

# **ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS E DE UTILIZAÇÃO EM TERRAPLENAGENS PARA VIAS FÉRREAS DE ALTA VELOCIDADE**

Soluções para Tratamento da Fundação da Via

**MARTA DA ROCHA DINIZ LISBOA BOTELHO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

---

Co-Orientador: Professora Doutora Laura Maria Mello Saraiva Caldeira

JULHO DE 2008

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

*Aos meus Pais,  
por me terem proporcionado  
esta grande experiência de vida*



## **AGRADECIMENTOS**

Ao terminar este trabalho, deseja o autor expressar o seu agradecimento a todas as pessoas ou entidades que de alguma forma contribuíram para a sua realização, de forma especial:

- Ao Professor Eduardo Fortunato, que orientou esta tese, pelo interesse e incentivo, disponibilidade e paciência demonstrada ao longo deste trabalho;
- Ao Professor Leonardo Becker, que me recebeu na UFRJ e em sua casa como uma amiga desde o primeiro momento, pela ajuda e motivação incondicionais;
- À Professora Laura Caldeira, co-orientadora desta tese, por ser um exemplo a seguir;
- À Professora Maria Cascão pela disponibilidade que sempre demonstrou para atender qualquer tipo de questão, pela disponibilização de material relativo ao software Plaxis e ainda por me dar ânimo em todos os momentos;
- Ao Professor Manuel Matos Fernandes, por me ter inculcido o gosto pela Mecânica do Solos e por ser sempre tão acessível aos alunos, com palavras amigas e de apoio;
- À REDE FERROVIÁRIA NACIONAL, REFER, EP, pela disponibilização de elementos para o estudo do caso real, assim como pelo interesse demonstrado por este trabalho;
- A todos os meus amigos, que pela sua presença e apoio tornaram este trabalho mais fácil de levar até ao fim;
- A todos os GeoColegas, pelo incentivo e partilha dos mesmos objectivos;
- A toda a minha família, em especial aos meus avós Zé e Alice.

Finalmente deixo para o fim o mais importante: o meu profundo agradecimento aos meus Pais, que sempre confiaram em mim e a quem devo tudo o que sou hoje; à minha irmã Rita pela amizade; ao Afonso por toda a ajuda e companhia nas horas tardias e pelo ânimo nos momentos menos bons.



## **RESUMO**

Este trabalho teve como objectivo principal analisar algumas soluções de projecto de obras de terra para implantação de vias férreas, em particular no que se refere à fundação de aterros construídos em zonas de fracas características geotécnicas.

Pretendeu-se também evidenciar a importância dos métodos numéricos, nomeadamente do método dos elementos finitos, na análise dos problemas da Mecânica dos Solos relacionados com obras de terra em vias-férreas.

No âmbito desta pesquisa foi realizada uma revisão bibliográfica da literatura nacional e internacional da especialidade. Foram analisadas diversas alternativas de projecto de aterros e alguns métodos de dimensionamento, bem como a sua aplicabilidade, com ênfase nos assentamentos decorrentes das deformações sofridas pelos aterros. Foram também revistos outros aspectos relevantes, tais como deformações verticais admissíveis em vias férreas, deformações verticais dos aterros para estas vias e especificações que fixam limites para estas deformações, técnicas para reduzir os assentamentos dos aterros, sua aplicabilidade e aspectos de cálculo.

Para aplicação dos métodos numéricos à Mecânica dos Solos foi realizada uma revisão bibliográfica e foi seleccionado um programa comercial de cálculo automático, onde foi formulada uma aplicação de cálculo.

Fez-se uma análise numérica de um problema base recorrendo a um esquema de conversão do modelo axissimétrico para o estado plano de deformação equivalente.

Finalmente, procedeu-se à simulação de um caso prático. Realizaram-se diversas análises paramétricas com o objectivo de perceber a importância de alguns parâmetros no comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com Colunas de Brita.

**PALAVRAS-CHAVE:** terraplenagens, vias férreas de alta velocidade, tratamento de solos moles, colunas de brita, métodos numéricos



## **ABSTRACT**

The main purpose of this work was to study the most important soil works project solutions for the implementation of railways, focusing on the embankment system.

It was also intended to show the importance of numerical methods, particularly the finite element method, on accurately solving Soil Mechanics problems when applied to railways soil works.

A national and international bibliographic review was made for the development of this research's main purpose. Several different embankment project solutions and dimensioning methods were investigated, as well as their feasibility, focusing on the settlements caused by embankment deformations. Relevant aspects of the literature were reviewed, such as vertical railway and respective embankment deformations and specifications that mark such deformation limits, techniques developed to reduce settlements and their implementation characteristics, applicability and calculus.

For the numerical methods applied to Soil Mechanics study a bibliographic review was used, as well as the software Plaxis.

A base problem was numerically studied using the unitary cell concept.

Afterwards several parametrical analyses were made with the purpose of understanding the importance of some parameters on the behavior of embankments on soft soil reinforced with stone columns.

Finally, a real case simulation was made.

**KEYWORDS:** earthworks, high speed rail track, ground improvement , stone columns; numerical methods



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1. VIAS FÉRREAS</b> .....	3
<b>1.1. A VIA FÉRREA</b> .....	3
<b>1.2. ESTADOS LIMITES</b> .....	5
<b>1.3. DEFORMAÇÕES VERTICAIS DA VIA FÉRREA</b> .....	5
<b>1.4. VELOCIDADE CRÍTICA DO COMBOIO – OS PROBLEMAS AMBIENTAL E DE PROJECTO</b> .....	6
<b>1.5. ESPECIFICAÇÕES PARA VIAS FÉRREAS</b> .....	6
<b>2. SOLUÇÕES PARA TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO DA VIA</b> .....	9
<b>2.1. INTRODUÇÃO</b> .....	9
<b>2.2. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO</b> .....	12
2.2.1. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI E FROLICH (1936) .....	12
2.2.2. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO DE BARRON.....	15
2.2.3. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO PARA DRENAGEM COMBINADA RADIAL E VERTICAL.....	16
<b>2.3. FUNDAÇÃO DE ATERROS REFORÇADA COM GEOSINTÉTICOS</b> .....	17
2.3.1. DESCRIÇÃO E APLICAÇÕES DA SOLUÇÃO .....	17
2.3.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....	20
2.3.2.1. Estabilidade Global .....	20
2.3.2.2. Estabilidade Interna .....	26
2.3.2.3. Estabilidade da fundação.....	27
<b>2.4. TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO COM DRENOS VERTICAIS</b> .....	30
2.4.1. DESCRIÇÃO E APLICAÇÕES DA SOLUÇÃO .....	30
2.4.2. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO.....	34
<b>2.5. ATERROS SOBRE ESTACAS REFORÇADOS</b> .....	41

2.5.1. DESCRIÇÃO E APLICAÇÕES DA SOLUÇÃO.....	41
2.5.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO .....	43
<b>2.6. ATERROS SOBRE COLUNAS DE BRITA .....</b>	<b>50</b>
2.6.1. DESCRIÇÃO E APLICAÇÕES DA SOLUÇÃO.....	50
2.6.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO .....	58
<b>3. MODELAÇÃO DE COLUNAS DE BRITA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....</b>	<b>75</b>
<b>3.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>75</b>
<b>3.2. CÉLULA UNITÁRIA.....</b>	<b>76</b>
<b>3.3. MÉTODOS DE CONVERSÃO PROPOSTOS .....</b>	<b>78</b>
<b>3.4. MODELAÇÃO DAS CÉLULAS UNITÁRIAS .....</b>	<b>81</b>
3.4.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS UTILIZADOS.....	81
3.4.2. PROCEDIMENTOS E RESULTADOS DAS MODELAÇÕES.....	84
<b>3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>88</b>
<b>4. CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>89</b>
<b>4.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>89</b>
<b>4.2. APRESENTAÇÃO DA OBRA.....</b>	<b>89</b>
<b>4.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA .....</b>	<b>92</b>
4.3.1. TRABALHOS DE RECONHECIMENTO .....	92
4.3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA FUNDAÇÃO E ATERRO .....	93
<b>4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA OBRA.....</b>	<b>94</b>
4.4.1. HIPÓTESES GERAIS DE CÁLCULO.....	94
4.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	98
4.4.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	100
<b>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>105</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>107</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

### 1. VIAS FÉRREAS

Figura 1.1 - Secção transversal da via férrea em balastro (adaptado de TodoTren, 2007) .....	4
Figura 1.2- Secção transversal da via férrea em placa (RAIL.ONE, 2006) .....	4

### 2. SOLUÇÕES PARA TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO DA VIA

Figura 2.1 – Exemplos de reforços em aterros sobre solos moles (Moraes, 2002) .....	17
Figura 2.2 – Factor de segurança de aterros não-reforçados e reforçados: (a) reforço colocado na interface aterro-fundação; (b) reforço incorporado no talude do aterro (Moraes, 2002) .....	19
Figura 2.3 – Evolução da carga no reforço com o tempo (adaptado de Abramento, 2002).....	19
Figura 2.4 – Classes de rotura de aterros sobre solos moles (Jewell, 1982).....	20
Figura 2.5 – Direcção da força actuante no reforço em relação à superfície de rotura (Moraes, 2002) .....	21
Figura 2.6 – Influência no factor de segurança da orientação do reforço (adaptado de Moraes, 2002) .....	21
Figura 2.7 – Esquema ilustrativo das hipóteses do Método de Low et al. (1990) .....	22
Figura 2.8 – Número de estabilidade para aterro reforçado (modificado de Low et al.,1990) .....	24
Figura 2.9 – Números de estabilidade para aterro não-reforçado (modificado de Low, 1989) .....	24
Figura 2.10 – Ábacos para determinação da resistência do reforço (FS=1) (Miligan e Busbridge) .....	25
Figura 2.11 – Correção a ser aplicada para valores de ângulo de atrito do aterro diferentes de 30° (Miligan e Busbridge) .....	25
Figura 2.12 – Método das cunhas: Análise Translacional .....	26
Figura 2.13 - Factor de capacidade de carga (Nc): (a) resistência não-drenada (Su) crescente linearmente com a profundidade (Booker e Davis, 1973); (b) resistência não-drenada (Suo) uniforme, porém com profundidade (D) limitada por uma camada resistente (Mandel e Salençon, 1972) .....	28
Figura 2.14 - Análise de estabilidade da fundação de aterros reforçados sobre solos moles baseada em soluções da teoria da plasticidade: (a) resistência crescente com a profundidade (Booker e Davis, 1973); (b) resistência constante com a profundidade (Mandel e Salençon, 1972) .....	30
Figura 2.15 – Drenos verticais na construção de aterro sobre solos moles (adaptado de Layfield Group,2008) .....	31
Figura 2.16 – Aspecto de um dreno pré-fabricado (Layfield Group, 2008) .....	32
Figura 2.17 – Ilustração do processo de instalação dos drenos pré-fabricados (Geo-Technics America, Inc., 2008) .....	33

Figura 2.18 – Fotografia do processo de instalação dos drenos pré-fabricados (LayfieldGroup, 2008)	33
Figura 2.19 – Curva log. $\sigma'v$ x Índice de Vazios (e)	35
Figura 2.20 – Dimensões a e b do dreno vertical pré-fabricado (Bedeschi, 2004)	35
Figura 2.21 – Diferentes distribuições em planta de drenos verticais	36
Figura 2.22 – Alteração no solo mole devido à instalação do dreno (Hansbo, 1981)	37
Figura 2.23 – Expectativa da variação da permeabilidade horizontal seguindo a instalação de drenos com mandril circular considerando a relação dreno/mandril (Onoue e outros 1991, citado por Saye, 2001)	38
Figura 2.24 – Efeitos das perturbações geradas pela cravação de drenos pré-fabricados no tempo de consolidação (Saye, 2001)	39
Figura 2.25 – Comprimento característico do dreno vertical (Almeida, 1981)	40
Figura 2.26 – Aterro sobre estacas reforçado com geossintéticos (adaptado de Kempfert et al.,2004)	41
Figura 2.27 – Mecanismo de funcionamento de um aterro sobre estacas reforçado (Palmeira, 2000)	42
Figura 2.28 – Aplicações de aterros sobre estacas reforçados com geossintéticos (Mello et al., 2006)	42
Figura 2.29 – Estados limites últimos para aterros sobre estacas reforçados (adaptado de BS8006, 1995)	43
Figura 2.30 – Estados limites de utilização para aterros sobre estacas reforçados (adaptado de BS8006, 1995)	44
Figura 2.31 – Alturas do aterro abaixo e acima da crítica, respectivamente (BS8006, 1995)	46
Figura 2.32 – Reforço necessário para resistir ao esforço lateral do aterro (adaptado de BS8006, 1995)	48
Figura 2.33 – Ancoragem do reforço na borda do aterro (adaptado de Abramento, 2002)	49
Figura 2.35 – Domínio de aplicação da vibrocompactação e da vibrosubstituição (Keller 2004)	50
Figura 2.36 - Esquema simplificado de uma coluna de brita (Domingues, 2006)	51
Figura 2.37 - Esquema simplificado de reforço de solo aluvionar para execução de aterro de apoio de uma plataforma de uma infra-estrutura de transporte (Domingues, 2006)	52
Figura 2.38 – Diferentes métodos de alimentação de brita: a) Alimentação superior – “Top feed method”; b) Vibrador com alimentação na ponta – “Bottom feed method” (Keller 2004)	53
Figura 2.39 – Vista em corte da secção típica de um vibrador: a) Alimentação pela base – “Bottom feed”, b) Alimentação pelo topo – “Top feed” (adaptado de Keller, 2004)	54
Figura 2.40 – Sonda vibratória com injeção de água – “wet process” (Keller, 2004)	55
Figura 2.41 – Desenho esquemático do método de vibrosubstituição por via húmida (Keller 2004)	55
Figura 2.42 – Desenho esquemático do método de vibrosubstituição por via seca – alimentação pela base (Keller 2004)	56

Figura 2.43 – Aspecto final após tratamento por vibrosubstituição (Vibroflotation Group, 2008) .....	57
Figura 2.44 - Representação da profundidade, da velocidade de avanço, da activação e da intensidade de corrente eléctrica de uma coluna de brita em função do tempo (Keller, 2008).....	58
Figura 2.45 – Factor de concentração de tensões (adaptado de Domingues, 2006).....	60
Figura 2.46 – Isócronas do excesso de pressão neutra (adaptado de Domingues, 2006) .....	61
Figura 2.47 – Tensões actuantes numa coluna de brita (adaptado de Domingues, 2006) .....	62
Figura 2.48 - Relação entre o factor básico de melhoramento e a relação Acol/A (adaptado de Priebe, 1995) .....	65
Figura 2.49 – Consideração do efeito de compressibilidade (adaptado de Priebe, 1995) .....	66
Figura 2.50 – Determinação do factor de profundidade (adaptado de Priebe, 1995) .....	68
Figura 2.51 – Limite do factor de profundidade (adaptado de Priebe, 1995) .....	69
Figura 2.52 – Carga proporcional em colunas de brita (adaptado de Priebe, 1995).....	70
Figura 2.53 – Assentamento de sapatas isoladas (adaptado de Priebe, 1995) .....	71
Figura 2.54 – Assentamento de sapatas contínuas (adaptado de Priebe, 1995).....	72

### **3. MODELAÇÃO DE COLUNAS DE BRITA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Figura 3.1 – Célula unitária (DOMINGUES, 2006) .....	77
Figura 3.2 – Secções da célula unitária axissimétrica para colunas de brita e das conversões em estado plano de deformação (Adaptado de Tan E Oo, 2008) .....	79
Figura 3.3 – Modelos das células unitárias.....	82
Figura 3.4 – Resultados obtidos para o Caso 1.....	85
Figura 3.5 – Resultados obtidos para o Caso 2.....	86
Figura 3.6 – Pontos plásticos nos vários modelos no fim da consolidação.....	87

### **4. CASO DE ESTUDO**

Figura 4.1 – Imagens da obra em fase de execução.....	91
Figura 4.2 – Perfil em estudo .....	91
Figura 4.3 – Distribuição das colunas de brita em quincôncio.....	92
Figura 4.4 – Fases de cálculo adoptadas .....	96
Figura 4.5 – Malha de elementos finitos considerada no estudo do caso real.....	97
Figura 4.6 – Assentamento na base do aterro em função do tempo decorrido.....	98
Figura 4.7 – Excesso de pressões neutras em função do tempo decorrido.....	99
Figura 4.8 – Assentamento na base do aterro em função do tempo decorrido: Aplicação das cargas .....	99

Figura 4.9 – Excesso de pressões neutras em função do tempo decorrido: Aplicação das cargas...	100
Figura 4.10 – Espaçamento entre colunas: variação dos assentamentos em função do tempo decorrido.....	101
Figura 4.11 – Altura do aterro: variação dos assentamentos em função do tempo decorrido .....	102
Figura 4.12 – Rigidez do solo mole: variação dos assentamentos em função do tempo decorrido...	103

## **ÍNDICE DE TABELAS**

Tabela 1 – Técnicas usuais para construção de aterros sobre solos moles (Adaptado de Almeida, 1996) .....	11
Tabela 2 – Áreas de influência de diferentes malhas (Ballam e Poulos, 1983) .....	36
Tabela 3 – Características dos materiais para os modelos das células unitárias .....	83
Tabela 4 – Zonas de intervenção .....	90
Tabela 5 – Características dos materiais (29+580). .....	97
Tabela 6 – Variação do espaçamento entre colunas .....	102
Tabela 7 – Rigidez do solo mole .....	103



**SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

$A$	Área total de influência de uma coluna
$A_{col}$	Área de coluna realizada
$A_{sol}$	Área de solo natural envolvente à coluna
$axi$	Índice de referência a modelo axissimétrico
$a_v$	Coefficiente de compressibilidade
$\alpha_1$	Coefficiente de interação solo-reforço para solo abaixo do reforço
$\alpha_2$	Coefficiente de interação solo-reforço para solo acima do reforço
$B$	Largura equivalente em estado plano de deformação
$\beta$	Inclinação do talude
$b_c$	Metade da largura da coluna em estado plano de deformação
$c$	Coesão
$C_c$	Coefficiente de compressibilidade
$c_h$	Coefficiente de consolidação horizontal
$CS$	Coefficiente de substituição
$c_v$	Coefficiente de consolidação vertical
$c_u$	Coesão em condições não drenadas
$D$	Espessura da camada
$d_e$	Diâmetro de influência
$d_s$	Diâmetro da área amolgada
$d_w$	Diâmetro do dreno
$\delta$	Ângulo de atrito na interface aterro-reforço
$e$	Índice de vazios
$e_o$	Índice de vazios inicial
$E_{col}$	Módulo de deformabilidade do material da coluna de brita
$E_{composto}$	Módulo de deformabilidade do material composto na célula unitária
$E_{solo}$	Módulo de deformabilidade do solo natural envolvente
$E_u$	Módulo de deformabilidade não drenado
$EPD$	Estado plano de deformação
$F_0$	Factor de segurança mínimo para aterro não reforçado
$FC$	Factor de concentração de tensões
$f_d$	Factor de profundidade

$f_n$	Factor de segurança parcial para consequências de uma eventual rotura
$f_p$	Factor de segurança parcial para ancoragem
$\phi$	Ângulo de atrito
$\phi'$	Ângulo de atrito efectivo do solo
$\phi_1$	Ângulo de atrito do solo abaixo do reforço
$\phi_2$	Ângulo de atrito do solo acima do reforço
$\varphi_{col}$	Ângulo de atrito em graus do material constituinte da coluna
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma_w$	Peso volúmico da água
$h$	Altura do aterro a uma distância $x$ do pé do aterro
$H_d$	Distância de drenagem
$I_r$	Número de estabilidade, caso reforçado
$IP$	Índice de plasticidade
$K_0$	Coeficiente de impulso em repouso
$K_a$	Coeficiente de impulso activo
$K_h$	Coeficiente de permeabilidade horizontal
$k_r$	Permeabilidade na direcção horizontal na região intacta
$k_s$	Permeabilidade na direcção horizontal na região amolgada
$K_v$	Coeficiente de permeabilidade vertical
$K_w$	Permeabilidade do dreno
$L_b$	Comprimento de ancoragem mínimo ao longo da largura do aterro necessário para absorver os esforços de tracção
$m_v$	Coeficiente de deformação volumétrica
$n$	Inclinação do talude
$n_0$	Factor básico de melhoramento
$n_1$	Factor reduzido de melhoramento
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\mu_{sol}$	Coeficiente de Poisson do solo
$P_{aterro}$	Impulso activo actuante no aterro
$P_a$	Impulso activo actuante na fundação
$p'_c$	Tensão vertical no topo das estacas
$pI$	Índice de referência a estado plano de deformação
$P_p$	Impulso passivo actuante na fundação

$q_w$	Vazão do dreno
$R$	Raio da zona de drenagem axissimétrica
$r_c$	Raio da coluna axissimétrica
$r_w$	Raio do dreno
$r_e$	Raio de influência do dreno
$s$	Índice de zona amolgada
$S$	Força resistente mobilizada no reforço
$S_u$	Resistência não drenada
$s_\infty$	Assentamento total
$\sigma_r$	Confinamento radial
$\sigma'_{vf}$	Tensão vertical efectiva final
$\sigma'_{vm}$	Tensão de sobreconsolidação
$\sigma'_{v0}$	Tensão vertical efectiva inicial
$\sigma_{v,p}$	Tensão na ponta da coluna
$\sigma'_y$	Tensão efectiva média
$T$	Força no reforço
$t$	Tempo
$T_{ds}$	Esforço de tracção no reforço devido aos esforços horizontais
$T_h$	Factor tempo horizontal
$T_r$	Carga total no reforço
$T_{rp}$	Esforço de tracção no reforço
$u$	Excesso de pressão neutra a uma profundidade $z$
$U_h$	Grau de consolidação devido ao fluxo radial ou horizontal
$U_v$	Grau de consolidação devido a fluxo vertical
$U_{vh}$	Grau de adensamento combinado
$\bar{U}_h$	Grau de consolidação médio nas células unitárias
$W_l$	Limite de liquidez
$W_p$	Limite de plasticidade
$W_r$	Resistência hidráulica dos drenos
$W_T$	Carga vertical que actua sobre o reforço entre as estacas
$z$	Coordenada rectangular que define a profundidade



## **INTRODUÇÃO**

A importância da Geotecnia para as infra-estruturas dos transportes tem sido muito subestimada por técnicos de diversas especialidades. No entanto, os engenheiros geotécnicos não só influenciam o planeamento, concepção e projecto de todas as vias, como também intervêm nos estudos de viabilidade, risco, análise de segurança, construção, operação e manutenção das mesmas.

Os riscos que é possível equacionar devem ser considerados na escolha das soluções. Por exemplo, as linhas ferroviárias têm que ser construídas ao longo de terrenos dos quais não se conhece por completo as condições de estabilidade e, como tal, é necessário encontrar soluções que optimizem a relação custo-benefício, contemplando o risco associado.

O desenvolvimento das infra-estruturas de transportes representa, assim, para a profissão geotécnica em todo o mundo, um potencial mercado de trabalho e acima de tudo um grande desafio.

O transporte ferroviário é muito atractivo devido aos benefícios que oferece, nomeadamente as reduzidas necessidades de ocupação do solo, a sua longevidade, as reduzidas taxas de poluição emitidas e a pouca energia dispendida, em termos comparativos.

O tráfego ferroviário de alta velocidade está a desenvolver-se rapidamente na Europa, Ásia, Austrália e América. Em Portugal deu-se início ao estudo de traçados ferroviários de alta velocidade, quer entre as principais cidades portuguesas, quer promovendo ligações a cidades espanholas.

Os elevados níveis de serviço exigidos às novas vias férreas, impõem, nomeadamente, que as deformações no plano vertical sejam diminutas, o que faz com que a subestrutura tenha um papel muito importante no desempenho destas estruturas, originando questões geotécnicas com acentuado grau de complexidade. Neste cenário, a Geotecnia deve ser chamada a desempenhar um papel relevante nas diversas fases do ciclo de vida, nomeadamente: projecto, construção e operação.

A rentabilidade da operação das linhas de alta velocidade impõe a minimização das distâncias de viagem, o que se traduz pelo estabelecimento de alinhamentos rectos, que tornam inevitável a passagem por zonas consideradas menos adequadas.

Os aterros podem ser utilizados para cruzar leitos de rios ou zonas de baixas aluvionares. Na maioria dos casos estas zonas têm depósitos de solos muito compressíveis, habitualmente designados por solos moles. Para ultrapassar estes obstáculos é muitas vezes necessária a construção de aterros sobre os mesmos, adquirindo o tema especial relevância, já que este tipo de obras causa, algumas vezes, surpresas aos engenheiros, tanto no que diz respeito a roturas como a deslocamentos inesperados.

O estudo de soluções de projecto de engenharia para obras de terra, e em particular de aterros sob linhas férreas, reveste-se da maior importância. O conhecimento das várias soluções alternativas disponíveis, ao projectar a construção de um aterro, a sua aplicação e o domínio de métodos de dimensionamento irá permitir a escolha da solução de engenharia mais adequada a cada caso, um balizamento dos valores expectáveis das variáveis que definem o comportamento e dos factores de segurança.

Para além desta introdução, este trabalho foi organizado em diversos capítulos, de acordo com o que se passa a descrever.

No Capítulo 1 são introduzidos alguns conceitos básicos associados às vias férreas, nomeadamente no que se refere à sua geometria, deformações verticais e especificações.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica das soluções para tratamento da fundação da via, referindo-se os campos de aplicação, potencialidades e limitações da sua aplicação. São descritos alguns critérios e métodos de cálculo para avaliação da capacidade de carga, previsão e evolução de assentamentos, para as várias técnicas de reforço dos solos. Apresenta-se, ainda, uma breve revisão das teorias de consolidação tradicionais.

No Capítulo 3 são estudados dois métodos de conversão do modelo de célula unitária axissimétrica de terreno tratado, para o modelo equivalente de estado plano de deformação, com base na aproximação macroscópica. Para verificar o método de conversão proposto, são feitas simulações numéricas, com base em geometria axissimétrica e de estado plano de deformação, dos modelos de células unitárias sujeitos a um processo de consolidação.

No Capítulo 4, analisa-se o comportamento de uma obra, recorrendo aos métodos de conversão estudados no capítulo anterior. São feitas análises de sensibilidade do problema à variação de determinados parâmetros. Apresentam-se resultados, análises e considerações julgadas mais relevantes.

Finalmente, no Capítulo 5, apresentam-se algumas conclusões e sugerem-se possíveis vias para o desenvolvimento de estudos futuros.

# 1

## VIAS FÉRREAS

### 1.1. A VIA FÉRREA

A maioria das vias férreas é formada por dois carris paralelos, geralmente feitos de aço, dispostos perpendicularmente sobre travessas de madeira ou betão assentes em balastro. Os carris têm como funções suportar e transferir para as travessas as cargas dos veículos e impor a direcção às rodas dos comboios, num plano. Estes elementos têm que ter a rigidez suficiente para funcionar como vigas que transferem as cargas concentradas das rodas para as travessas – as quais funcionam como apoios afastados de determinado comprimento – sem flexão excessiva. Relativamente às travessas algumas das suas funções principais são receber as cargas dos carris e distribuí-las para a camada de balastro com níveis de tensão aceitáveis, suportar o sistema de fixação dos carris e ainda impedir movimentos dos carris.

Os elementos de ligação devem promover o apoio adequado dos carris e a fixação destes às travessas, resistindo aos esforços originados pelas acções verticais, laterais, longitudinais e de torção (transmitidas pelas rodas), e aos esforços produzidos pelas variações de temperatura dos carris. Além disso, devem ainda reduzir as tensões e as vibrações causadas pelas cargas dinâmicas. O tipo de ligação e as características dos elementos de ligação e de apoio estão relacionados com o tipo de travessa de cada via.

Balastro é a camada de pedra britada sobre o qual assenta o conjunto das travessas com os carris. Destina-se a imobilizar este conjunto e também a servir de "almofada" para a distribuição das cargas sobre a plataforma da via. É geralmente feito a partir de rochas ígneas, nomeadamente granitos ou andesitos.

A camada de sub-balastro interposta entre a camada de balastro e a fundação aparece devido à necessidade de proteger a plataforma e para reduzir o nível de tensão nos solos, mantendo constante a espessura do balastro. Esta espessura, em geral, é estabelecida à partida e convém que seja constante ao longo de toda a linha, para possibilitar, durante as operações de conservação e reabilitação, uma utilização sistemática dos equipamentos mecânicos.

Na Figura 1.1 apresenta-se esquematicamente a secção transversal de uma via férrea balastrada e os seus componentes.

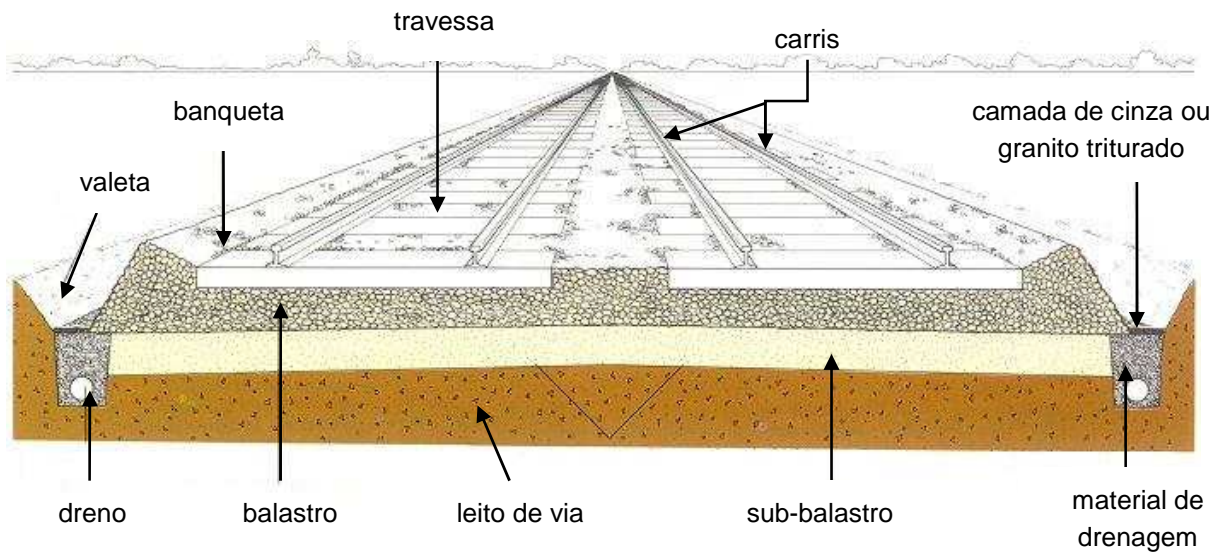


Figura 1.1 - Secção transversal da via férrea em balastro (adaptado de TodoTren, 2007)

Em alternativa à via em balastro, utiliza-se a via não balastrada, em que o conjunto dos carris com as travessas assenta numa placa de betão, em substituição do balastro. Esta alternativa exige menores custos de manutenção, mas é muito sensível a deformações verticais, o que constitui uma limitação que deverá ser considerada na construção dos aterros.

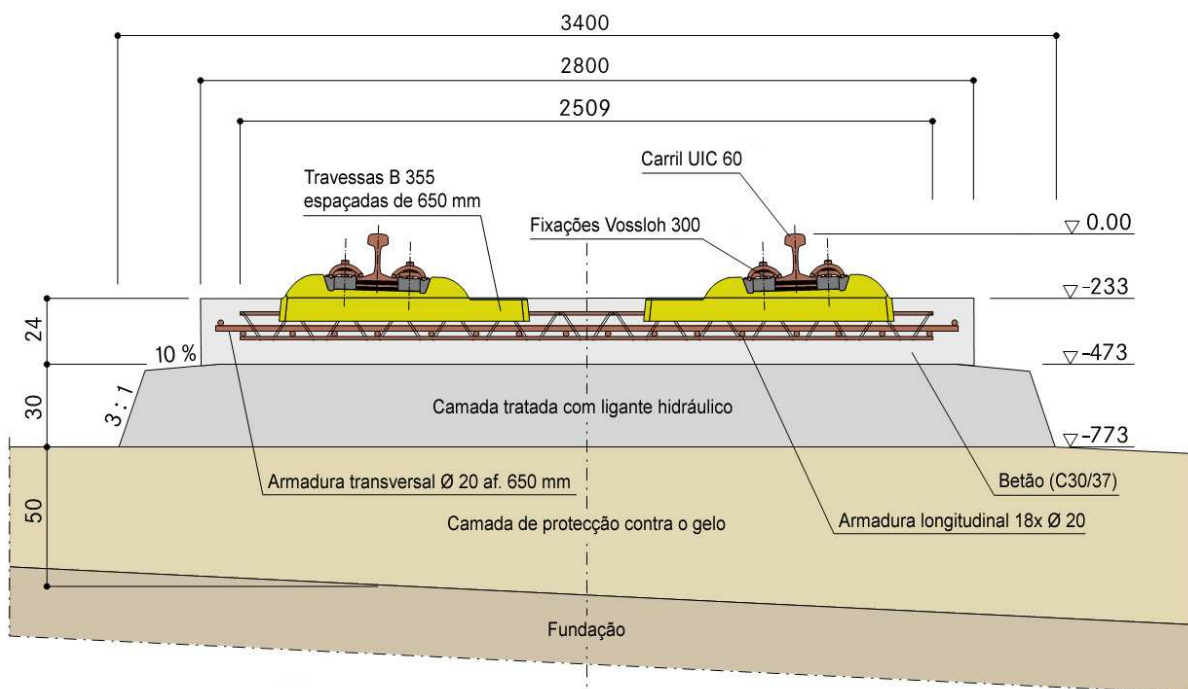


Figura 1.2- Secção transversal da via férrea em placa (RAIL.ONE, 2006)

## **1.2. ESTADOS LIMITES**

As obras de terra devem ser projectadas de modo a apresentarem segurança adequada. Esta segurança está condicionada à verificação dos estados limites, que são situações a partir das quais a estrutura pode apresentar desempenho inadequado à finalidade da construção. Os estados limites podem ser classificados em estados limites últimos ou estados limites de utilização, conforme sejam referidos à situação de ruína ou de uso em serviço, respectivamente. Assim, a segurança pode estar relacionada com a capacidade de carga ou com deformações, por exemplo.

Estados limites últimos são aqueles que correspondem à máxima capacidade portante da obra, ou seja, a sua ocorrência determina a interrupção, no todo ou em parte, do uso da estrutura. São exemplos o colapso, a instabilidade e deformações excessivas.

Estados limites de utilização são aqueles que correspondem a condições precárias em serviço. A sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam condições especificadas para o uso normal da estrutura ou que são indícios de comprometimento da durabilidade. Podem ser citados como exemplos assentamentos excessivos, fissuração, deformações, vibrações.

## **1.3. DEFORMAÇÕES VERTICAIS DA VIA FÉRREA**

Contrariamente às rodovias, as vias férreas têm pouca tolerância às deformações no plano vertical, pois os enormes esforços no ponto de contacto entre rodas e carris fazem com que uma deformação vertical ou deflexão do carril, por pequena que seja, produza esforços dinâmicos tão elevados que o custo de manutenção da via se torna insuportável. A análise da interacção via-terreno é provavelmente um dos problemas mais complexos que se pode encontrar na engenharia geotécnica (Lord, 1999) devido à dificuldade em estudar adequadamente a influência dos distintos factores que nela intervêm.

As deformações das vias férreas são função de:

- Cargas axiais, relacionadas com a carga estática por eixo e com as cargas dinâmicas que dependem da velocidade dos comboios e do estado da via e do material circulante;
- Altura dos aterros;
- Características mecânicas da fundação, das camadas de apoio da via e da superestrutura.

As deformações verticais ao nível dos carris têm origem em diversas causas, no entanto a grande componente de deformações verticais impostas à via deve-se aos aterros ferroviários, que podem evidenciar assentamentos decimétricos, ou mesmo valores maiores que 1 m em alguns solos moles (Maynar, 2006).

Neste trabalho serão enfatizados os assentamentos decorrentes das deformações sofridas pelos aterros.

#### 1.4. VELOCIDADE CRÍTICA DO COMBOIO – OS PROBLEMAS AMBIENTAL E DE PROJECTO

Actualmente existe uma maior preocupação com os problemas ambientais relacionados com as vibrações. As vibrações são, frequentemente, a maior causa de queixas apresentadas pelas populações. Regulamentos oficiais começaram recentemente a focar-se na limitação das vibrações ao definirem critérios para níveis aceitáveis das mesmas.

Os engenheiros ligados à infra-estrutura depararam-se com um problema relacionado com as vibrações excessivas da via operada a alta velocidade, o qual habitualmente está associado à “velocidade crítica” do comboio. Apesar de este problema não estar em estudo neste trabalho é importante mencionar a sua existência, pois poderá tornar-se, em algumas situações, tão perigoso para a operação como os próprios assentamentos excessivos associados à carga geostática dos aterros.

O problema ocorre em aterros baixos fundados em solos moles, à passagem de comboios a uma velocidade relativamente elevada. As elevadas vibrações produzidas poderão por em perigo a estabilidade da via e são transmitidas a edifícios vizinhos das linhas ferroviárias e ao longo de grandes distâncias, podendo causar prejuízos e desconfortos. Os mencionados solos moles, como argilas e turfas, têm velocidades de onda superficiais tão baixas que estas poderão ser mais baixas que a velocidade do comboio. Estudos teóricos e análises de vias em serviço permitiram demonstrar a existência de vibrações excessivas das vias férreas e dos aterros devido a amplificações dinâmicas à medida que a velocidade do comboio se aproxima de um valor crítico, função da velocidade superficial do solo de fundação e das propriedades do aterro.

#### 1.5. ESPECIFICAÇÕES PARA VIAS FÉRREAS

Com o aumento da velocidade dos comboios nas linhas convencionais e com a construção de linhas de alta velocidade, houve necessidade de alterar alguns requisitos de desempenho da via férrea. Essa alteração de requisitos acarreta alterações na concepção, dimensionamento e construção dos diversos elementos da estrutura.

A via férrea em placa é uma alternativa muito importante à técnica de construção tradicional que utiliza balastro. Proporciona um posicionamento estável dos carris garantindo, conseqüentemente, um longo período de funcionamento e manutenção reduzida. No entanto, para alcançar estas características positivas é necessário que os carris sejam colocados com grande precisão, já que os ajustes durante o período de funcionamento são relativamente limitados (Epstein, 1995).

Quando se utiliza a via não balastrada devem ser tomadas medidas especiais no âmbito da geotecnia, relativamente aos aterros ferroviários. A atenção deve focar-se nos assentamentos pós-construtivos dos aterros, gerados por consolidação e por fluência.

Na literatura técnica pesquisada foram encontradas exigências referentes a assentamentos máximos admissíveis, referentes aos estados limites de utilização. Não foram encontradas exigências referentes à prevenção dos estados limites últimos de aterros construídos especificamente para linhas férreas.

Segundo Sunaga (2001), o RTRI (*Railway Technical Research Institute* do Japão) estabelece as seguintes exigências para os assentamentos dos terraplenos das novas linhas ferroviárias de alta velocidade no Japão: no caso das vias em balastro os assentamentos residuais pós-construtivos máximos permitidos são de 10 cm, uma vez que se considera que assentamentos maiores induzem custos de manutenção demasiados altos; a via não balastrada, que em comparação com a via tradicional não tem praticamente custos de manutenção, exige, contudo, devido à sua rigidez, uma

estrutura pouco deformável, com um assentamento pós-construtivo máximo permitido em aterro de 3 cm, independentemente da altura deste.

Niedhart (2001) refere como nos últimos anos se instalou via não balastrada nos troços das novas linhas alemãs de Alta Velocidade em construção, o que introduziu vários novos conceitos e métodos a ter em conta no projecto e construção dos terraplenos. O autor fornece também interessantes dados sobre as especificações dessas novas linhas. Assim, a preparação e manutenção necessárias da via em balastro na Alemanha, ao ser atravessada com muita frequência por comboios de alta velocidade, 250 a 350 km/h, exigiria custos muito elevados que facilmente diminuem com uma via não balastrada bem projectada e construída, cujos custos de manutenção são muito baixos.

Segundo Maynar (2006), na Alemanha, o máximo assentamento para aterros sobre vias em placa é de 6 cm e o máximo assentamento diferencial está definido como sendo 2 cm numa extensão de 10 m na direcção longitudinal (1/500).

Gomes Correia (2006) refere as recomendações para o traçado de Alta Velocidade na Holanda, que estabelecem que o máximo valor admitido de assentamento residual após construção, é de 30 cm no caso de vias férreas balastradas, e de 3 cm no caso de vias sem balastro.

A via em balastro permite absorver maiores deformações da infra-estrutura do que a via não balastrada, devido, em particular, às características daquele material e à tecnologia disponível para proceder à conservação e reabilitação da camada de balastro.



# 2

## SOLUÇÕES PARA TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO DA VIA

### 2.1. INTRODUÇÃO

Os aterros para construção de linhas férreas podem ser executados sobre diversos tipos de terreno. Entretanto, cada vez mais se tem tornado necessário realizar obras sobre terrenos que eram considerados inicialmente inadequados. Os aterros sobre solos moles têm sido largamente empregues e, por se tratar do caso de maior desafio para a engenharia, será nele que recairá a maior atenção no presente trabalho.

O termo solo mole é usualmente empregue para depósitos de solos de baixa consistência, que apresentam baixa resistência ao corte e elevada compressibilidade. Depósitos de solo mole apresentam, em geral, alguns aspectos em comum: situam-se em zonas planas, são formados por solos finos e, conseqüentemente, apresentam más condições de drenagem. Exemplos típicos destes solos são as argilas e os siltes saturados.

