

Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Estudo do Comportamento Diferido no Tempo
de Túneis em Argilas Sobreconsolidadas

Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira

Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em
Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra no âmbito do protocolo de cooperação entre a FCTUC e o LNEC

Novembro de 2006

RESUMO

O trabalho de tese versa o tema do comportamento diferido no tempo de túneis em formações argilosas sobreconsolidadas, designadamente no que se refere aos deslocamentos induzidos no maciço envolvente e aos esforços mobilizados na estrutura de suporte. Tem o objectivo de contribuir para a compreensão dos mecanismos de funcionamento destas obras geotécnicas numa perspectiva de controlo de segurança a elas associado.

Em terrenos de natureza argilosa, na sequência do alívio de tensões e alteração do regime hidrológico resultantes das operações de construção de um túnel, além das deformações imediatas, resultantes da escavação, podem ocorrer deformações diferidas no tempo, quer durante as actividades de construção da obra, quer após a sua entrada em serviço, com eventuais danos associados. A ocorrência de deformações ao longo do tempo neste tipo de formações pode ter na sua base processos como a fluência, a consolidação e a expansão. Estas deformações podem ser especialmente pronunciadas, se em zonas extensas do terreno for alcançada a sua superfície de cedência, determinada pela história de tensões a que se encontrou submetido. Para efeitos de dimensionamento estrutural, estas deformações devem ser devidamente contabilizadas.

Neste contexto, descrevem-se inicialmente, as principais características do comportamento de túneis em terrenos brandos, efectuando-se uma descrição fenomenológica dos efeitos diferidos no tempo em geomateriais. É feita referência a registos de observação de obras onde ocorreram deformações ao longo do tempo. Referem-se as principais vias para a sua modelação numérica.

A viscoplasticidade ao permitir descrever o comportamento de materiais que possuem deformações irreversíveis dependentes do tempo afigura-se como uma via para abordar este tipo de comportamento. A aplicação de modelos constitutivos elasto-viscoplásticos e elastoplástico-viscoplásticos, baseados nos conceitos de cedência, de estados críticos, e de superfície envolvente no espaço de tensões, permitiu reproduzir o comportamento diferido no tempo obtido em ensaios de laboratório numa argila sobreconsolidada do Oligocénico de Lisboa. As actividades de caracterização laboratorial incluíram a realização de ensaios de fluência não drenados de corte triaxial e de corte torsional, em que amostras de cilindro oco foram submetidas a trajectórias de tensão de natureza tridimensional distintas das trajectórias triaxiais.

A aplicação em análises numéricas dos modelos referidos a problemas de valores na fronteira, tal como é o caso de túneis, permitiu revelar que, em determinadas situações, as deformações ao longo do tempo, são particularmente expressivas. A análise do comportamento observado de uma obra subterrânea recentemente concluída neste tipo de formação geológica, no âmbito do Plano de Expansão do Metropolitano de Lisboa, evidenciou um comportamento diferido no tempo, que os modelos propostos reproduziram satisfatoriamente.

ABSTRACT

The subject of this thesis is the analysis of time dependent behaviour of tunnels in stiff clayey soils, namely the surrounding ground deformation and the lining thrusts. A better knowledge of these structures to improve design and safety analysis is to be achieved.

In clayey ground, stress relief and hydraulic boundary changes resulting from tunnel construction, can produce deformations during and long after the excavation process. Deformations can occur during the tunnel's operational life and may damage its supporting structure and utilities. Phenomena like creep, consolidation and swelling can be the cause of such delayed deformational behaviour that can be pronounced if the ground yield surface is reached in a large extension.

Some characteristics of tunnel construction in soft ground are presented. A review of the various observed time dependent phenomena is carried out. Some recorded cases of tunnel deformation with time are described. Reference is made to different classes of constitutive models to capture time dependent behaviour of soils.

