design recommendations*. PhD dissertation, Virginia Tech, Blacksburg.
- Springman, S. M., Laue, J., Askarinejad, A., & Gautray, J. N. (2012). On the design of ground improvement for embankments on soft ground. *Proceedings of the international conference on ground improvement & ground control: transport infrastructure development and natural hazards mitigation*. Wollongong.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley and Sons, New York NY.

Van Eekelen, S. J., & Bezuijen, A. O. (2003). Arched in piled embankments: experiments and designs calculations. *International conference foundations: innovations, observations, design and practice*.

Apêndice A

A. Análise numérica em elementos finitos

Os modelos analíticos aplicados no dimensionamento de aterros suportados por solos tratados com colunas encamisadas têm algumas limitações. Entre essas limitações encontram-se a hipótese de igualdade de assentamentos na coluna e no solo e a hipótese de que alguns parâmetros geotécnicos se mantêm constantes com o nível de tensões, espaço e tempo.

As limitações encontradas nos modelos de cálculo aplicadas ao dimensionamento de aterros suportados por qualquer elemento de coluna são ultrapassadas com a modelação numérica. A modelação permite considerar a heterogeneidade dos solos, as condições de vizinhança e a não linearidade física dos parâmetros e geométrica no que diz respeito às grandes deformações (Almeida & Marques, 2010). Entre os métodos numéricos disponíveis atualmente ressaltam-se dois de uso mais corrente: o método das diferenças finitas e o método de elementos finitos, este último, mais utilizado correntemente.

Segundo o exposto por Maranha das Neves no seu trabalho sobre Modelação Avançada em Geotecnia (2007), os métodos numéricos têm a vantagem de considerar todos os requisitos teóricos, mas de uma forma aproximada. Em relação aos outros métodos utilizados têm a vantagem de incorporar qualquer equação constitutiva. Quanto às informações que podem fornecer, estes métodos permitem a análise de estabilidade e a obtenção de deslocamentos e dos efeitos em estruturas adjacentes. A aptidão dos métodos numéricos para simular as condições *in situ* depende do grau de aproximação da equação constitutiva ao comportamento real do geomaterial e da capacidade do engenheiro geotécnico para estabelecer as condições de fronteira adequadas ao problema em causa.

Ao modelar um problema geotécnico através de um método numérico, a geometria é representada por um conjunto de pequenas regiões, denominadas elementos finitos, as quais são constituídas por nós, quer nas respetivas fronteiras, quer no seu interior. Para aplicar o método é necessário escolher uma variável (tensão ou deformação) e estabelecer o modo como variam de ponto para ponto no interior do elemento finito, variação essa que é expressa em função dos valores nodais.

Para o cálculo numérico do sistema composto pelo solo mole e as colunas granulares encamisadas foi implementado o programa PLAXIS 2D (*Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*) na sua versão 8.2. O *software* PLAXIS 2D tem sido desenvolvido com o intuito de comercializar uma ferramenta de fácil aplicação mas alta fiabilidade na simulação de problemas de origem geotécnica.

Durante a geração da malha de elementos finitos, os elementos de solo são divididos em elementos triangulares. Foram assim escolhidos elementos triangulares com 15 nós para modelar os materiais envolvidos na análise. Segundo o Manual do *software* PLAXIS 2D (*Reference Manual*), os elementos triangulares de 15 nós, fornecem uma função de interpolação de 4º grau para o deslocamento, sendo

que a integração numérica envolve 12 pontos de Gauss (*stress points*) onde se calculam as tensões. Os elementos triangulares com 15 nós são elementos muito precisos que permitem resolver problemas geotécnicos difíceis, pelo que foram escolhidos para efetuar o cálculo numérico em substituição dos elementos triangulares de 6 nós também disponíveis no *software*. Os dois tipos de elementos citados encontram-se representados na Figura 36.

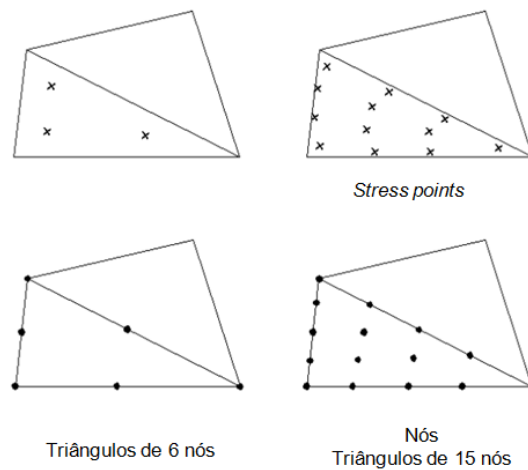


Figura 36 – Representação dos elementos triangulares (Plaxis, 2010b)

Adicionalmente aos elementos de solo, podem ser implementados elementos lineares, compatíveis com os elementos de solo, essencialmente de duas naturezas: *plate elements* para simular o comportamento de paredes e placas, e *geogrid elements* para simular o comportamento de geogrelhas e geotêxteis.