Pela baixa capacidade de suporte do solo mole, as obras sobre estes terrenos estão sujeitas a sofrer colapso, quer por rotura do solo de fundação, devido ao grande acréscimo de pressões neutras, quer devido a assentamentos excessivos, que ocorrem ao longo do tempo, por efeito da consolidação do solo mole.

Uma vez que as exigências feitas actualmente nas obras, relativamente ao cumprimento de prazos, segurança e qualidade são cada vez maiores, nem sempre as soluções convencionais para a construção de aterros são viáveis. Assim, o estudo de novas metodologias torna-se fundamental e trará numerosas mais-valias neste domínio.

Dentre as inúmeras metodologias empregues para o reforço da fundação dos aterros podemos citar (Almeida, 1996):

- Substituição de solos
- Pré-carregamento
- Bermas laterais
- Colunas de Brita
- Aterros sobre estacas
- Drenos Verticais
- Aterros com materiais leves
- Reforço com geossintéticos

- Eletro-osmose
- Consolidação a vácuo

O princípio básico para a execução de aterros sobre solos moles é induzir uma aceleração na consolidação dos mesmos, e assim fazer com que eles apresentem um ganho de resistência e desenvolvam uma parcela significativa dos assentamentos totais antes do final da construção. As soluções usualmente consideradas nestes casos são o uso de pré-carregamento e drenos verticais. No entanto, quando o cronograma da obra exige a construção e entrada em serviço imediata do aterro, este procedimento pode ser inviável devido ao tempo necessário para a sua aplicação.

Para aumentar o factor de segurança contra a rotura de aterros, uma solução usual é a adopção de bermas de equilíbrio nas extremidades do mesmo. No entanto, em situações onde o espaço é limitado para a construção de bermas ou em que as áreas de empréstimo se situem a grandes distâncias, esta pode revelar-se uma solução pouco adequada.

Noutros casos, a colocação de uma camada de geossintético na base do aterro pode revelar-se adequado. Aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles são cada vez mais utilizados com o objectivo de melhoria da estabilidade da obra.

Uma solução alternativa que permite disponibilidade imediata da obra, também com vantagens ambientais, é a construção de aterros sobre estacas reforçados com geossintéticos ou aterros com colunas de brita, mantendo os solos locais. Neste tipo de solução evitam-se assentamentos significativos que ocorreriam caso o aterro fosse apoiado directamente sobre o solo mole, pois os elementos rígidos transferem o peso do aterro, ou pelo menos parte dele, para camadas mais competentes, o que garante a estabilidade do aterro (Sandroni, 2006).

No caso de camadas de solos compressíveis de pequena espessura uma solução que pode ser adoptada é a remoção do solo mole e a posterior colocação e compactação de solo adequado. Esta alternativa contribui simultaneamente para o aumento do factor de segurança contra a rotura e para a redução dos assentamentos pós-construtivos do aterro. No entanto, esta alternativa poderá, em muitas situações, acarretar danos ambientais significativos, o que a torna inviável.

Outras técnicas com menor aplicação, devido principalmente aos seus altos custos, são o pré-carregamento com vácuo e a electro-osmose. O pré-carregamento com vácuo, técnica que tem sido aplicada na Ásia e Europa (Almeida e Marques, 2004), é ideal para espessas camadas argilosas de baixa resistência. Já a electro-osmose requer grande investigação das propriedades físico-químicas, de compressibilidade e de permeabilidade do solo, para se atingir resultados satisfatórios (Almeida, 1996).

Na Tabela 1 são resumidas as soluções frequentemente adoptadas na construção de aterros sobre solos moles.

Tabela 1 – Técnicas usuais para construção de aterros sobre solos moles (Adaptado de Almeida, 1996)

MÉTODO	DESVANTAGENS	ADEQUABILIDADE	OBSERVAÇÃO
<b>Substituição de solos</b>	Local para colocação do solo extraído	Boa em casos de total substituição	Rápido e caro
<b>Pré-carregamento</b>	Tempo necessário	Baixa se assentamentos desejados são pequenos	Lento e barato
<b>Bermas de equilíbrio</b>	Espaço ocupado pelas bermas	Boa	Lento e barato
<b>Colunas de Brita</b>	Necessidade de equipamentos e ensaios preliminares de campo	Boa se associada a ensaios de campo	Rápido e caro
<b>Drenos verticais</b>	Menor eficiência em solos turfosos e orgânicos	Boa	Rápido e caro
<b>Reforço com Geossintéticos</b>	Assentamentos elevados	Boa	Rápido e caro
<b>Aterro sobre estacas</b>	Necessidade de equipamentos especiais	Boa	Rápido e caro
<b>Aterro com materiais leves</b>	Necessidade de protecção do material leve	Baixa se os assentamentos desejados são pequenos	Rápido e caro

De seguida apresentam-se alguns métodos de avaliação da consolidação dos solos, que foram sendo propostos por diversos investigadores. Mais à frente são expostas algumas das técnicas de construção de aterros sobre solos moles, listadas na Tabela 1.

## 2.2. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO

### 2.2.1. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI E FROLICH (1936)

Para condições de deformação unidimensional e fluxo vertical, a equação diferencial que rege a consolidação de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais foi proposta pela primeira vez por Terzaghi e Frolich (1936).

Apesar das hipóteses simplificadoras que encerra, a teoria da consolidação é de grande utilidade porque permite avaliar, pelo menos aproximadamente, a velocidade dos assentamentos devidos à consolidação, com base nos resultados de ensaios de laboratório. O desenvolvimento da teoria da consolidação baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a) Solo homogéneo;
- b) Solo saturado;
- c) Compressibilidade dos grãos sólidos e da água são desprezáveis em relação à compressibilidade do solo;
- d) Não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequenas e grandes espessuras;
- e) A compressão é unidimensional;
- f) O fluxo de água é unidireccional;
- g) É válida a lei de Darcy;
- h) Alguns parâmetros físicos que na realidade variam durante o processo são admitidos constantes;
- i) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efectiva durante o processo de consolidação;
- j) Domínio dos pequenos deslocamentos e pequenas deformações.

Baseada nas hipóteses descritas acima, a equação fundamental da consolidação desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936) é apresentada como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K_v \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \times \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

O segundo membro da equação (2.1) reflecte as características do solo e é denominado coeficiente de consolidação ( $c_v$ ), a saber:

$$c_v = \frac{K_v \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{K_v}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (2.2)$$

onde:

$K_v$  – coeficiente de permeabilidade vertical;

$e$  – índice de vazios;

$a_v$  – coeficiente de compressibilidade;

$\gamma_w$  – peso específico da água;  
 $m_v$  – coeficiente de deformação volumétrica;  
 $c_v$  – coeficiente de consolidação vertical;  
 $z$  – coordenada rectangular que define a profundidade;  
 $u$  – excesso de pressão neutra a uma profundidade  $z$ ;  
 $t$  – tempo.

O coeficiente de compressibilidade e o coeficiente de deformação volumétrica podem ser definidos como:

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad e \quad m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad (2.3)$$

onde:

$\Delta e$  – variação do índice de vazios;  
 $\Delta \sigma'_v$  – variação da tensão vertical efectiva.

A equação diferencial da consolidação assume então a expressão:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.4)$$

A integração da equação (2.4) apresenta a variável tempo vinculada ao coeficiente de consolidação e à distância de percolação da seguinte forma:

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (2.5)$$

onde:

$T$  – factor tempo;  
 $H_d$  – distância de drenagem;  
 $t$  – tempo.

A situação tridimensional, a qual descreve a consolidação vertical e radial devido ao fluxo combinado vertical e radial é representada por:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.6)$$

O coeficiente de consolidação horizontal ( $c_h$ ) é dado pela expressão:

$$c_h = \frac{K_h \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (2.7)$$

onde:

$x, y, z$  – coordenadas rectangulares do ponto;

$c_h$  – coeficiente de consolidação horizontal;

$K_h$  – coeficiente de permeabilidade horizontal.

A percentagem média de consolidação na teoria de Terzaghi e Frolich (1936) pode ser obtida pela expressão:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \times e^{-M^2 T_v} \quad (2.8)$$

onde:

$$M = \frac{\pi}{2} \cdot (2m + 1) \text{ com } M > 0;$$

$t$  – tempo.

A expressão (2.8) pode ter a sua representação, segundo Taylor (1948), descrita pelas seguintes expressões empíricas:

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot U_v^2 \text{ para } U_v < 60\% \quad (2.9)$$

$$T_v = -0,9332 \cdot \log(1 - U_v) - 0,0851 \text{ para } U_v > 60\% \quad (2.10)$$

### 2.2.2. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO DE BARRON

A teoria de consolidação desenvolvida por Barron (1948) na realidade é uma extensão da teoria de consolidação de Terzaghi e Frolich (1936). Esta teoria fundamenta-se no tratamento semelhante da consolidação por compressão vertical devido à drenagem horizontal e ao fluxo vertical e está vocacionada para o projecto de drenos verticais de areia. Estes são introduzidos através de uma camada compressível e espaçados de maneira a que o mais longo caminho de drenagem horizontal seja inferior ao mais longo caminho de drenagem vertical.

No desenvolvimento desta teoria foram consideradas duas condições extremas de deformações verticais, a saber:

- a) Deformações verticais uniformes – Baseia-se na hipótese de que as cargas distribuídas na superfície não são uniformes durante o processo de consolidação e que os assentamentos na superfície são iguais e uniformes.
- b) Deformações verticais livres – Baseia-se na hipótese de que a carga distribuída na superfície permanece constante durante o processo de consolidação, uma vez que não se considera o efeito de arco e que os assentamentos superficiais resultantes não são uniformes.

Equacionando a teoria de Barron (1948) para a consolidação tridimensional, a partir da equação (2.6), em coordenadas cilíndricas, e ainda desprezando a drenagem vertical, tem-se a drenagem radial pura descrita como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (2.11)$$

A partir da equação de consolidação para a drenagem radial pura (2.11), e assumindo a condição de deformações verticais iguais, tem-se que:

$$U_h = 1 - \exp \left[ \frac{-8T_h}{F(n)} \right] \quad (2.12)$$

Sendo definido:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad (2.13)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (2.14)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (2.15)$$

onde:

$U_h$  – grau de consolidação devido ao fluxo radial;

$T_h$  – factor tempo horizontal;

$F(n)$  – função relativa ao diâmetro de influência de um dreno e ao seu diâmetro efectivo;

$d_e$  – diâmetro de influência;

$d_w$  – diâmetro do dreno.

Para o caso de consolidação com fluxo radial com deformações verticais livres, o solo consolida mais rapidamente junto ao dreno do que na periferia, o que implica a ocorrência de assentamentos diferenciais na superfície de carregamento.

Entretanto, estes efeitos geram uma redistribuição das cargas que serão regidas pelo grau de efeito de arco da superfície de carregamento, que no caso extremo, onde todas as deformações verticais seriam iguais e não originariam assentamentos diferenciais, conduziriam a condição de deformações verticais iguais.

De acordo com Scott (1963), o que ocorre na realidade fica compreendido entre as duas condições extremas sugeridas por Barron (1948).

Segundo Richard (1959) a diferença entre os resultados obtidos para as condições extremas de Barron (1948) torna-se pouco relevante para valores de  $n > 10$ . Este evidencia que, a diferença entre ambas as soluções sugeridas por Barron (1948), é de pequena magnitude e que a simplicidade relativa da equação de deformações verticais iguais a torna numa ferramenta mais conveniente para análises de desempenho dos drenos.

### 2.2.3. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO PARA DRENAGEM COMBINADA RADIAL E VERTICAL

A teoria da consolidação vertical pode ser generalizada para uma consolidação tridimensional correspondente ao caso de um elemento de solo ser submetido a uma compressão nas três direcções dos eixos cartesianos originando uma redução de volume e fluxo de água nas três direcções.

A partir da equação (2.6), Carrillo (1942) demonstrou que a mesma poderia ser resolvida decompondo-se nas equações (2.4) e (2.11) e analisadas em separado, originando para o grau de consolidação médio combinado, a seguinte relação:

$$(1 - U_{vh}) = (1 - U_v) \cdot (1 - U_h) \quad (2.16)$$

onde:

$U_{vh}$  – grau de consolidação combinado;

$U_v$  – grau de consolidação devido a fluxo vertical;

$U_h$  - grau de consolidação devido a fluxo horizontal.

## 2.3. FUNDAÇÃO DE ATERROS REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS

### 2.3.1. DESCRIÇÃO E APLICAÇÕES DA SOLUÇÃO

Apesar de, em geral, os solos apresentarem boa resistência à compressão e ao corte quando devidamente compactados, tal não se verifica se a tensão aplicada é de tracção. A aplicação de reforços aos aterros sobre solos moles tem como objectivo a absorção das cargas de tracção por parte dos materiais incorporados no solo e o consequente melhoramento das características mecânicas do material composto.

Em muitas situações esta alternativa revela-se económica e tecnicamente atractiva. Além de reduzir o espraio lateral do aterro e o deslocamento horizontal da fundação, através da força de tracção mobilizada no reforço, pode minimizar o consumo de material necessário para a construção do aterro, aumentar a velocidade de construção e reduzir os assentamentos diferenciais.

Em aterros reforçados sobre solos moles, o reforço pode ser colocado em toda a extensão da interface aterro-fundação, em camadas, compreendendo toda a altura, ou somente posicionadas próximo da base do aterro. Nos aterros muito extensos, o reforço pode ser instalado parcialmente, limitando-se a trechos próximos das zonas exteriores daqueles. O reforço também pode ser empregue combinado com bermas de equilíbrio ou associado a estacas. A Figura 2.1 esquematiza alguns exemplos.

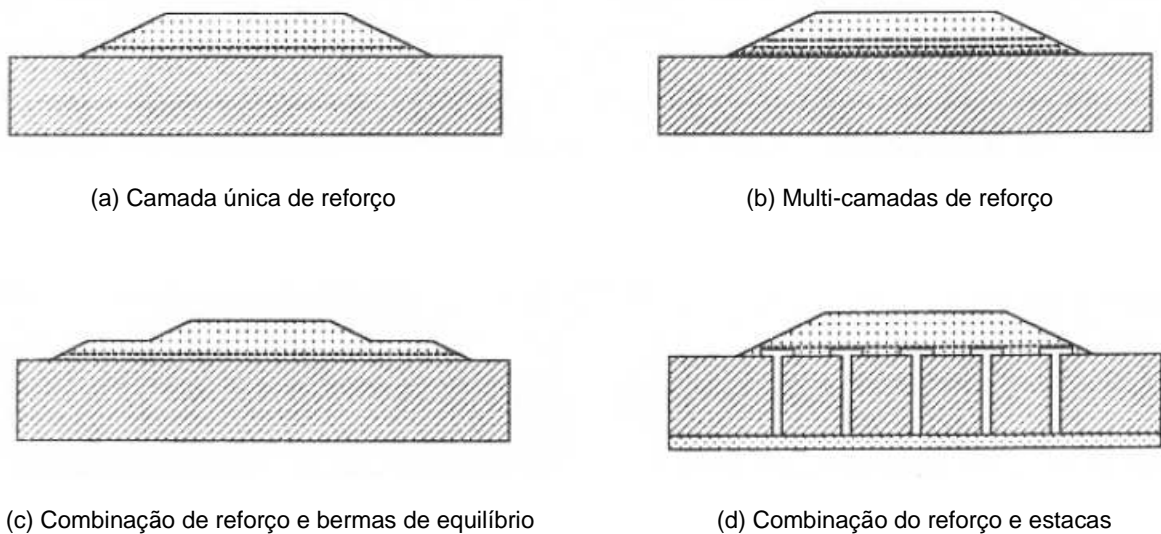


Figura 2.1 – Exemplos de reforços em aterros sobre solos moles (Moraes, 2002)

Palmeira (1999) refere as contribuições da presença do reforço geossintético em aterros sobre solos moles, tais como:

- Distribuição de tensões mais favorável para o solo mole;
- Aceleração do processo de consolidação, caso o reforço seja drenante;
- Execução de taludes mais íngremes;
- Aumento do factor de segurança.

Assim como o conhecimento das características geotécnicas dos solos, o conhecimento das propriedades do reforço, dos mecanismos do reforço e da interacção com os solos adjacentes é fundamental para o desenvolvimento de um bom projecto.

Existem diversos tipos de reforços, os quais variam segundo a forma e a matéria-prima com que são fabricados, sendo exemplo, tiras, mantas ou grelhas, que podem ser metálicas ou sintéticas, sendo as últimas comumente denominadas geossintéticos (geotêxteis, geocélulas e geogrelhas). Os geossintéticos são fabricados a partir de polímeros.

Os reforços devem atender a três principais características:

- i. Resistência
- ii. Rigidez
- iii. Aderência

Em primeiro lugar, o reforço deve possuir resistência suficiente para suportar a força requerida para atingir o equilíbrio do solo reforçado. A magnitude desta força varia muito com a natureza da aplicação. Segundo Koerner (1994), para reforço de taludes íngremes, cada camada de reforço deve suportar de 10 kN/m a 40 kN/m, enquanto que uma camada única de reforço na base de um aterro sobre solo mole pode requerer cerca de 400 kN/m para garantir a estabilidade.

O reforço deve possuir, ainda, rigidez suficiente para que a força necessária possa ser mobilizada com uma deformação que seja compatível com a deformação admissível pelo solo. Além disso, o reforço deve permanecer em equilíbrio com o solo que o envolve e, assim, transmitir ao mesmo o esforço estabilizador. Esta transferência dá-se através da mobilização do atrito e da resistência passiva de ancoragem, sendo o primeiro predominante em tiras metálicas e geotêxteis e a segunda mais significativa em geogrelhas. A influência do tempo tem que ser levada em conta conjuntamente com as condições ambientais às quais o reforço está submetido.

Palmeira (2000) enumera como principais propriedades a serem observadas quando da selecção do reforço:

- Resistência à tracção;
- Rigidez à tracção (deformabilidade compatível com a do solo);
- Comportamento em fluência;
- Resistência a esforços de instalação;
- Durabilidade relativamente à agressão ambiental (química e biológica);
- Grau de interacção com o solo envolvente.

O valor da propriedade do geossintético a ser utilizado em projecto ( $P_d$ ) é definido como sendo o valor último ( $P_u$ ) dividido por um Factor de Redução Global, FR. O Factor de Redução Global engloba diversos factores de redução parciais. No caso da resistência à tracção, os factores de redução parciais incluem os danos de instalação, a fluência, a degradação química e a degradação biológica.

A gama de variação dos factores de redução pode ser grande, em função, por exemplo, do tipo de obra (responsabilidade, condições peculiares, etc.) e do polímero envolvido. Koerner (1998) sugeriu factores de redução para algumas aplicações de geossintéticos em reforço.

Em relação ao factor de segurança, observa-se, na Figura 2.2.a, que o reforço melhora a estabilidade do aterro reforçado durante o período construtivo e no processo de consolidação do solo mole de fundação, até que o ganho de resistência deste torne desnecessária a presença do reforço. No caso do

reforço colocado ao longo de todo o talude do aterro, visando a execução de taludes mais íngremes, o reforço é necessário por toda a vida da obra, como se verifica na 2.2.b.

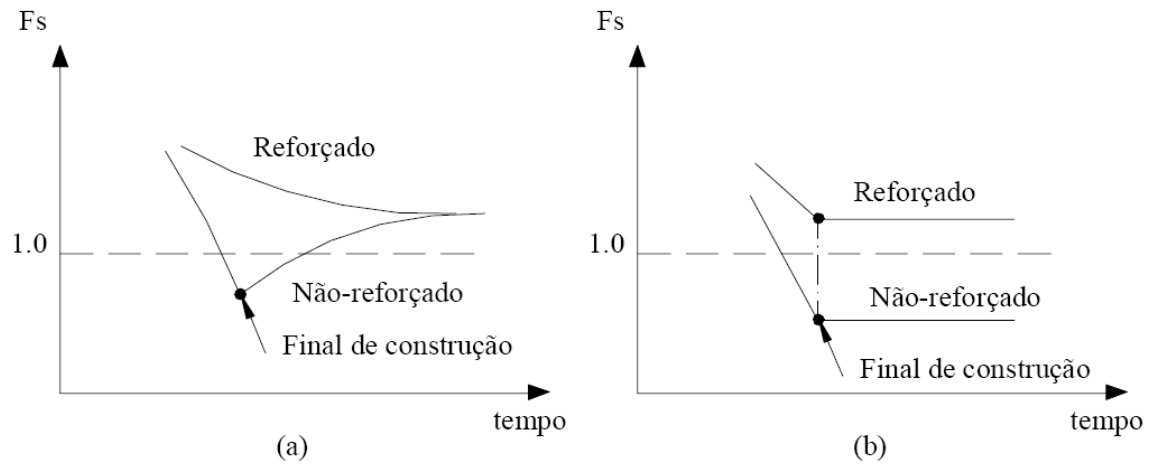


Figura 2.2 – Factor de segurança de aterros não-reforçados e reforçados: (a) reforço colocado na interface aterro-fundação; (b) reforço incorporado no talude do aterro (Moraes, 2002)

Na Figura 2.3 é apresentada, esquematicamente, a evolução da carga no reforço com o tempo, para o caso em análise.

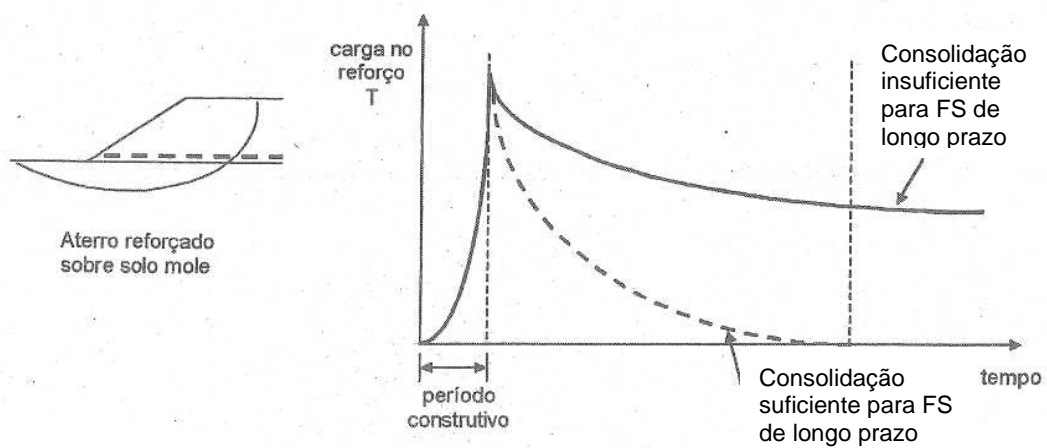


Figura 2.3 – Evolução da carga no reforço com o tempo (adaptado de Abramento, 2002)

### 2.3.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

São vários os mecanismos de instabilização considerados no dimensionamento destas estruturas, os quais são apresentados na Figura 2.4. Segundo Almeida (1996) das classes de rotura apresentadas três são usualmente consideradas na análise destas estruturas:

- a) Instabilidade global – rotura do conjunto aterro-fundação por uma superfície de rotura bem definida, envolvendo o conjunto (Figura 2.4.a)
- b) Instabilidade interna – rotura com deslocamento lateral do aterro sobre o reforço (Figura 2.4.b)
- c) Instabilidade da fundação – assentamentos ou deformações excessivas; movimento da fundação sob o aterro intacto, devido à baixa capacidade da carga da fundação (Figura 2.4.c)

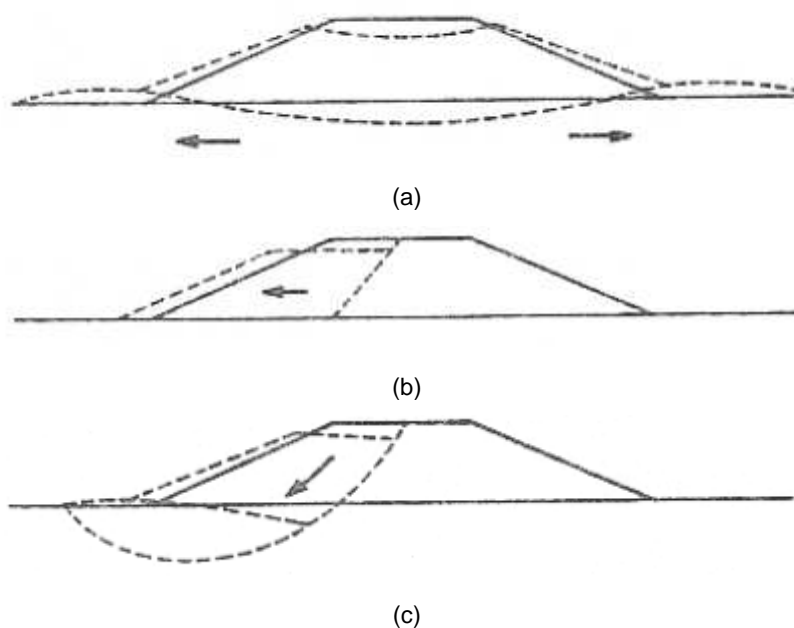


Figura 2.4 – Classes de rotura de aterros sobre solos moles (Jewell, 1982)

Em seguida irá passar-se à apresentação dos métodos de análise de estabilidade, dando-se ênfase na identificação dos mecanismos de actuação do reforço na melhoria da capacidade de carga da fundação e na estabilidade do aterro.

#### 2.3.2.1. Estabilidade Global

Para avaliar a estabilidade global de um aterro sobre solos moles poderão ser utilizados métodos de equilíbrio limite. De forma a incorporar a influência da força de tracção actuante no reforço, nas análises de equilíbrio limite, algumas considerações devem ser feitas. Almeida (1996), destaca a importância de considerar o efeito da força actuante no reforço da estabilidade, a magnitude da força actuante no reforço e a orientação da força actuante em relação à superfície de rotura.

A magnitude do esforço mobilizado no reforço para uso em análises de estabilidade é função da deformação do reforço. Assim, para um dado reforço, o esforço mobilizado será tanto maior quanto

maior for a sua deformação. O método de colocação do reforço, a deformação do solo de fundação durante e imediatamente após a construção do aterro e a deformação do solo de fundação durante o consolidação deste, são alguns dos factores de que depende a deformação do reforço.

Para o cálculo do factor de segurança associado à força máxima no reforço, é necessário assumir uma orientação para essa força em relação à superfície de rotura. Geralmente, o reforço é colocado na posição horizontal, entre o aterro e o solo mole. No entanto, próximo da situação de rotura, o reforço deforma-se juntamente com o solo de fundação e com o aterro. Assim, três diferentes situações podem ser consideradas para a orientação da força no reforço em relação à superfície de rotura. As direcções estudadas são a horizontal, a tangencial à superfície de rotura no ponto em que a superfície intercepta o reforço, ou uma intermédia entre as duas situações limite anteriores, conforme apresentado na Figura 2.5.

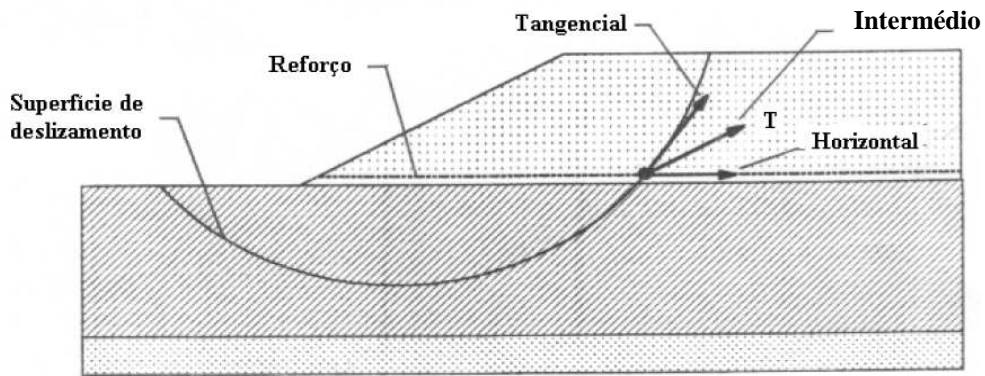


Figura 2.5 – Direcção da força actuante no reforço em relação à superfície de rotura (Moraes, 2002)

Na Figura 2.6 mostra-se a influência no factor de segurança da orientação do esforço no reforço. Verifica-se que a hipótese de esforço orientado na horizontal é a mais conservativa e, segundo Almeida (1996), a hipótese usualmente considerada.

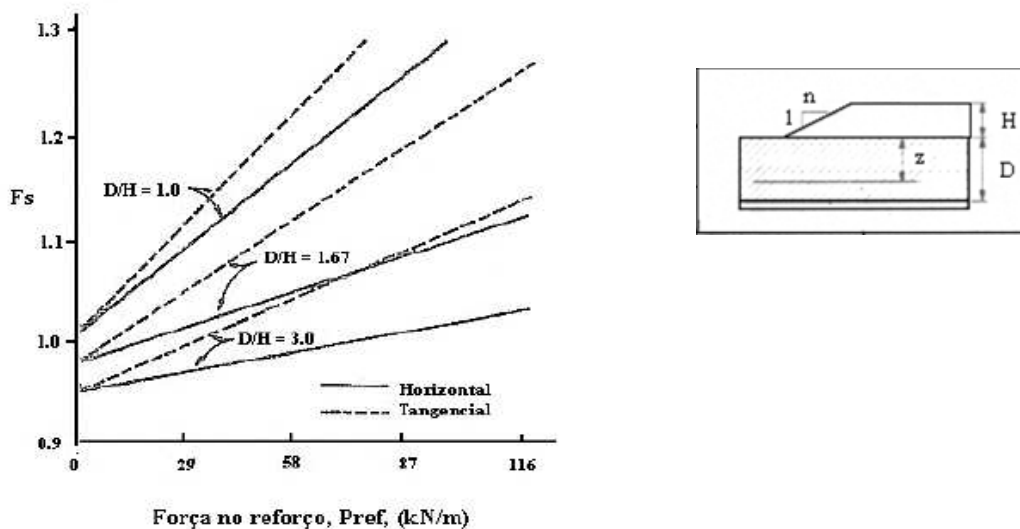


Figura 2.6 – Influência no factor de segurança da orientação do reforço (adaptado de Moraes, 2002)

Segundo Kaniraj (1996), a força máxima no reforço diminui com o aumento da sua inclinação. Então, a direcção da força no reforço tem influência sobre a magnitude desta e, portanto, na escolha do tipo de reforço a ser usado. O factor de segurança do aterro não-reforçado e a rigidez do reforço são factores importantes para a orientação da força.

Nos métodos de equilíbrio limite, a análise de estabilidade é feita considerando possíveis mecanismos de colapso (pesquisando o mecanismo de colapso que oferece menor factor de segurança) e calculando o equilíbrio estático dos blocos que compõem o mecanismo. O modelo rígido-plástico descreve o comportamento do solo.

Existem algumas diferenças entre os métodos propostos de equilíbrio limite, como por exemplo, a consideração do tipo de superfície de rotura a ser analisada. A escolha da superfície de rotura depende da geometria do aterro e da fundação. No caso de um aterro extenso sobre uma camada de solo mole de profundidade limitada por uma camada resistente, é melhor considerar o mecanismo de blocos deslizantes. A superfície circular é bem aplicada em camadas profundas (Jewell, 1987).

Jewell (1982) mostrou que a consideração de superfície circular para camadas de solo mole pouco espessas subestima o valor do impulso activo do aterro, podendo até ser negativo, gerando tracção no aterro. Leshchinsky (1987) sugeriu, então, a adopção de superfície logarítmica no aterro. É possível, também, considerar superfície planar para o aterro e calcular o impulso activo pela teoria de Rankine (Almeida, 1996).

Apresentam-se, a seguir, alguns métodos de equilíbrio limite.

### MÉTODO DE LOW et al (1990) – SUPERFÍCIE CIRCULAR DE ROTURA

Este método contempla a análise de uma superfície de rotura circular no interior do maciço, interceptando o reforço na base do aterro. A Figura 2.7 ilustra as hipóteses do Método de Low.

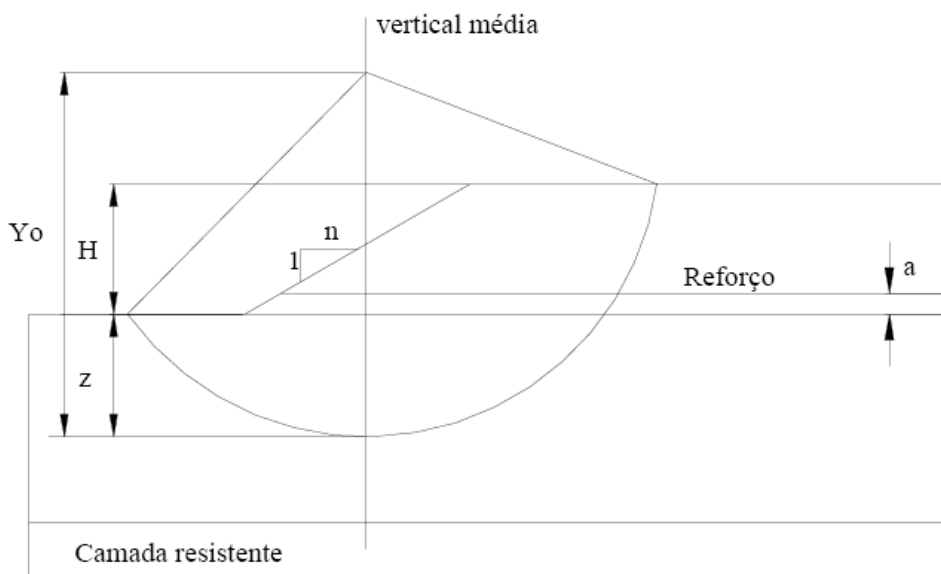


Figura 2.7 – Esquema ilustrativo das hipóteses do Método de Low et al. (1990)

Neste método utiliza-se a seguinte equação para o cálculo do factor de segurança:

$$F_r = \frac{M_{res}}{M_{inst} - M_{ref}} \quad (2.17)$$

onde:

$M_{res}$  e  $M_{inst}$  – somatório dos momentos resistentes e instabilizantes proporcionados pelas forças actuantes no solo;

$M_{ref}$  – momento proporcionado pela força no reforço.

Considerando a força no reforço actuando na direcção horizontal,  $M_{ref}$  é dado por:

$$M_{ref} = T \cdot (Y_0 - z - a) \quad (2.18)$$

Sendo a força no reforço, T, calculada pela equação:

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r}\right) \cdot \frac{\gamma \cdot H^2}{I_R} \quad (2.19)$$

onde:

$F_0$  – factor de segurança mínimo para aterro não-reforçado

$I_r$  – número de estabilidade, para caso reforçado, fornecido pelo gráfico da Figura 2.8 que depende da relação D/H e de n

O factor de segurança do aterro não-reforçado é determinado pela equação:

$$F_0 = N_1 \cdot \frac{S_u}{\gamma \cdot H} + N_2 \cdot \left( \frac{c}{\gamma \cdot H} + \lambda \cdot \text{tg } \phi \right) \quad (2.20)$$

onde:

$N_1$ ,  $N_2$  e  $\lambda$  – números de estabilidade dependentes da relação D/H e n, fornecidos pelos gráficos da Figura 2.9;

$S_u$  – resistência não-drenada;

$\gamma$  - peso específico do aterro;

$c$  e  $\phi$  - parâmetros de resistência do solo do aterro.

O cálculo deve ser repetido, considerando várias profundidades diferentes para a determinação do valor de  $F_0$  mínimo e, conseqüentemente, o valor de  $T$  máximo.

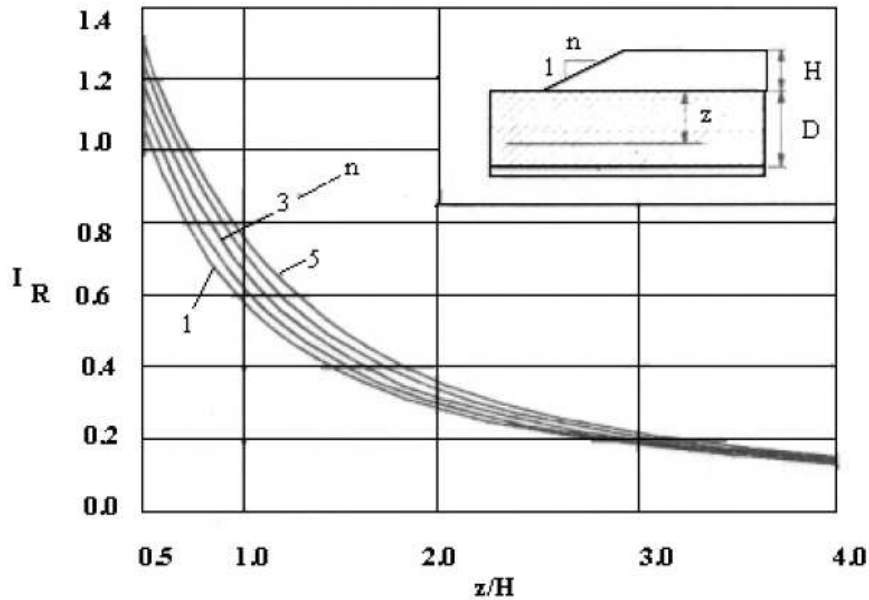


Figura 2.8 – Número de estabilidade para aterro reforçado (modificado de Low et al.,1990)

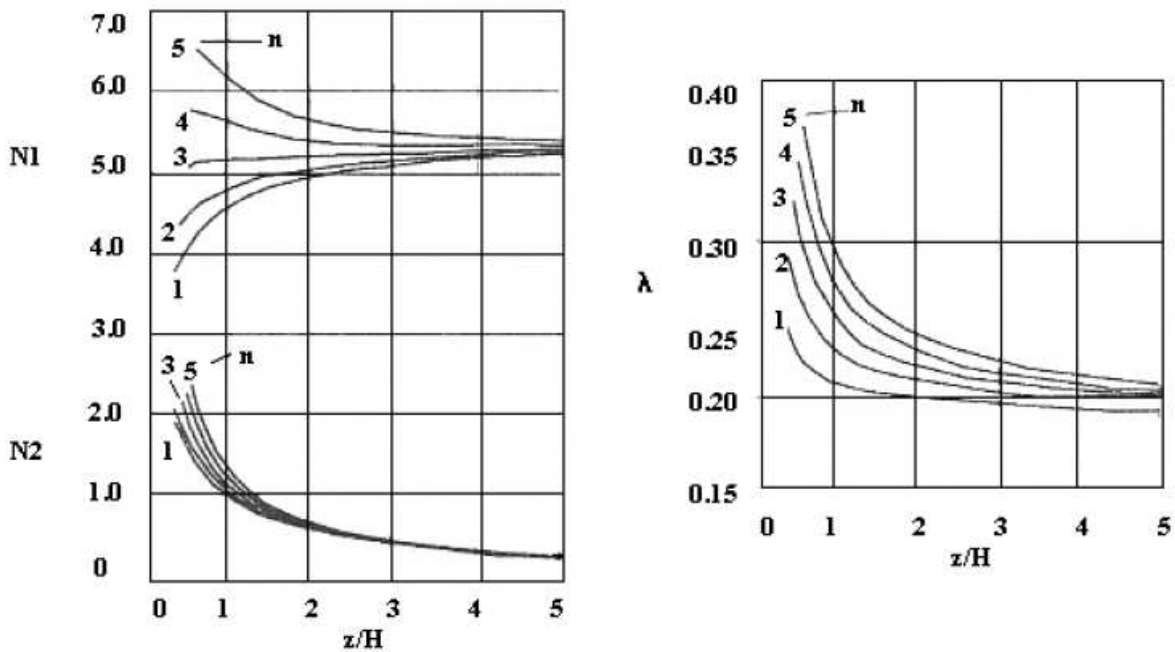


Figura 2.9 – Números de estabilidade para aterro não-reforçado (modificado de Low, 1989)

### ÁBACOS DE MILLIGAN E BUSBRIDGE (1983) – SUPERFÍCIE CIRCULAR E PLANAR

Neste caso, os ábacos foram desenvolvidos considerando-se equilíbrio de momentos e esforços horizontais ao longo da superfície de rotura, considerada circular na fundação e em forma de cunha no aterro. Os ábacos fornecem a resistência do reforço necessária para que o factor de segurança em relação à estabilidade global do aterro seja unitário. Para factores de segurança maiores, é necessário minorar-se os parâmetros de resistência do solo de aterro e da fundação através de um factor de segurança global. Os dados necessários para o emprego dos ábacos são:

**Solo de aterro:** ângulo de atrito ( $\phi$ ), altura (H) e inclinação do talude ( $\beta$ );

**Solo de fundação:** resistência não drenada ( $S_u$ ), espessura da camada (D) e peso específico ( $\gamma$ )

Na Figura 2.10 são apresentados dois ábacos, para inclinações do talude de 3:1 e 2:1, considerando-se o ângulo de atrito do aterro  $30^\circ$ . A Figura 2.11 apresenta a correcção a ser aplicada para outros valores de ângulo de atrito do aterro. Ressalta-se que estes ábacos fornecem resultados conservadores, resultando em esforços no reforço 10 a 30% maiores do que aqueles determinados através de análise numérica. Além disso, os ábacos apresentam limitação geométrica e valem para  $S_u$  constante com a profundidade, o que raramente corresponde à realidade. Desta forma, eles são úteis essencialmente para se ter uma ideia preliminar da influência do reforço na estabilidade global do aterro sobre solos moles.