Viscoplasticity as describing irreversible time dependent deformations is one of the ways to reproduce such behaviour. The application of elasto-viscoplastic and elastoplastic-viscoplastic constitutive models, based on the concepts of yield, critical state and bounding surface in stress space, has simulated the time dependent behaviour of laboratory tests of an overconsolidated Lisbon clay of the Oligocene period. The laboratory tests include triaxial and torsional undrained shear creep tests. Hollow cylinder soil samples have been being submitted to three-dimensional stress paths.

The application of the referred constitutive models to boundary value problems such as tunnels by means of numerical analysis has shown that under certain conditions the time dependent deformations can assume an important expression. The recently observed behaviour of an underground structure of the Lisbon underground as revealed a delayed time process that the proposed models satisfactorily describe.

AGRADECIMENTOS

Começo por agradecer ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil na pessoa do seu Presidente, Investigador Carlos Matias Ramos, por todos os meios disponibilizados para a realização deste trabalho de Dissertação de Doutoramento.

Agradeço igualmente, ao anterior e actual Directores do Departamento de Geotecnia, Investigador José Delgado Rodrigues e Investigador Carlos Pina, a confiança em mim depositada e o apoio transmitido em diversas ocasiões.

Expresso a minha profunda gratidão ao Investigador Rui Correia, para além da orientação científica e revisão crítica do trabalho, a permanente disponibilidade, transmissão de conhecimentos e amizade demonstrados desde o início da minha carreira no LNEC.

Ao Professor Jorge Almeida e Sousa cumpre-me agradecer a co-orientação deste trabalho, os preciosos ensinamentos transmitidos, o interesse sempre demonstrado e as inúmeras e sempre frutuosas trocas de impressões tidas nos últimos anos.

Agradeço seguidamente ao Investigador João Maranha a sua enorme contribuição, a disponibilidade, as trocas de impressões e o interesse sempre manifestado pelos estudos desenvolvidos que em inúmeras ocasiões me fizeram beneficiar dos seus conhecimentos e da sua grande experiência no domínio dos métodos numéricos.

Ao Investigador João Bilé Serra agradeço a sua insubstituível colaboração nas actividades de experimentação laboratorial desenvolvidas no âmbito deste trabalho, cuja realização não teria sido possível sem a sua experiência neste domínio, juntamente com o interesse, o empenho e a capacidade sempre demonstrados.

À Investigadora Laura Caldeira agradeço a receptividade e as condições inexcelíveis colocadas à minha disposição no Núcleo de Barragens e Obras de Aterro durante a realização deste trabalho, bem como pelos conselhos, sugestões e interesse sempre demonstrados.

Apresento também os meus agradecimentos ao Investigador António Gomes Coelho pela confiança, amizade e alento transmitidos em muitas ocasiões.

Ao Investigador Francisco Salgado agradeço o apoio e o incentivo demonstrados no decurso da execução deste trabalho.

Ao Professor Agostinho Benta da Universidade de Aveiro e à Investigadora Marília Oliveira do Núcleo de Geologia de Engenharia, cumpre-me agradecer a colaboração prestada.

Dirijo igualmente os meus agradecimentos à Engenheira Mariana de Carvalho, do Núcleo de Fundações Taludes e Obras de Suporte, e ao do Engenheiro Jorge Correia, da Geocontrolo, o apoio concedido para a obtenção de amostras.

Expresso também a minha gratidão aos Técnicos Jorge Veiga e Fernando Rodrigues do Núcleo de Barragens e Obras de Aterro, o apoio e permanente envolvimento demonstrados no decorrer de toda a actividade experimental.

Agradeço igualmente ao Técnico Raul Póvoa a disponibilidade e a competência demonstradas na execução das amostras para os ensaios de corte torsional.

Ao Técnico Joaquim Remédios agradeço o empenho e a paciência colocados na execução de desenhos.

Ao Técnico Paulo Pires e às oficinas de mecânica do Centro de Instrumentação Científica agradeço a colaboração prestada em diversas ocasiões.