Quando os elementos triangulares de 15 nós são utilizados, cada elemento *geogrid* é modelado por elementos de linha com 5 nós. Repare-se que um elemento *geogrid* corresponde a uma estrutura delgada com rigidez axial somente a esforços de tração, isto é, estes elementos não conseguem suportar esforços de compressão.

Apêndice B

B. Preparação e confirmação do modelo geométrico e do cálculo numérico

Para se obter o modelo seguido no capítulo referente à modelação numérica no PLAXIS 2D em termos de modelos constitutivos, geométricos e malhas geradas, foram efetuados, numa fase inicial, vários estudos comparativos que procuraram calibrar o modelo e aperfeiçoar a análise numérica em causa. Deste modo, procedeu-se ao desenvolvimento de iterações e posterior tratamento de resultados, com o intuito de constituírem primeiras aproximações ao problema em estudo, fazendo variar a rigidez do geotêxtil. Apresentam-se e exploram-se seguidamente os estudos e respetivos resultados que se consideram relevantes.

1) Modelação do material granular da coluna

A partir das iterações realizadas alterando o valor da rigidez à tração do geotêxtil, foi possível avaliar o modelo geométrico no que diz respeito, numa primeira fase, aos modelos e respetivos parâmetros escolhidos para simular o comportamento dos materiais envolvidos.

Optou-se, numa fase muito inicial do trabalho em curso, pela utilização do modelo *Mohr-Coloumb*, para simular o comportamento das colunas em elementos finitos. Decidiu-se também, numa primeira fase, efetuar a simulação através da geração de uma malha de precisão média refinada no encamisamento. Os modelos constitutivos e as propriedades dos geomateriais utilizados no cálculo numérico nesta fase encontram-se representados na Tabela 16:

Tabela 16 – Modelos constitutivos e propriedades dos materiais utilizados no modelo numérico (1ª Fase)

Propriedades	Coluna de areia (<i>Mohr-Coloumb</i>)	Aterro (<i>Mohr-Coloumb</i>)	Solo mole (<i>Soft Soil</i>)
γ (kN/m ³)	20	18	14
k_x (m/dia)	1	2	$1,8 \times 10^{-4}$
k_y (m/dia)	1	2	$2,0 \times 10^{-5}$
E (kPa)	40000	15000	-
ν (-)	0,3	0,3	-
λ^*	-	-	0,240
κ^*	-	-	0,042
c (kPa)	1	1	5
ϕ (°)	40	30	28
Ψ (°)	10	0	0

A partir dos valores estabelecidos na tabela anterior, escolhidos tendo em atenção indicações e consulta de estudos e trabalhos semelhantes (Apêndice C), foi simulado o comportamento de uma coluna granular encamisada através de sucessivos incrementos da altura de aterro e fazendo variar a rigidez do encamisamento. O tratamento dos resultados em termos da evolução dos assentamentos

diferenciais, assentamentos máximos e esforços máximos de tração anelar não foram satisfatórios. Os problemas encontrados foram os seguintes:

1. Os assentamentos diferenciais estimados, no topo do aterro, devem ser maiores para valores superiores da rigidez do geotêxtil, o que não se verificou para algumas das iterações, tal como se pode confirmar pelas linhas a azul representadas na Tabela 17 e também pelo Gráfico 50.

Tabela 17 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m utilizando o modelo de *Mohr-Coloumb* para a coluna

h_{at} (m)	Assentamento diferencial (cm)		
	$J = 1000$ kN/m	$J = 2000$ kN/m	$J = 4000$ kN/m
0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	32,00	33,30	33,80
0,75	44,10	47,70	49,00
1,00	58,30	60,30	61,70
1,25	63,50	64,70	65,20
1,50	60,40	62,70	62,20
1,75	48,50	46,20	47,90
2,00	2,60	2,30	2,20
2,20	0,20	0,10	0,00
2,25	0,00	0,00	0,00
2,30	0,00	0,00	0,00
2,50	0,00	0,00	0,00
2,75	0,00	0,00	0,00
3,00	0,00	0,00	0,00