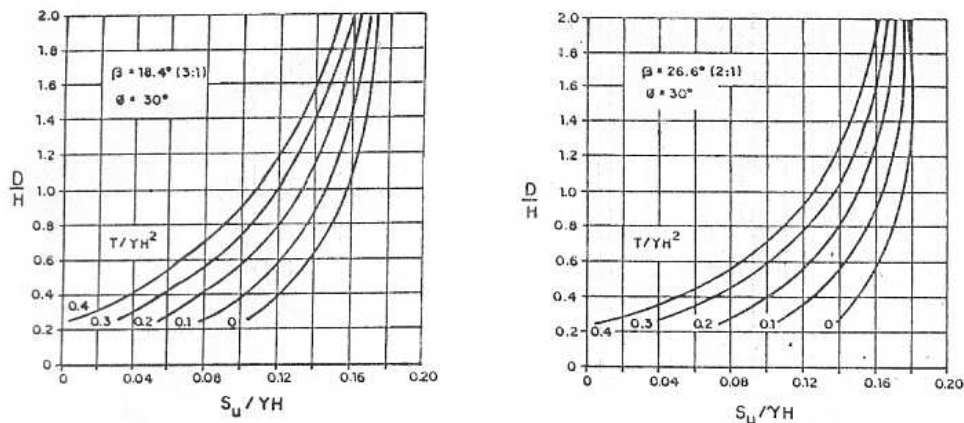


Figura 2.10 – Ábacos para determinação da resistência do reforço (FS=1) (Miligan e Busbridge)

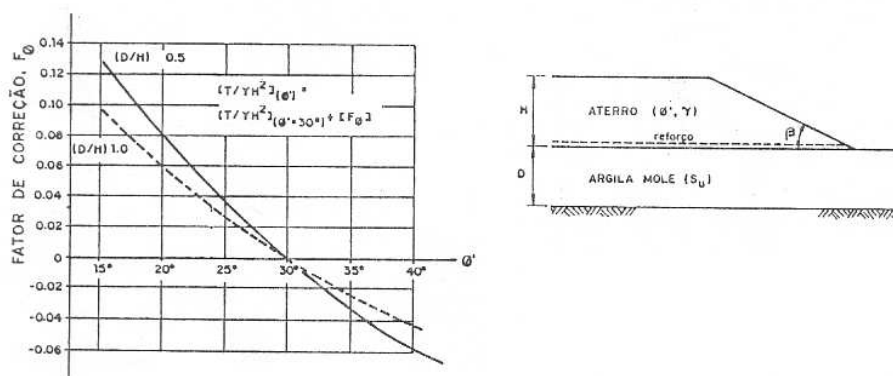


Figura 2.11 – Correcção a ser aplicada para valores de ângulo de atrito do aterro diferentes de  $30^\circ$  (Miligan e Busbridge)

### MÉTODO DAS CUNHAS – ANÁLISE TRANSLACIONAL

Uma outra possibilidade de rotura a ser analisada é a do bloco em translação ABCD com os impulsos  $P_{\text{aterro}}$ ,  $P_a$  e  $P_p$  e força  $S$  aplicadas ao seu redor, conforme mostrado na Figura 2.12.

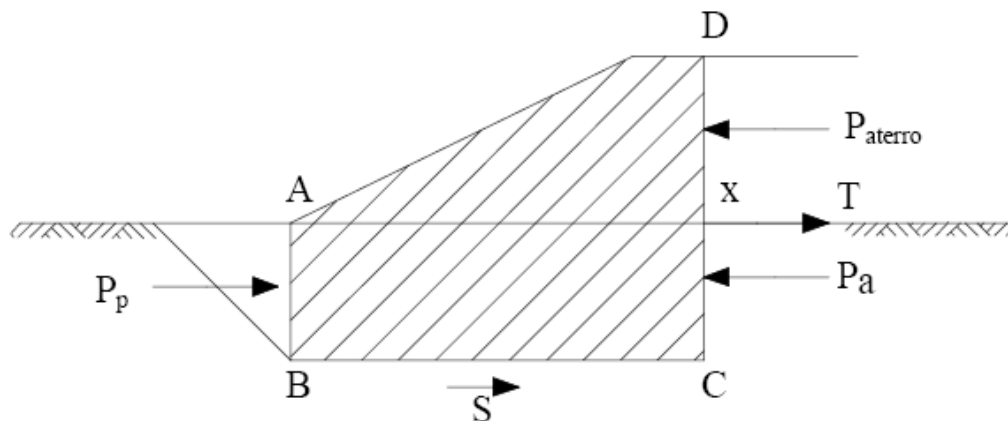


Figura 2.12 – Método das cunhas: Análise Translacional

Neste caso o esforço no reforço no ponto X é fornecido por:

$$T = P_{\text{aterro}} + P_a - P_p - S \quad (2.21)$$

onde:

$T$  – força no reforço;

$P_{\text{aterro}}$  – impulso activo actuante no aterro;

$P_a$  e  $P_p$  – impulsos activo e passivo actuantes na fundação;

$S$  – força resistente mobilizada no reforço.

#### 2.3.2.2. Estabilidade Interna

Para impedir a rotura interna do aterro, pelo seu deslocamento lateral, as tensões laterais do aterro devem ser equilibradas pelas tensões de corte na sua base. Num aterro reforçado o impulso actuante no interior do aterro – mobilizado por algum deslocamento lateral no aterro antes da força no reforço ser mobilizada – é absorvido pelo reforço e não transferido para a fundação como aconteceria se o aterro não fosse reforçado.

A análise da estabilidade interna consiste em comparar o impulso actuante no interior do aterro,  $P_{\text{aterro}}$ , com a força de atrito disponível na interface aterro-reforço,  $P_{\text{disp}}$ . A transferência do impulso activo, actuante no aterro, para o reforço, é garantida se  $P_{\text{aterro}} < P_{\text{disp}}$ .

O impulso activo e a força de atrito disponíveis são dados pelas seguintes equações:

$$P_{aterro} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2 \cdot K_a; K_a = tg^2(45 - \phi/2) \quad (2.22)$$

$$P_{disp} = \frac{1}{2} \gamma \cdot n \cdot h^2 \cdot tg \delta \quad (2.23)$$

onde:

$h$  – altura do aterro a uma distância  $x$  do pé do aterro;

$\gamma$  – peso específico do aterro;

$K_a$  – coeficiente de impulso activo de Rankine;

$\phi'$  – ângulo de atrito efectivo do solo;

$\delta$  – ângulo de atrito na interface aterro-reforço;

$n$  – inclinação do talude.

O factor de segurança, em relação à rotura interna, é definido por:

$$FS = \frac{P_{disp}}{P_{aterro}} \quad (2.24)$$

Substituindo as equações (2.22) e (2.23) na equação (2.24), tem-se:

$$FS = \frac{n \cdot tg \delta}{K_a} \quad (2.25)$$

Reportando a Almeida (1996), é recomendado a utilização do factor de segurança, relativamente à rotura interna do aterro reforçado, igual a 2.

### 2.3.2.3. Estabilidade da fundação

Nas análises de estabilidade da fundação, as cargas aplicadas ao subsolo por um aterro reforçado podem ser comparadas às cargas aplicadas a uma sapata. Assim, a estabilidade da fundação pode ser analisada como um problema de capacidade de carga permitindo o uso de soluções baseadas na teoria da plasticidade.

São analisados dois casos de resistência não-drenada,  $S_u$ : linearmente crescente com a profundidade, e constante com a profundidade, porém com profundidade limitada por uma camada resistente. Os perfis são mostrados nas Figuras 3.13.a e 3.13.b, respectivamente.

Em ambos os perfis de resistência, o factor de capacidade de carga,  $N_c$ , depende de se considerar a sapata lisa ou rugosa. Na base da sapata rugosa, são geradas tensões de corte que resistem à movimentação do solo, o que não acontece na base da sapata lisa, justificando a diferença entre os valores do factor de capacidade de carga. A Figura 2.13 mostra, também, os valores dos factores de carga, de sapata lisa e rugosa, para os dois perfis de resistência considerados.

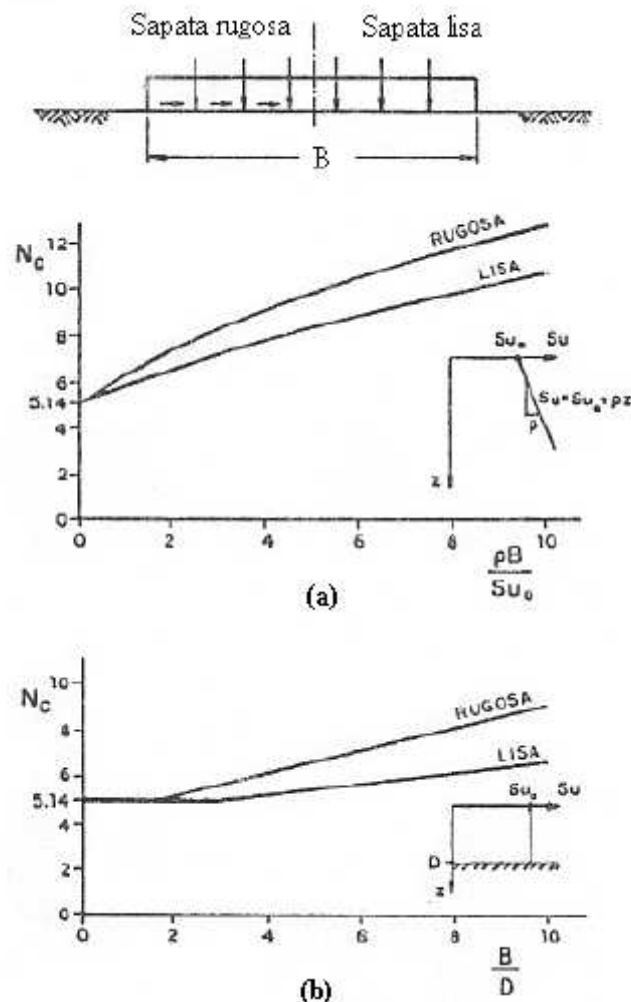


Figura 2.13 - Factor de capacidade de carga ( $N_c$ ): (a) resistência não-drenada ( $S_u$ ) crescente linearmente com a profundidade (Booker e Davis, 1973); (b) resistência não-drenada ( $S_{u0}$ ) uniforme, porém com profundidade ( $D$ ) limitada por uma camada resistente (Mandel e Salençon, 1972)

O aterro não-reforçado aplica à fundação cargas verticais combinadas com tensões de corte desenvolvidas pelo deslocamento lateral do aterro. Essas tensões de corte reduzem a capacidade de carga da fundação. O reforço colocado na interface aterro-fundação melhora a estabilidade, actuando de duas formas independentes: reduzindo as forças que causam a rotura, opondo-se às tensões de corte derivadas do aterro (assim a fundação só suporta cargas verticais) e aumentando as forças que resistem à rotura, gerando tensões de corte e, conseqüentemente, melhorando a capacidade de carga da fundação (Sharma, 1994).

No primeiro caso, em que o impulso lateral é equilibrado somente pela força do reforço,  $P_{\text{aterro}} = T$ , o carregamento do aterro equivale ao da sapata lisa. O reforço começa a desempenhar a função de melhoria da capacidade de carga, sua segunda função, apenas quando  $T > P_{\text{aterro}}$ .

A força total suportada pelo reforço,  $T$  – considerando as tensões de corte aplicadas na face inferior e superior, correspondentes respectivamente às forças  $P_{\text{fundação}}$  e  $P_{\text{aterro}}$  – é igual a:

$$T = P_{\text{aterro}} + P_{\text{fundação}} \quad (2.26)$$

$$P_{\text{fundação}} = \alpha \cdot S_{u0} \cdot x \quad (2.27)$$

onde:  $X$  é a distância do pé do talude ao ponto no qual a força  $P_{\text{fundação}}$  é mobilizada no reforço.

Quando a tensão de corte, aplicada à fundação, iguala o valor da resistência ao corte na superfície  $S_{u0}$ , o valor de  $P_{\text{fundação}}$  atinge o seu valor máximo, equivalendo o carregamento a uma sapata rugosa, sendo o aterro considerado totalmente reforçado ( $\alpha = 1$ ).

A análise de estabilidade da fundação de um aterro reforçado sobre argila mole pode ser feita recorrendo à aplicação da teoria da plasticidade. Para tal utilizam-se os diagramas da Figura 2.14, através dos quais é possível calcular a altura crítica do aterro.

Através da consideração de exemplos práticos, observou-se que soluções obtidas através da teoria da elasticidade sobrestimam o esforço no reforço e subestimam a altura crítica (Sharma, 1994).

Uma vez que o método de equilíbrio limite não proporciona nenhuma informação sobre deformações do solo e do reforço, é aconselhável a obtenção da força de reforço através do método dos elementos finitos.

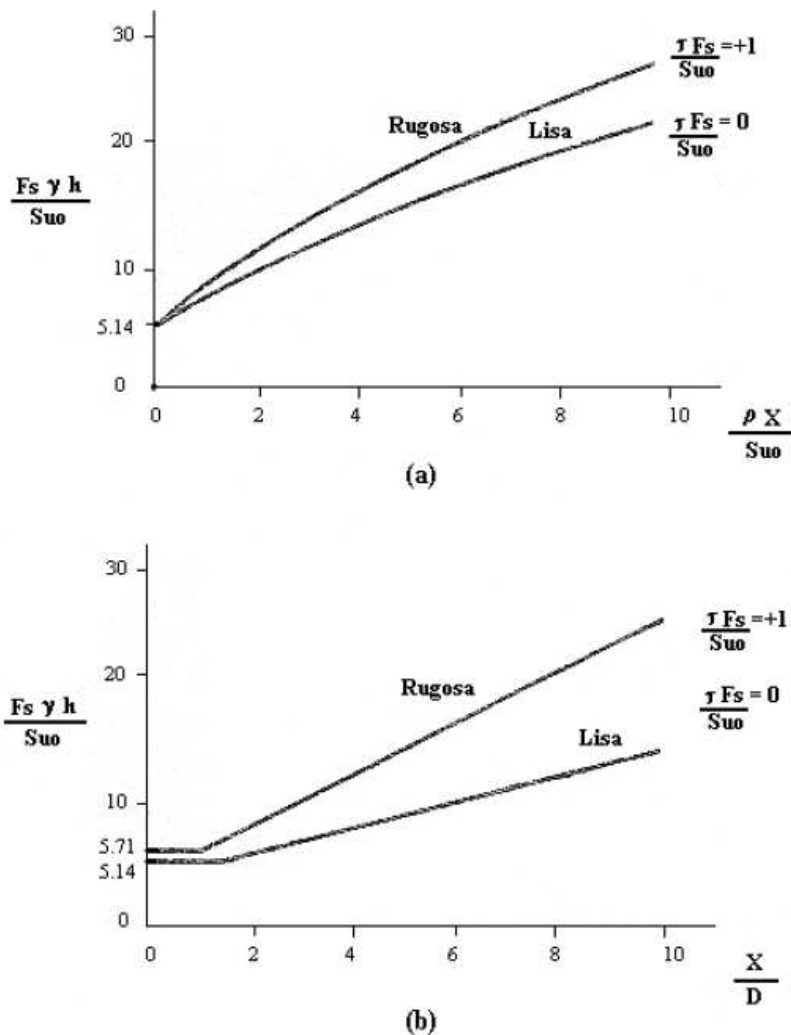


Figura 2.14 - Análise de estabilidade da fundação de aterros reforçados sobre solos moles baseada em soluções da teoria da plasticidade: (a) resistência crescente com a profundidade (Booker e Davis, 1973); (b) resistência constante com a profundidade (Mandel e Salençom, 1972)

## 2.4. TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO COM DRENOS VERTICAIS

### 2.4.1. DESCRIÇÃO E APLICAÇÕES DA SOLUÇÃO

Os drenos verticais têm por objectivo induzir um aumento da velocidade de consolidação primária de uma camada de solo mole através da criação de uma drenagem radial em complemento à drenagem vertical existente, diminuindo a distância de percolação e aproveitando o facto de a permeabilidade horizontal ser frequentemente maior do que a vertical em depósitos de solos moles.

Com a utilização de drenos verticais é possível a eliminação rápida da água do solo, ocasionando uma grande redução do tempo necessário à consolidação de terrenos compressíveis. Na prática os drenos verticais são utilizados em terrenos argilosos moles e pouco permeáveis, permitindo também o aumento da resistência ao corte e, por conseguinte, da capacidade de suporte.

O emprego dos drenos faz com que a maior parte do assentamento ocorra durante a execução da obra, trazendo substancial economia nos custos de manutenção, como por exemplo no renivelamento e reconstrução de pavimentos, galerias, vias férreas, rodovias etc. Deve-se ressaltar que a utilização dos drenos verticais não interfere no valor do assentamento total e a sua influência limita-se à antecipação dos assentamentos em função do tempo.

O processo de consolidação começa quando o terreno, sendo comprimido, filtra a água contida nos vazios, reduzindo o seu volume. A consolidação é tanto mais lenta quanto menos permeável é o terreno. A instalação dos drenos verticais reduz sensivelmente o percurso que a água deve fazer para sair da área comprimida e chegar a uma região permeável sem pressões, ou seja, às colunas dos drenos. Com o uso de drenos, o fluxo da água no interior da argila é predominantemente horizontal, enquanto no processo de consolidação normal, o fluxo é vertical. Em algumas circunstâncias, o coeficiente de permeabilidade horizontal é substancialmente superior ao coeficiente de permeabilidade vertical, conferindo ao uso de drenos uma significativa vantagem adicional. Na Figura 2.15 é apresentado um esquema típico da configuração desta técnica.

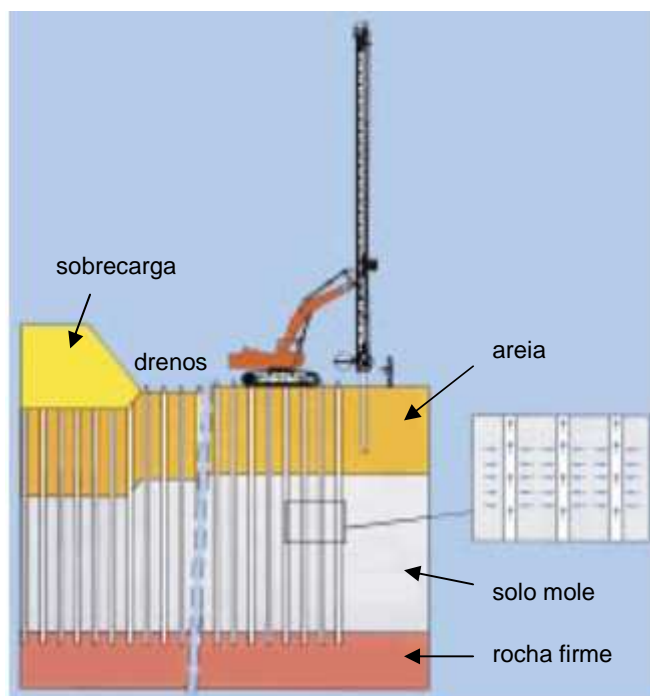


Figura 2.15 – Drenos verticais na construção de aterro sobre solos moles (adaptado de Layfield Group,2008)

Apesar da teoria ser relativamente bem conhecida e o emprego dos drenos verticais em diversas obras de engenharia ocorrer há muitas décadas, ainda persistem dúvidas devido à complexidade do fenómeno. Os problemas basicamente residem na determinação dos parâmetros do solo, em especial, o valor do coeficiente de consolidação horizontal e na avaliação dos efeitos perturbadores causados pela cravação dos drenos.

O primeiro tipo de dreno vertical usado para esta finalidade foi o dreno de areia, pois como a areia tem um coeficiente de permeabilidade maior que o do solo à sua volta, o dreno torna-se um caminho de baixa energia potencial e a água da camada mole flui vertical e radialmente através dos drenos sob o gradiente hidráulico produzido pelo aterro de sobrecarga.

Durante vários anos os drenos verticais de areia associados à sobrecarga foram considerados a solução com melhor relação custo-benefício para a consolidação de solos compressíveis saturados. Após a execução dos drenos de areia, é colocada uma sobrecarga, sobre toda a área do terreno, para forçar a eliminação da água contida nos vazios do solo compressível.

Como alternativa à utilização dos drenos verticais de areia surgiram os drenos verticais pré-fabricados (Figura 2.16). Estes estão actualmente a substituir com vantagens os drenos de areia que, apesar de possuírem boa permeabilidade, apresentam pouca resistência aos movimentos da camada argilosa. Algumas das vantagens apresentadas por estes drenos pré-fabricados são o aumento de resistência da camada de solo mole pela sua cravação, a inexistência de resistência ao escoamento da água após a sua entrada no dreno, o baixo efeito de alteração do solo mole durante a cravação dos drenos e a instalação destes ser simples, rápida e económica.



Figura 2.16 – Aspecto de um dreno pré-fabricado (Layfield Group, 2008)

O processo de instalação dos drenos é feito por meio de uma haste e uma ponteira. A haste é retirada, deixando o dreno pré-fabricado dentro do solo, o qual se fecha ao redor do mesmo. Na superfície do terreno, as pontas do dreno cravado são interligadas por uma camada de solo granular ou por um geocomposto para drenagem, que conduzirão a água por eles drenada para um lugar apropriado. Nas Figuras 2.17 e 2.18 é possível observar-se o processo de instalação dos drenos pré-fabricados.

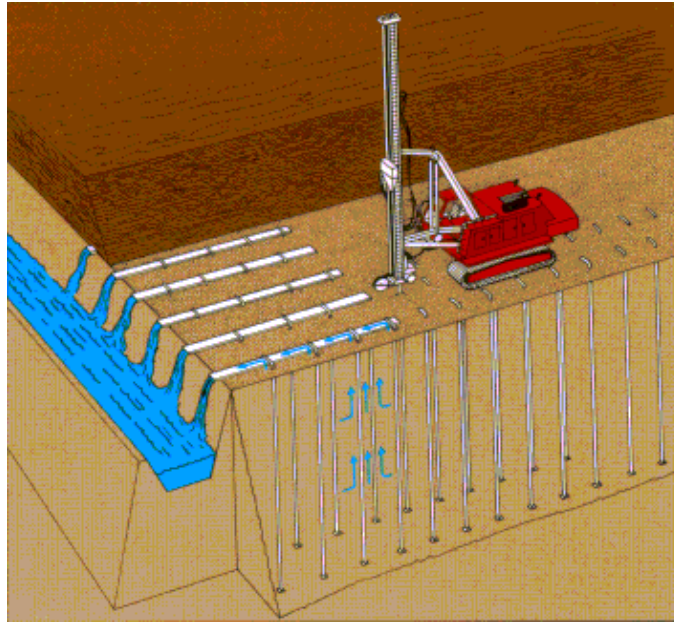


Figura 2.17 – Ilustração do processo de instalação dos drenos pré-fabricados (Geo-Technics America, Inc., 2008)



Figura 2.18 – Fotografia do processo de instalação dos drenos pré-fabricados (LayfieldGroup, 2008)

#### 2.4.2. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO

Diversos factores devem ser observados ao se optar pela solução de instalação de drenos verticais, dentre os quais podem ser citados:

- Características do solo aferidas em ensaios de laboratório e de campo;
- Propriedades do elemento drenante;
- Aplicação da teoria de consolidação apropriada.

A eficácia dos drenos verticais depende, em muito, do processo construtivo, sendo fundamental que a sua construção exerça a menor perturbação possível. A alteração da argila em torno dos drenos não só aumenta o valor dos assentamentos como ainda torna a argila mais impermeável, dificultando a percolação que se tem como objectivo.

Os parâmetros envolvidos na análise das propriedades dos drenos verticais são:

- Eficiência dos drenos;
- Diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados;
- Área de influência e espaçamento dos drenos;
- Alteração – efeito “smear”;
- Resistência hidráulica do dreno.

#### EFICIÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS

Inicialmente deve-se avaliar a eficiência da utilização dos drenos verticais. De acordo com Bjerrum (1972) a eficiência é assegurada quando:

$$\eta = \frac{\log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}}{\log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}} > 0,6 \quad (2.28)$$

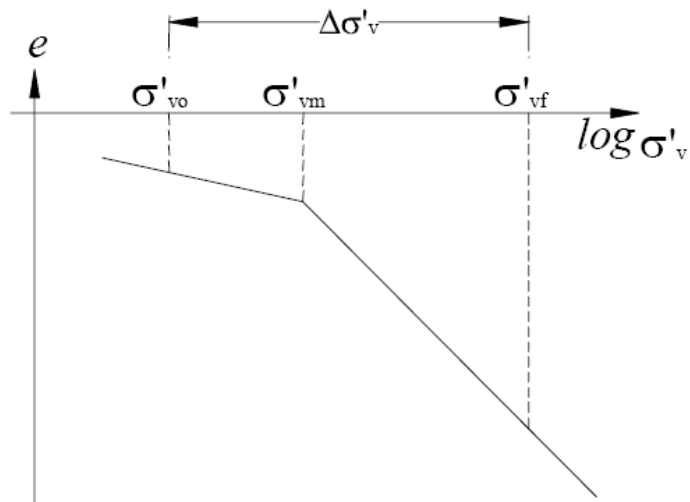
onde:

$\sigma'_{vf}$  - tensão vertical efectiva final;

$\sigma'_{vm}$  - tensão de sobreconsolidação;

$\sigma'_{v0}$  - tensão vertical efectiva inicial;

Na Figura 2.19 representa-se esquematicamente as variáveis da equação (2.28).

Figura 2.19 – Curva  $\log \sigma'_v$  x Índice de Vazios ( $e$ )

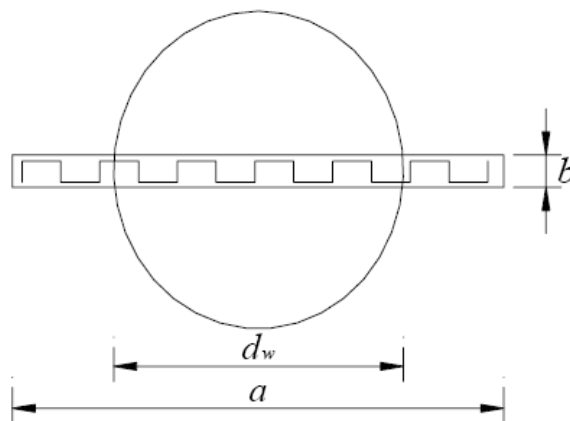
### DIÂMETRO EQUIVALENTE DOS DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

De acordo com Hansbo (1979) o perímetro do dreno equivalente seria o mesmo do dreno real. Desta forma o diâmetro equivalente é representado pela equação:

$$\pi \cdot d_w = 2 \cdot (a + b) \quad (2.29)$$

$$d_w = \frac{2 \cdot (a + b)}{\pi} \quad (2.30)$$

onde  $a$  e  $b$  são as dimensões do dreno vertical pré-fabricado ilustrado na Figura 2.20.

Figura 2.20 – Dimensões  $a$  e  $b$  do dreno vertical pré-fabricado (Bedeschi, 2004)

### ÁREA DE INFLUÊNCIA E ESPAÇAMENTO DOS DRENOS VERTICAIS

Os drenos verticais podem ser dispostos em malhas, em triângulo ou em quadrado, e, mais raramente, em hexágono (mais difícil de implementar em obra), as três exemplificadas na Figura 2.21. Para cada uma das três diferentes distribuições, cada coluna pode assimilar-se a uma célula cilíndrica com um determinado diâmetro de influência, o qual é importante para quantificação da respectiva área de influência. A relação entre o diâmetro de influência de cada coluna de brita e o espaçamento entre elas assume valores iguais a 1,05, 1,13 e 1,29, para distribuições triangulares, quadradas e hexagonais, respectivamente (Balaam e Poulos, 1983).

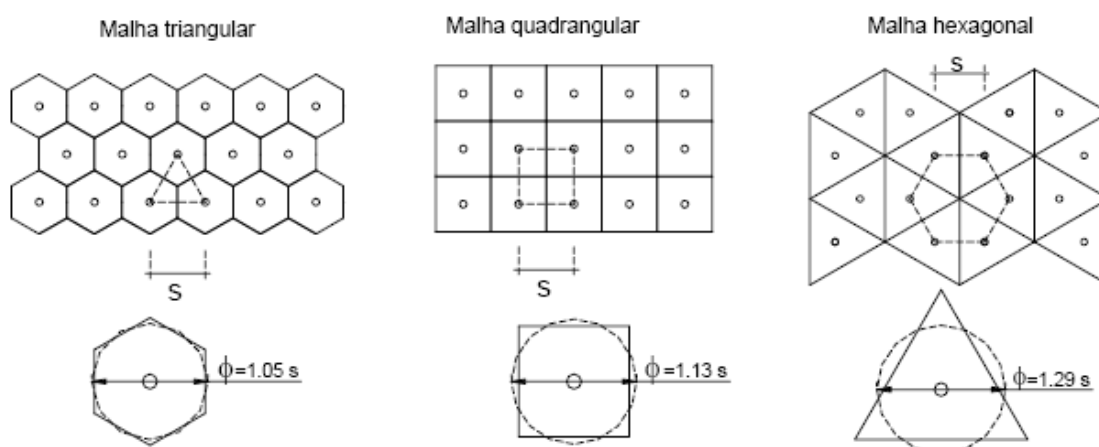


Figura 2.21 – Diferentes distribuições em planta de drenos verticais

Elaborou-se a Tabela 2 em que se representam as áreas de influência em função do tipo de malha.

Tabela 2 – Áreas de influência de diferentes malhas (Ballam e Poulos, 1983)

	MALHA TRIANGULAR	MALHA QUADRADA	MALHA HEXAGONAL
$\frac{\phi_{inf}}{s}$	1,05	1,13	1,29
Área de influência	$A = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot s^2$	$A = s^2$	$A = \frac{3\sqrt{3}}{4} \cdot s^2$

### CONSIDERAÇÕES SOBRE AMOLGAMENTO – EFEITO “SMEAR”

De acordo com Barron (1948) o emprego dos drenos verticais como acelerador de assentamentos ocasiona, na envolvente dos mesmos, uma alteração conhecida como efeito “smear”, gerado por ocasião da sua instalação.

A magnitude deste efeito depende da sensibilidade do solo e do método empregue na execução dos drenos.

Casagrande e Poulos (1969) consideram que as perturbações têm a sua influência intensificada quando o espaçamento é menor que dois metros. E ainda, que a cravação dos drenos pré-fabricados causa progressivamente mais perturbações reduzindo substancialmente o grau de consolidação.

Assumindo um cilindro de argila alterada ao redor do dreno cravado, segundo Hansbo (1979), a região onde ocorre rearranjo do solo apresenta um coeficiente de permeabilidade horizontal menor do que o da região indeformada. Este facto ocasiona uma condição de fronteira nova entre a região não perturbada e a alterada gerando desta forma uma mudança do factor  $F(n)$ , função relativa ao diâmetro de influência de um dreno e ao seu diâmetro efectivo. Esta função, desenvolvida por Barron (1948), é assim descrita:

$$F_s(n) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) - 0,75 + \frac{K_h}{K_s} \cdot \ln(s) \quad (2.31)$$

onde:

$K_h$  e  $K_s$  – coeficiente de permeabilidade na região intacta e alterada respectivamente;

$d_s$  – diâmetro da área alterada;

$s = \frac{d_s}{d_w}$  - índice de zona alterada.

A Figura 2.22 apresenta o modelo adoptado por Hansbo.

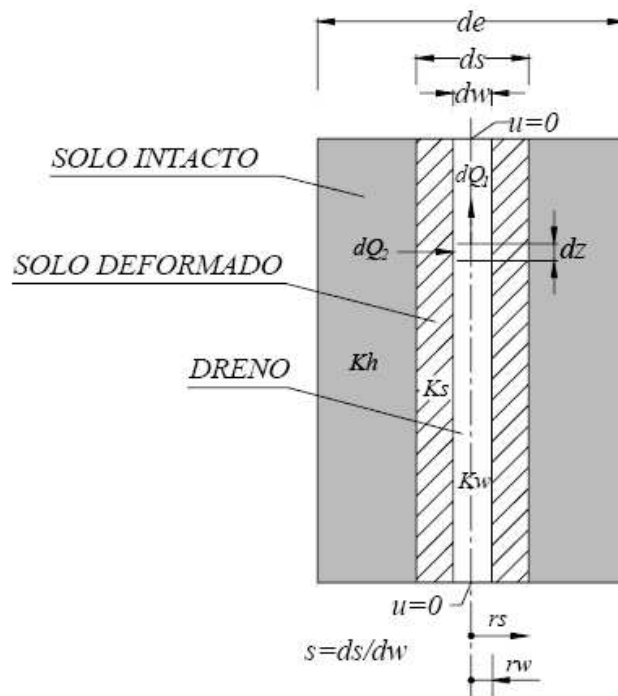


Figura 2.22 – Alteração no solo mole devido à instalação do dreno (Hansbo, 1981)

Alguns parâmetros, tais como  $s$  e a relação entre as permeabilidades  $K_h/K_s$ , são difíceis de estimar. Entretanto, é usual adoptar para valores de  $s$ , segundo Hansbo et al (1981), o valor de 1,0 para dreno de areia e 1,5 para dreno pré-fabricado. Sharma e Xiao (2000) desenvolveram estudos experimentais em laboratório com o objectivo de determinar a geometria da zona alterada em torno de drenos verticais de ponta fechada. A experiência, baseada em dados de pressões neutras e teores de humidade recolhidos a meio da camada em diferentes posições radiais, aponta valores de  $s$  de 4.

A equação (2.31) é mais sensível aos valores de  $K_h/K_s$ , que em geral se situa entre 1,5 e 3,0 do que aos valores de  $s$ .

Estudos paramétricos desenvolvidos por Rixner et al (1986) concluíram que as incertezas associadas aos valores de  $c_h$  adoptados nos cálculos do tempo de consolidação são mais significativos do que a influência de pequenas variações de  $s$  e de  $K_h/K_s$ .

Estudos mais recentes desenvolvidos por Saye (2001) demonstram que a cravação de drenos verticais pré-fabricados desenvolvem perturbações similares ou maiores do que os drenos de areia. Onoue et al. (1991) apresentaram estudos experimentais desenvolvidos em laboratório a respeito da evolução da variação da permeabilidade na envolvente do dreno, considerando a relação raio do dreno/mandril instalados em argila homogénea com  $K_h = K_v$ . De acordo com a Figura 2.23, constata-se que a zona III apresenta uma considerável diminuição da permeabilidade, causada pela perturbação originada pela cravação, estendendo-se a 1,6 vezes a relação do raio dreno/mandril. E ainda que, a zona II apresenta um decréscimo moderado da permeabilidade estendendo-se a uma distância de 6,5 vezes a relação do raio do dreno/mandril.

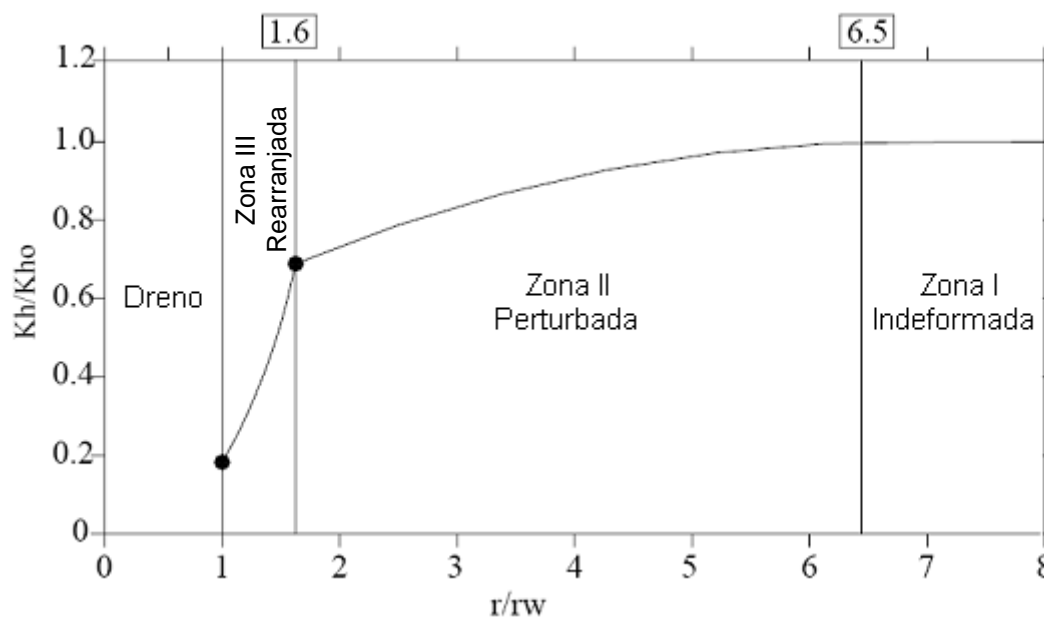


Figura 2.23 – Expectativa da variação da permeabilidade horizontal seguindo a instalação de drenos com mandril circular considerando a relação dreno/mandril (adaptado de Onoue e outros 1991, citado por Saye, 2001)

Os estudos desenvolvidos por Saye (2001) revelam que as perturbações ocorridas na cravação dos drenos pré-fabricados conduzem às mesmas limitações que as identificadas por Casagrande e Poulos (1969) para perturbações em drenos de areia. As perturbações ocorrem em todos os espaçamentos de drenos, sendo esse efeito incrementado quando o espaçamento decresce, o que faz com que, para

espaçamentos inferiores a 1,75 metros, o ganho na aceleração dos assentamentos se torne pouco significativo, conforme ilustrado na Figura 2.24.

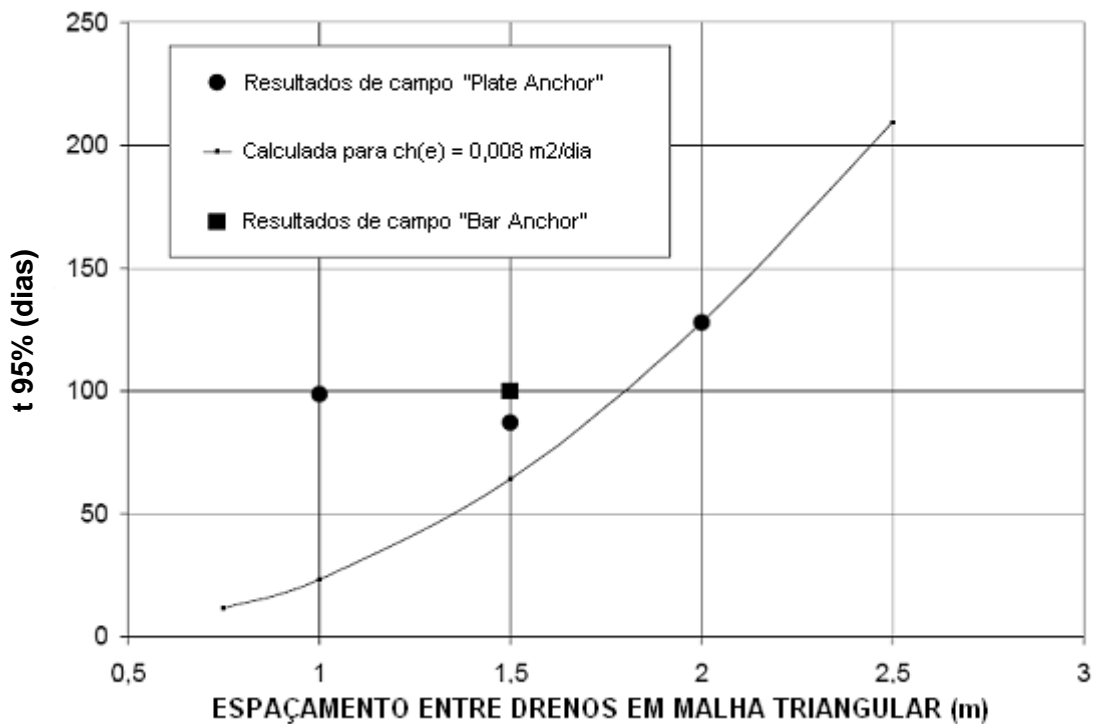


Figura 2.24 – Efeitos das perturbações geradas pela cravação de drenos pré-fabricados no tempo de consolidação (adaptado de Saye, 2001)

### EFEITO DA RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DOS DRENOS VERTICAIS

De acordo com Barron (1948), na dedução da equação (2.12), em determinadas circunstâncias os drenos pré-fabricados podem não se comportar com permeabilidade infinita.

Orleach (1983) a partir das equações de Hansbo et al. (1981) propôs, para este caso, a seguinte equação para avaliar a resistência hidráulica dos drenos:

$$W_r = 2 \cdot \left( \frac{K_h}{K_w} \right) \cdot \left( \frac{1}{r_w} \right)^2 \quad (2.32)$$

Como a permeabilidade  $K_w$  do dreno é determinada a partir do ensaio em que é medida a vazão do dreno quando este é submetido a um gradiente unitário tem-se que:

$$q_w = K_w \cdot i \cdot A \quad (2.33)$$

então

$$K_w = \frac{q_w}{A} = \frac{q_w}{\pi \cdot r_w^2} \quad (2.34)$$

Substituindo na equação (2.32) obtém-se:

$$W_r = 2 \cdot \pi \left( \frac{K_h}{q_w} \right) \cdot l^2 \quad (2.35)$$

onde:

$K_h$  – permeabilidade na direcção horizontal;

$q_w$  – vazão do dreno;

$l$  – comprimento característico do dreno.

A Figura 2.25 ilustra como deve ser admitido o comprimento característico do dreno.