Os meus agradecimentos dirigem-se por último ao Metropolitano de Lisboa pela autorização concedida para a divulgação dos resultados obtidos no decorrer das actividades de observação do caso de obra estudado neste trabalho.

SIMBOLOGIA

Não obstante os símbolos utilizados serem definidos à medida que vão aparecendo no texto, apresenta-se uma listagem dos mais importantes.

a	- Raio da secção transversal de um túnel circular
a_p	- Raio da zona com comportamento plástico
a_s	- Raio da zona com comportamento expansivo
A_t	- Actividade de Skempton
A_v	- Área da secção transversal exterior do veio do aparelho de corte torsional
b	- Parâmetro da tensão principal intermédia - Variável do modelo de superfície envolvente
B	- Parâmetro de pressões neutras de Skempton
c	- Coesão - Parâmetro de endurecimento - Parâmetro do modelo de superfície envolvente
cp	- Contrapressão
c_u	- Resistência não drenada
c_v	- Coeficiente de consolidação
C	- Altura de recobrimento - Parâmetro do modelo de superfície envolvente
C_c	- Índice de compressibilidade
C_r	- Índice de recompressibilidade
C_s	- Coeficiente de expansão
C_α	- Coeficiente de compressão secundária
$C_{\alpha e}$	- Coeficiente de compressão secundária em relação a e
$C_{\alpha \varepsilon}$	- Coeficiente de compressão secundária em relação a ε
D	- Diâmetro de um túnel
e	- Índice de vazios
e_i	- Índice de vazios inicial
e_t	- Espessura do suporte
e_0	- Índice de vazios inicial
$\dot{e}$	- Taxa do índice de vazios
$\dot{e}^e$	- Componente elástica da taxa do índice de vazios
$\dot{e}^i$	- Componente irreversível da taxa do índice de vazios
$\dot{e}^p$	- Componente plástica da taxa do índice de vazios
$\dot{e}^v$	- Componente viscosa da taxa do índice de vazios
E	- Módulo de deformabilidade - Módulo de elasticidade (módulo de Young)
E_d	- Módulo de compressibilidade edométrico
E_{ini}	- Módulo de deformabilidade inicial
E_{fin}	- Módulo de deformabilidade final
E_M	- Módulo de deformabilidade obtido no pressiómetro de Ménard

f	- Função de cedência
f_d	- Superfície de cedência estática
f_m	- Lei de convergência do maciço
f_s	- Lei de convergência do suporte
	- Superfície de cedência dinâmica
$\dot{f}$	- Taxa da função de cedência
F	- Força
	- Função de cedência
FC	- Factor de carga
F_z	- Força vertical
$\dot{F}$	- Taxa da função de cedência
g	- Função de potencial plástico
	- Função de cedência
g_i	- Vector aceleração
G	- Módulo de distorção
Gap	- <i>Gap parameter</i> (parâmetro de folga)
G_p	- Diferença entre o diâmetro teórico da escavação e o diâmetro externo do suporte
G_s	- Densidade das partículas sólidas
$G_{z\theta}$	- Módulo de distorção num plano tangente à amostra de cilindro oco
h	- Constante de Planck
	- Parâmetro de endurecimento
h_c	- Parâmetro de endurecimento em condições de compressão triaxial
h_e	- Parâmetro de endurecimento em condições de extensão triaxial
h_0	- Parâmetro de endurecimento na vizinhança do eixo dos I
H	- Função escalar de endurecimento
H_w	- Altura de água
i_x	- Distância do ponto de inflexão da curva de Gauss ao eixo de simetria do túnel
I	- Invariante de tensão
I_c	- Índice de consistência
	- Centro de projecção isotrópico
I_L	- Parâmetro do modelo de superfície envolvente que representa o valor limite de I_0
I_p	- Índice de plasticidade
I_r	- Índice de retracção
I_0	- Intersecção da superfície envolvente com o eixo dos I
$\bar{I}$	- Projecção do invariante de tensão na superfície envolvente
$\dot{I}$	- Taxa do invariante de tensão
J	- Primeiro invariante deviatórico
J_2	- Segundo invariante deviatórico
J_3	- Terceiro invariante deviatórico
$\bar{J}$	- Projecção do primeiro invariante deviatórico na superfície envolvente
k	- Constante de Boltzman
	- Coeficiente de permeabilidade
	- Parâmetro de definição da forma da superfície de cedência no plano deviatórico