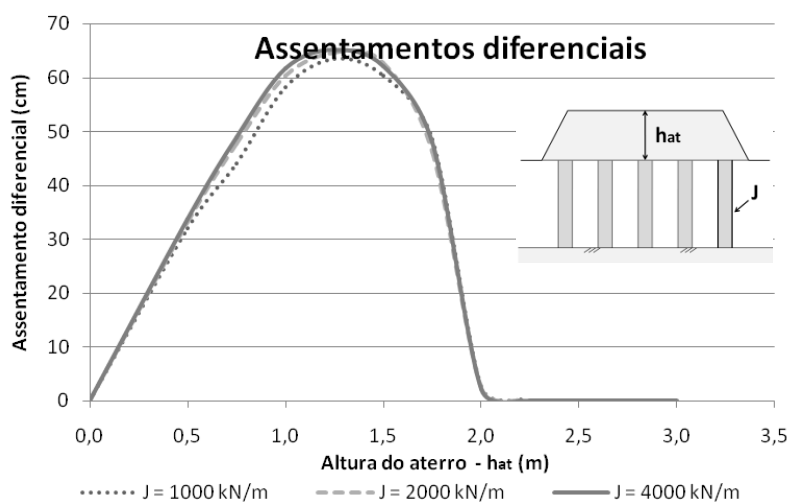


Gráfico 50 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para $J=1000$, $J=2000$ e $J=4000$ kN/m utilizando o modelo de *Mohr-Coloumb* para a coluna

2. A evolução dos assentamentos máximos no aterro com o incremento de carga, apesar de aumentarem no geral com esse mesmo incremento, tem um comportamento não regular e conseqüentemente não satisfatório, tal como se mostra no Gráfico 51.

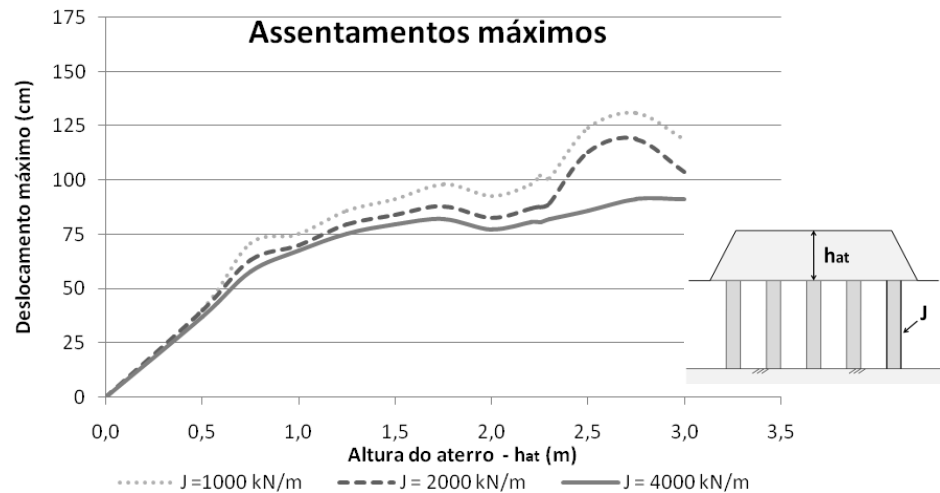


Gráfico 51 – Assentamento máximo com a altura de aterro para J=1000, J=2000 e J=4000 kN/m utilizando o modelo de Mohr-Coloumb para a coluna

3. O geotêxtil é simulado segundo um comportamento elástico linear, pelo que a evolução dos esforços máximos de tração deveria crescer de forma sensivelmente linear com a altura do aterro, o que não sucede como se pode confirmar pelo Gráfico 52. Para além disso seria de esperar que valores superiores da rigidez do encamisamento conduzissem a valores também superiores dos esforços máximos de tração anelar.

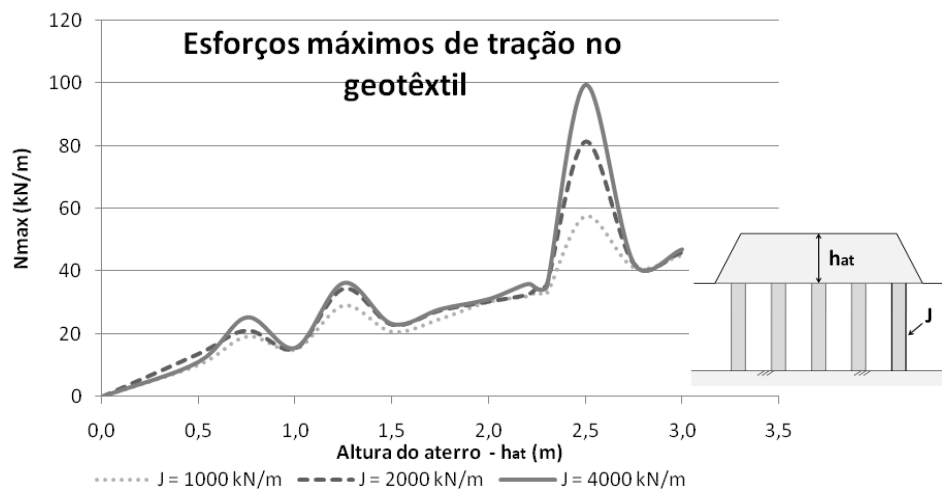


Gráfico 52 – Esforço máximo de tração no geotêxtil para J=1000, J=2000 e J=4000 kN/m utilizando o modelo de Mohr-Coloumb para a coluna

Note-se que o estudo deste parâmetro em nada se relaciona com o foco do trabalho em curso (altura crítica). No entanto, considera-se relevante focar esse estudo uma vez que se sabe que o geotêxtil é o principal responsável pelo confinamento da coluna e que tem um comportamento aproximadamente elástico linear e que, por essa razão, os esforços máximos de tração devem crescer de forma, idealmente, linear com o incremento de carga.