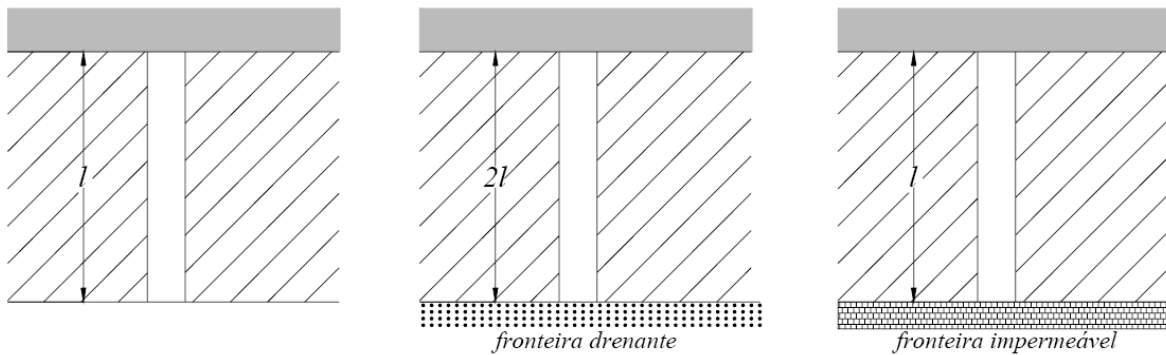


Figura 2.25 – Comprimento característico do dreno vertical (Almeida, 1981)

Para valores de  $W_r < 0,1$  o efeito da resistência hidráulica pode ser desprezado. Caso contrário, segundo Hansbo et al. (1981) recomenda-se substituir  $F(n)$  na equação (2.12) por  $F_q(n)$  da seguinte forma:

$$F_q(n) = F(n) + \pi \cdot z \cdot (2l - z) \cdot \frac{K_h}{q_w} \quad (2.36)$$

De acordo com Almeida (1992),  $F_q(n)$  é função de  $z$ , sendo  $U_h = f(z)$  adoptando-se um valor médio de  $U_h$ .

## 2.5. ATERROS SOBRE ESTACAS REFORÇADOS

### 2.5.1. DESCRIÇÃO E APLICAÇÕES DA SOLUÇÃO

Aterros sobre estacas são estruturas mistas que combinam uma solução de terraplanagem convencional, o aterro propriamente dito, com uma solução típica de fundação profunda, as estacas. O aterro apoia directamente sobre as estacas e estas atravessam o solo mole até atingirem o substrato resistente.

A Figura 2.26 ilustra a solução em aterro sobre estacas reforçado com geossintético sobre solos moles. No lado esquerdo é apresentado um aterro reforçado apoiado sobre estacas isoladas. No lado direito, o mesmo é suportado por vigas-parede.

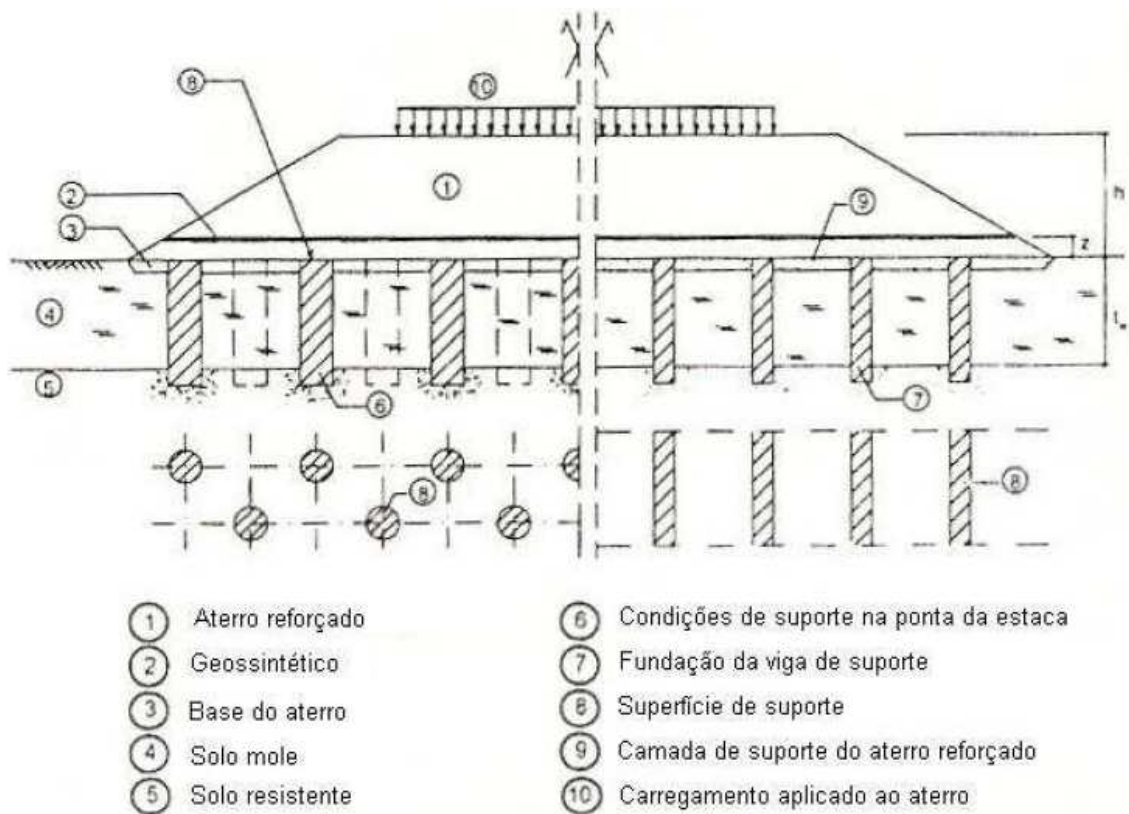


Figura 2.26 – Aterro sobre estacas reforçado com geossintéticos (adaptado de Kempfert et al.,2004)

As estacas suportam o peso do aterro num processo de efeito de arco e transmitem a carga para uma camada mais competente. Como as estacas são menos deformáveis do que o solo, ocorrem assentamentos diferenciais dentro do corpo de aterro e este movimento dá origem ao efeito de arco, que aumenta a carga nas estacas e alivia a tensão actuante no solo mole.

Para obter um maior espaçamento entre as estacas, são adicionadas camadas de geotêxtil ao material de aterro. Além de reforçar o efeito de arco e suportar localmente as zonas em colapso, o geotêxtil actua como reforço contra o espraio lateral do aterro.

São solidarizados à cabeça das estacas capitéis ou vigas de coroamento visando aumentar a área de influência das mesmas.

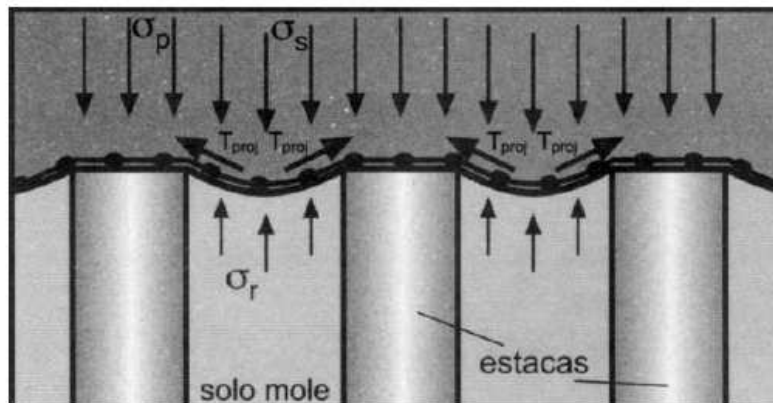


Figura 2.27 – Mecanismo de funcionamento de um aterro sobre estacas reforçado (Palmeira, 2000)

A construção de aterros sobre estacas reforçadas com a adoção de materiais geossintéticos tem-se difundido nos últimos anos. A utilização desta metodologia de construção tem-se tornado cada vez mais atractiva devido à economia de tempo que proporciona (Spotti, 2006). Alguns factores a destacar na adopção de aterros sobre estacas reforçadas são:

1. Permite rápida construção do aterro sem a necessidade de se esperar pela consolidação da camada compressível;
2. Elimina a necessidade de excesso de solo para acelerar o processo de consolidação (pré-carregamento) ou compensar os efeitos dos assentamentos excessivos;
3. Reduz a interferência no meio ambiente devido aos menores volumes de material de empréstimo para a construção do aterro.

O uso de aterros sobre estacas reforçadas pode ser adoptado para diferentes aplicações. A Figura 2.28 ilustra alguns exemplos de aplicação de aterro sobre estacas reforçado.

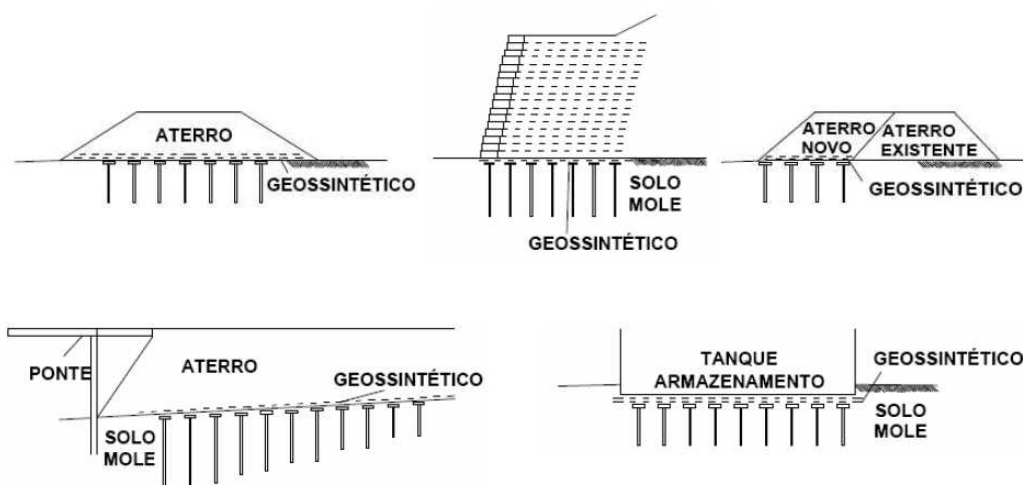


Figura 2.28 – Aplicações de aterros sobre estacas reforçadas com geossintéticos (Mello et al., 2006)

Em função dos diversos factores que influenciam o comportamento de aterros construídos sobre estacas, este tipo de obra apresenta grande complexidade, sendo fundamental, portanto, o desenvolvimento de estudos sobre o assunto.

### 2.5.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Durante o projecto de aterros sobre estacas é necessário realizar uma série de análises visando avaliar o comportamento previsto para o aterro. Estas análises devem focar os estados limites últimos e estados limites de utilização do aterro.

Segundo a BS8006 (1995), são cinco os estados limites últimos a serem considerados (Figura 2.29):

1. Capacidade de carga do grupo de estacas (Figura 2.29.a);
2. Adequada localização das estacas nas zonas laterais do aterro (Figura 2.29.b);
3. Distribuição das cargas nos capitéis (Figura 2.29.c);
4. Estabilidade ao deslizamento dos taludes laterais do aterro (Figura 2.29.d);
5. Estabilidade global do aterro (Figura 2.29.e).

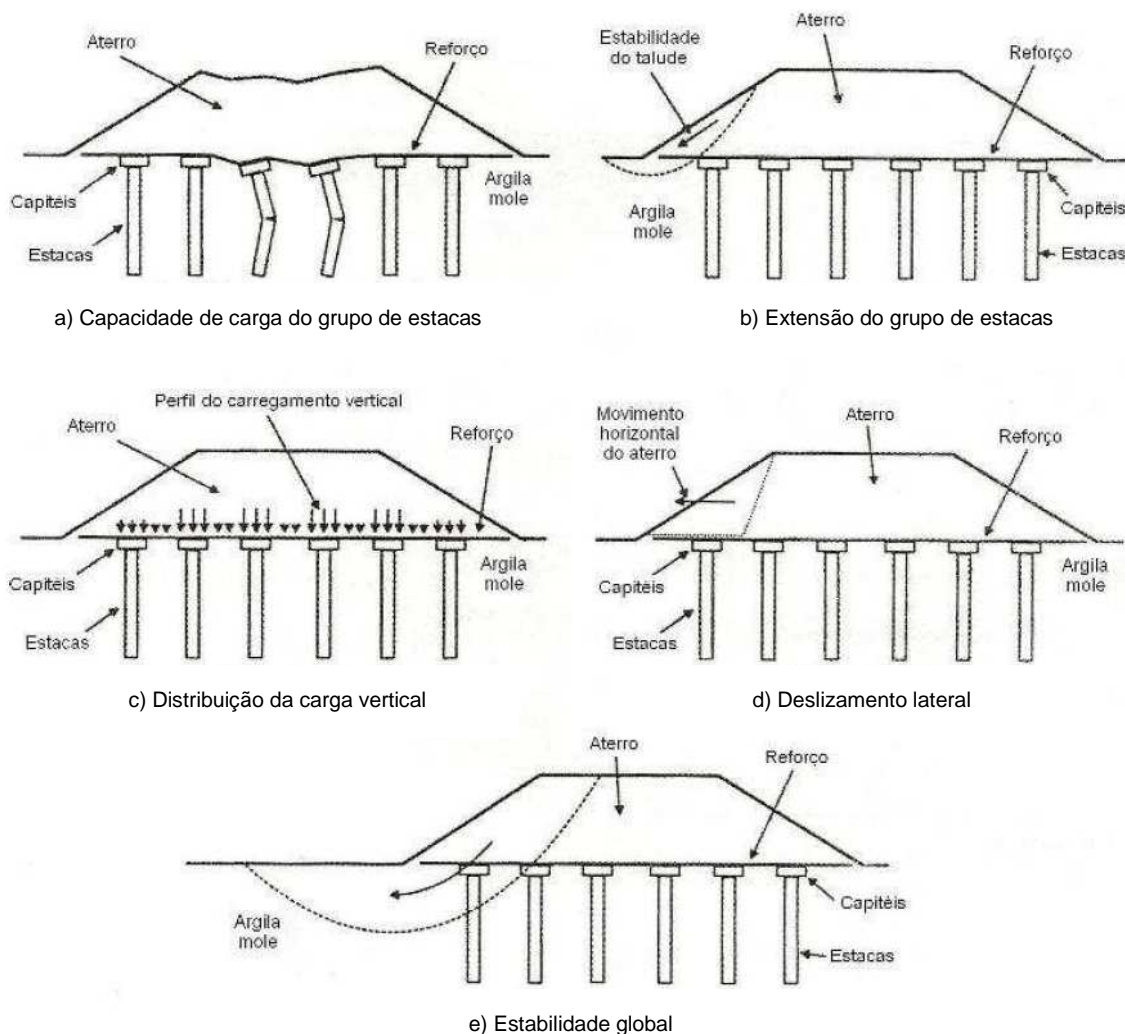


Figura 2.29 – Estados limites últimos para aterros sobre estacas reforçados (adaptado de BS8006, 1995)

Para os estados limites de serviço, a BS8006 (1995) considera (Figura 2.30):

1. Deformação excessiva do reforço (Figura 2.30.a);
2. Assentamento excessivo das estacas de fundação (Figura 2.30.b).

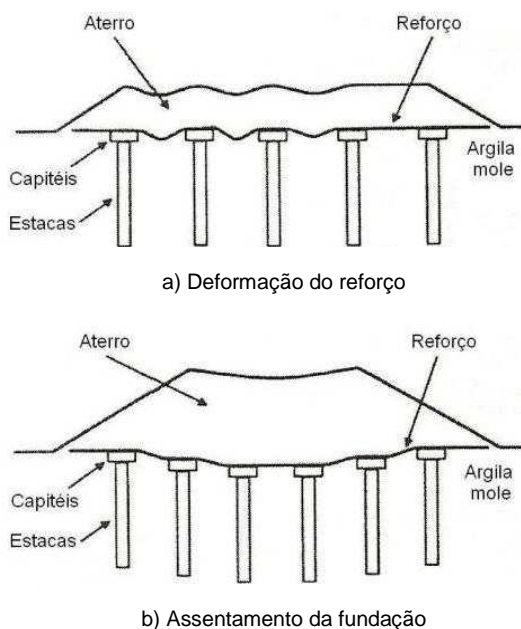


Figura 2.30 – Estados limites de utilização para aterros sobre estacas reforçadas (adaptado de BS8006, 1995)

O método utilizado para dimensionamento de aterros sobre estacas na actual BS8006, *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills* (1995), foi inicialmente desenvolvido por Jones (1990). Será aqui apresentado um resumo do método e as principais equações empregues.

O método considera que a carga total proveniente do aterro e de eventuais sobrecargas será absorvida integralmente pelas estacas, ou seja, o solo mole não contribui com nenhuma parcela de suporte.

A BS8006(1995) não considera a contribuição do solo mole para o alívio das cargas no reforço. A configuração do reforço deformado é admitida como sendo uma parábola, e a carga sobre o mesmo é considerada uniformemente distribuída no vão entre os capitéis.

Os esforços que actuam no reforço geossintético são devidos a dois factores:

- Esforços (nas direcções longitudinal e transversal) para transferir para as estacas as cargas verticais que actuam na base do aterro e eventuais sobrecargas sobre o aterro, através do efeito de arco, substituindo o emprego de camada granular espessa.
- Esforços (na direcção da largura do aterro) necessários para resistir às cargas horizontais existentes nos taludes laterais do aterro, dispensando o emprego de estacas inclinadas.

Para que o efeito de arco seja eficiente e para que os assentamentos diferenciais na superfície do aterro sejam pequenos (Figura 2.30.b), recomenda-se que seja cumprida a seguinte relação:

$$H \geq 0,7(s - a) \quad (2.37)$$

onde:

a – diâmetro das estacas (ou dimensão dos capitéis);

s – espaçamento entre estacas;

H – altura do aterro.

O espaçamento entre estacas pode ser estimado de forma preliminar através da seguinte expressão:

$$s = \sqrt{\frac{P_{nom}}{\sigma'_v}} \quad (2.38)$$

onde:

$P_{nom}$  - carga nominal da estaca;

$\sigma'_v$  - tensão vertical média actuante na base do aterro dada por  $(\gamma.H + q)$ , onde:

$q$  - sobrecarga externa;

$\gamma$  - peso específico do material do aterro.

A equação abaixo fornece uma relação entre a tensão vertical sobre as estacas, devido ao efeito de arco, e a tensão na base do aterro:

$$\frac{p'_c}{\sigma'_v} = \left[ \frac{C_c \cdot a}{H} \right]^2 \quad (2.39)$$

onde:

H - altura do aterro;

$C_c$  - coeficiente de arqueamento;

$p'_c$  - tensão vertical no topo das estacas.

O coeficiente de arqueamento,  $C_c$  é calculado de formas distintas em função do mecanismo de transferência da carga da estaca.

Para estacas com resistência apenas de ponta:

$$C_c = 1,95 \cdot \frac{H}{a} - 0,18 \quad (2.40)$$

Para estacas com resistência devida ao atrito lateral:

$$C_c = 1,5 \cdot \frac{H}{a} - 0,07 \quad (2.41)$$

Esta norma sugere que o peso específico e a sobrecarga sejam majorados através dos factores  $f_s$  e  $f_q$ , respectivamente. Os valores sugeridos são de 1,3 para dimensionamento no estado limite último e 1,0 para estado limite de utilização.

Uma estimativa da eficiência do efeito de arco é efectuada utilizando-se a fórmula de Martson para tubos enterrados. A BS8006 (1995) introduziu o conceito de altura crítica, que é quantificado por  $1,4 \cdot (s-a)$ .

Se a altura do aterro é menor do que a altura crítica, Figura 2.31.a, a carga suportada pelo reforço é a do aterro reduzida pelo efeito de arco, mais uma eventual sobrecarga actuante no topo do aterro.

Para alturas de aterro superiores à altura crítica, Figura 2.31.b, considera-se que todas as cargas acima da altura crítica são transmitidas directamente às estacas por meio de efeito de arco no corpo do aterro.

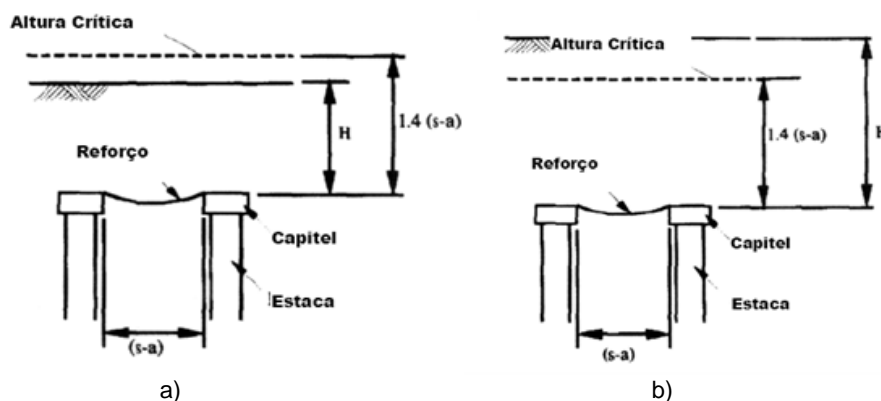


Figura 2.31 – Alturas do aterro abaixo e acima da crítica, respectivamente (BS8006, 1995)

Assim, a carga vertical que actua sobre o reforço entre as estacas,  $W_T$  é calculada usando as equações (2.42) e (2.43), em função da altura do aterro:

Para  $H > 1,4 \cdot (s-a)$ :

$$w_T = \frac{1,4 \cdot s \cdot \gamma \cdot (s-a)}{s^2 - a^2} \cdot \left[ s^2 - a^2 \cdot \left( \frac{p'_c}{\sigma'_v} \right) \right] \quad (2.42)$$

Para  $0,7 \cdot (s-a) \leq H \leq 1,4 \cdot (s-a)$ :

$$w_T = \frac{s \cdot (\gamma \cdot H + q)}{s^2 - a^2} \cdot \left[ s^2 - a^2 \cdot \left( \frac{p'_c}{\sigma'_v} \right) \right] \quad (2.43)$$

O esforço de tracção no reforço,  $T_{rp}$ , é dado por:

$$T_{rp} = \frac{w_T \cdot (s-a)}{2 \cdot a} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \quad (2.44)$$

onde:

$\varepsilon$  - deformação do reforço.

A máxima deformação admissível considerada no reforço é 6%, garantindo desta forma que as deformações aterro-reforço sejam pequenas e, portanto, que os assentamentos diferenciais do aterro também sejam pequenos. Caso não se admitam assentamentos significativos no topo do aterro, este valor pode ser minorado.

No caso do escorregamento lateral o reforço geossintético suporta os esforços horizontais provenientes dos taludes laterais, dispensando o emprego de estacas inclinadas (Figura 2.32).

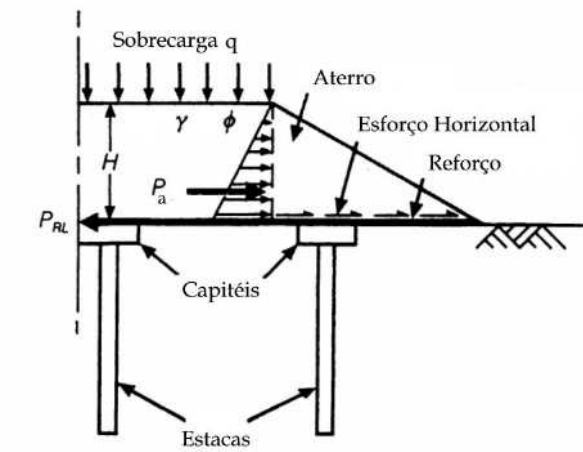


Figura 2.32 – Reforço necessário para resistir ao esforço lateral do aterro (adaptado de BS8006, 1995)

O esforço de tracção no reforço devido aos esforços horizontais,  $T_{ds}$ , é dado por:

$$T_{ds} = 0,5 \cdot K_a (\gamma \cdot H + 2q) \cdot H \quad (2.45)$$

onde:

$K_a$  - coeficiente de impulso activo, dado por  $\tan^2(45^\circ - \phi/2)$ .

O esforço  $T_{ds}$  actua transversalmente ao aterro.

Relativamente à carga total no reforço,  $T_r$ , tem-se:

Direcção Longitudinal, ao longo da extensão do aterro:  $T_r \geq T_{rp}$

Direcção Transversal, na largura do aterro:  $T_r \geq T_{ds} + T_{rp}$

O comprimento de ancoragem mínimo ao longo da largura do aterro necessário para absorver os esforços de tracção é dado por:

$$L_b \geq \frac{f_n f_p (T_{rp} + T_{ds})}{\gamma \cdot h \cdot (\alpha_1 \cdot \tan \phi_1 + \alpha_2 \cdot \tan \phi_2)} \quad (2.46)$$

Onde:

$f_n$  - factor de segurança parcial para consequências de uma eventual rotura (BS8006 sugere 1,0 para aterros de estradas secundárias e 1,1 para rodovias);

$f_p$  - factor de segurança parcial para ancoragem (entre 1,3 e 1,5);

$h$  - altura média da saia do aterro;

$\phi_1$  - ângulo de atrito do solo abaixo do reforço;

$\phi_2$  - ângulo de atrito do solo acima do reforço;

$\alpha_1$  - coeficiente de interação solo-reforço para solo abaixo do reforço;

$\alpha_2$  - coeficiente de interação solo-reforço para solo acima do reforço.

Em geral, considera-se, de forma simplificada, que os solos acima e abaixo do reforço são iguais, ou seja, o reforço está imerso no solo de aterro.

O comprimento de reforço necessário para a ancoragem pode resultar elevado. Neste caso, recomenda-se que o reforço seja ancorado num bloco, conforme mostra esquematicamente a Figura 2.33.

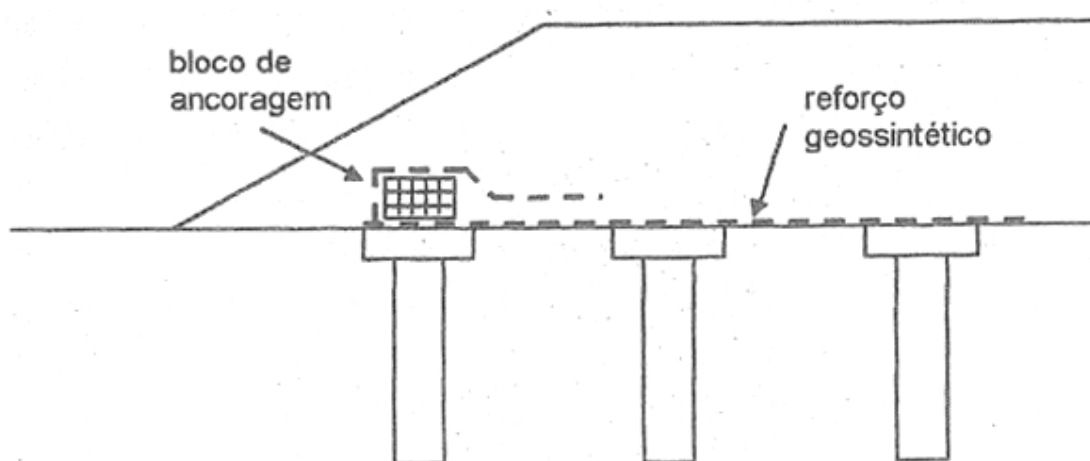


Figura 2.33 – Ancoragem do reforço na borda do aterro (adaptado de Abramento, 2002)

## 2.6. ATERROS SOBRE COLUNAS DE BRITA

### 2.6.1. DESCRIÇÃO E APLICAÇÕES DA SOLUÇÃO

A técnica das colunas de brita – preenchimento e compactação de furos cilíndricos feitos no solo natural com material granular de melhores características que o solo natural – é uma das mais usadas quando se quer aumentar a capacidade de carga, reduzir e acelerar assentamentos, melhorar a estabilidade global, ou mesmo reduzir o potencial de liquefacção.

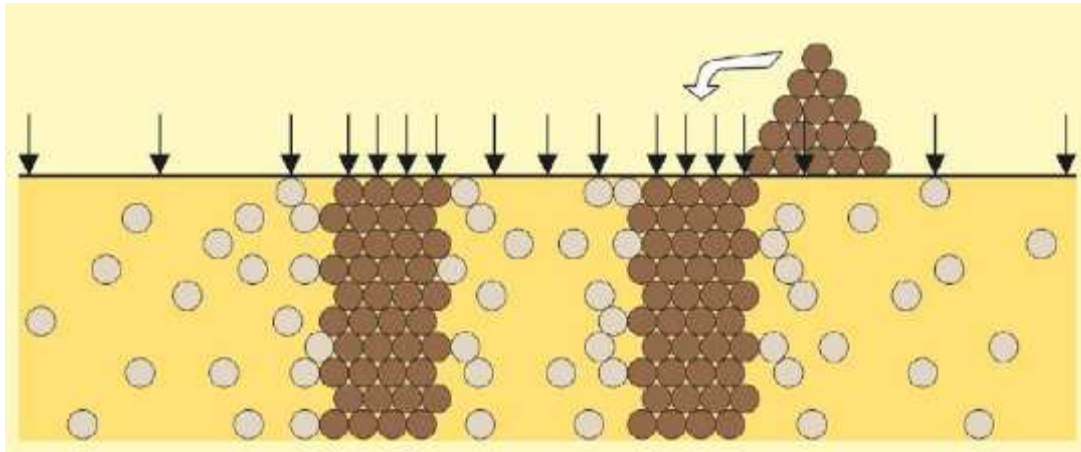


Figura 2.34 – Princípio básico da técnica de vibrosubstituição (Keller, 2004)

Esta técnica pode ser utilizada em quase todos os tipos de solo, até grandes profundidades abaixo do nível freático, constituindo uma solução económica, rápida e versátil que facilmente se adapta às condições locais. Especialmente indicado para solos coesivos ou solos granulares com elevada percentagem de finos, outra das suas vantagens é ser um método que não levanta grandes problemas ambientais, já que utiliza materiais naturais e do local da obra. Ao contrário de outros métodos de melhoramento ou de reforço de solos, como por exemplo a compactação dinâmica, a construção de colunas de brita não envolve grandes vibrações ou produção de ruído, tornando-se atractiva a sua implantação em meios urbanos.

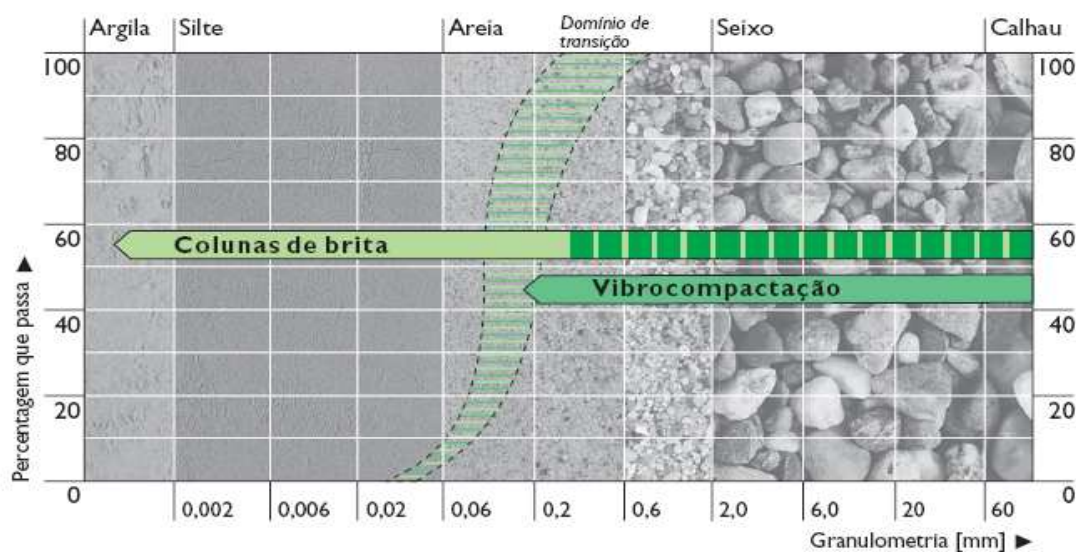


Figura 2.35 – Domínio de aplicação da vibrocompactação e da vibrosubstituição (Keller 2004)

A construção de uma coluna de brita consiste, em traços muito genéricos, na execução de um furo circular com determinado diâmetro e comprimento, a partir da superfície, e na inclusão de material grosseiro de grandes dimensões (brita) e sua compactação de baixo para cima. O modo como uma coluna de brita é executada varia com a tecnologia empregue, principalmente no que se refere à execução do furo e à compactação do material de enchimento.

Normalmente neste processo, não há retirada do material original, pelo que à introdução de um material com melhores características de resistência e deformabilidade, com o consequente melhoramento das características geomecânicas “médias”, é associado o efeito da compactação do solo natural em torno da coluna de brita pelo facto de a mesma quantidade de solo ter que ocupar um menor volume (Priebe 1998).

As colunas de brita são essencialmente um sistema de reforço de solos. O solo circundante confina lateralmente a brita, a coluna interage com o solo e com ele partilha uma parte apreciável da carga aplicada (Figura 2.36). Dada a sua capacidade para se adaptar às cargas aplicadas, origina uma redistribuição de esforços nas zonas sujeitas a grandes concentrações de tensões. A consequência imediata destes factos é uma melhor resposta do conjunto assim criado, em termos de aumento de resistência (capacidade de carga) e redução de deformações (assentamentos).

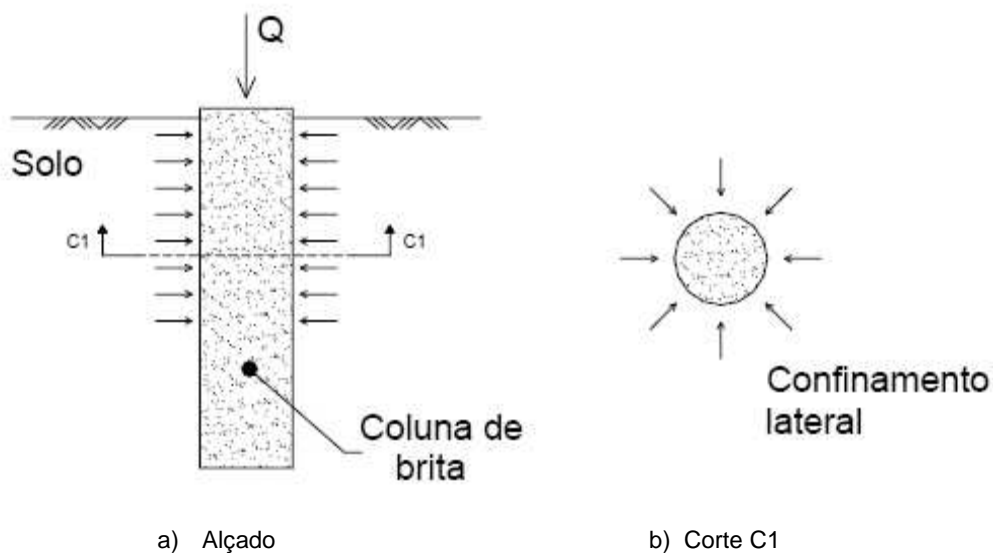


Figura 2.36 - Esquema simplificado de uma coluna de brita (Domingues, 2006)

Ao efeito de reforço do solo soma-se também, às colunas de brita, a função de dreno. A introdução de um elemento linear com elevada permeabilidade, irá funcionar como um dreno que recolhe radial e horizontalmente a água que irá ser expulsa. Ou seja, para além da consolidação com escoamento vertical (com uma ou duas fronteiras drenantes), existente numa situação sem a presença de uma coluna de brita, passa-se a ter também escoamento radial no sentido da coluna de brita. Este efeito da dupla consolidação, conjugado com o facto de normalmente não haver apenas uma coluna de brita mas sim uma malha, faz com que haja uma aceleração da consolidação e apreciável redução do tempo necessário para se processarem grande parte das deformações. Ou seja, uma coluna de brita, para além de um elemento de reforço do solo, também funciona como um dreno.

Pode-se igualmente referir que a introdução de colunas de brita em solos moles é responsável por um aumento da estabilidade de aterros executados sobre os mesmos, devido ao facto das superfícies de

deslizamento passarem a interceptar as referidas colunas que apresentam características mecânicas superiores. Exemplo clássico desta aplicação é a execução de aterros em baixas aluvionares para apoio de plataformas de infra-estruturas de transporte que, sem o reforço com colunas de brita, poderia ser inviabilizada dadas as cotas de aterro necessárias à rasante da via, tal como o esquema da Figura 2.37 permite ilustrar. Para além do efeito do aumento de resistência, neste caso concreto também se tira partido da grande aceleração dos assentamentos processados, que se darão na sua quase totalidade durante a fase de construção da obra e antes da entrada em serviço da via.

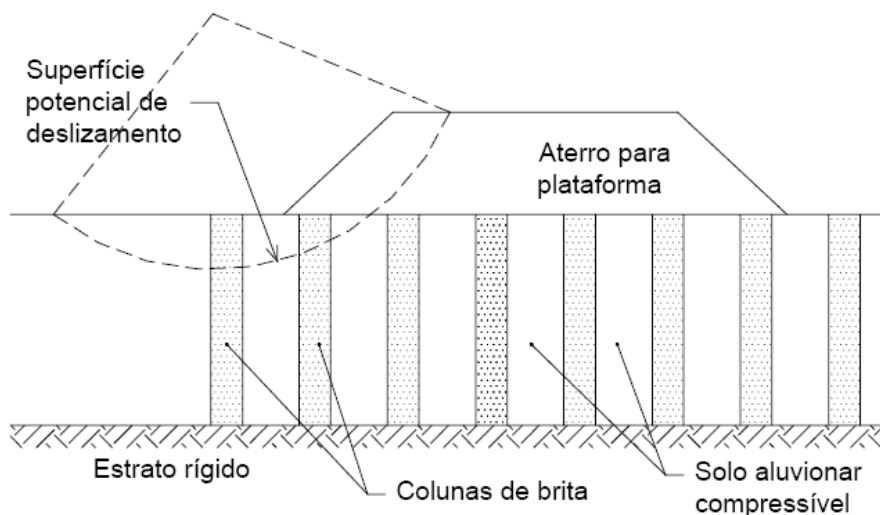


Figura 2.37 - Esquema simplificado de reforço de solo aluvionar para execução de aterro de apoio de uma plataforma de uma infra-estrutura de transporte (Domingues, 2006)

Outro efeito benéfico das colunas de brita, em comparação com outros tipos de fundações indirectas mais “rígidas” (por exemplo estacas de betão), é o mecanismo de colapso ser mais progressivo, pois uma coluna de brita sobrecarregada automaticamente reduz a sua tensão (transferindo-a para o solo envolvente) à medida que se deforma (Dayte 1982).

Existem variadíssimos métodos para execução de colunas de brita, sendo vários os parâmetros que podem variar. De todas as variáveis em jogo, talvez a mais importante seja o modo como é executado o furo. Genericamente, classificam-se os diversos métodos em vibratórios e não vibratórios.

Os métodos vibratórios para execução de colunas de brita, frequentemente designados por vibrosubstituição, são os métodos usualmente empregues, quer pela sua rapidez, quer pela sua eficiência na densificação do solo circundante à coluna de brita. Estes métodos serão aqui objecto de estudo.

A vibrosubstituição consiste na introdução de uma sonda com um vibrador de baixa frequência no solo natural, com ou sem a ajuda de um fluido de injeção, geralmente água, podendo também ser usado ar. Quando o fluido usado é água injectada a alta pressão designa-se por via húmida - “wet process”. No caso de a furação ser assistida por ar designa-se por via seca - “dry process”.

A colocação da brita no furo pode ser feita directamente através da superfície, despejando-a no espaço entre o furo e sonda (método designado por “top feed method” na literatura inglesa), ou directamente na ponta, através de um tubo paralelo e acoplado à sonda (“bottom feed method”), encontrando-se ambos os casos ilustrados na Figura 2.38.



Figura 2.38 – Diferentes métodos de alimentação de brita: a) Alimentação superior – “Top feed method”; b) Vibrador com alimentação na ponta – “Bottom feed method” (Keller 2004)

Um vibrador é constituído por um motor eléctrico ou hidráulico montado dentro de um cilindro, com diâmetros da ordem dos 36 aos 42 cm, que faz girar em torno de um eixo vertical uma massa excêntrica, produzindo assim movimentos oscilatórios radiais. As forças centrífugas geradas poderão chegar até aos 160 kN.

As frequências usadas variam normalmente entre 1800 rpm e 3600 rpm (30 Hz a 60 Hz), as amplitudes de oscilação do vibrador entre 6 mm e 32 mm e são dependentes do tipo de solo. A experiência e o “know-how” das empresas da especialidade são determinantes na escolha destas características.

O comprimento de um vibrador pode variar entre os 2 e os 5 m. São ligados a tubos de extensão (com diâmetro ligeiramente inferior ao vibrador) e o conjunto vibrador mais tubos apresenta comprimentos de cerca de 10 m, que podem facilmente ser aumentados caso a profundidade de tratamento assim o exija.

Na Figura 2.39 encontra-se representada esquematicamente a constituição de vibradores utilizados com a alimentação pelo topo e pela base.