k_s	- Expansão livre
K	- Parâmetro da largura da bacia de subsidência - Módulo de rigidez volumétrico
K_{cr}	- Coeficiente de impulso em repouso crítico
K_p	- Coeficiente de impulso passivo - Módulo plástico
K_s	- Módulo de rigidez volumétrico das partículas sólidas
K_0	- Coeficiente de impulso em repouso
K'	- Módulo de rigidez volumétrico em termos de tensões efectivas
$\bar{K}_p$	- Projectção do módulo plástico na superfície envolvente
L	- Parâmetro de alteração da forma da superfície de cedência na zona super-crítica
m_v	- Coeficiente de compressibilidade volumétrica
M	- Constante de deslocamento radial - Inclinação da linha de estados críticos
M_c	- Inclinação da linha de estados críticos em condições de compressão triaxial
n	- Parâmetro do modelo de superfície envolvente relacionado com a função de <i>overstress</i>
N	- Número de estabilidade - Parâmetro do modelo de superfície envolvente relacionado com o parâmetro M do modelo <i>Cam-clay</i>
N_c	- Número de estabilidade no colapso - Valor de N em condições de compressão triaxial
N_e	- Valor de N em condições de extensão triaxial
OCR	- Grau de sobreconsolidação
p	- Tensão normal média ou octaédrica em termos de tensões totais
p_a	- Pressão atmosférica
p_c	- Tensão média de pré-consolidação
p_{cr}	- Tensão média no estado crítico
p_{c0}	- Tensão média de pré-consolidação inicial
p_e	- Pressão exterior
p_i	- Pressão interior
p_{max}	- Tensão média máxima
p_s	- Tensão média de expansão
p_0	- Tensão média inicial - Pressão de referência
p'	- Tensão normal média ou octaédrica em termos de tensões efectivas
$\bar{p}$	- Valor de p na elipse modificada na zona super-crítica
$\dot{p}_c$	- Taxa da tensão de pré-consolidação
P	- Comprimento não revestido
q	- Tensão distorcional
q_{cr}	- Tensão distorcional no estado crítico
q_{max}	- Tensão distorcional máxima
q_0	- Resistência de pico para taxa de deformação quase nula
$\bar{q}$	- Nível de tensão distorcional (q/q_{max})

	- Valor de q na elipse modificada na zona super-crítica
Q'_0	- Campo de tensão isotrópico
r_e	- Raio exterior do provete oco
r_i	- Raio interior do provete oco
R	- Constante universal do gás
	- Parâmetro do modelo de superfície envolvente
s	- Sucção
	- $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
	- Dimensão do núcleo elástico
s_p	- Dimensão do núcleo elástico
s_v	- Dimensão do núcleo viscoso
s'	- $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
S	- Grau de saturação
S'_0	- Campo de tensão distorcional
t	- Tempo
	- $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
t_i	- Tempo de referência
T	- Temperatura absoluta em graus Kelvin
	- Momento torsor
u	- Deslocamento
	- Pressão intersticial
u_a	- Pressão no ar
u_d	- Deslocamento antes da colocação do suporte
u_f	- Deslocamento final
u_r	- Deslocamento radial
u_0	- Pressão intersticial inicial
u_{3D}	- Deformações devidas a movimentos tridimensionais adiante da frente de escavação
u_i^*	- Vector velocidade nodal
u_r^s	- Deslocamento radial devido à expansão
u_r^p	- Deslocamento radial devido ao comportamento plástico
$\dot{u}$	- Velocidade
$\ddot{u}$	- Aceleração
V	- Volume
V_a	- Volume da bacia de subsidência
V_e	- Volume exterior
V_i	- Volume interior
V_p	- Velocidade de propagação das ondas sísmicas de compressão
V_s	- Velocidade de propagação das ondas sísmicas de corte
	- Volume das partículas sólidas
w	- Teor em água
w_l	- Limite de liquidez
w_p	- Limite de plasticidade
w_r	- Limite de retracção