Em conclusão, pensa-se que este comportamento não regular, apurado especialmente para os assentamentos máximos e esforços máximos estudados de tração anelar no encamisamento, pode

estar associado ao facto do modelo constitutivo seguido para a coluna não considerar a alteração da rigidez da coluna com a aplicação de carga pelo aterro. Relembre-se que a coluna granular não está livre de deformações e caracteriza-se por mobilizar a sua capacidade de carga a partir da sua própria deformação.

Tendo em conta o exposto, decidiu-se alterar o modelo que rege o comportamento da coluna de areia encamisada, adotando-se para a mesma, o modelo *Hardening Soil*, cujas propriedades e respetiva justificação se encontram no capítulo referente à clarificação dos pressupostos utilizados na modelação numérica. O aterro e o solo argiloso mantêm, assim, os seus modelos constitutivos iniciais e cujas propriedades e correspondente justificação se encontram também no capítulo 3.

2) Malha

Para determinar o tipo de malha que deve ser gerada e que simula da melhor forma o comportamento da coluna, foi realizado um estudo comparativo entre vários tipos de malha através da alteração da rigidez à tração do geotêxtil.

Na literatura consultada, o geotêxtil de reforço na base do aterro não é incorporado na modelação numérica. Relembre-se, adicionalmente, que o efeito de membrana introduzido pelo reforço apenas é relevante quando a rigidez dos elementos de colunas é elevada, e que as colunas granulares encamisadas apresentam alguma deformabilidade, quando comparada com estacas ou mesmo colunas *de jet grouting*.

Posto isto, decidiu-se proceder inicialmente ao estudo em curso, sem incorporação do geossintético de reforço e para uma malha média refinada no encamisamento fazendo variar a rigidez deste. Os resultados correspondentes aos assentamentos diferenciais finais no topo do aterro, para essa malha com a altura final de aterro encontram-se representados no Gráfico 53:

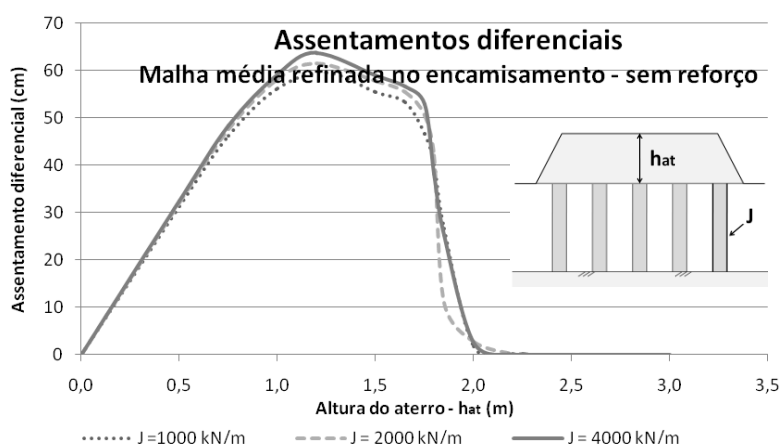


Gráfico 53 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para uma malha média refinada no encamisamento

Como se pode concluir pela análise do Gráfico 53, a evolução dos assentamentos diferenciais não é exatamente a desejada, já que se constata que os assentamentos estimados não são sempre superiores para valores superiores da rigidez do geotêxtil. Neste seguimento, decidiu-se proceder à mesma análise mas para uma malha fina sem refinamento. Os resultados associados a essa malha, sem consideração do reforço na base do aterro, encontram-se representados no Gráfico 54:

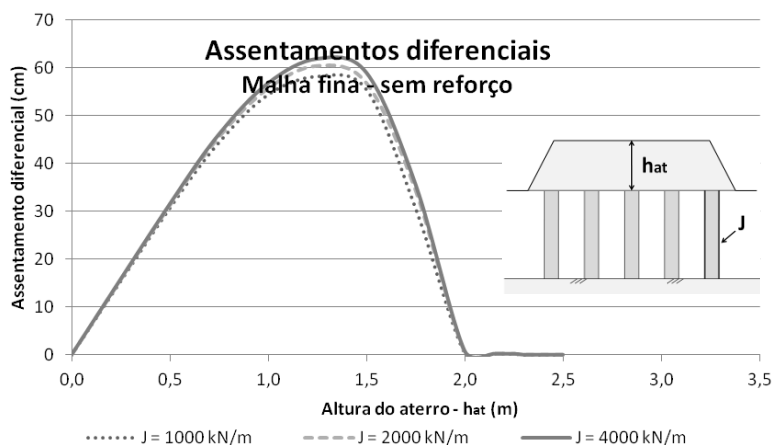


Gráfico 54 – Assentamento diferencial com a altura de aterro para uma malha fina variando J

Pode-se concluir, pela análise deste último gráfico, que a evolução dada é significativamente mais satisfatória do que a evolução obtida com a malha média refinada no encamisamento (Gráfico 53).