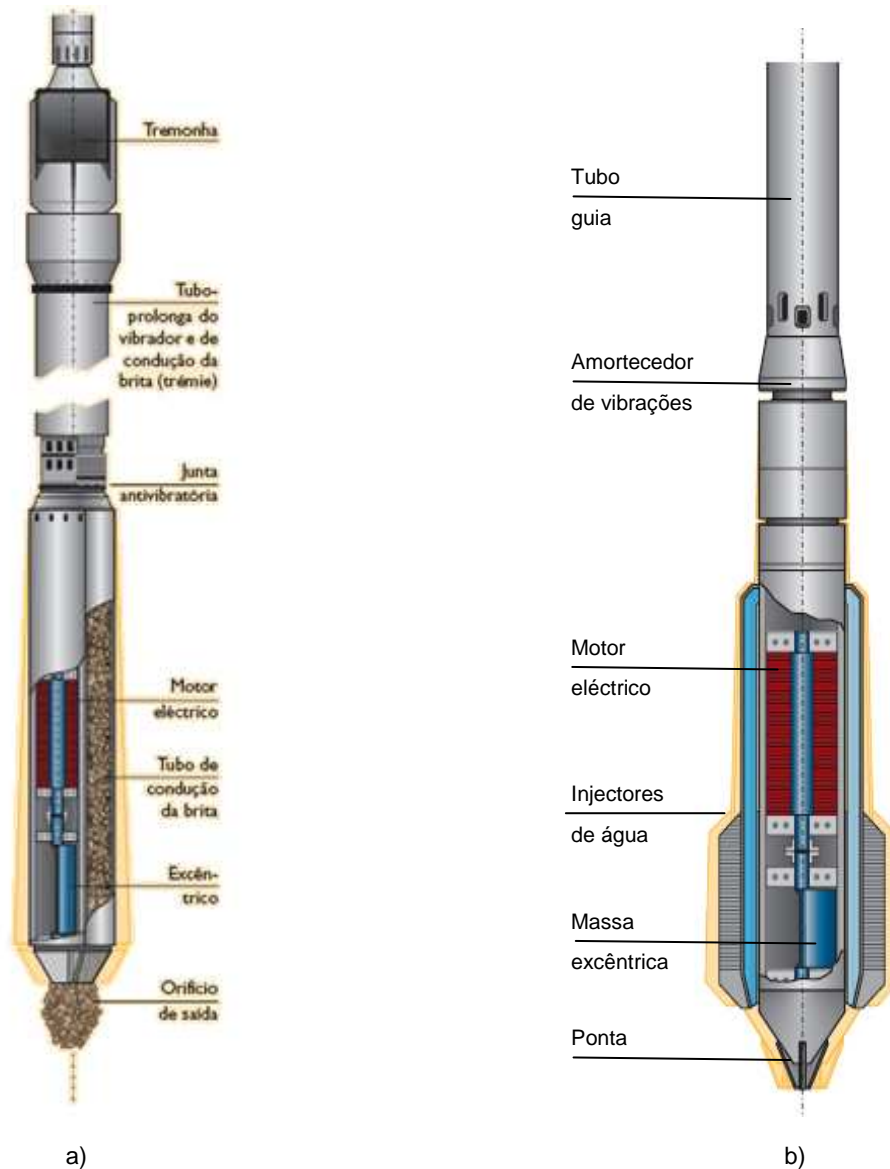


Figura 2.39 – Vista em corte da secção típica de um vibrador: a) Alimentação pela base – “Bottom feed”, b) Alimentação pelo topo – “Top feed” (adaptado de Keller, 2004)

### MÉTODO POR VIA HÚMIDA

O nome do método provém do facto de um jacto de água ser usado para assistir a penetração da sonda.

Mais vulgarmente na construção de colunas de brita são usadas estas sondas associadas a alimentação superior (“top feed method”). Neste caso uma grua com capacidade adequada é usada para suporte, e a penetração até à profundidade desejada é assistida pela acção combinada de vibrações e jactos de água a alta pressão na ponta do vibrador.

Na Figura 2.40. apresenta-se um aspecto da aplicação deste método.



Figura 2.40 – Sonda vibratória com injeção de água – “wet process” (Keller, 2004)

Depois de o vibrador atingir a profundidade desejada, a brita (tipicamente 35 mm a 75 mm de diâmetro) é alimentada desde a superfície, com a ajuda de uma pá carregadora, até ao ponto de compactação.

Um importante factor para o sucesso da execução de uma coluna de brita é o constante fluxo de água, que ajuda não só à estabilização do furo, mas também à lavagem dos finos do solo que inevitavelmente se misturam entre a brita. Com esta técnica poderão ser atingidas profundidades máximas de 30 m.

As enormes quantidades de água que utiliza e principalmente o enorme fluxo de água contaminada com os finos resultantes da execução do furo que aflui à superfície formando uma pasta líquida impermeabilizante dos solos são, no entanto, consequências prejudiciais ao ambiente apontadas a este método.

O processo de instalação está esquematizado na Figura 2.41.

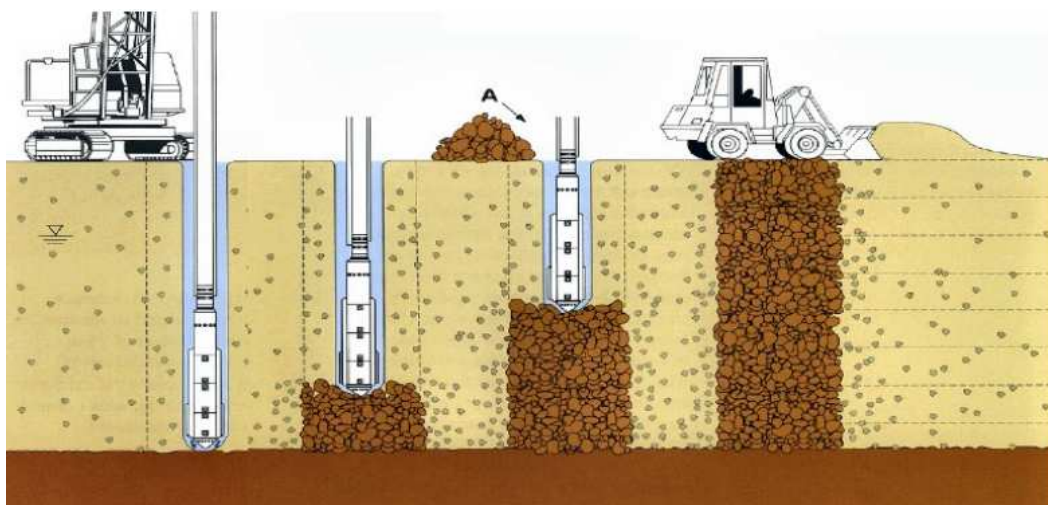


Figura 2.41 – Desenho esquemático do método de vibrosubstituição por via húmida (Keller 2004)

## MÉTODO POR VIA SECA

A descida do vibrador, e a consequente abertura do furo, é realizada principalmente à custa do seu peso, por vezes pela força da máquina de base, e secundariamente à custa dos movimentos oscilatórios do próprio vibrador criados por um excêntrico alimentado por um motor eléctrico ou pneumático. Não é injectada água. O diâmetro do furo, devido à compactação lateral e a alguma erosão do solo, é ligeiramente superior ao diâmetro da sonda.

Depois de se ter atingido a profundidade pretendida, é então colocado o material de enchimento e a vibrosubstituição propriamente dita é conseguida através da acção do movimento do excêntrico contra a brita (principalmente radial), associado à repetida subida e descida da sonda, entre diversos patamares ascendentes. Com este processo consegue-se assim criar um cilindro de solo muito bem compactado, cujo diâmetro depende da energia envolvida no excêntrico, do tempo de actuação do mesmo em cada patamar e, obviamente, das características do solo.

Os sucessivos patamares compactados de brita variam usualmente entre 0,6 m e 1,2 m.

Na Figura 2.42 apresenta-se um esquema do processo de instalação por via seca com alimentação da brita pela ponta do vibrador. Nestes casos, a brita (tipicamente 15 mm a 35 mm de diâmetro) é alimentada usando um elevador para o topo do vibrador e é transferida directamente para a ponta deste por um tubo acoplado ao mesmo.

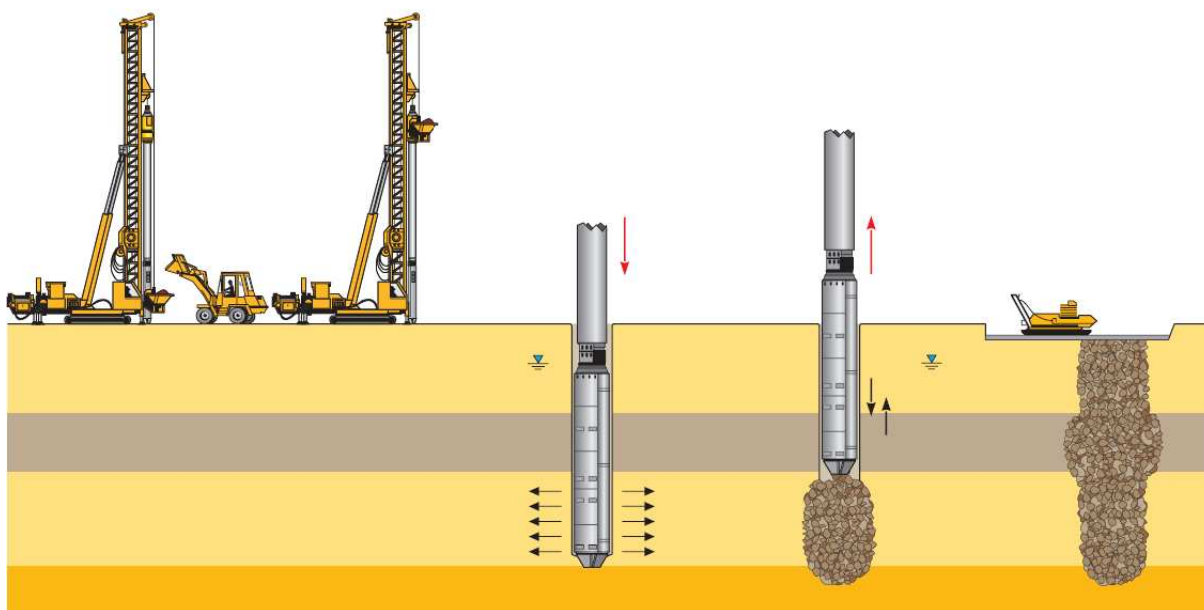


Figura 2.42 – Desenho esquemático do método de vibrosubstituição por via seca – alimentação pela base (Keller 2004)

Este método é puramente de colocação de material não sendo removido solo. Também não é necessária a utilização de jactos de água o que implica que os problemas de falta de água e de local para deposição de material não existem. É assim indicado para zonas de trabalho congestionadas assim como zonas urbanas, áreas adjacentes a vias férreas e rodoviárias já existentes. Este método tem sido usado com sucesso para tratar solos moles até uma profundidade de 20 m.

Como inconveniente apresenta o facto de a ausência de injeção de água não garantir a estabilidade do furo, o que pode acontecer para solos que apresentem resistências não drenadas inferiores a cerca de

50 kPa e apresentem níveis freáticos baixos. Na escolha do tipo de alimentação adoptado é então necessário ter em consideração este factor. No caso de alimentação na base o vibrador serve como que de encamisamento ao solo, impedindo-o de colapsar para dentro da abertura criada. Já no caso de alimentação superior, é necessário verificar a estabilidade do furo antes de retirar o vibrador para proceder à alimentação (descendo-o posteriormente para executar a compactação de cada patamar).

Na Figura 2.43 é possível ver o aspecto final de um solo depois de aplicado o tratamento de vibrosubstituição.



Figura 2.43 – Aspecto final após tratamento por vibrosubstituição (Vibroflotation Group, 2008)

Normalmente são utilizados registadores electrónicos de parâmetros em todos os processos de vibração profunda de solos para controlar os critérios de execução e obter registos do trabalho efectuado.

Os dados importantes de cada fase executiva podem ser medidos, registados e impressos sob a forma de fichas individuais e/ou recapitulativas. Dados como a hora, a profundidade, a quantidade de brita, a velocidade de avanço, a força vertical exercida sobre o vibrador e a intensidade da corrente eléctrica absorvida por este, podem ser apresentados sob a forma de um gráfico. É ainda possível registar a energia consumida.

Um exemplo desses registos é apresentado na Figura 2.44.

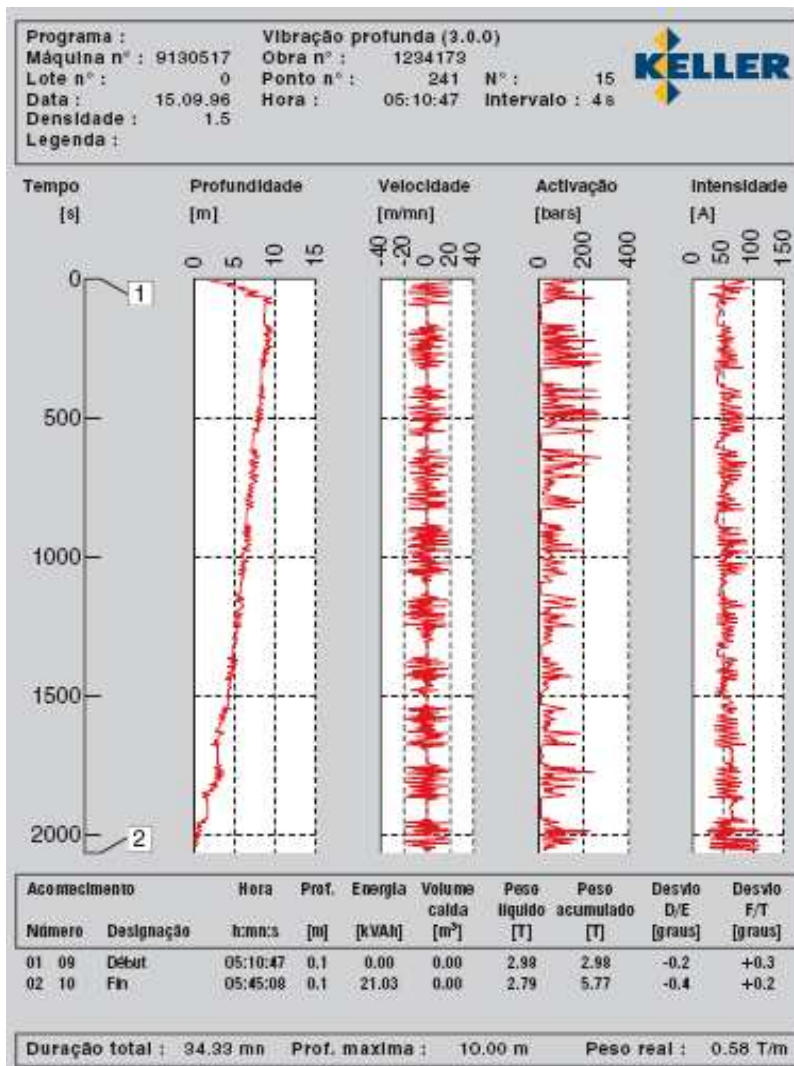


Figura 2.44 - Representação da profundidade, da velocidade de avanço, da activação e da intensidade de corrente eléctrica de uma coluna de brita em função do tempo (Keller, 2008)

Em termos de rapidez de execução, de modo a ter-se uma ideia da eficiência destes métodos vibratórios, refere-se que são típicos valores de cerca de 2000 m de coluna por semana e por equipamento.

### 2.6.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

O tratamento de uma grande área com colunas de brita requer a adopção de uma distribuição em planta uniforme, que é função dos objectivos a alcançar. Para esse padrão ser definido há que impor um espaçamento entre colunas bem como o tipo de distribuição.

As distribuições usadas e os diâmetros e áreas de influência são os mesmos já apresentados para os drenos verticais.

O chamado coeficiente de substituição, representado neste trabalho por CS, define a relação entre a área de coluna efectivamente realizada e a área total de influência dessa coluna:

$$CS = \frac{A_{col}}{A} = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{sol}} \quad (2.47)$$

onde:

$A_{col}$  - área de coluna realizada;

$A_{sol}$  - área de solo natural envolvente à coluna;

$A$  - área total de influência de uma coluna.

Também é comum o uso da relação inversa do coeficiente de substituição,  $1/CS$  ou, como por vezes é representada,  $A/A_{col}$ . Segundo Candeias (2004), valores comuns para CS variam entre 0,10 e 0,3 ( $A/A_{col}$  entre 3,3 e 10).

Note-se que o diâmetro realizado nem sempre é – e normalmente não o será – constante ao longo do comprimento da coluna, dado a resistência dos solos, bem como a resistência radial que estes oferecem ao avanço lateral da brita, serem variáveis em profundidade.

Por isso, a escolha, para efeitos de projecto, do diâmetro a considerar deve ser cuidadosa e sempre baseada na experiência adquirida, uma vez que é um parâmetro com influência relativamente grande nos resultados que se pretende estimar. Para o efeito, diversos autores apresentam dados em forma de ábacos, elaborados em consonância com as empresas da especialidade, de modo a que em fase de projecto se possam adoptar diâmetros verosímeis e de acordo com as metodologias usadas. Deve-se no entanto ressaltar que os modernos equipamentos de execução de colunas de brita, pela sua capacidade, permitem hoje em dia realizar diâmetros de coluna quase independentes das características do maciço a tratar.

Um outro factor de grande importância que contribui para o melhoramento de um solo com colunas de brita é a capacidade que estas apresentam em concentrar tensões verticais, visto serem mais rígidas que o solo envolvente. Define-se o factor de concentração de tensões, FC, como sendo a relação entre o acréscimo da tensão efectiva na coluna,  $\sigma'_v(col)$ , e o acréscimo de tensão efectiva no solo envolvente,  $\Delta\sigma'_v(solo)$ , para um dado carregamento vertical que conduza a um acréscimo médio da tensão efectiva,  $\Delta\sigma'_v$  (ver Figura 2.45):

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_v(col)}{\Delta\sigma'_v(solo)} \quad (2.48)$$

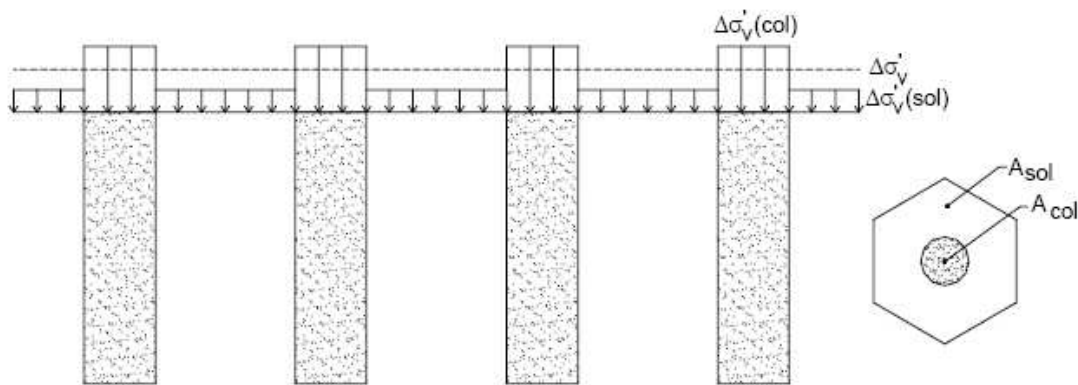


Figura 2.45 – Factor de concentração de tensões (adaptado de Domingues, 2006)

É fácil de constatar, através de um equilíbrio de forças segundo a direcção vertical, que:

$$(A_{col} + A_{sol}) \cdot \Delta\sigma'_v = A_{col} \cdot \Delta\sigma'_v(col) + A_{sol} \cdot \Delta\sigma'_v(sol) \quad (2.49)$$

O factor de concentração de tensões é um parâmetro que, quando em presença de solos moles, devido ao processo de consolidação, é dependente do tempo, variando quer o acréscimo médio da tensão efectiva,  $\Delta\sigma'_v$  (Figura 2.45), quer os acréscimos das tensões na coluna e no solo,  $\Delta\sigma'_v(col)$  e  $\Delta\sigma'_v(solo)$ , respectivamente.

A variação no tempo destas duas últimas grandezas ( $\Delta\sigma'_v(col)$  e  $\Delta\sigma'_v(solo)$ ) relaciona-se basicamente com dois aspectos:

- i) Processo de consolidação do solo mole propriamente dito, isto é, com a transferência de carga, no tempo, da água (excessos de pressão neutra gerados na fase de carregamento rápido) para o esqueleto sólido (aumento das tensões efectivas);
- ii) Transferência de tensões efectivas do solo mole para a coluna (efeito de arco) por esta apresentar maior rigidez que aquele. Em regra, FC toma o seu valor máximo no final da consolidação.

Um outro aspecto a salientar é o facto de o factor FC não ser constante em profundidade. Para um determinado comprimento da coluna, o factor de concentração de tensões, em regra, aumenta à medida que a profundidade também aumenta (Alamgir et al, 1996), função das tensões de corte mobilizadas na interface coluna/solo envolvente, que decrescem em profundidade. Outra explicação resulta do facto das linhas isócronas dos excessos de pressão neutra (linhas que unem pontos com iguais valores do excesso de pressão neutra) não serem verticais, mas antes “abrirem” para uma forma de campânula à medida que se aproximam dos estratos drenantes da superfície ou da base, caso existam (o que na quase totalidade dos casos acontece em relação à superfície), como é ilustrado na Figura 2.46. Além disso, a eventual existência de estratos de solo com características distintas (deformabilidade) no interior dos maciços terrosos, conduz também a valores de FC diferentes.

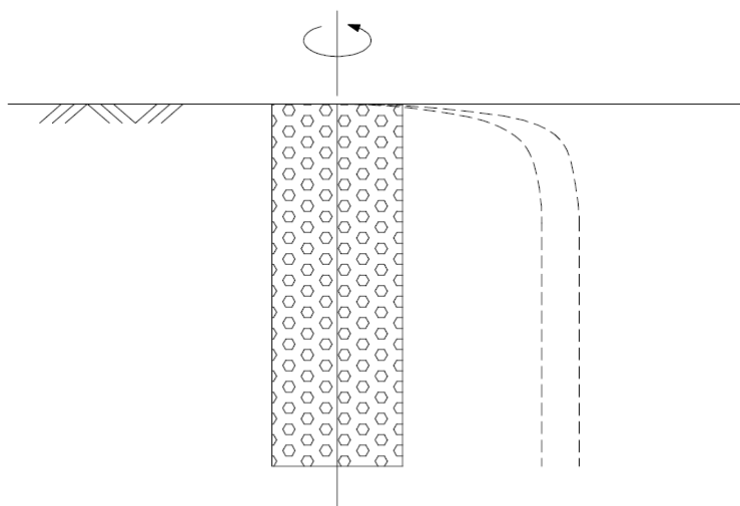


Figura 2.46 – Isócronas do excesso de pressão neutra (adaptado de Domingues, 2006)

Outra definição da maior importância prática, sendo a mais importante para efeitos de dimensionamento, é a de factor de redução de assentamentos, neste trabalho designado por FRA. O factor de redução de assentamentos traduz a relação entre o assentamento do solo reforçado (após a realização de colunas de brita) e o assentamento do solo não reforçado para condições idênticas. Muitas vezes também é usado o inverso do FRA, o chamado factor de melhoramento (“improvement factor” na literatura inglesa), designado pela letra  $n$ .

Em termos genéricos, pode-se afirmar que quanto maior for o valor de CS maior será o factor de melhoramento,  $n$ , e conseqüentemente menor será o factor de redução de assentamentos, FRA. Note-se igualmente que nesta definição se assume um assentamento uniforme à superfície, igual na coluna e no solo, o que não corresponde à realidade. Com efeito, para coeficientes de substituição altos (espaçamentos entre colunas apertados), os assentamentos da coluna e do solo são praticamente os mesmos devido ao alto efeito de arco que se mobiliza no solo entre colunas. Com o aumento do espaçamento entre colunas, naturalmente que este efeito diminui e a diferença entre os assentamentos tende a aumentar. Na sequência do raciocínio anterior conclui-se que a diferença de assentamentos à superfície entre a coluna e um ponto genérico do solo circundante aumenta com o aumento da distância radial desse ponto ao centro da coluna.

A avaliação da capacidade de carga de uma coluna de brita e a estimativa dos assentamentos previsíveis, constituem desafios da maior importância no tratamento de um solo com esta técnica.

Colunas excessivamente carregadas experimentam deformações intoleráveis, que podem gerar avarias sérias nas estruturas que estão a suportar.

De forma a compreender melhor o tipo de comportamento de uma coluna de brita sujeita a um carregamento vertical, encontram-se representadas esquematicamente na Figura 2.47 as tensões que nela actuam.

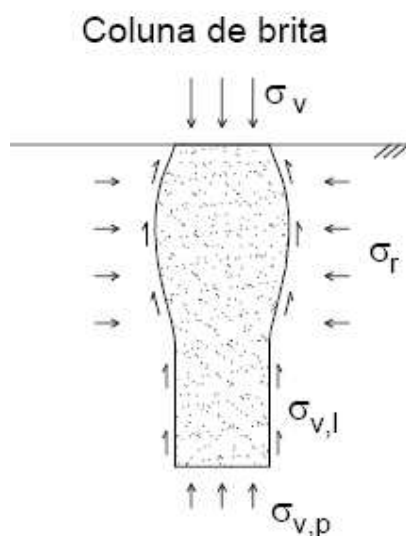


Figura 2.47 – Tensões actuantes numa coluna de brita (adaptado de Domingues, 2006)

Uma vez que o material constituinte da estaca não é por si só estável internamente, a tendência para se expandir radialmente em presença de uma acção vertical – uma vez que a brita, assim como qualquer outro material granular, não apresenta coesão interna – terá que ser contrariada pela tensão de confinamento radial ( $\sigma_r$ ) que o solo, através de um mecanismo de reacção passiva, transmite à brita. Analogamente a uma estaca rígida, o equilíbrio de forças verticais implica que a força aplicada terá que ser equilibrada numa parte pelo atrito lateral ( $\sigma_{v,l}$ ) ao longo da superfície de contacto estaca/solo e noutra pela tensão na ponta da coluna ( $\sigma_{v,p}$ ).

Assim, e segundo diversos autores (Hughes e Withers, 1974; Dayte, 1982) os mecanismos de rotura que podem ocorrer numa coluna isolada carregada verticalmente, inserida num solo mole, são:

1. Rotura por corte no topo da coluna (“shallow shear failure”);
2. Insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito lateral;
3. Expansão lateral excessiva (“bulging”).

Segundo Dayte (1982), na prática o primeiro tipo de rotura, semelhante ao mecanismo de rotura de uma fundação superficial, pode ser evitado substituindo a camada superficial de solo fraco por uma outra de material granular bem compactado (ou adicionando este sobre a primeira), aumentando-se assim, por um lado, a parcela de peso estabilizador e, por outro, o ângulo de atrito de uma parte da superfície potencial de rotura.

O segundo tipo de rotura, que consiste numa insuficiente capacidade de resistência de ponta do estrato ou numa insuficiente resistência lateral, provoca um deslocamento excessivo e, ao mesmo tempo, generalizado da coluna. Nestas condições, a coluna funciona como um elemento único que, por falta de apoio exterior (quer lateral, quer de ponta) apresenta um comportamento deficiente. Pode-se dizer então que se trata de uma rotura externa à coluna.

Este tipo de rotura é normalmente eliminado pela escolha ponderada do diâmetro da coluna (para colunas que trabalham fundamentalmente por ponta) e pela adopção de comprimentos tais que garantam suficiente resistência lateral (para o caso de colunas flutuantes). Esta escolha de diâmetros e de comprimentos pode ser feita com base nos métodos tradicionais existentes para estacas.

No entanto, note-se que quando em presença de colunas fundadas em estratos rígidos, este tipo de rotura não é condicionante uma vez que as cargas transmitidas por coluna ao estrato rígido são relativamente modestas, isto é, significativamente mais baixas, para a ordem dos diâmetros correntes na prática, que as determinadas pela resistência do estrato rígido.

No caso de colunas flutuantes, e caso se esteja em presença de comprimentos que não degradem suficientemente as cargas, situação que também não é – ou não deverá ser – frequente, poderão surgir alguns problemas de excesso de deformações verticais (a coluna “enterra-se” no solo).

Pelo exposto, e ainda segundo o mesmo autor, em termos práticos o mecanismo de rotura normalmente condicionante é o de expansão lateral da coluna por insuficiente confinamento lateral do solo, o que implica uma rotura localizada numa zona precisa da coluna. É, por assim dizer, uma rotura interna da própria coluna. A zona crítica desta expansão radial cilíndrica ocorre para profundidades até cerca de 4 vezes o diâmetro da coluna.

O mesmo autor conclui então que a resistência de uma coluna submetida a acções verticais é primeiramente governada pela máxima reacção lateral gerada pelo solo na zona das máximas expansões radiais.

Após esta análise ao comportamento de uma coluna de brita submetida a solicitações verticais, passa-se a descrever métodos de avaliação da capacidade de carga e assentamentos propostos.

## **MÉTODO DE PRIEBE**

Priebe (1995) propôs um método dimensionamento de colunas de brita executadas pelo método de vibrosubstituição baseado no efeito de melhoramento da instalação destes elementos num solo que caso contrário permaneceria inalterado em relação ao seu estado inicial. O método baseia-se no comportamento elástico do material e na teoria de impulsos de Rankine.

O método, que resultou de sucessivos melhoramentos ao apresentado pelo mesmo autor em 1976, considera o conceito de célula unitária e parte de algumas condições ideais de base:

- a coluna é fundada num estrato inferior rígido;
- o material da coluna é incompressível;
- os pesos volúmicos da coluna e do solo circundante são desprezados.

Consequentemente, a rotura da coluna não pode ocorrer por insuficiente resistência de ponta e qualquer assentamento superficial na área carregada é totalmente devido à expansão lateral da coluna. Uma vez que os pesos volúmicos são desprezados, ou seja, a gravidade está “desligada”, a expansão lateral é constante ao longo da coluna. Portanto, o método assume que existe rotura por corte da coluna, enquanto o solo envolvente responde elasticamente.

Num primeiro passo é estabelecido um factor que equaciona o melhoramento do comportamento do solo com a colocação das colunas de brita em relação ao estado deste sem colunas. De acordo com este factor de melhoramento o módulo de deformação do sistema solo-colunas aumenta, diminuindo, consequentemente, os assentamentos do conjunto. Todos os seguintes passos de dimensionamento têm como base este valor.

Propõe-se então a seguinte expressão para determinação do factor básico de melhoramento,  $n_0$ , que, recorde-se, traduz a relação entre o assentamento do solo não reforçado e o assentamento do solo reforçado:

$$n_0 = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left[ \frac{1/2 + f(\mu_{sol}, A_{col}/A)}{K_{a,col} \cdot f(\mu_{sol}, A_{col}/A)} - 1 \right] \quad (2.50)$$

em que,

$$f(\mu_{sol}, A_{col}/A) = \frac{(1 - \mu_{sol}) \cdot (1 - A_{col}/A)}{1 - 2\mu_{sol} + A_{col}/A} \quad (2.51)$$

e

$$K_{a,col} = \tan^2(45^\circ - \varphi_{col}/2) \quad (2.52)$$

onde:

$A$  – área total de influência de uma coluna

$A_{col}$  – área da coluna realizada

$\mu_{sol}$  – coeficiente de poisson do solo;

$\varphi_{col}$  – ângulo de atrito em graus do material constituinte da coluna

A expressão (2.50) pode ser simplificada, assumindo-se para o coeficiente de Poisson do solo o valor 1/3, adequado em muitos casos para prever o assentamento final após a consolidação, obtendo-se então a seguinte expressão:

$$n_0 = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left[ \frac{1}{K_{a,col}} \left( \frac{1}{1 - A_{col}/A} + \frac{1}{4} \right) - 1 \right] \quad (2.53)$$

Esta relação entre o factor básico de melhoramento,  $n_0$ , a razão  $A_{col}/A$  e o ângulo de atrito do material de enchimento  $\varphi_{col}$  é ilustrada graficamente na Figura 2.48, proposta por Priebe para efeitos de dimensionamento.

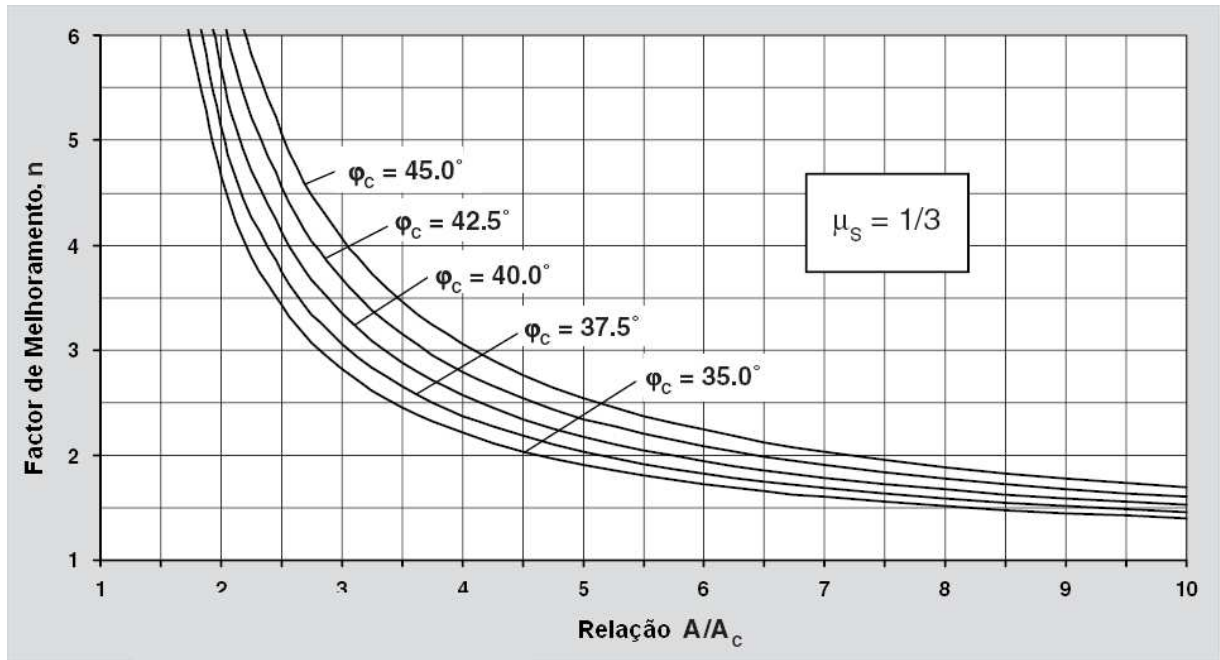


Figura 2.48 - Relação entre o factor básico de melhoramento e a relação  $A_{col}/A$  (adaptado de Priebe, 1995)

Posteriormente, o autor introduziu um factor de correcção para ter em conta a real compressibilidade da coluna. Com efeito, se houvesse uma substituição total do solo por colunas, isto é, se o coeficiente de substituição, CS, fosse igual a um, o factor de melhoramento não tenderia para infinito, mas, na melhor das hipóteses, tenderia para a relação entre os módulos de deformabilidade confinado (“constrained modulus”) da coluna e do solo,  $D_{col}/D_{sol}$ , que podem ser obtidos através de ensaios edométricos de grande escala.

Priebe determinou qual o valor de CS de tal forma que o factor básico de melhoramento seja igual à relação entre os módulos de deformabilidade. Sugere, então, que a compressibilidade da coluna seja considerada usando um factor reduzido de melhoramento,  $n_1$ , que resulta da aplicação da expressão derivada para o factor básico de melhoramento (Equação 3.54), em que a relação  $A/A_{col}$  é acrescida de um valor adicional  $\Delta A/A_{col}$ , o qual pode ser obtido pela Figura 2.49, válida para  $\mu_s=1/3$ :

$$n_1 = 1 + \frac{1}{\frac{A}{A_{col}} + \frac{\Delta A}{A_{col}}} \cdot \left[ \frac{1}{K_{a,col}} \left( \frac{A + \Delta A}{A + \Delta A - A_{col}} + \frac{1}{4} \right) - 1 \right] \quad (2.54)$$

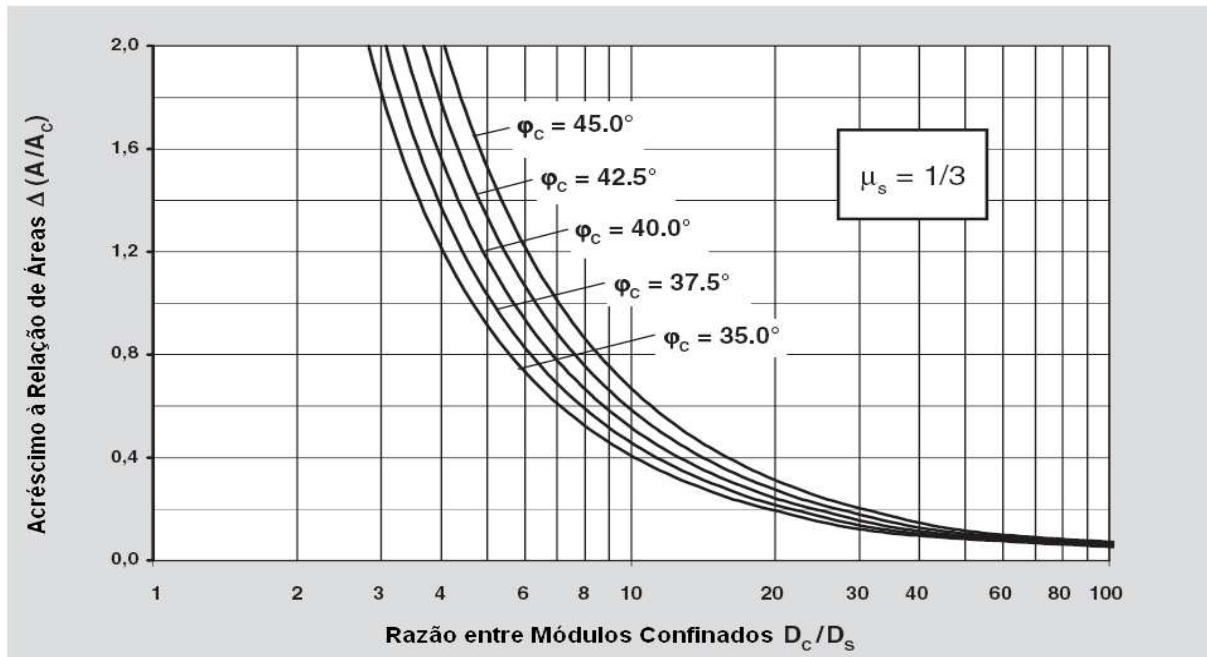


Figura 2.49 – Consideração do efeito de compressibilidade (adaptado de Priebe, 1995)

Usando o diagrama da Figura 2.49 com o valor de  $A/A_{col}$  corrigido (o real mais o acréscimo,  $\overline{A/A_{col}}$ ), obtém-se o factor de melhoramento  $n_1$  que o conjunto coluna/solo irá exibir. Este procedimento corresponde a uma translação da origem do eixo das abcissas da mesma figura, de modo a que  $n_1$ , para  $A/A_{col}=1$ , seja igual a  $D_{col}/D_{sol}$  e não a infinito.

O efeito da profundidade, que consiste na introdução do peso da coluna e do solo envolvente e que muitas vezes excede o carregamento exterior, é responsável pela redução das expansões radiais à medida que a profundidade aumenta. De facto, com o aumento em profundidade das tensões efectivas (verticais e consequentemente horizontais) irá existir um melhor suporte lateral para as colunas com o consequente aumento da capacidade de carga e diminuição dos assentamentos.

Priebe sugere a adopção de um factor de profundidade,  $f_d$ , que, multiplicado pelo factor reduzido de melhoramento,  $n_1$ , permite obter o factor de melhoramento final,  $n_2$ . Este factor de profundidade é calculado considerando uma variação linear da diferença de pressões coluna/solo resultante das equações da tensão lateral em profundidade para cada um dos materiais, dado pelas expressões:

- coluna 
$$(\sigma_{v,col} + \gamma_{col} \cdot d) \cdot K_{a,col} \quad (2.55)$$

- solo envolvente 
$$(\sigma_{v,sol} + \gamma_{col} \cdot d) \cdot K_{sol} \quad (2.56)$$

em que  $d$  é a profundidade do melhoramento,  $K_{a,col}$  é o coeficiente de impulso activo do material da coluna e  $K_{sol}$  o coeficiente de impulso do solo;  $\gamma_{col}$  e  $\gamma_{sol}$  representam, respectivamente, os pesos volúmicos do material de enchimento e do solo e  $\sigma_{v,col}$  e  $\sigma_{v,sol}$  os correspondentes valores da tensão vertical total aplicada.

À medida que as deformações laterais se vão reduzindo, o coeficiente de impulso varia entre  $K_{a,col}$  e o valor em repouso  $K_{0,col}$ . Chama-se também a atenção que, por razões de segurança, não se aconselha a consideração de carregamento vertical a actuar no solo envolvente (ou seja, deve-se considerar um factor de concentração de tensões infinito, uma vez que a consideração de carregamento tenderia a aumentar o confinamento lateral). Assim, é proposta pelo autor a expressão geral do factor de profundidade, que é sempre superior à unidade, como sendo:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0,col} - W_{sol}/W_{col}}{K_{0,col}} \cdot \frac{W_{col}}{\sigma_{v,col}}} \quad (2.57)$$

em que a tensão vertical na coluna,  $\sigma_{v,col}$ , é função do coeficiente de impulso activo, do coeficiente de Poisson, e da relação entre  $A_{col}/A$  corrigida.  $W_{col}$  e  $W_{sol}$  representam respectivamente o peso da coluna e do solo envolvente.

Enfim, Priebe propõe uma expressão simplificada para dimensionamento, assumindo  $\mu_s=1/3$ , peso específico igual para ambos materiais (o que não está do lado da segurança) e a substituição da dependência - do factor de profundidade - da tensão vertical na coluna pela tensão média vertical aplicada, que designa por  $p$ . A expressão proposta é:

$$f_d = \frac{1}{1 - y \cdot \sum(\gamma_{sol} \cdot \Delta d)/p} \quad (2.58)$$

em que o factor  $y$ , dependente do ângulo de atrito da coluna, é dado pela Figura 2.50. Finalmente, tem-se o factor de melhoramento definido por:

$$n_2 = f_d \cdot n_1 \quad (2.59)$$

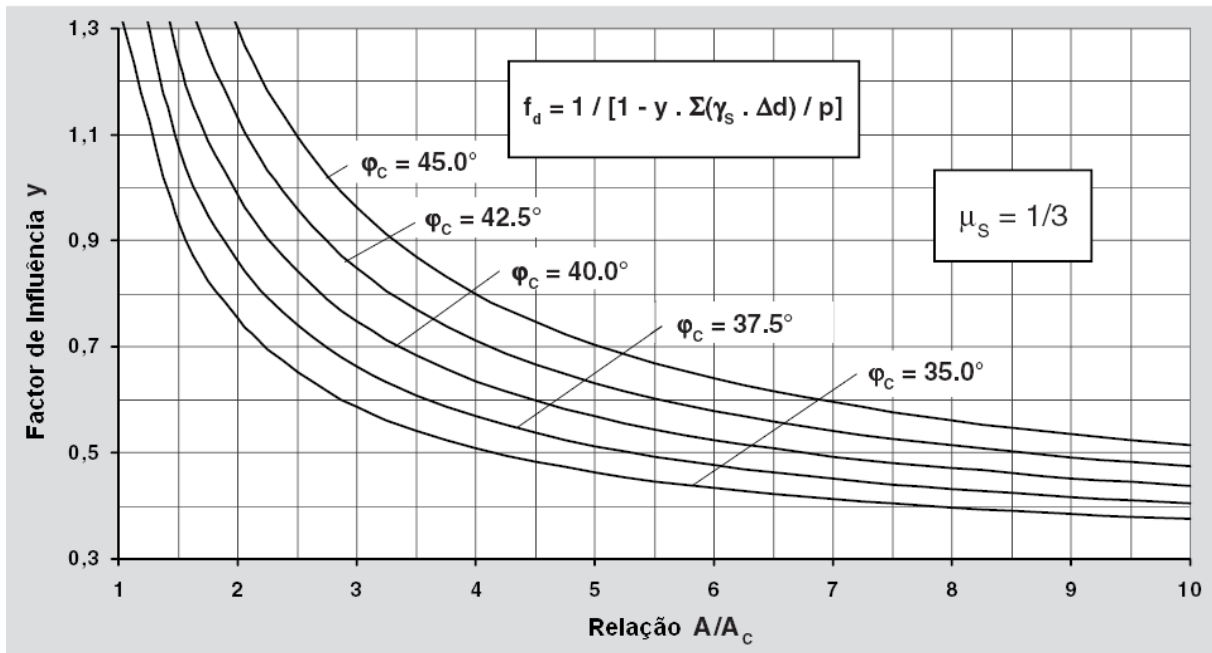


Figura 2.50 – Determinação do factor de profundidade (adaptado de Priebe, 1995)

As expressões descritas anteriormente contêm simplificações e aproximações, pelo que são apenas válidas dentro de alguns limites de aplicação. Por essa razão Priebe propõe dois factores de controlo de compatibilidade.

O primeiro limita o factor de profundidade, de maneira a que o assentamento da coluna resultante da sua própria compressibilidade não exceda o assentamento do sistema composto (o que se verificaria uma vez que na determinação do factor de profundidade se assume um decréscimo linear da diferença de tensões). Este primeiro factor de controlo, sempre menor do que a unidade, é dado por:

$$f_d \leq \frac{D_{col}/D_{sol}}{\sigma_{v,col}/\sigma_{v,sol}} \quad (2.60)$$

Esta expressão, uma vez que depende da relação  $\sigma_{v,col}/\sigma_{v,sol}$ , pode ser simplificada na forma gráfica ilustrada na Figura 2.51.

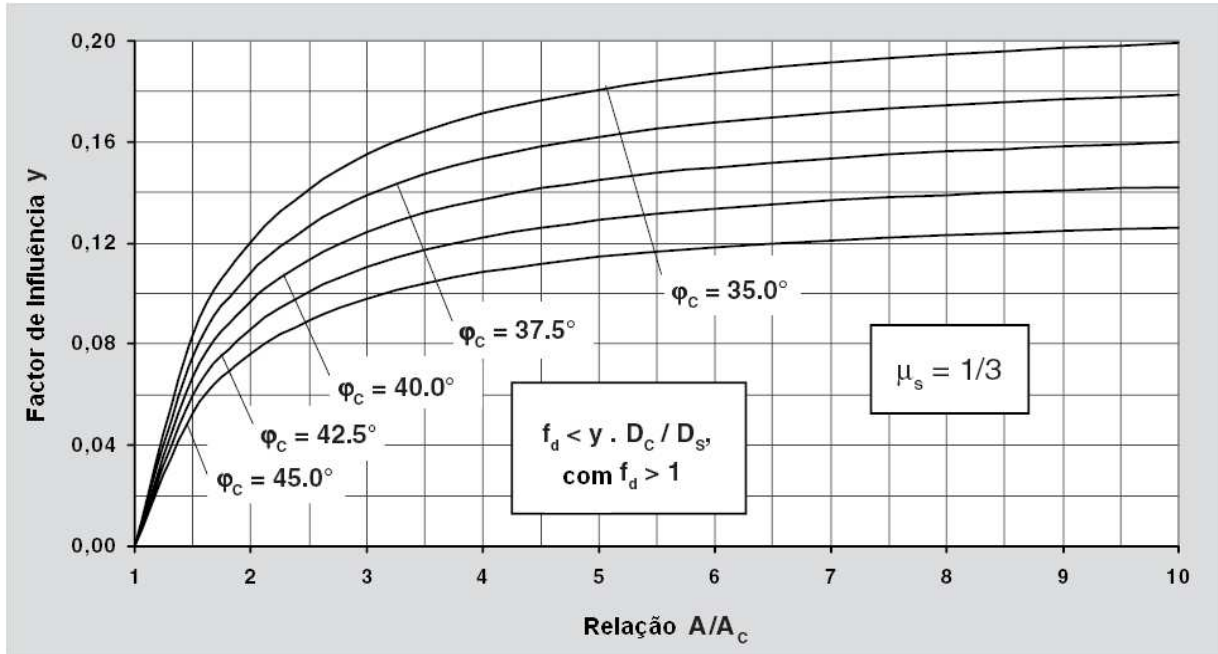


Figura 2.51 – Limite do factor de profundidade (adaptado de Priebe, 1995)

O segundo controlo de compatibilidade, que se aplica quando o primeiro conduz a valores de  $f_d$  inferiores à unidade, garante que o assentamento da coluna devido à sua própria compressibilidade não excede o assentamento do solo circundante resultante da sua própria compressibilidade, devido às cargas que são repartidas em cada material. Este controlo, que limita o factor de melhoramento, é expresso por:

$$n \leq 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left( \frac{D_{col}}{D_{sol}} - 1 \right) \quad (2.61)$$

Os solos ao serem reforçados vêm a sua resistência ao corte bastante melhorada. Enquanto que sob esforços de corte os elementos rígidos podem quebrar sucessivamente, as colunas de brita deformam até que alguma sobrecarga seja transferida para as colunas vizinhas. Por exemplo, um deslizamento de terra não irá ocorrer até que a capacidade de carga do grupo de colunas instaladas seja atingida. As colunas de brita recebem uma parte da carga total  $m$  que depende do coeficiente de substituição  $A_{col}/A$  modificado e do factor de melhoramento  $n$ .

$$m = \frac{n - 1 + \overline{A_{col}/A}}{n} \quad (2.62)$$

De forma simplificada, o procedimento de dimensionamento recomendado não considera o decréscimo de volume do solo circundante causado pela expansão lateral das colunas. Logo, e particularmente para grandes relações de áreas, o solo recebe uma porção da carga total superior ao calculado. De forma a não sobrestimar a resistência ao corte das colunas ao redistribuir as cargas pelas

colunas e solo, a carga proporcional nas colunas deve ser reduzida. A seguinte aproximação parece ser adequada:

$$m' = \frac{n - 1}{n} \quad (2.63)$$

O diagrama da Figura 2.52 mostra em linhas contínuas a carga reduzida aplicada nas colunas  $m'$  e a linhas interrompidas a mesma carga mas não reduzida  $m$ .

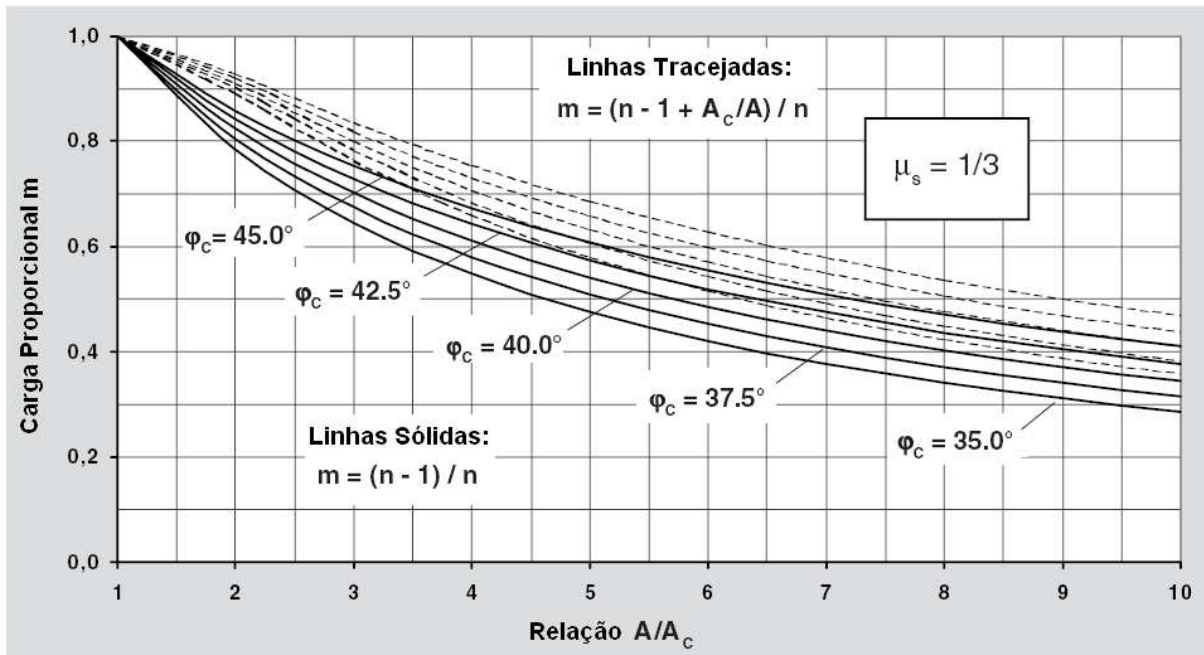


Figura 2.52 – Carga proporcional em colunas de brita (adaptado de Priebe, 1995)

Dado que na maioria dos casos práticos as possíveis linhas de deslizamento cobrem diferentes profundidades de difícil determinação, é recomendado considerar o factor de profundidade apenas em casos de corte puro, i.e. calcular com a porção de carga das colunas de brita  $m_1'$  relativas a  $n_1$  e não com  $m_2'$  relacionada com o factor aumentado  $n_2 = f_d * n_1$ .

A coesão do sistema composto depende do coeficiente de substituição modificado.

$$c = \frac{1 - A_{col} / A}{c_s} \quad (2.64)$$

A instalação de colunas de brita poderá criar danos na estrutura do solo difíceis de apurar. Por motivos de segurança é aconselhável considerar a coesão também proporcional às cargas, i.e. bastante baixa, apesar de esta consideração não ser baseada em aspectos da mecânica dos solos.

$$c' = \frac{1 - m'}{c_s} \quad (2.65)$$

Não é (ainda) possível determinar com precisão o comportamento de sapatas isoladas ou contínuas na vibrosubstituição. A configuração parte do comportamento de uma grelha ilimitada de colunas sob uma área ilimitada de carga distribuída. O assentamento total  $s_\infty$  que ocorre para este caso em condições homogêneas é rapidamente determinável com base na seguinte descrição, com  $n_2$  sendo um valor médio sobre a profundidade  $d$ .

$$s_\infty = p \cdot \frac{d}{D_s \cdot n_2} \quad (2.66)$$

Os diagramas das Figuras 2.53 e 2.54 permitem concluir, a partir deste valor, o assentamento de sapatas isoladas ou contínuas em grupos de colunas. Estes diagramas – com o diâmetro das colunas de brita  $D$  como um parâmetro – são baseados em inúmeros cálculos que consideram por um lado a distribuição de carga e por outro uma mais baixa capacidade de carga das colunas exteriores do grupo de colunas abaixo da sapata.

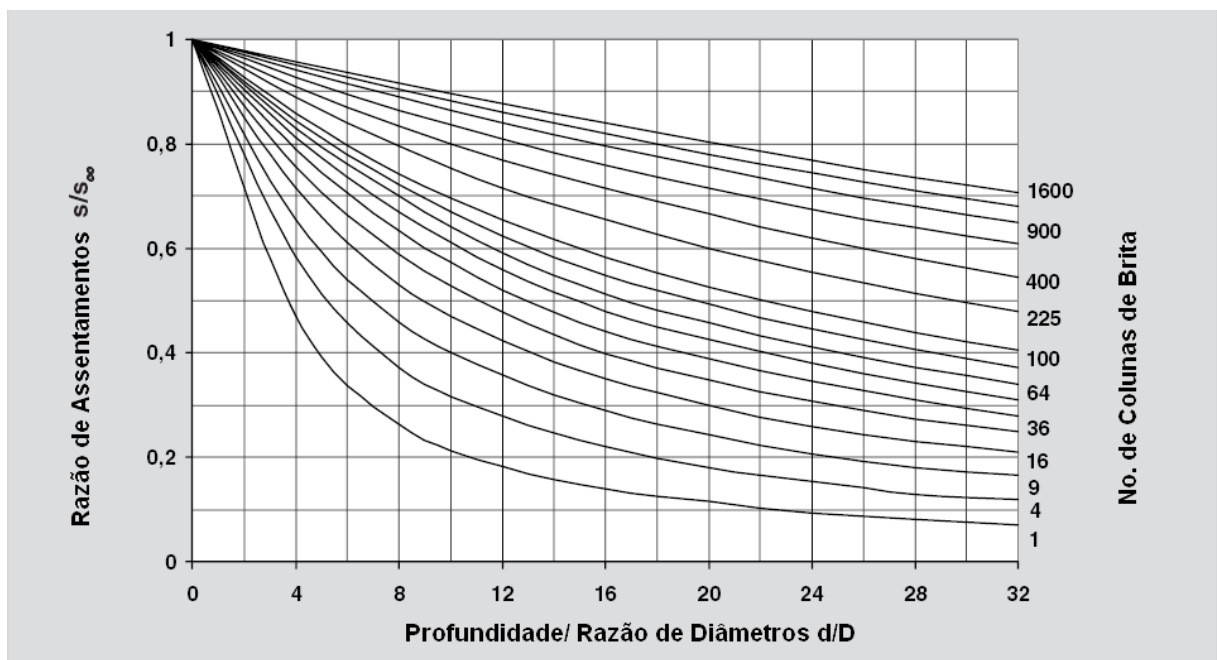


Figura 2.53 – Assentamento de sapatas isoladas (adaptado de Priebe, 1995)

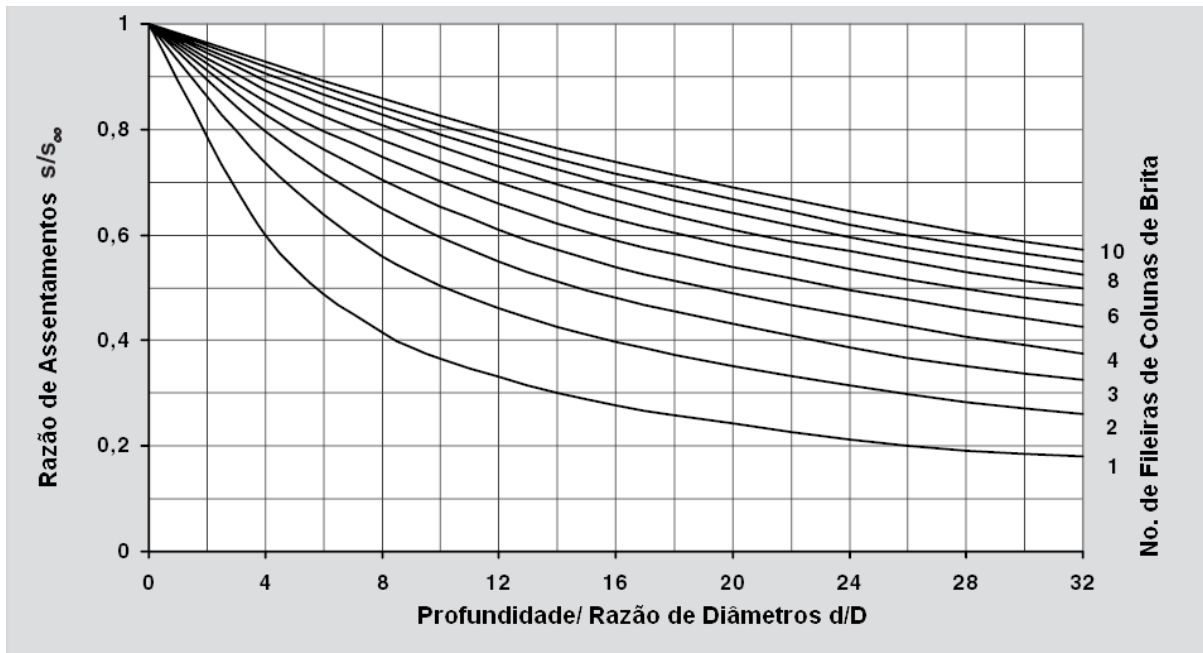


Figura 2.54 – Assentamento de sapatas contínuas (adaptado de Priebe, 1995)

Os diagramas não referem directamente as dimensões das sapatas, como seria de esperar. No entanto existe uma referência indirecta tal que a área da grelha,  $A$ , necessária para determinar o factor de melhoramento,  $n$ , tem que ser deduzida como quociente da área da sapata e do número de colunas. A aproximação dada aos diagramas ao assumir esta compensação parece ser aceitável para razões de áreas normalmente consideradas, i.e. até  $A/A_{col}=10$ .

É bastante claro que os diagramas são válidos apenas para condições homogéneas e se referem ao assentamento  $s$  até uma profundidade de melhoramento  $d$ . O assentamento  $\Delta s$  de qualquer camada a qualquer profundidade abaixo da sapata tem que ser determinado como uma diferença de assentamentos entre as profundidades  $d_1$  e  $d_u$  das fronteiras inferior e superior da camada em questão com  $n_2$  sendo um valor médio da sua espessura  $\Delta d$ .

$$\Delta s = \frac{p}{D_{solo} \cdot n_2} \cdot [(s/s_{\infty})_1 \cdot d_1 - (s/s_{\infty})_u \cdot d_u] \quad (2.67)$$

Dado que  $n_2$  por um lado aumenta com a profundidade, devido ao factor de profundidade, mas por outro se torna menos significativo com a profundidade, devido à distribuição da carga numa sapata limitada, é necessário, mesmo em condições homogéneas, subdividir profundidades grandes. Isto evita que os assentamentos sejam estimados com pouco rigor.

## METODO DE HOMOGENEIZAÇÃO

Uma outra tendência, mais recente, para prever o comportamento de colunas de brita, potenciada pelo uso de meios de cálculo cada vez mais poderosos, consiste em homogeneizar as características dos dois materiais, passando o solo reforçado a ser tratado como um material composto.

A resposta de uma fundação reforçada com colunas de brita pode ser avaliada uma vez determinadas as relações tensões-deformações do solo composto. A vantagem deste tipo de abordagem, quando conjugada com a aplicação do método dos elementos finitos, por exemplo, e ao contrário dos anteriores que usam o conceito de célula unitária, é que deixa de haver dependência em relação às condições de fronteira e em relação ao tipo de carregamento (Lee e Pande, 1998).

Vários autores (Schweiger, 1989, Lee e Pande, 1998, Wang et al, 2002) propuseram distintos métodos de homogeneização, com recurso ao método dos elementos finitos, em que as principais diferenças residem nos modelos propostos para simulação do comportamento real dos materiais.

Outro exemplo prático da aplicação do método da homogeneização consiste na análise da estabilidade de taludes sobre solos moles reforçados com colunas de brita. Com efeito, a consideração de características únicas e homogêneas do solo tratado com colunas de brita, ao invés de se considerar as colunas individualmente, simplifica grandemente o problema e permite a aplicação fácil e expedita dos métodos tradicionais de análise de estabilidade de taludes (método Fellenius ou de Bishop, por exemplo) ou de métodos de cálculo mais potentes, como o método dos elementos finitos.

Assim, apresenta-se como exemplo a proposta de Dimaggio (1978), em que o autor sugere a adopção dos seguintes parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ , coesão e ângulo de atrito, respectivamente) e do peso específico ( $\gamma$ ) do material composto:

$$\gamma = (1 - CS) \cdot \gamma_{\text{sol}} + CS \cdot \gamma_{\text{col}} \quad (2.68)$$

$$c = (1 - CS) \cdot c_{\text{sol}} + CS \cdot c_{\text{col}} \quad (2.69)$$

$$\tan \varphi = (1 - CS) \cdot \tan \varphi_{\text{sol}} + CS \cdot \tan \varphi_{\text{col}} \quad (2.70)$$

em que CS representa o coeficiente de substituição definido anteriormente.



# 3

## MODELAÇÃO DE COLUNAS DE BRITA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

### 3.1. INTRODUÇÃO

As colunas de brita são normalmente instaladas como elementos de substituição parcial do solo de forma a melhorar fundações de solos moles para construções rápidas de aterros. O seu grande objectivo é acelerar a consolidação primária através dos dois seguintes mecanismos. Primeiro, a elevada permeabilidade da coluna causa drenagem segundo a direcção radial resultando numa mais rápida dissipação do excesso de pressões neutras; segundo, a elevada rigidez das colunas reduz a tensão vertical no solo e conseqüentemente o aparecimento de excesso de pressões neutras. A aceleração da consolidação devido ao primeiro mecanismo foi já bem investigada, principalmente em estudos de drenos verticais onde a consolidação numa célula unitária (i.e., um corpo cilíndrico de solo à volta de um dreno vertical) foi derivada analiticamente presumindo que o dreno tem rigidez desprezável (Barron 1948, Hansbo 1981). O facto de não ser considerada a rigidez do dreno não deverá, no entanto, ser aplicado de forma semelhante a estudos de colunas de brita visto que levaria à não consideração do segundo mecanismo e, assim, à subestimação do grau de consolidação. Assim, a rigidez da coluna – abrangendo tipicamente valores do módulo de elasticidade 10 a 20 vezes superiores aos do solo mole (Barksdale e Bachus 1983) – contribui para a dissipação do excesso de pressões neutras (até 40% da dissipação total) por reduzir as tensões verticais no solo mole envolvente, com a restante dissipação sendo atribuída à dissipação radial (Han e Ye 2001). Han e Ye (2001) desenvolveram uma solução analítica simples para o grau de consolidação do solo reforçado com colunas de brita que considera a contribuição dos dois mecanismos acima mencionados. No entanto, esta solução assume deformações unidimensionais quando submetida a um carregamento, o que limita a sua aplicabilidade a casos simples de solo reforçado com colunas de brita sob cargas unidimensionais de compressão com propriedades de solo homogéneas e padrões de colunas de brita regulares.

Em estudos de drenos verticais, vários métodos foram propostos para converter a célula unitária axissimétrica para o modelo de estado plano de deformação (EPD) equivalente com o objectivo de fazer modelações numéricas bidimensionais (2D) da aplicação de múltiplos drenos verticais no solo (Hird et al.1992; Indraratna e Redana 1997). Estes métodos de conversão envolviam a derivação da permeabilidade ou da geometria do estado plano de deformação equivalente baseada no acerto das soluções analíticas de consolidação axissimétrica e de estado plano de deformação. Para aplicações de colunas de brita, tal metodologia de conversão deve incluir um procedimento para obter a rigidez

equivalente das colunas no estado plano de deformação tal que o seu efeito no grau de consolidação possa ser devidamente simulado em análise numérica de estado plano de deformação.

O objectivo deste capítulo é analisar métodos simplificados de obtenção do modelo de estado plano de deformação equivalente da célula unitária de coluna de brita, e apurar a sua aplicabilidade a solos reforçados por múltiplas colunas para análises numéricas práticas de estado plano de deformação.

Neste estudo, baseado na proposta de Tan e Oo, dois métodos de conversão são então propostos, baseados numa aproximação macroscópica, i.e., considerando os efeitos gerais de drenagem radial (ou horizontal) e a redução de tensões verticais no solo em solos reforçados por colunas de brita, sem necessidade de utilização de uma complexa solução analítica. A validade destes métodos é testada por comparação com os resultados numéricos de simulações axissimétricas. Os efeitos de modificação do solo devido à instalação da coluna e de permeabilidade finita da coluna são excluídos deste estudo.

Em seguida é introduzido o conceito de célula unitária.

### **3.2. CÉLULA UNITÁRIA**

O carregamento simultâneo de um grupo suficientemente elevado de colunas conduz a um comportamento que no seu todo é unidimensional – e vertical – e que, por esse facto, pode ser estudado isolando apenas uma das colunas (coluna genérica, no interior da malha) e a sua área de influência, considerando o conceito de célula unitária.

O carregamento de uma coluna isolada, inserida dentro de uma malha, implica um comportamento bidimensional axissimétrico (nas direcções vertical e radial) em que toda a massa envolvente à coluna tem que ser considerada.

O conceito de célula unitária implica a análise do conjunto coluna-solo, em que apenas é tida em conta a área de influência de cada coluna. Assim, o comportamento bidimensional já referido, que governa o comportamento de uma coluna isolada, é condicionado neste caso pela consideração de deslocamentos radiais nulos ao longo da fronteira entre a área de influência da coluna em questão e as áreas de influência das colunas vizinhas. Por outras palavras, a célula unitária constitui um cilindro cuja secção é (simplificadamente) circular e o eixo coincide com o eixo da coluna de brita. Na Figura 3.1 está representado um modelo de uma célula unitária típica e suas condições de fronteira, admitindo a existência de um estrato rígido na base da camada mole.

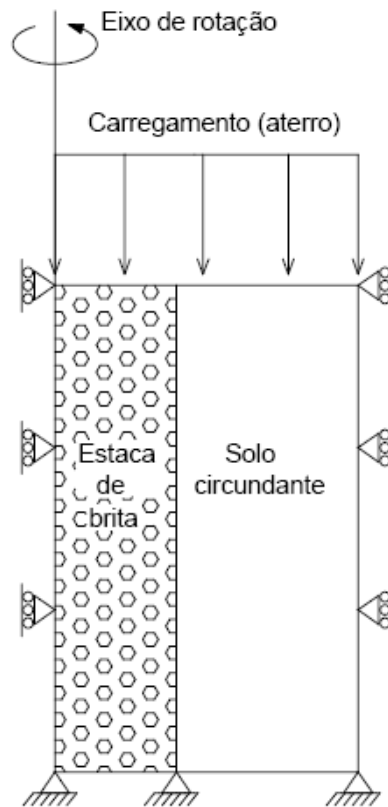


Figura 3.1 – Célula unitária (DOMINGUES, 2006)

O modelo de coluna de brita idealizado neste estudo, recorrendo a uma célula unitária axissimétrica, baseia-se nas seguintes hipóteses:

- Consolidação segundo teoria proposta por Barron para drenos verticais;
- Consolidação predominantemente radial;
- Deformações verticais uniformes à superfície;
- Efeitos de resistência hidráulica e alteração do solo mole não são considerados.

Uma vez que a drenagem no interior da coluna de brita é predominantemente radial pode-se descrevê-la através da seguinte equação:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h' \cdot \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (3.1)$$

Em que  $c_h'$  representa o coeficiente de consolidação horizontal modificado para uma coluna de brita e é definido pela expressão:

$$c_h' = \frac{K_h}{\gamma_w} \left[ \frac{m_{v,col} \cdot (1 - CS) + m_{v,solo} \cdot CS}{m_{v,col} \cdot m_{v,solo} \cdot (1 - CS)} \right] \quad (3.2)$$

onde:

$K_h$  – coeficiente de permeabilidade horizontal;

$\gamma_w$  – peso específico da água;

$m_{v,col}$  – coeficiente de deformação volumétrica da coluna;

$m_{v,solo}$  – coeficiente de deformação volumétrica do solo natural envolvente à coluna;

$CS$  – coeficiente de substituição do solo.

O coeficiente de deformação volumétrica pode ser determinado através de:

$$m_v = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E \cdot (1 - \nu)} \quad (3.3)$$

onde,

$E$  – módulo de deformabilidade;

$C_c$  – parâmetro de compressão unidimensional;

$e_o$  – índice de vazios inicial;

$\nu$  - coeficiente de Poisson.

A partir da equação de consolidação para drenagem radial pura (3.1), considerando o coeficiente de permeabilidade horizontal modificado (3.2) e assumindo a condição de deformações verticais iguais é possível definir o grau de consolidação devido ao fluxo radial recorrendo às equações (2.12), (2.13), (2.14) e (2.15) previamente definidas.

### 3.3. MÉTODOS DE CONVERSÃO PROPOSTOS

Com base na aproximação macroscópica, tal como descrito anteriormente, são propostos dois métodos de conversão do modelo de célula unitária axissimétrica para o modelo equivalente de estado plano de deformação. A aproximação macroscópica tem a vantagem de permitir a formulação de métodos de conversão simples, mas ainda assim racionais, que podem ser facilmente aplicados a problemas práticos de geotecnia. Estes métodos são agora descritos.

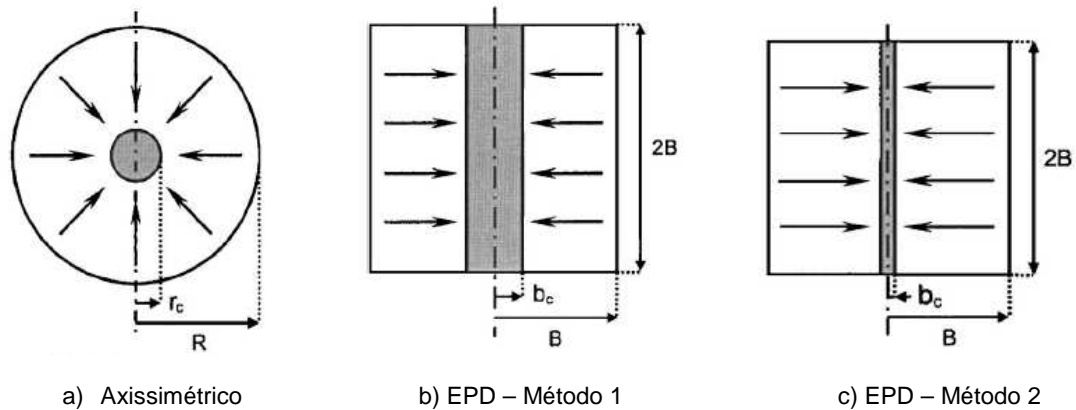


Figura 3.2 – Seções da célula unitária axissimétrica para colunas de brita e das conversões em estado plano de deformação (Adaptado de Tan E Oo, 2008)

**Método 1:** Este método foi descrito em pormenor por Tan e Oo (2005) e é brevemente revisto aqui. De maneira a obter igual comprimento de trajetória percorrida na drenagem normal ao perímetro da coluna, a largura da coluna (ou parede) em estado plano de deformação pode ser considerada igual ao diâmetro da coluna axissimétrica tal como se mostra na Figura 3.2 (a e b), i.e.:

$$b_c = r_c \quad (3.4)$$

Esta transformação geométrica foi igualmente aplicada por Indraratna e Redana (2000) na aproximação da correspondência de permeabilidades para conversões de estados planos de deformação de drenos verticais. De forma correspondente, o raio da zona de drenagem  $R$  pode ser considerado igual à largura equivalente  $B$  do estado plano de deformação [Figura 3.2 (a e b)], i.e.:

$$R = B \quad (3.5)$$

Em aplicações práticas de elementos finitos, este método permite uma fácil transição entre geometrias discretizadas axissimétricas e de estado plano de deformação visto que ambos podem normalmente ser derivados da mesma geometria básica (2D) de entrada.

As propriedades dos materiais no estado plano de deformação têm de ser ajustadas para considerar as mudanças geométricas. O módulo de elasticidade do material no estado plano de deformação é dado pela seguinte relação baseada na igualdade do módulo de deformação composto nos dois modelos:

$$E_{col,axi} \cdot CS_{axi} + E_{solo,axi} \cdot (1 - CS_{axi}) = E_{col,pl} \cdot CS_{pl} + E_{solo,pl} \cdot (1 - CS_{pl}) \quad (3.6)$$

onde,

CS – coeficiente de substituição;

$E_{col}$  – módulo de elasticidade do material da coluna de brita;

$E_{solo}$  – módulo de elasticidade do solo circundante.

Os índices *pl* e *axi* denotam as condições de estado plano de deformação e axissimétrico.

Neste estudo, para efeitos de simplificação,  $E_{solo,pl} = E_{solo,axi}$ , e assim pode determinar-se  $E_{col,pl}$ . O acerto da permeabilidade do solo é feito usando a seguinte equação analítica como estabelecido por Tan e Oo (2005):

$$\frac{k_{h,pl}}{k_{h,axi}} = \frac{F(n)_{pl}}{F(n)_{axi}} \left[ \frac{m_{v,solo} \cdot m_{v,col} \cdot (1 - CS)}{m_{v,col} \cdot (1 - CS) + m_{v,solo} \cdot CS} \right]_{pl} \left[ \frac{m_{v,col} \cdot (1 - CS) + m_{v,solo} \cdot CS}{m_{v,solo} \cdot m_{v,col} \cdot (1 - CS)} \right]_{axi} \frac{B^2}{R^2} \quad (3.7)$$

onde,

$F(n)$  é dado pela Equação (2.15) com,

$$n = \frac{R}{r_c} \text{ - no caso axissimétrico;}$$

$$n = \frac{B}{b_c} \text{ - no estado plano de deformação.}$$

$m_v$  – coeficiente de deformação volumétrica, dado pela Equação (3.3)

$k_h$  - coeficiente de permeabilidade do solo na direcção horizontal;

CS – coeficiente de substituição.

O coeficiente de permeabilidade do solo na direcção vertical no estado plano de deformação  $k_{v,pl}$  não tem muita influência no grau de consolidação global visto que a drenagem de água é predominantemente radial ou horizontal, e assume-se de forma simplificada que segue o valor axissimétrico, i.e.,  $k_{v,pl} = k_{v,axi}$ .

**Método 2:** Uma transformação geométrica alternativa baseia-se na equivalência de capacidade de drenagem da coluna em condições axissimétricas e de estado plano de deformação, cujo conceito foi proposto num estudo de dreno vertical por Indraratna e Redana (1997) para converter sistemas de dreno verticais em paredes de drenagem no estado plano de deformação. Este método preserva então as áreas seccionais da coluna e do solo circundante para a mesma área total em ambas condições. A largura da coluna em estado plano de deformação é dada pela seguinte relação, baseada na equivalência de coeficiente de substituição:

$$b_c = B \cdot \frac{r_c^2}{R^2} \quad (3.8)$$

o que resulta numa menor largura de coluna em estado plano de deformação e maior percurso de drenagem quando comparado com o método anterior, como se pode observar na Figura 3.2.

A relação entre  $R$  e  $B$  (Figura 3.2 (b e c)) pode ser dada pela seguinte equação baseada na equivalência de área total para um padrão quadrangular de colunas (Barron 1948):

$$R = 1,13 \cdot B \quad (3.9)$$

Em aplicações práticas de malhas de colunas de brita que envolvem elevados coeficientes de substituição (i.e., diâmetros de colunas elevados relativamente ao espaçamento entre elas), este método pode ser preferível ao anterior dado que o aumento (em relação à geometria axissimétrica) da área da coluna do estado plano de deformação no Método 1 poderá resultar em coeficientes de substituição e capacidade de drenagem excessivamente altos. A rigidez da coluna em estado plano de deformação pode ser igualmente determinada pela Equação (3.6), o que resulta num módulo de elasticidade equivalente para condições axissimétricas e de estado plano de deformação (i.e.,  $E_{col,pl} = E_{col,axi}$ ) dado que  $CS_{pl} = CS_{axi}$  e que  $E_{sol,pl} = E_{sol,axi}$  como no método anterior. No entanto, a permeabilidade do solo não pode ser obtida pela Equação (3.7) uma vez que a equação implica o pressuposto de igual trajectória de drenagem nos casos axissimétrico e de estado plano de deformação (Tan e Oo 2005). Simplificadamente, considera-se a permeabilidade do solo em estado plano de deformação igual ao seu correspondente axissimétrico, i.e.,  $k_{h,pl} = k_{h,axi}$  e  $k_{v,pl} = k_{v,axi}$ . Este método conserva então as propriedades de materiais do axissimétrico para a geometria de estado plano de deformação.

### 3.4. MODELAÇÃO DAS CÉLULAS UNITÁRIAS

#### 3.4.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS UTILIZADOS

Para verificar o método de conversão proposto, foram feitas simulações numéricas, com base em geometria axissimétrica e de estado plano de deformação, dos modelos de células unitárias sujeitos a um processo de consolidação.

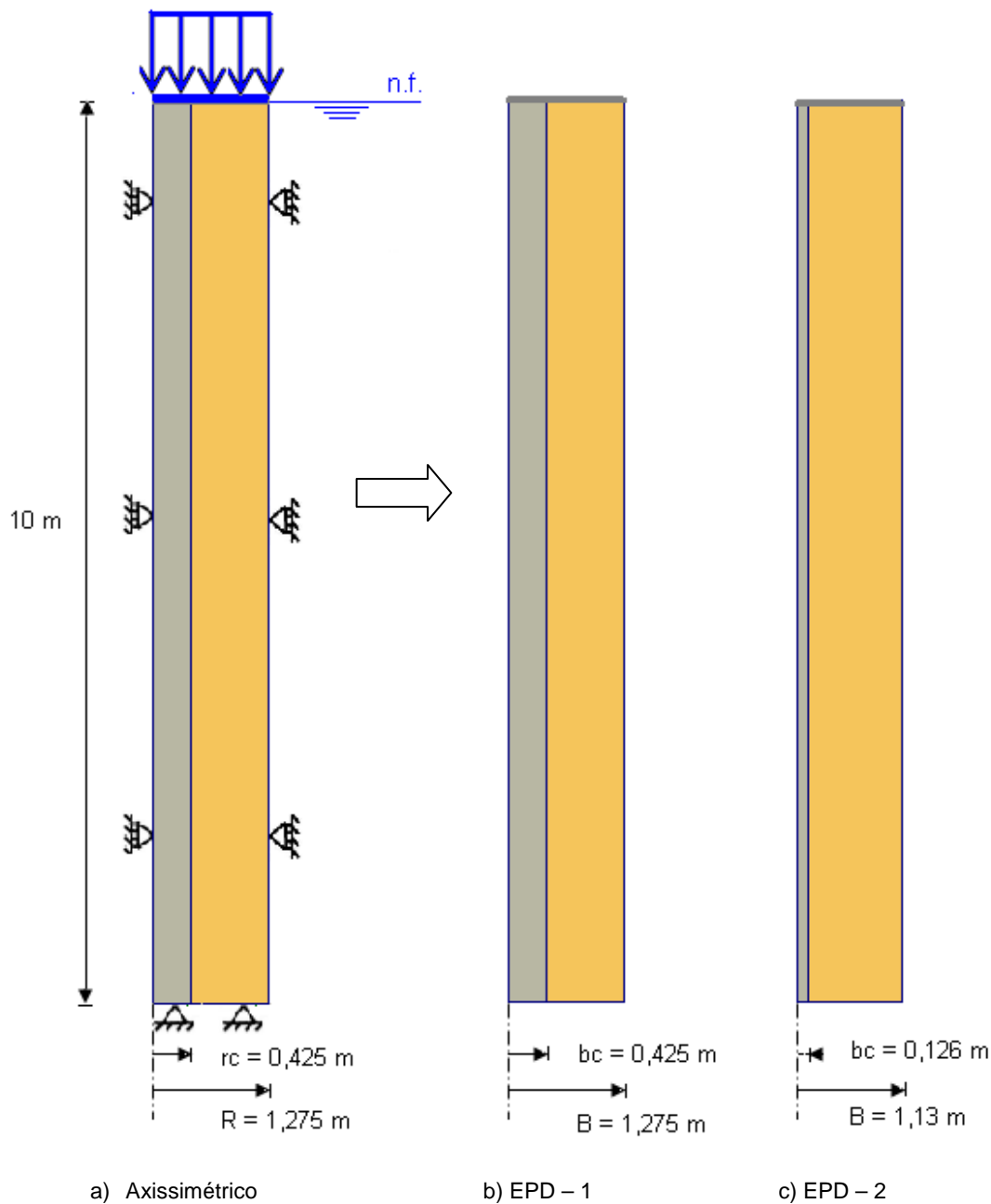


Figura 3.3 – Modelos das células unitárias

Na Figura 3.3 (a) apresenta-se, esquematicamente, uma representação da célula unitária da coluna de brita. Apenas é apresentada metade da célula unitária por esta ser simétrica. As suas dimensões são uma altura de 10 m, diâmetro exterior de 2,550 m e diâmetro da coluna de brita de 0,85 m, o que resulta numa razão entre diâmetros de 3, situada entre os valores típicos de 1,5-5. O modelo tem os deslocamentos horizontais impedidos nas fronteiras laterais e ambos os deslocamentos impedidos na fronteira inferior. Tem ainda um carregamento vertical distribuído aplicado na superfície através duma placa rígida, para reforçar a teoria de deslocamentos verticais uniformes na superfície. Para uma simulação real da consolidação da célula unitária, apenas a fronteira superior é drenante e o nível freático encontra-se à superfície para criar pressões neutras no material do modelo. A Figura 3.3 (b e

c) mostra os modelos equivalentes de estado plano de deformação baseados nos Métodos 1 e 2, respectivamente, e representados por metade da célula devido também à sua simetria. As dimensões exteriores equivalentes dos modelos de EPD 1, Figura 3.3 b), e de EPD 2, Figura 3.3 c), foram determinadas com base nas Equações (3.5) e (3.9), respectivamente, e as suas condições de fronteira, de nível freático e carregamento correspondem ao caso axissimétrico. A largura da coluna do EPD 1 é igual ao diâmetro da coluna axissimétrica, enquanto no EPD 2 é obtida através da Equação (3.8).