Não obstante, repare-se que, para ambas as malhas, em especial para a malha fina, se verificou que, para algumas iterações, ocorriam valores excessivamente elevados no topo do encamisamento para os esforços de tração anelar associados.

A título de exemplo, um dos referidos valores de pico e restantes valores associados aos esforços de tração no geotêxtil podem ser consultados na Figura 37 para uma altura de aterro igual a 0,75 m, para encamisamento caracterizado por $J = 4000 \text{ kN/m}$ e para uma malha fina. Analogamente, nessa mesma figura para a mesma malha, encontra-se representado o desenvolvimento desses esforços ao longo de um encamisamento com iguais características, associado, porém, a uma altura de aterro igual a 2,5 m. Para essa altura repare-se que o pico não é tão acentuado.

O desenvolvimento dos esforços de tração no encamisamento não é regular no seu comprimento, isto é, ocorre sempre uma variação entre os valores máximos e mínimos, maior ou menor, consoante o valor da carga atuante. Em conclusão, os valores de pico de forças encontrados para as duas malhas analisadas, únicos quando comparados com os restantes valores obtidos ao longo do encamisamento, correspondem a um problema cuja explicação não foi apurada.

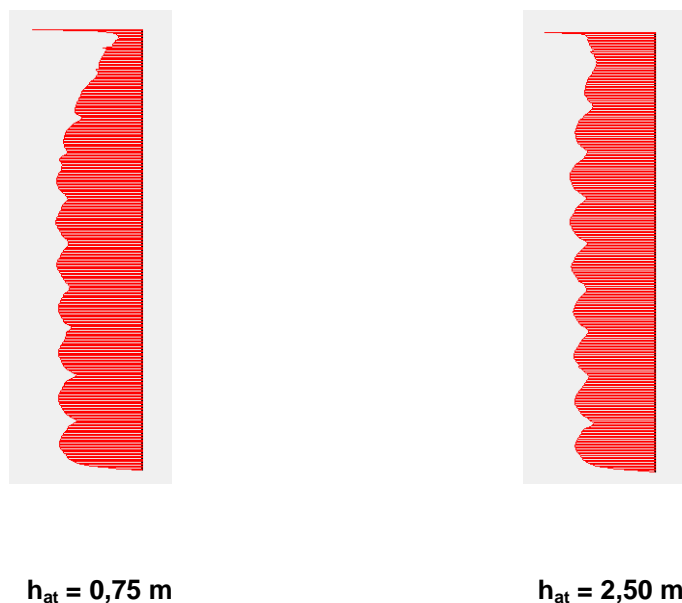


Figura 37 – Desenvolvimento dos esforços de tração ao longo do geotêxtil para $h_{at} = 0,75$ e $2,50$ m e para $J=4000$ kN/m (malha fina sem reforço na base do aterro)

Tendo em conta o exposto, pensou-se então implementar um geossintético de reforço na base do aterro com um valor de rigidez considerado de aplicação normal: 400 kN/m.

O estudo seguinte foi assim conduzido para uma malha média refinada nos dois geossintéticos. Compare-se a Figura 37 com a Figura 38 para os mesmos valores de altura de aterro (0,75 m e 2,5 m) e para o mesmo valor de rigidez à tração do encamisamento mas agora para um modelo geométrico que inclui o geossintético de reforço na base do aterro e uma malha refinada nos dois geossintéticos.

Conclui-se de imediato, pela comparação da Figura 37 com Figura 38, que desaparece no topo da coluna o pico de forças inicial. Repare-se ainda que o restante andamento é semelhante, quando comparados os mesmos valores de altura de aterro, sendo possível, desta forma, inferir que, através da inclusão do geossintético de reforço no cálculo numérico, se anula o problema anteriormente averiguado e que afeta o desenvolvimento dos esforços máximos de tração anelar com a altura final de aterro.

Note-se que tanto a Figura 37 como a Figura 38 pretendem apenas ajudar a esclarecer qualitativamente as evoluções seguidas para essas grandezas no caso geral, pelo que não foram associadas a nenhum valor numérico.