Os modelos axissimétrico e de EPD foram desenvolvidos através do programa de elementos finitos Plaxis 2D Versão 8.2 usando elementos triangulares de 15 nós.

As características dos materiais que constituem as células unitárias são apresentadas na Tabela 3

Tabela 3 – Características dos materiais para os modelos das células unitárias

Modelo	$\gamma_s = \gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu'$	$E_s$ (kPa)	$E_c$ (kPa)	$k_{h(s)}$ (m/dia)	$k_{v(c)}$ (m/s)	Parâmetros MC			
							$c'_s$ (kPa)	$\phi'_s$ (graus)	$c'_c$ (kPa)	$\phi'_c$ (graus)
Axissimétrico e EPD 2	15	0,3	3000	30000	$3,00 \times 10^{-4}$	$1,00 \times 10^{-4}$	0,1	22	1	40
EPD 1	15	0,3	3000	12000	$2,25 \times 10^{-4}$	$1,00 \times 10^{-4}$	0,1	22	1	40

Onde,

$\gamma$  - peso volúmico;

$\nu'$  – coeficiente de Poisson em termos de tensões efectivas para ambos os materiais do solo e da coluna;

$c'$  – coesão em termos de tensões efectivas;

$\phi'$  – ângulo de atrito em termos de tensões efectivas.

Os índices s e c representam o material do solo e da coluna, respectivamente.

O solo envolvente é uma argila mole e foi modelado no Plaxis como um material não drenado. A coluna de brita foi idealizada como um material homogéneo drenado com determinadas características mecânicas e de deformabilidade. Assume-se que os pesos volúmicos da argila mole e da coluna de brita são iguais para que, ao ser admitido um  $K_0$  uniforme, não sejam gerados excessos de pressão neutra devido a diferenças de tensões efectivas iniciais nos dois materiais. Assim, a carga de 100 kPa aplicada no topo será o gerador dos excessos de pressão neutra no modelo. Definiu-se que o módulo de elasticidade do material da coluna será 10 vezes superior ao do solo, encontrando-se assim dentro do intervalo típico de 10-20. Os parâmetros de permeabilidade da coluna de brita definiram-se de forma arbitrária como sendo 10 000 vezes superiores aos do solo mole dados na Tabela 3.

No modelo do EPD 1, o módulo de elasticidade do material da coluna é 12 000 kPa e a permeabilidade da argila na direcção horizontal é  $2,60 \times 10^{-9}$  m/s, valores calculados através das Equações (3.6) e (3.7), respectivamente. Assume-se que a permeabilidade da argila na direcção vertical é um terço da atribuída para a direcção horizontal.

Os parâmetros de deformabilidade fornecidos na Tabela 3 são utilizados no critério de rotura de Mohr Coulomb. Para evitar problemas de ordem numérica foi definido para a coesão em termos de pressões efectivas um valor pequeno diferente de zero.

#### 3.4.2. PROCEDIMENTOS E RESULTADOS DAS MODELAÇÕES

Na simulação de cada modelo da célula unitária começou-se por gerar as tensões iniciais nos dois materiais com base no valor de  $K_0 = 0,7$  uniforme. Em seguida activou-se de forma instantânea, isto é, de forma não drenada, a carga de 100 kPa aplicada na placa rígida situada na face superior do modelo. A condição de deslocamentos verticais uniformes na superfície foi reforçada, tal como já foi referido, pelo facto da aplicação da força se dar sobre uma placa rígida com resistência normal de  $1 \times 10^7$  kN/m e rigidez à flexão de  $1 \times 10^4$  kN.m<sup>2</sup>/m. A aplicação instantânea do carregamento implica que não ocorre dissipação do excesso de pressões neutras gerado no modelo. Em seguida simulou-se um processo de consolidação e consequente dissipação do excesso de pressões neutras sem alteração do carregamento aplicado. Este processo ocorreu até que o excesso de pressões neutras fosse inferior a 0,01 kPa, depois do que a simulação terminou.

Dois modelos constitutivos do solo foram considerados para a representação dos materiais que compõem a célula unitária, resultando em dois casos de simulação. No primeiro caso – **Caso 1** –, o solo e o material da coluna foram representados pelo modelo linear-elástico, cujo comportamento é totalmente definido pelo Módulo de Elasticidade e pelo coeficiente de Poisson. No segundo caso – **Caso 2** –, o modelo adoptado para definir o comportamento dos materiais foi o elástico perfeitamente plástico de Mohr Coulomb, cujo critério de rotura é definido pelos parâmetros de deformabilidade apresentados na Tabela 3.

Foi feita uma análise de convergência fazendo variar a dimensão da malha de elementos finitos de forma a determinar qual a dimensão dos elementos mais adequada à simulação em causa. O facto de se considerar um passo inicial reduzido, inferior ao passo de tempo crítico considerado no processo de consolidação do Plaxis, pode conduzir a oscilações do excesso de pressões neutras e perda de precisão no início da consolidação. Assim, e segundo esta análise optou-se por uma malha muito refinada associando um reduzido passo inicial, compatível com o modelo constitutivo do solo, para se obter uma elevada precisão no início do processo de consolidação.

Os resultados das simulações foram expressos em termos de assentamentos na superfície e excesso de pressões neutras durante a consolidação medidos no canto inferior direito do modelo geométrico, onde a dissipação destas pressões é mais lenta.

Na Figura 3.4 são apresentados os resultados para as simulações do Caso 1, com os gráficos a seguirem tendências típicas de processos de consolidação.

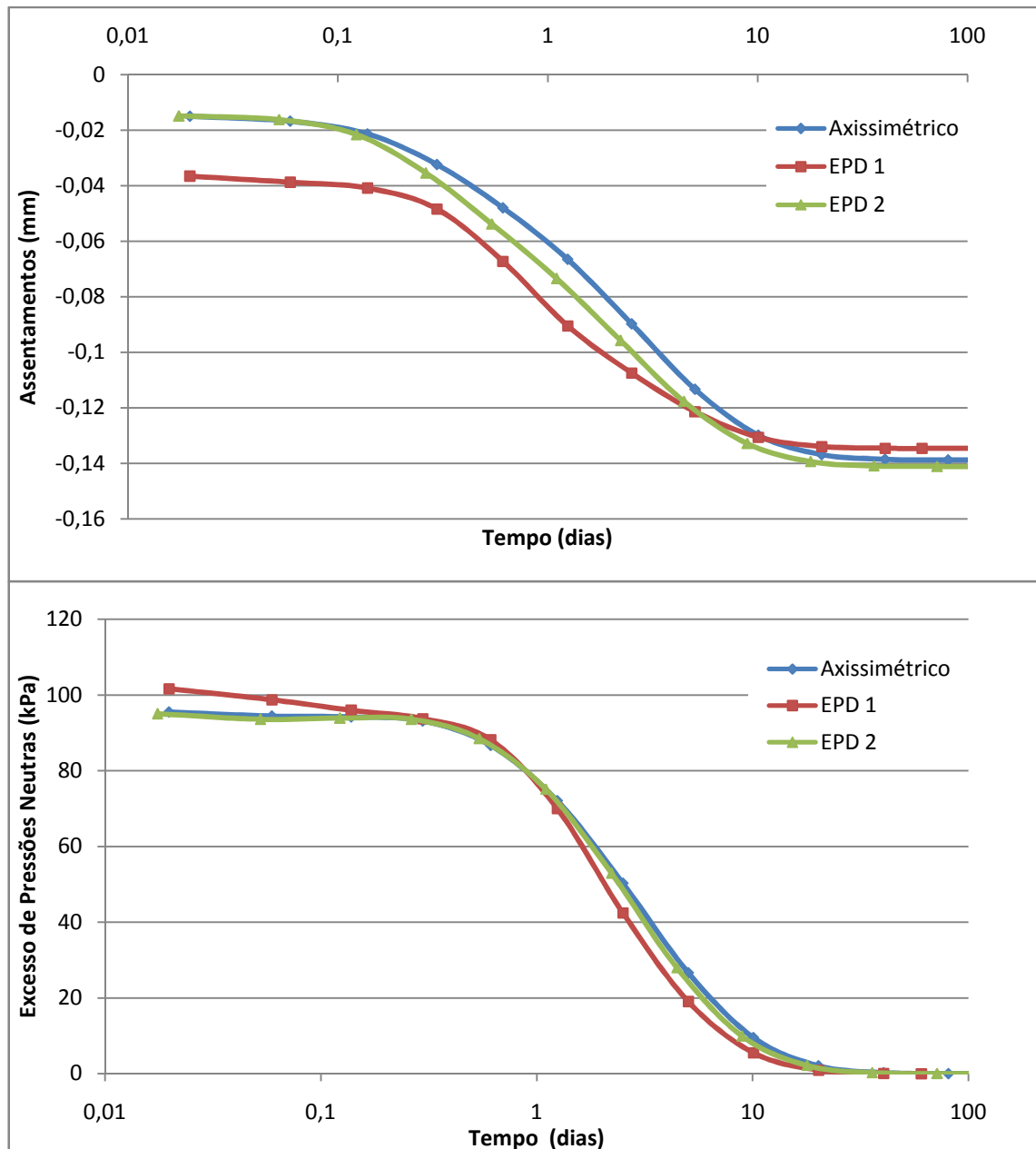


Figura 3.4 – Resultados obtidos para o Caso 1

O ponto inicial de cada curva representa a resposta não drenada do solo mole sujeito ao carregamento de 100 kPa. Espera-se, por isso, que o excesso de pressões neutras inicial se situe próximo desse valor, o que se verifica nos resultados à exceção de uma estimativa por excesso de 5% no modelo EPD 1.

Os resultados dos assentamentos do modelo EPD 2 seguem o caso axissimétrico com um desvio limitado a apenas 7 mm. No entanto, os resultados do modelo EPD 1 exibem discrepâncias significativas relativamente ao modelo axissimétrico, apresentando assentamentos até 22 mm superiores aos do modelo axissimétrico. A explicação para estes resultados é atribuída à maior área da secção da coluna de brita neste modelo, cujo comportamento drenado é menos rígido do que o comportamento não drenado da argila mole no início da consolidação, resultando numa maior proporção do carregamento vertical suportado pelo solo mole no início da consolidação em

comparação com os outros modelos. Tal facto provoca maiores tensões verticais na argila mole no início da consolidação e conseqüentemente maiores assentamentos do modelo. Analisando o gráfico do excesso de pressões neutras verifica-se que este comportamento também se reflecte na estimativa desses valores, com o valor inicial a diferir 7% do modelo axissimétrico. Apesar destas discrepâncias, no período superior a 10 dias – definido aqui por conveniência como a longo prazo – todos os modelos estão em concordância com assentamentos de aproximadamente 140 mm e excesso de pressões neutras próximo de zero.

Assim, os modelos em estado plano de deformação baseados nos Métodos 1 e 2 poderão representar com razoável precisão os assentamentos a longo prazo do caso axissimétrico – frequentemente as configurações mais críticas surgem em aplicações práticas – quando utilizado o modelo linear elástico constitutivo do solo.

A Figura 3.5 mostra os resultados correspondentes à simulação do Caso 2.

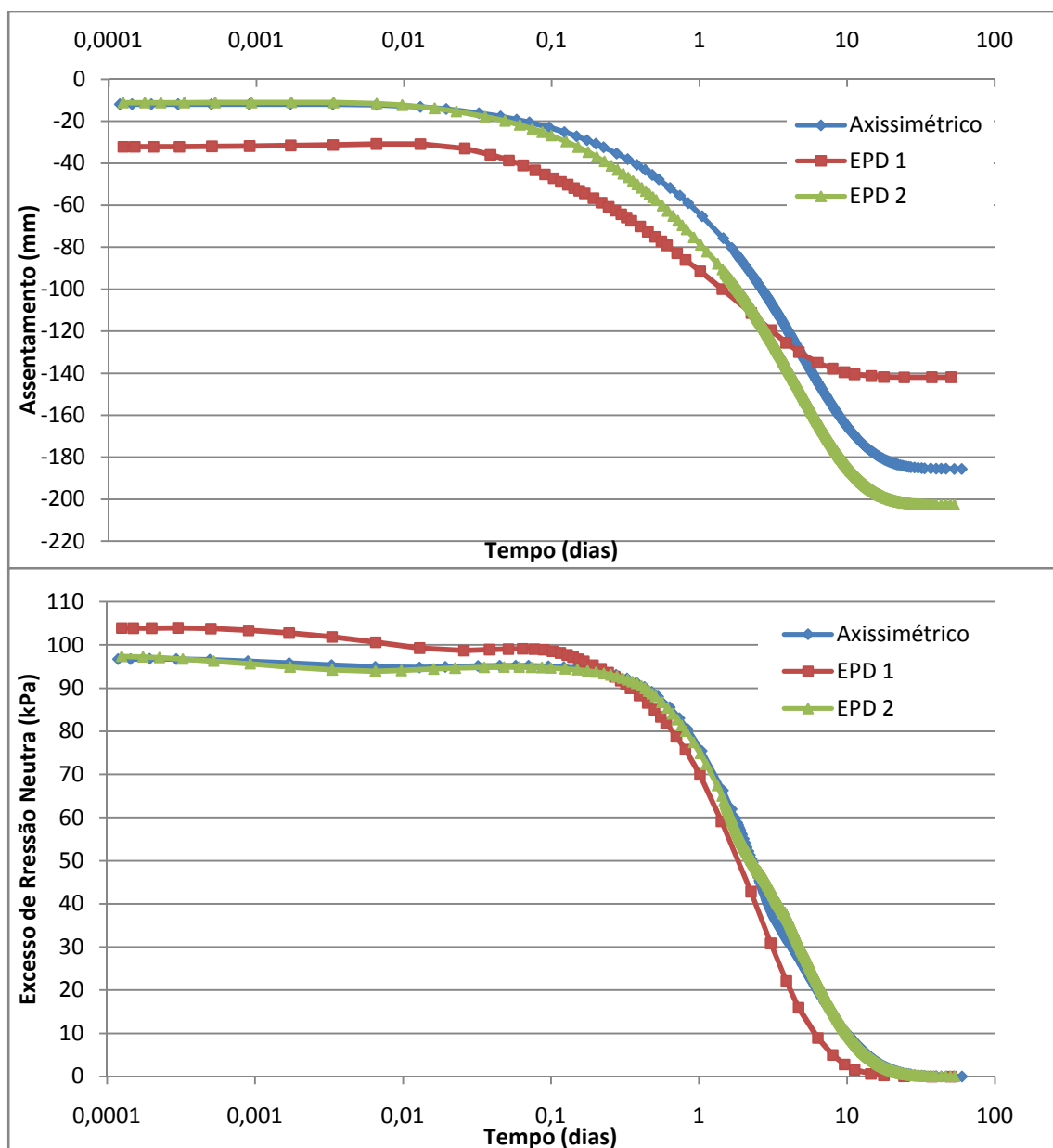


Figura 3.5 – Resultados obtidos para o Caso 2

A curva dos assentamentos para o EPD 2 desenvolve-se próxima à do caso axissimétrico, excepto no assentamento final que difere 9%. O excesso de pressões neutras correspondente apresenta-se como uma boa aproximação ao caso axissimétrico.

Tal como nas simulações do Caso 1, o modelo EPD1 apresenta desvios significativos do caso axissimétrico. No período inicial da consolidação, pela mesma razão descrita anteriormente, os assentamentos e excessos de pressão neutra gerados diferem por excesso de até 21 mm e 8% respectivamente. Mais importante, os seus assentamentos a longo prazo subestimam consideravelmente o caso axissimétrico conduzindo a um assentamento final 25% inferior a 190 mm – o assentamento final médio dos outros modelos. Isto implica que o modelo poderá fornecer previsões erradas dos assentamentos a longo prazo quando é utilizado o modelo MC.

Para explicar a razão deste erro, é analisado e apresentado na Figura 3.6 o estado de tensão do material de cada modelo no fim da simulação.

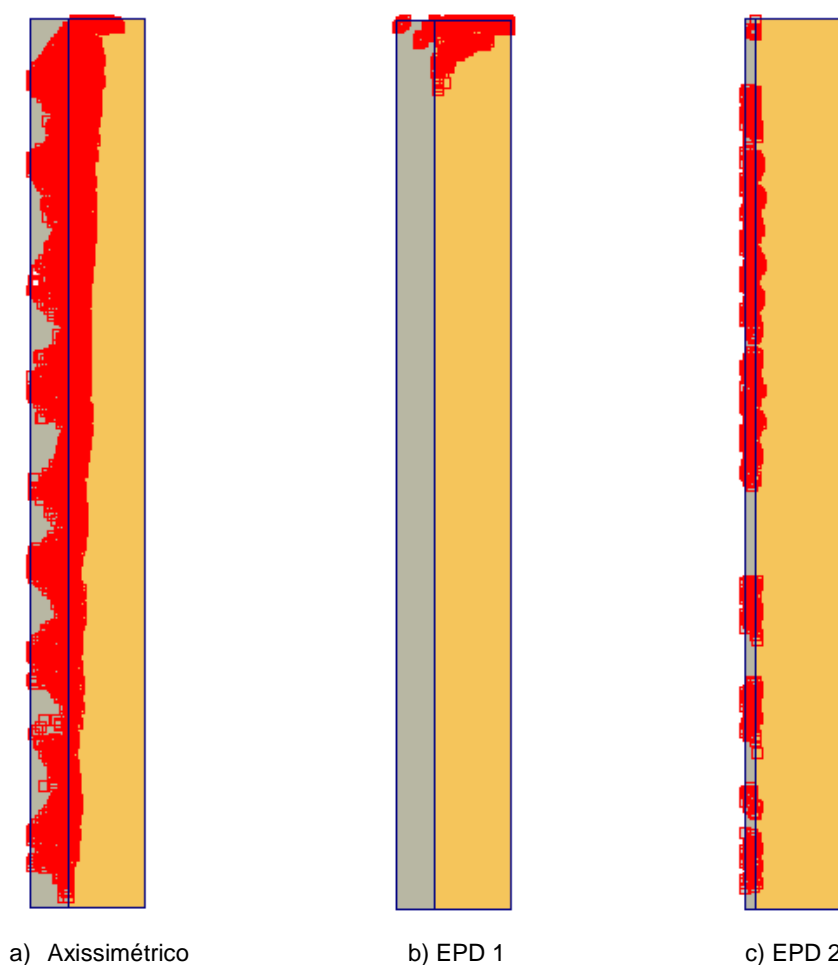


Figura 3.6 – Pontos plásticos nos vários modelos no fim da consolidação

No modelo axissimétrico (Figura 3.6 (a)) é possível verificar que alguns pontos do material da coluna concentrados na periferia desta e na sua vizinhança já atingiram a rotura plástica. Um ponto plástico define um estado de tensão com comportamento perfeitamente plástico que pertence à envolvente de rotura do modelo de Mohr Coulomb. No EPD 2, Figura 3.6 (c), observa-se um padrão de rotura idêntico ao anterior apesar de apresentar menos pontos plásticos fora da periferia da coluna, enquanto

no EPD 1, Figura 3.6 (b), não é quase possível observar zonas de rotura. Isto explica as diferentes respostas dos dois modelos. A rotura plástica no primeiro modelo permite-lhe simular os assentamentos do modelo axissimétrico, enquanto no segundo a elasticidade do modelo gera uma resposta mais rígida levando a menores assentamentos finais que poderão, na verdade, ser comparados aos obtidos nas simulações do Caso 1. O comportamento elástico atribuído ao modelo EPD 1 poderá ser devido à maior área da secção da coluna com maior capacidade elástica ao corte e à flexão. Assim, para condições que envolvam rotura plástica com o modelo de Mohr Coulomb, o modelo baseado no Método 1 pode fornecer uma representação incorrecta do caso axissimétrico e portanto a conversão baseada no Método 2 é a mais indicada.

### **3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Neste Capítulo foram estudados dois métodos de conversão simples, Métodos 1 e 2, para obter o modelo em estado plano de deformação equivalente de um solo reforçado com colunas de brita. As principais diferenças entre os métodos residem na conversão da geometria da coluna e na equivalência de permeabilidades.

A validade dos métodos foi testada através da comparação de simulações de células unitárias. Para o caso de modelação dos materiais segundo um comportamento linear-elástico, ambos os métodos levam a uma boa concordância com os resultados conhecidos da célula unitária axissimétrica a longo prazo, apesar do Método 1 sobrestimar o grau de consolidação. No entanto, para o caso da modelação dos materiais segundo um comportamento elasto-plástico – Mohr-Coulomb – o Método 1 fornece assentamentos a longo prazo demasiado baixos quando comparado com o Método 2, que apresenta uma boa concordância com os resultados do modelo axissimétrico conhecidos. O erro no Método 1 foi atribuído à sua incapacidade de simular roturas plásticas que ocorrem principalmente no material da coluna de brita durante o processo de consolidação sujeito a carregamento.

Assim, o Método 1 poderá não reproduzir correctamente a modelação do solo reforçado com colunas de brita em estado plano de deformação quando os materiais utilizados apresentam um comportamento elasto-plástico, devendo o Método 2 ser o escolhido para a conversão.

# 4

## CASO DE ESTUDO

### 4.1. INTRODUÇÃO

A utilização de modelos numéricos constitui hoje em dia uma ferramenta fundamental para a previsão do comportamento de um grande número de obras. Dada a cada vez maior capacidade computacional disponível, grandes evoluções ao nível dos modelos teóricos foram sendo introduzidas. Torna-se pois desejável, sempre que possível, fazer a validação destes modelos, comparando resultados numéricos com resultados de instrumentação de obras.

Neste capítulo é modelado, no estado plano de deformação e segundo o esquema de conversão proposto no Capítulo 3, o comportamento de uma obra, correspondente a um aterro sobre solos moles, em que se executaram colunas de brita para reforço da fundação.

Tendo em conta os estudos que se pretendiam desenvolver, a análise da informação disponível permitiu concluir que:

- era escassa informação sobre a caracterização geológico-geotécnica dos solos a tratar, necessária à estimativa dos parâmetros do modelo numérico usado;
- era escassa a informação sobre resultados de observação.

### 4.2. APRESENTAÇÃO DA OBRA

A obra escolhida diz respeito aos trabalhos de “Alargamento e Estabilização da Plataforma Ferroviária Contígua ao Rio Tejo e Construção de Passeio Pedonal Ribeirinho entre Alhandra e Vila Franca de Xira”.

Foram os seguintes os elementos de consulta a que se teve acesso sobre a obra em questão, disponibilizados pela REFER e produzidos pelas empresas Geocontrolo e Geoplano:

- Memória Descritiva e Justificativa do Modo de Execução da Obra;
- Prospecção complementar, 2ª Fase – Ensaios de CPTu e Vane Test;
- Relatório de Execução das Colunas de Brita.

Apresenta-se a seguir uma descrição das obras a executar:

- Acréscimo da actual largura da plataforma com mais 16,0 m, a partir do eixo da via descendente para o rio e necessárias medidas de reforço e estabilização do talude marginal e da plataforma.

- Caminho pedonal ribeirinho com 1891 m de desenvolvimento, construído sobre o aterro e com uma faixa de 6,50 m de largura, além dos 16,0 m da plataforma ferroviária, em continuidade do trecho inicial, já construído do lado de Alhandra.
- Passagem Superior Pedonal localizada entre os PK 29,127 e o PK 29,143 com altura mínima de 8,60 m.

A zona de intervenção está subdividida em três trechos, referenciados aos pontos quilométricos da Linha do Norte, como se indica na Tabela 4.

Tabela 4 – Zonas de intervenção

TRECHOS	LIMITES	INTERVENÇÃO	EXTENSÃO (m)
<b>A</b>	Do PK 27,700 ao PK 28,550	Plataforma ferroviária e caminho pedonal	850
<b>B</b>	Do PK 28,550 ao PK 28,800	Só caminho pedonal	241(a)
<b>C</b>	Do PK 28,800 ao PK 29,600	Plataforma ferroviária e caminho pedonal	800
Extensão total a intervencionar			1 891

(a) Incluindo as curvas de concordância do traçado do caminho pedonal

Os Trabalhos de estabilização e eeforço consistem em:

- Maciço estabilizador submerso em enrocamento TOT e enrocamento classificado;
- Aterro para extensão da plataforma;
- Tratamento da fundação lodosa e do aterro sobrejacente por vibrosubstituição;
- Protecção marginal com enrocamento classificado;
- Aplicação de filtros geossintéticos;
- Novos órgãos de drenagem e adequação da drenagem existente.

A vibrosubstituição será realizada apenas nos trechos A e C da zona de intervenção a conquistar ao rio e será executada pelo método seco, com a inclusão de colunas de brita, através de vibradores de profundidade.

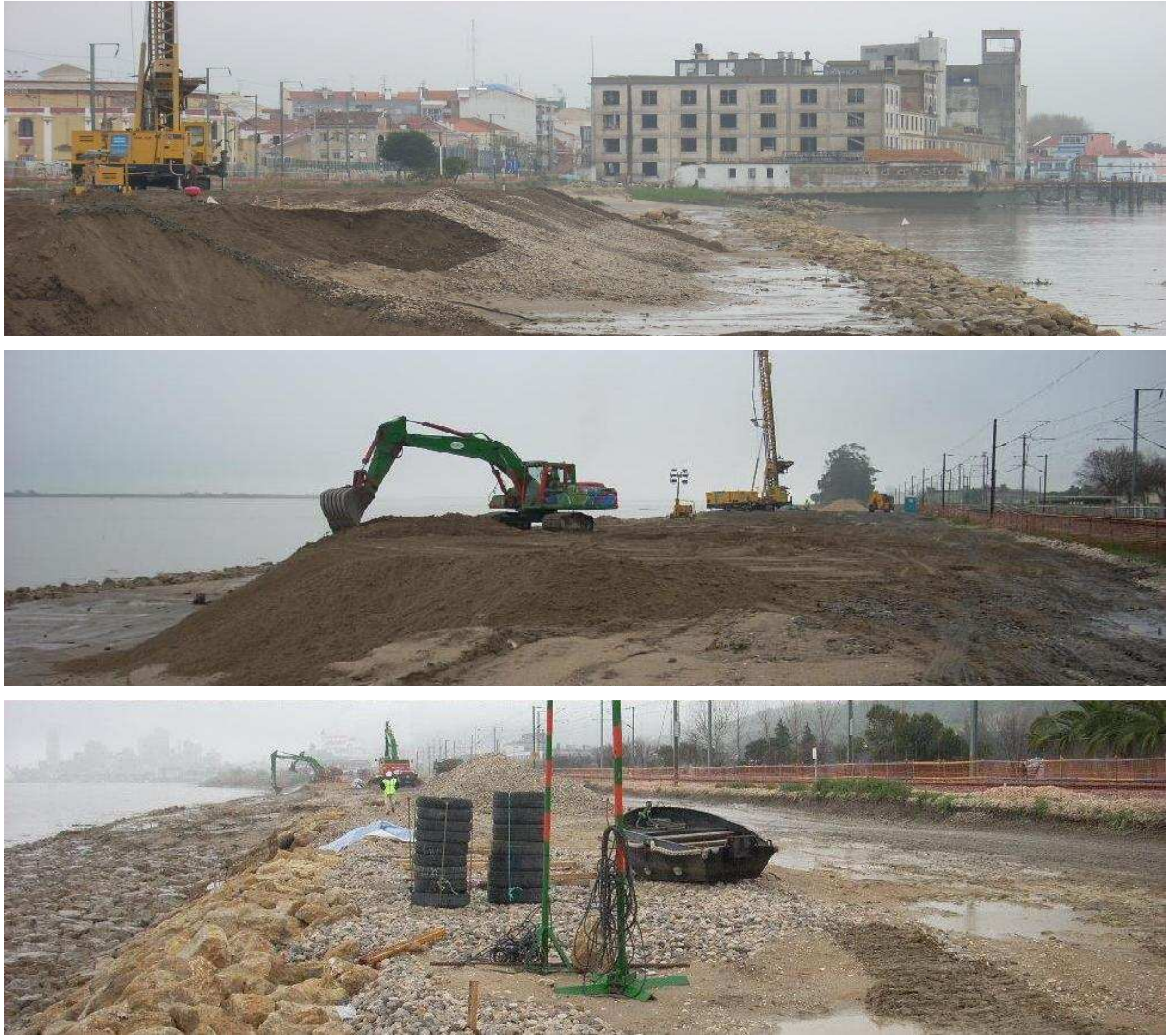


Figura 4.1 – Imagens da obra em fase de execução

No âmbito deste trabalho será analisado o perfil PK 29,580 pertencente à Zona C, cuja geometria final é apresentada na Figura 4.2. A topografia do terreno original e a geometria final da obra basearam-se nos levantamentos topo-hidrográfico efectuados.

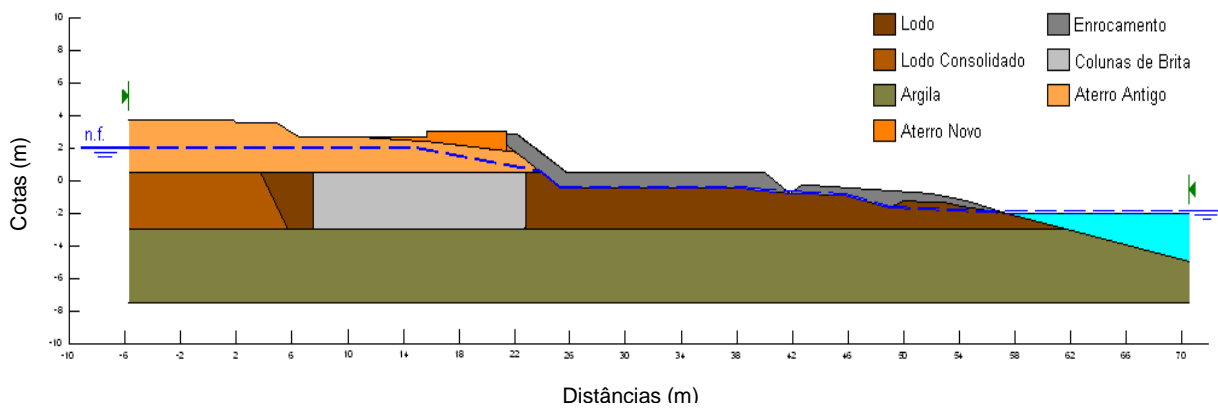


Figura 4.2 – Perfil em estudo

O diâmetro nominal da coluna de brita será de 0,85 m e a malha de distribuição será em quincôncio, com espaçamento de 2,60 m entre centros, ao longo de fiadas longitudinais separadas de 1,70 m. Assumiu-se que as colunas são realizadas com o comprimento total do estrato de solo mole a ser tratado, ou seja, a sua ponta é fundada directamente em estratos com suficiente capacidade portante.

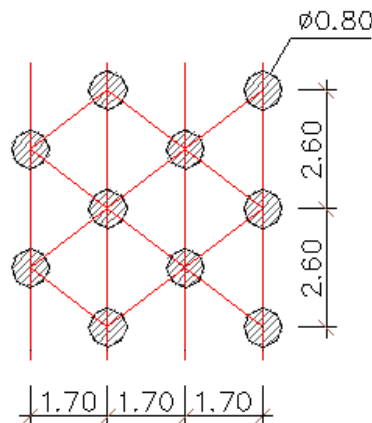


Figura 4.3 – Distribuição das colunas de brita em quincôncio

A importância vital da Linha do Norte, exige prudência e bom senso na concepção de trabalhos correctivos, para acautelar qualquer perturbação no seu funcionamento que, a verificar-se, traria sérias repercussões económicas para a REFER e sociais para os utentes.

Tendo em devida consideração essa condicionante, o projecto da solução seleccionada baseou-se nas seguintes premissas:

- As obras não deverão, em nenhuma fase do seu desenvolvimento, afectar as condições de segurança das infra-estruturas e da circulação ferroviária, nem das estruturas confinantes, públicas ou privadas;
- As inevitáveis perturbações na exploração ferroviária resultantes das obras, tais como abrandamentos e interdições temporárias deverão ser minimizadas.

### 4.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

#### 4.3.1. TRABALHOS DE RECONHECIMENTO

A caracterização geológica e geotécnica da zona de intervenção foi realizada com base quer em trabalhos de prospecção quer em antigos elementos de reconhecimento.

Os principais tipos de trabalhos de prospecção realizados consistiram em sondagens acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica (SPT) que permitiram precisar a localização do substrato resistente, ensaios de penetração estática com leitura das pressões intersticiais (CPTu), ensaios de corte rotativo e ensaios com pressiómetro autoperfurador, que, em conjunto, permitiram caracterizar as formações compressíveis e pouco resistentes.

Na área de intervenção foram realizadas, ao longo dos anos, várias campanhas de prospecção, por iniciativa de diferentes entidades. A recolha de informação e os dados que se conseguiram obter permitiram determinar alguns parâmetros de compressibilidade do solo.

#### 4.3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA FUNDAÇÃO E ATERRO

A área interessada pelo troço da Linha do Norte, objecto deste estudo, encontra-se abrangida pelas folhas 34-B (Loures) e 30-D (Alenquer) da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50000.

Está localizada na planície aluvial do Tejo, numa zona aplanada e, de acordo com o levantamento hidrográfico realizado, até 100 m da margem esquerda, o perfil transversal do leito do Rio Tejo apresenta um declive suave, da ordem de 18°- 20°, até à cota mínima de -11 m (ZH).

Do ponto de vista geológico, a zona de intervenção caracteriza-se fundamentalmente pela ocorrência de quatro entidades distintas enumeradas segundo a sequência vertical de cima para baixo:

- Aterro, geralmente de matriz argilosa na faixa da plataforma ferroviária, com espessura conhecida da ordem de 2 m;
- Aluviões, maioritariamente constituídos por argilas e/ou lodos, moles a muito moles, com espessura geralmente compreendida entre os 3 e os 12 m;
- Coluviões, representados por argilas e argilas margosas, com componente silto-arenosa variável e por areias argilosas, ambas com seixos dispersos. A espessura varia entre 1,5 e 13,5 m;
- Substrato miocénico ou jurássico, representado por níveis intercalados de areias finas ou siltosas compactas e argilas siltosas duras.

Na zona em estudo, o regime geo-hidrológico é fortemente influenciado pelo Rio Tejo. As formações do substrato presentes no local podem apresentar permeabilidades elevadas, dado o carácter granular de alguns estratos, dando origem a aquíferos confinados. Nos aluviões, de matriz argilosa, a permeabilidade é muito reduzida, podendo, contudo, ocorrer escoamento significativo nas tenticulas arenosas contínuas, eventualmente presentes no seu seio.

A partir dos resultados dos ensaios de identificação foi possível verificar que as formações aluvionares lodosas são constituídas por solos predominantemente finos, plásticos, com uma percentagem média, em peso, de material passado no peneiro ASTM 200 superior a 90%. Apresentam limites de liquidez,  $w_L$ , e de plasticidade,  $w_p$ , compreendidos entre 31 e 49% e entre 17 e 27%, respectivamente. O índice de plasticidade, IP, varia entre 14 e 30.

Dada a escassez dos resultados para avaliação das características de compressibilidade das aluviões lodosas, compararam-se os valores recolhidos em várias campanhas de prospecção, ao longo dos anos, obtendo-se os seguintes valores médios:

- Índice de vazios:  $e_0 = 1,935$
- Coeficiente de compressibilidade:  $C_c = 0,544$
- Coeficiente de consolidação:  $C_v = 1,3 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

Em termos de deformabilidade dos solos moles estimou-se o módulo de deformabilidade não drenado,  $E_u$ , de acordo com a proposta de Duncan e Buchignani (1976) para a qual, admitindo solos normalmente consolidados e com IP de 30, se obtém uma relação de  $E_u/c_u = 600$ .

Existindo pouca informação acerca das características mecânicas dos materiais de aterro, consideraram-se características médias para estes tipos de solos. Importa referir que, de acordo com

Domingues (2006), as características mecânicas dos aterros não influenciam significativamente, por regra, o comportamento geotécnico deste tipo de obras, facto que minimiza a importância do desconhecimento dessas características no caso presente.

Segundo Matos Fernandes (2006), o coeficiente de Poisson do solo, parâmetro com influência relativamente pequena no valor dos assentamentos, varia dentro dos seguintes intervalos:

- Areias e argilas com comportamento drenado:  $0,3 \leq \nu \leq 0,4$ ;
- Argilas sob condições não drenadas:  $\nu \cong 0,5$ ;

Para estimar o valor de  $K_0$  aplicou-se a expressão de Jaky:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4.1)$$

A determinação da permeabilidade do lodo no sentido vertical foi feita recorrendo à seguinte expressão (Matos Fernandes, 2006):

$$C_v = \frac{K_v}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (4.2)$$

Considerou-se que a permeabilidade do lodo, com inclusão das colunas de brita, na direcção horizontal é três vezes superior à verificada na direcção vertical, uma vez que a drenagem se processa predominantemente na direcção radial.

Mais uma vez, devido à escassez de informação sobre as características das várias grandezas, neste caso relativamente à permeabilidade, utilizaram-se valores médios considerados adequados a cada tipo de solo.

#### 4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA OBRA

##### 4.4.1. HIPÓTESES GERAIS DE CÁLCULO

O esquema de conversão proposto no Capítulo 3 foi aplicado na modelação da construção da obra descrita. A modelação foi feita segundo o Método 2, com o modelo de Mohr Coulomb, por este se ter revelado o modelo com comportamento mais aproximado ao do solo real. Assim, a largura das colunas de brita (ou paredes), obtida através das equações definidas anteriormente, foi de 0,33 m.

Para que a aplicação do modelo em estado plano de deformação equivalente fosse possível considerou-se que o aterro mantinha a geometria da sua secção transversal aproximadamente constante ao longo de um comprimento superior a 200 m. Admitiu-se também, por simplificação, que as colunas de brita estão distribuídas segundo uma malha quadrada com um espaçamento transversal constante de 1,7 m.

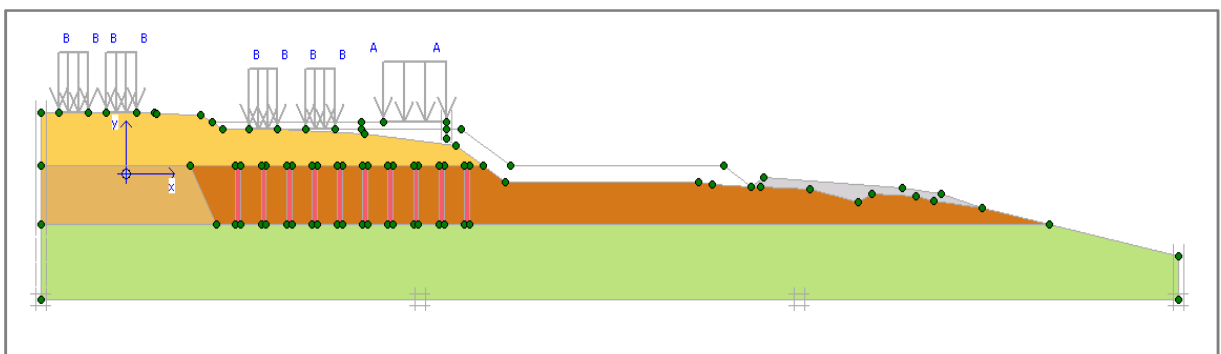
No que se refere ao faseamento da construção do aterro também não foi possível obter informação muito detalhada. No entanto, face à informação recolhida, considerou-se adequado estabelecer que o aterro total foi construído de modo contínuo em 9 dias divididos em 3 fases. O processo de

consolidação prossegue desde o fim da construção sem que sejam alteradas as condições de carga até que o excesso de pressão neutra seja inferior a um valor específico próximo de zero (0,1 kPa), que define o final deste processo.

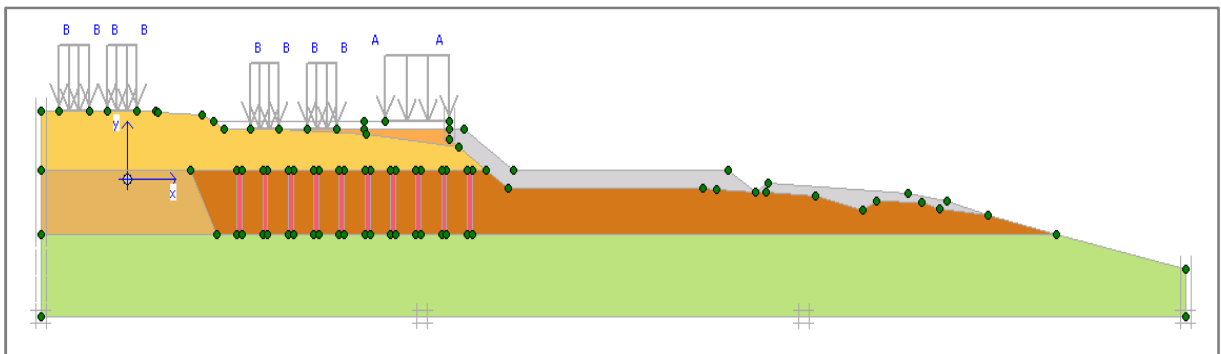
A aplicação da sobrecarga associada à exploração do caminho pedonal/ciclovía e da sobrecarga ferroviária foi feita apenas no final do processo de consolidação associado à construção do aterro. Nas Figuras 4.4 a) a e) são apresentadas as várias fases de cálculo adoptadas.

As sobrecargas associadas à utilização do aterro foram definidas da seguinte forma:

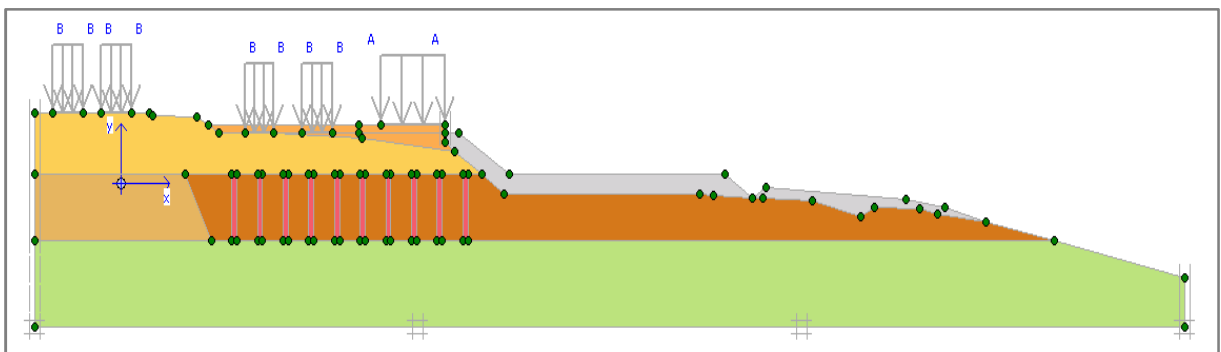
- Passeio pedonal/Ciclovía: carga de  $4 \text{ kN/m}^2$  distribuída numa faixa de 4,25 m;
- Ferrovias: carga de  $60 \text{ kN/m}^2$  distribuída em faixas de 2 m de largura correspondentes às travessas das vias.



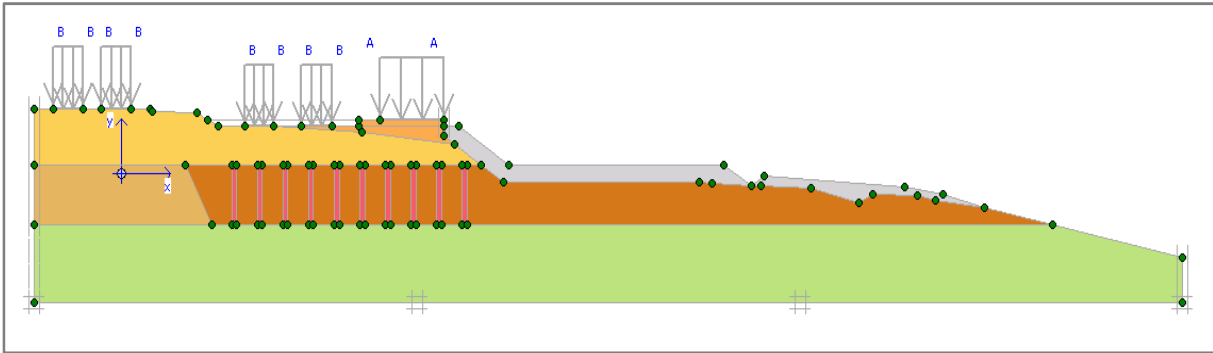
a) Fase Inicial – Geometria original



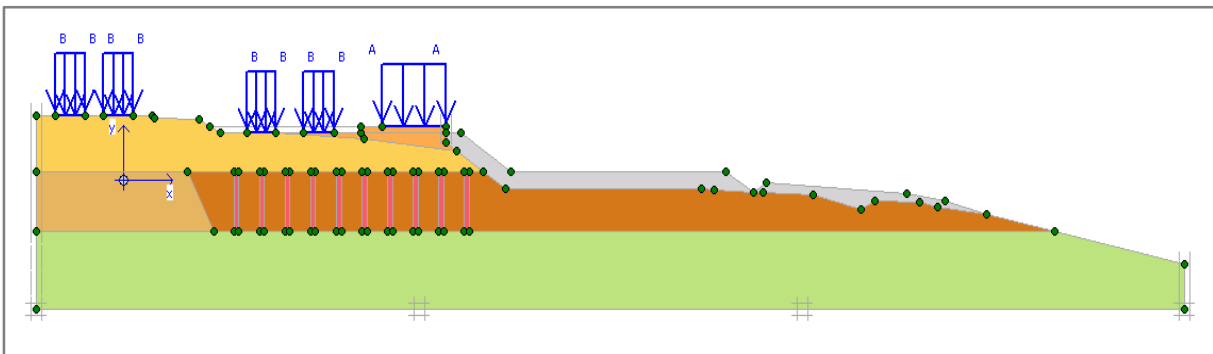
b) Fase 1 – Construção da primeira camada do aterro



c) Fase 2 – Construção da segunda camada do aterro



d) Fase 3 – Geometria final do aterro



e) Fase Final – Aplicação das sobrecargas

Figura 4.4 – Fases de cálculo adoptadas

Apresentam-se na Tabela 5 as características determinadas e/ou calculadas de resistência mecânica, deformabilidade e permeabilidade que foram admitidas nos cálculos.

Tabela 5 – Características dos materiais (Perfil 29,580).

<b>Materiais</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>c_u</math> (kPa)</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b><math>E_u</math> (kPa)</b>	<b><math>E'</math> (kPa)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b><math>K_v</math> (m/dia)</b>	<b><math>K_h</math> (m/dia)</b>
Aterro antigo	18	-	10	25	-	15000	0,4	9,42E-04	9,42E-04
Aterro novo (aterro hidráulico)	18	-	0	30	-	15000	0,35	1,00E+00	1,00E+00
Enrocamento / TOT	18	-	0	40	-	30000	0,3	1,00E+00	1,00E+00
Lodo	16	13	-	-	7800	-	0,5	9,42E-04	2,83E-03
Lodo consolidado	16	30	-	-	18000	-	0,5	9,42E-04	9,42E-04
Camada de argila descomprimida	18	45	-	-	27000	-	0,5	9,42E-04	9,42E-04
Colunas de Brita	16	-	1	40	-	30000	0,3	1,00E+00	1,00E+00

Relativamente ao nível de água no rio, admitiu-se a situação mais desfavorável, de preia-mar à cota -1,0 m.

Para aplicação do modelo numérico foi naturalmente preciso discretizar o meio contínuo através de elementos finitos. Na Figura 4.5 pode observar-se a malha de elementos finitos triangulares considerada. Como nos casos estudados no capítulo anterior, os elementos triangulares usados na simulação apresentam 15 pontos nodais.

O modelo tem os deslocamentos horizontais impedidos nas fronteiras laterais e ambos os deslocamentos impedidos na fronteira inferior, que é também impermeável.

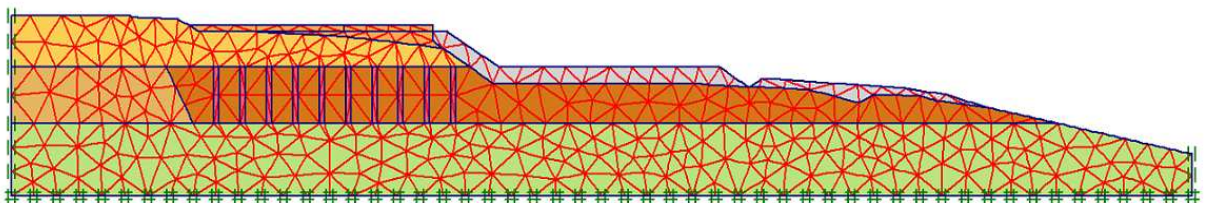


Figura 4.5 – Malha de elementos finitos considerada no estudo do caso de obra

#### 4.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Na Figura 4.6 é apresentado o assentamento médio na base do aterro ao longo do tempo. Como primeiro comentário geral a estas figuras, observa-se que os assentamentos obtidos começam logo no início da construção do aterro tal como seria de esperar. Aumentam à medida que a consolidação avança, atingindo um valor final de cerca de 20,3 mm.

Distinguem-se mais ou menos quatro trechos com comportamento distinto, separados no gráfico por traços verticais. Nos dois primeiros trechos, correspondentes à construção das duas camadas de aterro, o terreno exibe uma alta taxa de assentamentos que é aproximadamente constante. No trecho seguinte, em que se procede à escavação de uma secção da segunda camada colocada, decresce o ritmo de crescimento dos assentamentos, até ao momento em que se inicia uma espécie de abrandamento progressivo (em termos relativos) até à estabilização do valor do assentamento. Com efeito, verifica-se que a maior parte dos assentamentos, da ordem dos 98%, dá-se até ao fim de 60 dias, o que, descontando a construção do aterro, resulta em menos de 2 meses.

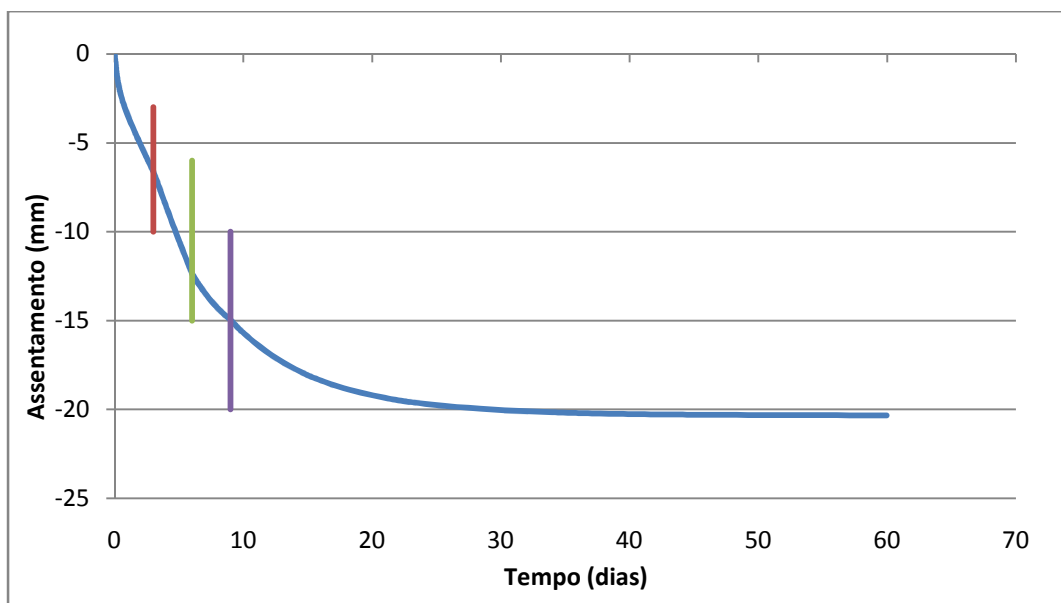


Figura 4.6 – Assentamento na base do aterro em função do tempo decorrido

Na Figura 4.7 apresentam-se os excessos de pressões neutras durante as fases de construção do aterro e no período pós-constructivo. Tal como na figura anterior, facilmente se distinguem 4 trechos com comportamentos distintos, associados às fases de construção mencionadas.

É importante referir que a escavação de material, que ocorre na Fase 3, favorece a dissipação do excesso de pressões neutras.

A dissipação dos excessos de pressão neutra é acompanhada da redução de volume pela expulsão da água, aumentando também as tensões efectivas ao longo do processo de consolidação.

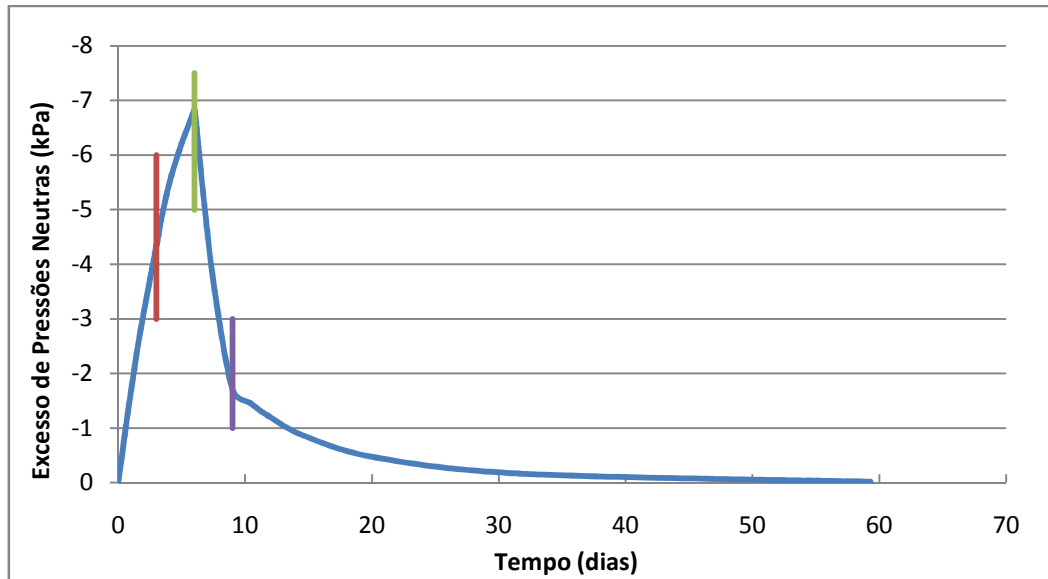


Figura 4.7 – Excesso de pressões neutras em função do tempo decorrido

No final do processo de consolidação pós-constructivo procedeu-se à simulação da activação das cargas que actuam sobre o aterro reforçado – FASE FINAL.

Nas Figuras 4.8 e 4.9 é possível observar os assentamentos e o excesso de pressões neutras geradas nessa fase em função do tempo. Verifica-se que os assentamentos que ocorrem na fase de exploração da obra são relativamente baixos, não representando qualquer obstáculo à implantação de uma via férrea com especificações de assentamentos mais exigentes, como seria o caso de uma via férrea de alta velocidade.

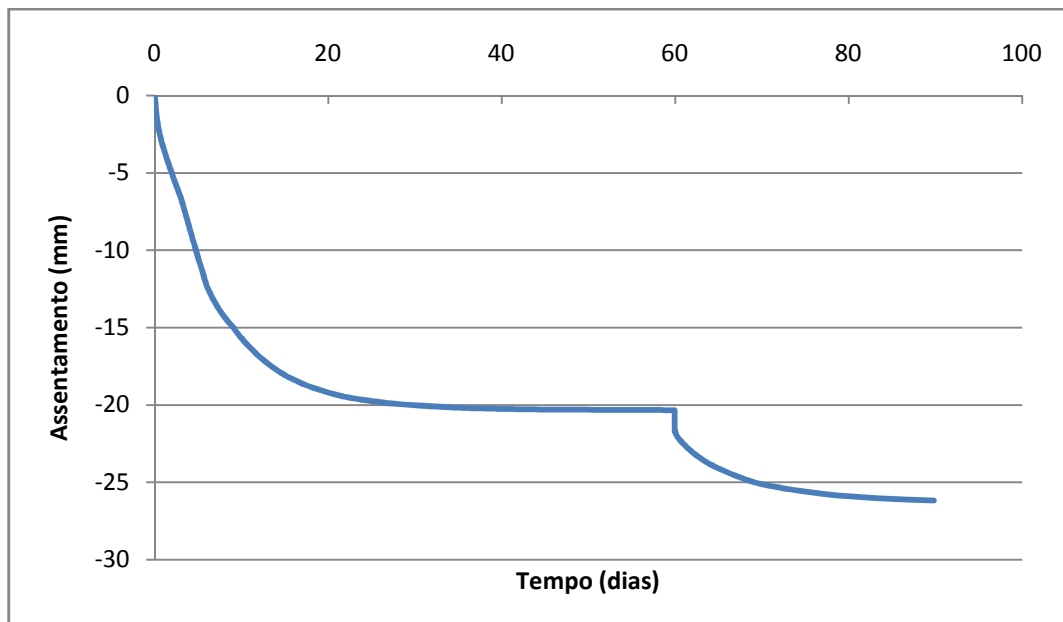


Figura 4.8 – Assentamento na base do aterro em função do tempo decorrido: Aplicação das cargas

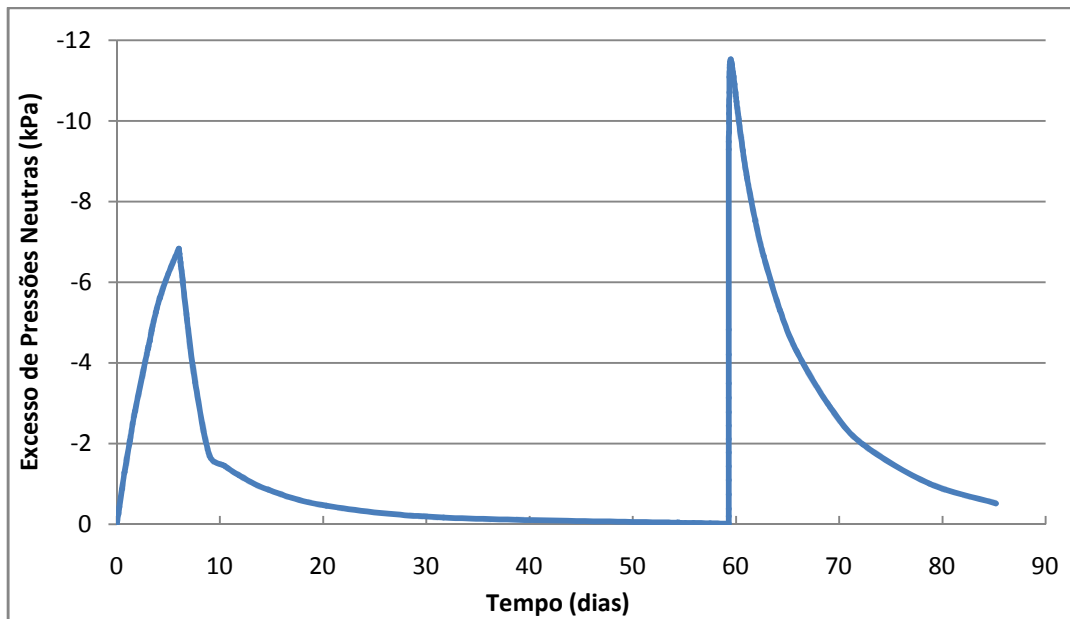


Figura 4.9 – Excesso de pressões neutras em função do tempo decorrido: Aplicação das cargas

#### 4.4.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Pretende-se fazer nesta secção uma análise de sensibilidade da resposta do aterro em estudo à variação de determinados parâmetros que se julga importantes no comportamento de um solo reforçado com colunas de brita.

As análises paramétricas efectuadas tiveram por base o problema descrito no ponto 4.4, pelo que se mantêm válidas as condições aí estabelecidas, nomeadamente no que refere aos carregamentos e condições fronteira.

Apresentam-se resultados, análises e considerações julgadas mais relevantes, procurando-se, em todos os parâmetros que foram alvo de estudo, compreender a sua maior ou menor influência não só em termos de resultados finais mas, quando pertinente, também a sua influência na evolução ao longo do tempo.

As conclusões que se tiram devem ser sempre enquadradas nas condições específicas do problema em estudo, sem prejuízo de em alguns casos se poderem generalizar. Deste modo e tendo presente os resultados obtidos da análise aprofundada do problema-base, os parâmetros que foram alvo de análise de sensibilidade foram:

- espaçamento entre colunas;
- espessura do aterro;
- rigidez do solo mole.

#### 4.4.3.1. Espaçamento entre Colunas

Na abordagem clássica ao comportamento das colunas de brita o coeficiente de substituição sempre foi o parâmetro fundamental na previsão quer do factor de redução de assentamentos, quer da capacidade de carga através da estimativa do factor de concentração de tensões. Ao variar o CS pode variar ou o espaçamento das colunas de brita ou o diâmetro com que são executadas ou ambos, parâmetros que na maior parte das situações constituem os critérios principais de dimensionamento, com importantes implicações ao nível do custo das obras. No caso presente, o coeficiente de substituição considerado no problema base foi de 0,20, que resultaria da adopção de uma malha quadrangular de colunas espaçadas de 1,7 m. Uma vez que a adopção deste espaçamento entre colunas resultou de uma simplificação será importante perceber a influência deste factor.

No estudo que agora se efectua foram considerados mais dois valores diferentes para o espaçamento entre colunas, 2,15 m e 2,6 m, que correspondem a valores de CS iguais a 0,12 e 0,08, respectivamente.

Na Figura 4.10 é possível observar a evolução dos assentamentos para cada um dos casos estudados, ao longo do processo de construção do aterro e na fase pós-construtiva. Analisou-se ainda o caso de inexistência de colunas de brita, que permite avaliar o factor de redução de assentamentos. Consta-se que, pela introdução do reforço com colunas de brita, há uma diminuição do valor do assentamento máximo de 28,1 mm para 20,3 mm, que corresponde a uma redução de cerca de 28%. O factor de redução de assentamentos, FRA, definido anteriormente como sendo a relação entre o assentamento do solo reforçado e não reforçado, será então 0,72.

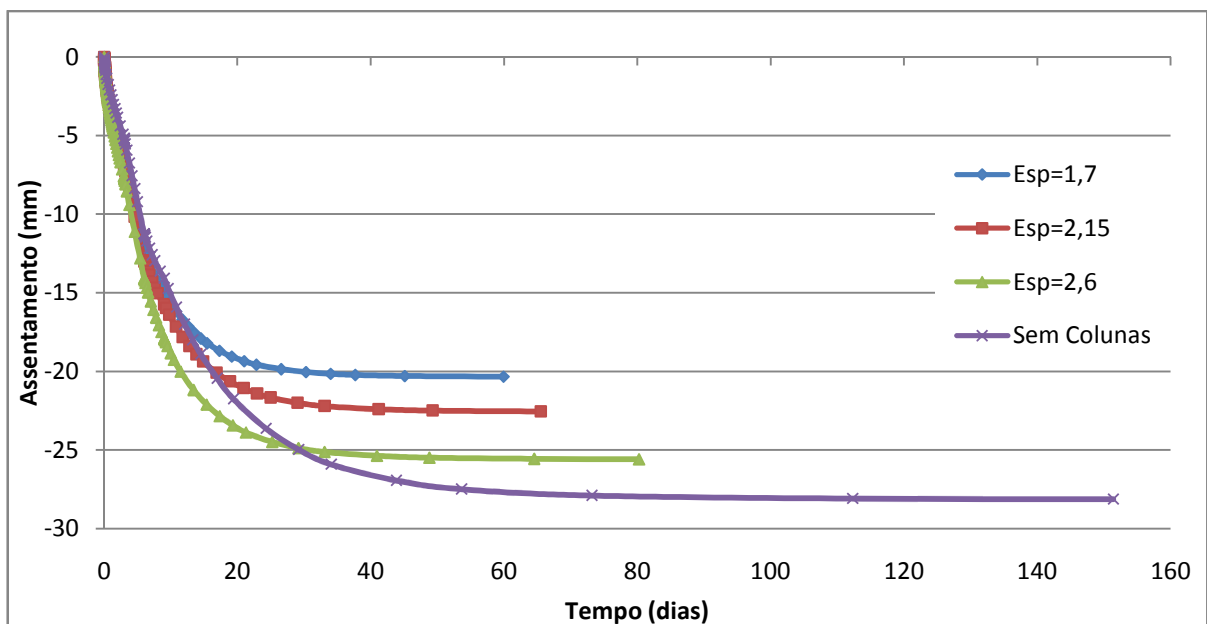


Figura 4.10 – Espaçamento entre colunas: variação dos assentamentos em função do tempo decorrido

Como seria de prever, o valor máximo dos assentamentos aumenta à medida que cresce a distância entre as colunas. Consequentemente, também o tempo para que se conclua o processo de consolidação é muito superior.

Apresentam-se na Tabela 6 os valores do espaçamento entre colunas considerados supondo uma distribuição quadrangular, valores do coeficiente de substituição, valores dos assentamentos calculados e respectivo tempo necessário para a consolidação.

Tabela 6 – Efeitos da variação do espaçamento entre colunas

	Máximo Assentamento (mm)	CS	T <sub>98</sub> (dias)
Esp. = 1,7 m	-20,3	0,20	60,0
Esp. = 2,15 m	-22,5	0,12	65,5
Esp. = 2,6 m	-25,6	0,08	80,2
Sem Colunas	-28,1	0,00	151,4

#### 4.4.3.2. Altura do Aterro

Para avaliar a influência da altura do aterro no processo de consolidação do solo reforçado foi colocada uma camada de aterro adicional com uma altura de aproximadamente 40 cm.

Na Figura 4.11 é possível ver a evolução dos assentamentos em função do tempo.

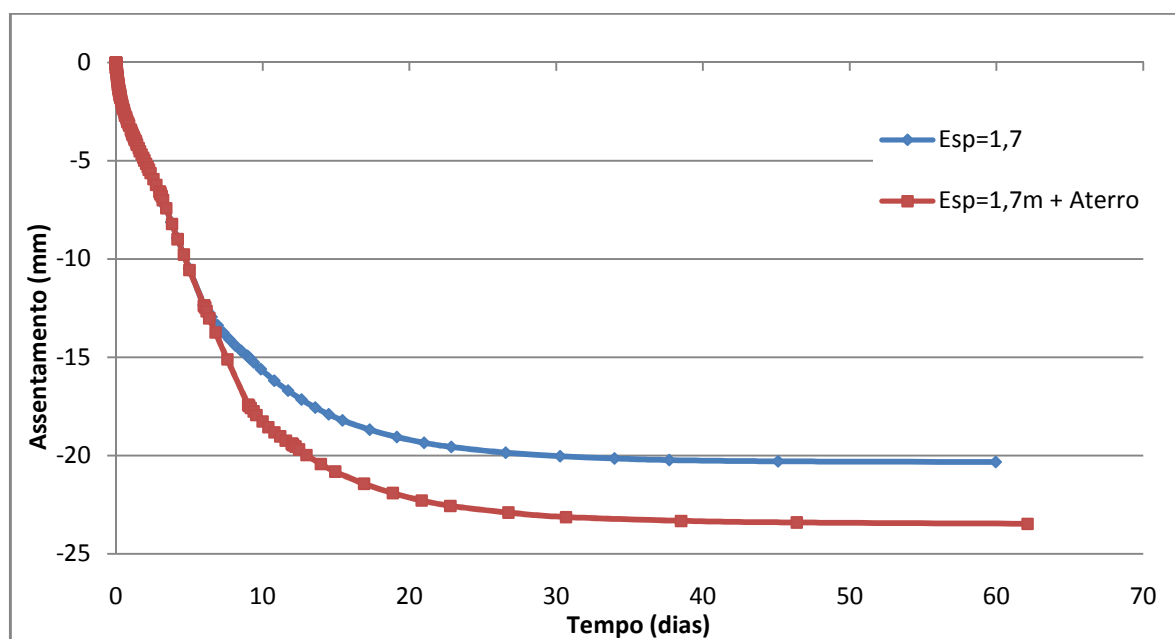


Figura 4.11 – Altura do aterro: variação dos assentamentos em função do tempo decorrido

Ao aumentar a altura do aterro são maiores os assentamentos verificados. No entanto, a diferença não é significativa, passando com a construção do aterro de 20,3 mm, no caso base, para 23,5 mm. Relativamente ao tempo de consolidação também não parece ser muito influenciado.

#### 4.4.3.3. Rigidez do Solo Mole

Nesta secção estudaram-se os efeitos da variação da rigidez do estrato mole que foi tratado com colunas de brita, dada pelo módulo de elasticidade,  $E$ . Uma vez que se trata de um parâmetro mecânico determinado através de correlações empíricas, é importante perceber a sua influência no comportamento dos solos.

Parte-se do problema-base descrito e analisado em 4.4, mantendo-se portanto o diâmetro da coluna, 0,85 m, e o mesmo espaçamento entre colunas,  $S = 1,7$  m. Todos os restantes parâmetros mecânicos, condições de fronteira, altura e faseamento construtivo do aterro são mantidos constantes, com excepção do módulo de elasticidade  $E$ .

Na Figura 4.12 é possível comparar a evolução dos assentamentos ao longo do tempo para os vários módulos de elasticidade considerados.

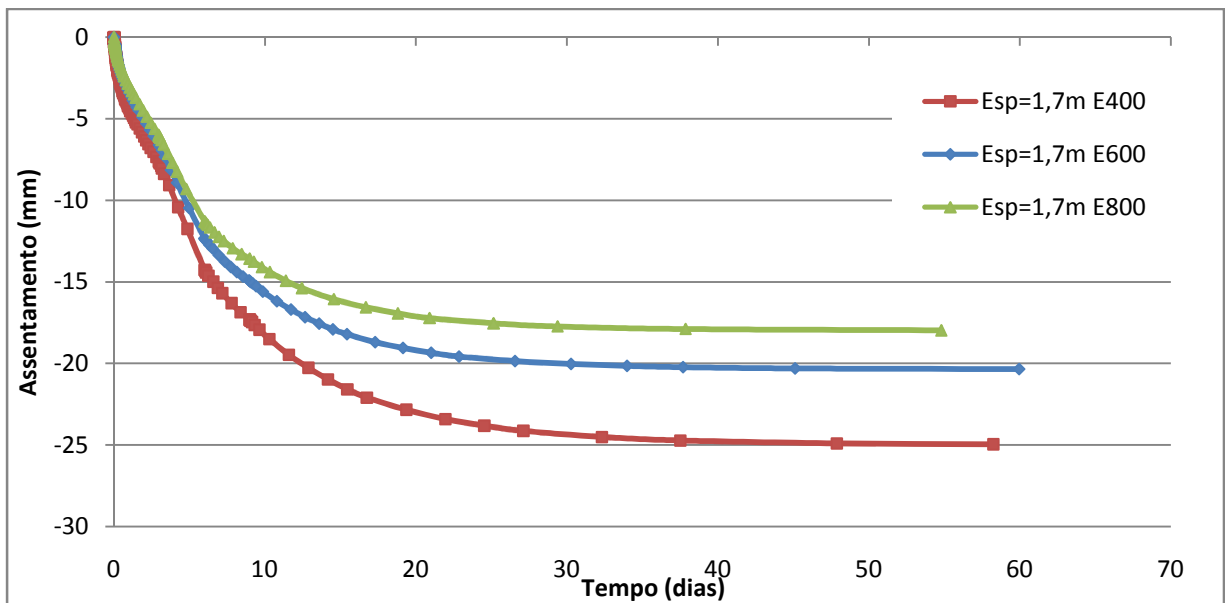


Figura 4.12 – Rigidez do solo mole: variação dos assentamentos em função do tempo decorrido

Na Tabela 7 resumem-se os cálculos efectuados, com indicação dos valores adoptados e obtidos.

A influência da rigidez da camada de solo mole na resposta do sistema não parece ser muito grande. No entanto, pode dizer-se que quanto mais rígida for a camada menores serão os assentamentos finais. A maior ou menor deformabilidade da camada de solo mole não parece influenciar a velocidade de processamento dos deslocamentos verticais.

Tabela 7 – Efeitos da variação da rigidez do solo mole

	Módulo de Elasticidade (kPa)	Máximo Assentamento (mm)	$T_{98}$ (dias)
Esp. = 1,7 m	$E_{400} = 4680$	-25,0	68,6
	$E_{600} = 7020$	-20,3	60,0
	$E_{800} = 9360$	-18,0	71,7



# 5

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A inclusão de colunas de brita num solo argiloso traduz-se em diversas melhorias de que se realçam a redução dos assentamentos, o aumento da velocidade com que estes se processam e um aumento de capacidade de carga. É um processo evolutivo no tempo devido ao facto da dissipação do excesso da pressão intersticial, gerada durante a aplicação das cargas (construção do aterro), ser um processo que implica a consolidação do solo compressível que envolve as colunas. A transferência de tensões para o material mais rígido - coluna de brita – e os equilíbrios que se geram entre os dois materiais diminuem o valor do assentamento final. O efeito de fronteira drenante que a presença de colunas de brita provoca diminui enormemente o tempo necessário para que o assentamento final estabilize, devido ao facto de, para características geométricas e mecânicas correntes, o escoamento radial ter um papel preponderante na aceleração da consolidação, visto que diminuem bastante as distâncias que as partículas de água têm que percorrer até serem expulsas.

Os resultados obtidos permitem afirmar que a aplicação do modelo numérico a um caso concreto, permitiu simular de forma simples e expedita, alguns aspectos do comportamento geotécnico do aterro reforçado, tendo em conta a sua geometria irregular. Não obstante, é de salientar que os valores obtidos da modelação efectuada devem ser interpretados com alguma prudência, dada a incerteza associada a diversos factores, dos quais se destacam os valores e a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, assumidos como valores médios, a partir de um intervalo de valores, e a incerteza relativa às características geométricas, de que se destaca o correcto diâmetro da coluna.

Ao finalizar este trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para uma melhor compreensão dos fenómenos associados à construção de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita, entende-se ser pertinente apontar algumas vias para prosseguimento de estudos.

Em termos de desenvolvimentos futuros dentro do âmbito deste tema, sugere-se:

- i) a monitorização completa de casos de obra que permita aferir a validade das modelações numéricas;
- ii) a realização de estudos com vista a avaliar o grau de alteração do estado de tensão inicial provocado pelo processo construtivo utilizado na realização das colunas;
- iii) a realização de estudos paramétricos versando outros parâmetros não objecto de estudo do presente trabalho, tais como a consideração de colunas flutuantes, anisotropia de permeabilidade, etc.;

- iv) a realização de análises numéricas bidimensionais e tridimensionais de forma a melhor simular o comportamento real de certas obras, tendo em conta as dimensões finitas do aterro em planta.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramento, M (2002). *Mini-curso e palestra sobre Solos reforçados com Geossintéticos*. ABMS, São Paulo.
- Almeida, M.S.S. (1996). *Novas Técnicas em Aterros sobre Solos Moles*. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Almeida, M.S.S. (1996). *Aterro sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho*. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Antunes, J.L., Barros, P.J. *Técnicas de melhoramento de solos na modernização da rede ferroviária nacional*. Keller – Portugal, Castanheira do Ribatejo, Portugal.
- Balaam, N.P., Poulos, H.G. (1983). *The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns*. C.R. 8th european conference on SMFE. 1983, Helsinki, Vol.1. pp. 199-204.
- Barron, R.A. (1948). *Consolidation of Fine-grained Soils by Drain wells*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Transactions, paper 2346, Vol 113, pp 718-754.
- Bedeschi, M.V.R. (2004). *Recalques em Aterro Instrumentado Construído sobre Depósito Muito Mole com Drenos Verticais na Barra de Tijuca, Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Biot, M.A. (1935). *Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous une charge*. *Annales de la Société Scientifique de Bruxelles*. Series B. pp. 110-113.
- Biot, M.A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics. Vol. 12. Nº2. pp. 155-164.
- Borba, A.M. (2007). *Análise de Desempenho de Aterro Experimental na Vila Panamericana*. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- BS8006 (1995). *Code of Practice for Strengthned / Reinforced Soils and Other Fills*. British Standards Institution, 162 p.
- Chang, M.F., Teh, C.I., Cao, L. (1999). *Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam Clay model*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 36, pp.876-890.

Correia, A.G. (2006). *Aspectos Geotécnicos para Verificação do Estado Limite de Utilização para Vias Férreas de Alta Velocidade*. Universidade do Minho.

Cristóvão, A.F., Machado, F., Barros, P.A. (1997). *Tratamento de lodos por vibrosubstituição (colunas de brita), variante da ponte de canelas, Linha do Norte, Aveiro*. Comunicação apresentada ao 6º Congresso Nacional de Geotecnia. 15 a 18 Setembro de 1997, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Cristóvão, A.F. *Tratamento de lodos por vibrosubstituição (colunas de brita) e drenos verticais na regularização da zona sul da frente Tejo-Expo'98*

Domingues, T.S.S., (2006). *Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia do Porto.

Ehrlich, M. (2001). *Método de Análise de Aterros Estaqueados Reforçados*. Não publicado.

Fernandes, M.M. (1995). *Sebenta da disciplina de Mecânica dos solos leccionada na FEUP*. (reimpressão de 2006).

Fortunato, E.M. (2005). *Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga*. Dissertação de Doutoramento, LNEC/FEUP.

Geocontrole (2008). *Alargamento e Consolidação da Plataforma da via e do Caminho Pedonal Ribeirinho. Estabilização do Talude Marginal na Linha do Norte entre Alhandra e Vila Franca de Xira. Prospecção Complementar\_2ª Fase Ensaios de CPTu e Vane Test*. Lisboa

Geocontrole (2008). *Ensaio de Penetração Estática com medição das pressões intersticiais, CPTU n°001*. CPTP Bobadela.

Geocontrole (2008). *Ensaio de Penetração Estática com medição das pressões Intersticiais. CPTU n°002*. CPTP Bobadela.

Geoplano (2008). *Ensaios de Laboratório – Análise Granulométrica, Limites de Consistência e Teor em Água*. Ref. Cliente VT7A1

Geoplano (2008). *Ensaios de Laboratório – Análise Granulométrica, Limites de Consistência e Teor em Água*. Ref. Cliente VT7A2

Geoplano (2008). *Ensaios de Laboratório – Análise Granulométrica, Limites de Consistência e Teor em Água*. Ref. Cliente VT7A3

Guetif, Z., Bouassida, M., Debats, J.M. (2007). *Improved soft clay characteristics due to stone column installation*. Science Direct, Computers and Geotechnics 34(2007) 104-111

Han, J., Ye, S. (2001). *Simplified Method for Consolidation Rate of Stone Column Reinforced Foundations*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, July 2001

Hansbo, S., Jamiolkowski, M., Lok, L. (1981). *Consolidation by Vertical Drains*, Geotéchnique, n° 1, pp 45-66.

Hewlett, W.J., Randolph, M.F. (1988). *Analysis of piled embankment*, Ground Engineering, v.21, n.3, pp.12-18.

Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russel, D. (1992). *Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground*. Géotechnique 42, No. 3, 499-511

Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal for society of Hungarian Architects and Engineers. Budapest, Hungary.

Jewell R.A. (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*. Ed Ciria, London, 332p.

Jewell R.A. et al. (2000). *Designing for Soil Reinforcement*. Terram Ltd.

Keller Group (2004). *Processos de vibração profunda de solos*. Catálogo 10-2 PT. Keller Grundbau GmbH.

Kempton, G. et al (1998). *Two and three dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments*. Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta-USA p.p. 25-29.

Koerner, R.M. (1994). *Design with Geosynthetics*. 3rd Edition, Practice Hall, New Jersey.

Lee, J.S., Pande, G.N. (1998). *Analysis of stone-column reinforced foundations*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 22, 1001-1020 (1998)

Low, B.K. (1989). *Stability analysis of embankments on soft ground*. J. Geotech Eng. Div., ASCE, 115(2), pp.211-217.

Massad, F. (2003). *Obras de terra: curso básico de geotecnia*. 1ª edição. São Paulo, Oficina de Textos.

Maynar, M.M. (2006). *Terraplenes y balasto en Alta Velocidad Ferroviária [Primera Parte]*. Revista de Obras Públicas, 3464.

Mello, L.G.R., Farias, M.M., Palmeira, E.M. (2006). *Estudo numérico e analítico de aterros estaqueados*. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, III Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, cd-rom, Curitiba, Agosto.

Moraes, C.M. (2002). *Aterros Reforçados Sobre Solos Moles – Análise Numérica e Analítica*. Tese de Mestrado Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Palmeira, E.M. (1993). *Curso de estabilização e reforço de solos: introdução à utilização de Geossintéticos*. UNB, Brasília, DF, 162 p.

Palmeira, E.M. (1999). *Aterros Reforçados com Geossintéticos Sobre Solos Moles*. In: Geossintéticos' 99, v.2, Rio de Janeiro, Brasil.

Pinto, S.L.D., Mateus da Silva, J.M.M. (2000). *Aterros sobre solos lodosos. Caracterização geotécnica. Caso prático da retenção marginal na zona da Expo'Urbe*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Portugal

Priebe, H. J. (1995). *The design of vibro replacement*. *Ground Engineering*. Vol. 28, nº 10.

Sandroni, S.S. (2006). *Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles*. Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, volume único, pp. 1-20, Curitiba.

Sales, I.A.S.L. (2002). *Estudos Numéricos e Analíticos de Aterros Estaqueados Reforçados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Saye, S. R. (2001). *Assessment of Soil Disturbance by the installation of Displacement Sand Drains and Prefabricated Vertical Drains*, Geotechnical Special publication , ASCE, nº 119.

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

Tan, S.A., Oo, K.K. (2005). *Stone column FEM modeling – 2D and 3D considerations illustrated by case history*. Proc., Int. Symp. on Tsunami Reconstruction with Geosynthetics, ACSIG, Bangkok, Thailand, 157-169.

*Associação Brasileira de Geossintéticos* (<http://www.igsbrasil.org.br/disse.htm>). 02/12/2007.

*Layfield* ([http://www.layfieldgroup.com/index\\_product2.cfm?ID=geo&divID=3&type=2](http://www.layfieldgroup.com/index_product2.cfm?ID=geo&divID=3&type=2)). 20/05/2008.

*RAIL.ONE* (<http://pfleiderer-track.com>) 10/07/2008

*Site Engenharia* (<http://www.sitengenharia.com.br/fundacaodreno.htm>). 15/12/2007.

*Todo Tren* (<http://www.todotren.com.ar/trenesturisticos/tecno16.htm>). 15/12/2007.

*US Army Corps of Engineering* (<http://www.usace.army.mil/publications/eng-tech-ltrs/etl1110-1-185/toc.htm>). 02/12/2007

*Vibroflotation Group* (<http://www.vibroflotation.com/>). 25/01/2008.