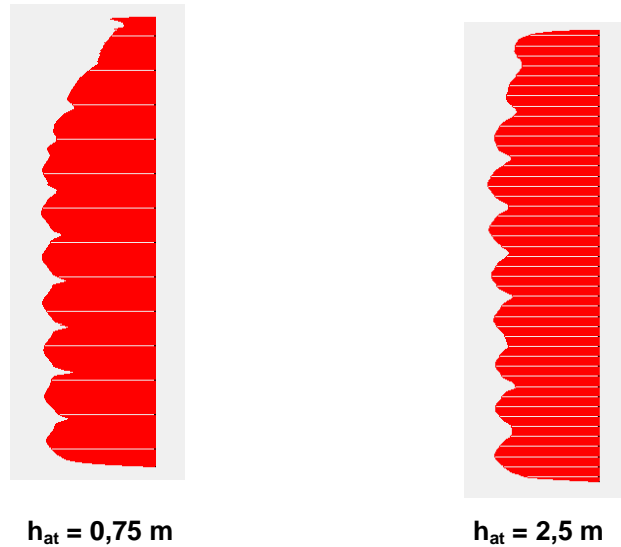


Figura 38 – Desenvolvimento dos esforços de tração ao longo do geotêxtil para $h_{at} = 0,75$ m e $2,50$ m e para $J=4000$ kN/m (malha refinada nos dois geossintéticos)

Para que se pudessem analisar convenientemente as diferenças obtidas para os vários tipos de malha em termos do desenvolvimento dos assentamentos diferenciais finais no topo do aterro, foco do trabalho em curso, e efetuar a escolha pela malha mais adequada, optou-se por realizar um estudo comparativo, de forma conjunta, para os vários tipos de malhas relativo à evolução dos assentamentos diferenciais com os sucessivos aumentos de altura de aterro e para os 3 valores de rigidez estudados.

Os Gráfico 55, Gráfico 56 e Gráfico 57 representam a evolução os assentamentos diferenciais para as várias malhas, com e sem inclusão do reforço, e para os 3 valores analisados de rigidez à tração do encamisamento.

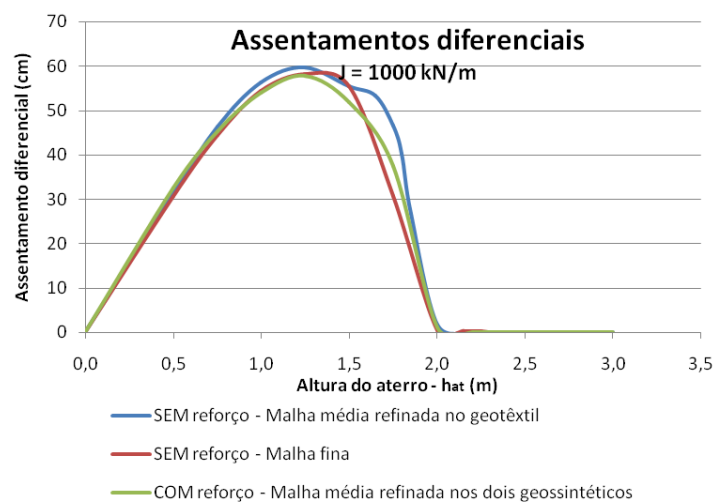


Gráfico 55 – Assentamento diferencial com a altura do aterro para as várias malhas e para $J=1000$ kN/m

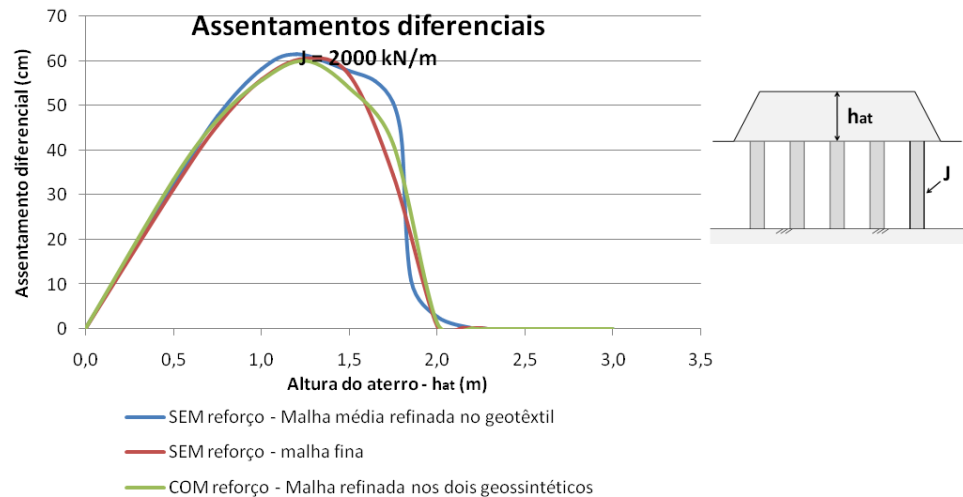


Gráfico 56 – Assentamento diferencial com a altura do aterro para as várias malhas e para J=2000 kN/m

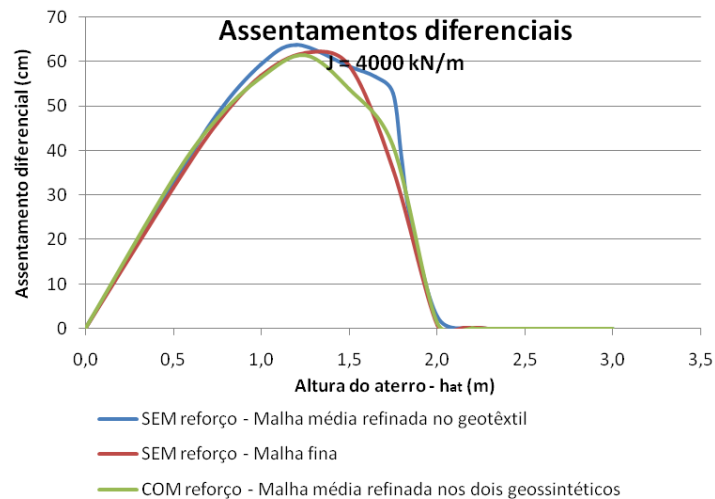


Gráfico 57 – Assentamento diferencial com a altura do aterro para as várias malhas e para J=4000 kN/m

Conclui-se, pela análise dos gráficos anteriores, que o valor da altura crítica não é afetado pela malha e que as discrepâncias mais significativas se verificam entre a malha refinada no encamisamento sem consideração do reforço (azul) e as duas restantes malhas, pelo que se pode excluir à partida essa malha.

Repare-se, contudo, como já tinha sido referido, que a não consideração do reforço na base do aterro conduz a uma evolução não satisfatória dos esforços máximos de tração no encamisamento tal como mostra o Gráfico 58. Neste seguimento, a escolha recai sobre a malha que incorpora o reforço na base do aterro e que, apesar de não ser utilizada nos modelos analíticos, se sabe que a sua aplicação é sempre favorável nem que seja na uniformização dos assentamentos no aterro e no reforço da estabilidade do aterro, da estabilidade da fundação e também da estabilidade global de todo o sistema.

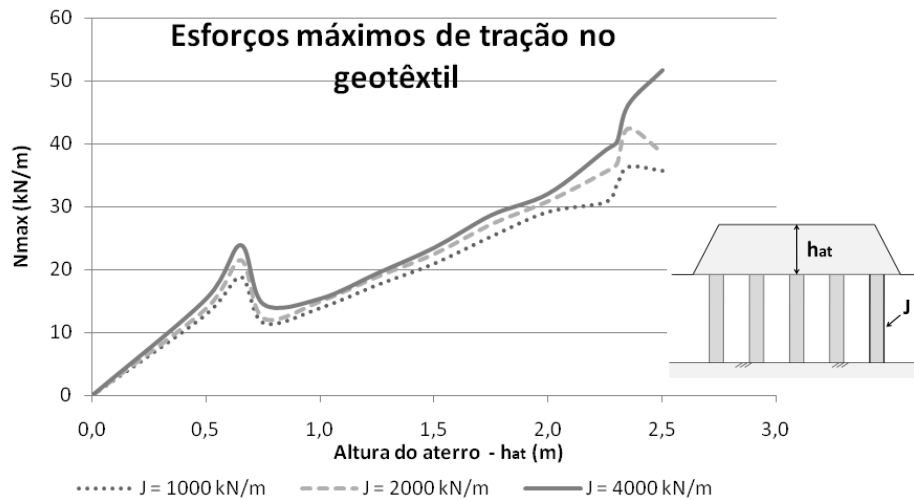


Gráfico 58 – Esforço de tração máxima para uma malha fina fazendo variar a rigidez do geotêxtil argila (sem consideração do reforço na base do aterro)

Foi efetuado um estudo equiparado ao anterior, fazendo, porém, variar a espessura da camada de argila mole, obtendo-se as mesmas ilações anteriores. Em conclusão, decidiu-se finalmente proceder ao estudo em foco, relativo à altura crítica de aterros suportados por colunas granulares encamisadas, simulando colunas segundo o modelo constitutivo *Hardening Soil*, alterando o modelo geométrico através da inclusão do reforço na base do aterro e implementando uma malha média refinada nos dois geossintéticos.

As malhas aqui referidas, sem reforço na base do aterro, para uma altura de 1,75 m, podem ser consultadas na Figura 39 para a malha média refinada no encamisamento e na Figura 40 para a malha fina:

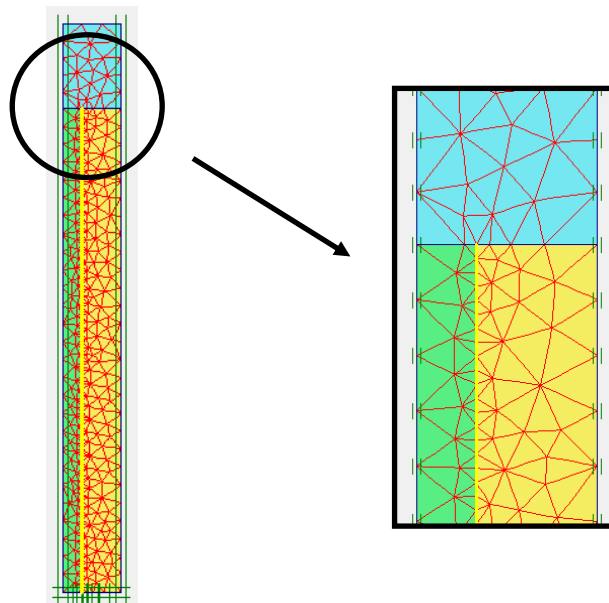


Figura 39 – Representação da malha média refinada no encamisamento

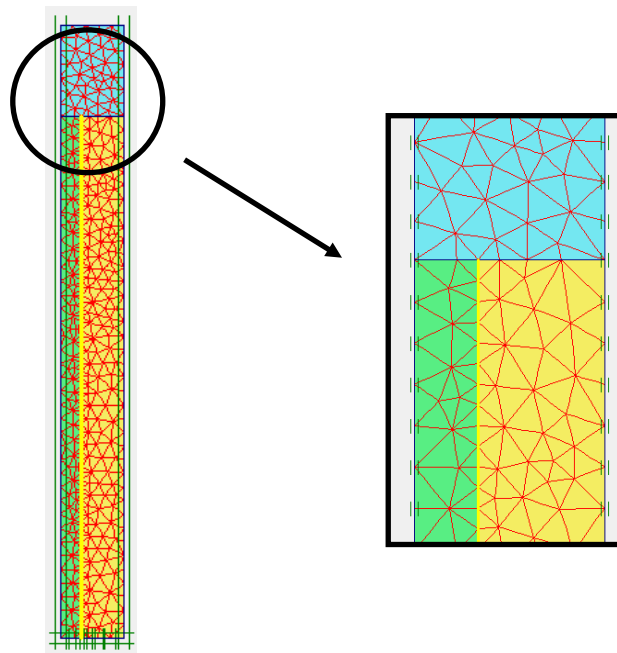


Figura 40 – Representação da malha fina

Apêndice C

C. Valores dos parâmetros de solos argilosos e arenosos

Tabela 18 – Modelos constitutivos e propriedades dos materiais utilizados nos estudos efetuados por Hosseinpour *et al.* (2014) (adaptado)

Material	γ_{sat} (kN/m ³)	ν' (-)	k_x (m/dia)	k_y (m/dia)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E' (kPa)	C_c (-)	C_s (-)
Aterro	28,0	0,33	1,0	1,0	32,0	0	25 000	-	-
Coluna granular	20,0	0,30	10,0	10,0	38,0	0	80 000	-	-
Argila mole	14,5	0,28	$7,5 \times 10^{-5}$	$8,4 \times 10^{-6}$	27,5	4	750	1,26	0,097
Plataforma	18,0	0,33	1,0	1,0	28,0	5	25 000	-	-
Areia média	19,0	0,30	1,0	1,0	30,0	0	30 000	-	-
Areia firme	19,5	0,30	1,0	1,0	32,0	8	40 000	-	-

Tabela 19 – Modelos constitutivos e propriedades dos materiais utilizados nos estudos efetuados por Almeida *et al.* (2013) (adaptado)

Propriedades	Coluna granular Mohr-Coloumb	Argila mole Hardening soil	Aterro Mohr - Coloumb
γ_{sat} (kN/m ³)	18,0	15,0	20,0
E' (kPa)	15500	725	43000
ν' (-)	0,30	0,40	0,33
c' (kPa)	0,0	7,0	5,0
ϕ' (°)	38,0	20,0	25,0
ψ' (°)	5,0	0,0	0,0
K_0 (-)	0,38	0,55	0,58
m	-	1,0	-
p^{ref} (kPa)	-	100	-
E_{oed} (kPa)	-	750	-

Tabela 20 – Avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade em função do SPT - correlações empíricas (Marangon, 2008) (adaptado)

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)	E (t/m ²)	ν (-)
Solta	1,6	0	25 – 30	100 – 500	0,3 a 0,4
Pouco compacta	1,8	0	30 – 35	500 – 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 – 40	1400 – 4000	
Compacta	2,0	0	40 – 45	4000 – 7000	
Muito Compacta	>2,0	0	>45	>7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)	E' (t/m ²)	ν (-)
Muito mole	1,3	0 – 1,2	0	30 – 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 – 2,5	0	120 – 280	
Média	1,7	2,5 – 5,0	0	280 – 500	
Rija	1,9	5,0 – 15,0	0	500 – 1500	
Dura	>2,0	>15,0	0	>1500	