W^{vp}	- Trabalho viscoplástico
z	- Função do parâmetro de endurecimento
α	- Ângulo entre a tensão principal máxima e a vertical
β	- Factor de redução de rigidez do núcleo
	- Função do tempo
β_s	- Parâmetro de anisotropia de expansão
δ	- Distância entre o estado de tensão corrente e o estado de tensão no ponto imagem
δ_{af}	- Deslocamento axial na rotura
δ_f	- Deslocamento final
δ_h	- Deslocamento horizontal
δ_v	- Deslocamento vertical
$\delta_{v\max}$	- Deslocamento vertical máximo
$\hat{\delta}$	- <i>Overstress</i> normalizado
Δ	- Incremento finito
ε	- Extensão
ε_a	- Deformação axial
ε_h	- Extensão horizontal
ε_q	- Deformação distorcional
ε_r	- Deformação radial
$\varepsilon_{r\max}$	- Deformação radial máxima
ε_s	- Deformação de expansão
ε_v	- Extensão vertical
ε_{vol}	- Extensão volumétrica
$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$	- Componentes da extensão num referencial cartesiano
ε_z	- Extensão vertical
ε_θ	- Extensão circunferencial
ε^e	- Deformação elástica
ε^{vp}	- Deformação viscoplástica
ε_v^e	- Deformação volumétrica elástica
ε_v^p	- Deformação volumétrica plástica
ε_0^{vp}	- Deformação viscoplástica inicial
$\varepsilon_r^H, \varepsilon_r^M, \varepsilon_r^N, \varepsilon_r^K$	- Deformação radial nos modelos de Hooke, Maxwell, Newton e Kelvin
$\dot{\varepsilon}$	- Taxa de deformação
$\dot{\varepsilon}_a$	- Taxa de deformação axial
$\dot{\varepsilon}_{af}$	- Taxa de deformação axial na rotura
$\dot{\varepsilon}_q$	- Taxa de deformação distorcional
	- Taxa de deformação volumétrica
$\dot{\varepsilon}_v$	- Taxa de deformação vertical
$\dot{\varepsilon}^e$	- Taxa de deformação elástica
$\dot{\varepsilon}^{vp}$	- Taxa de deformação viscoplástica
$\dot{\varepsilon}_r^K$	- Taxa de deformação radial no modelo de Kevin
$\dot{\varepsilon}_v^i$	- Taxa de deformação volumétrica irreversível

$\dot{\epsilon}_V^D$	- Taxa de deformação volumétrica plástica
$\dot{\epsilon}_V^V$	- Taxa de deformação volumétrica viscosa
$\dot{\epsilon}_V^D$	- Taxa de deformação volumétrica plástica
$\dot{\epsilon}_V^{vp}$	- Taxa de deformação volumétrica viscoplástica
ϕ	- Ângulo de atrito
ϕ'	- Ângulo de atrito em termos de tensões efectivas
Φ	- Função de <i>overstress</i>
Φ_a, Φ_n	- Função de <i>overstress</i> para as variáveis internas e o centro de projecção
γ	- Peso volúmico
	- Multiplicador plástico
γ_d	- Peso volúmico seco
γ_{hv}	- Distorção no plano da secção transversal do túnel
γ_w	- Peso volúmico da água
$\gamma_{z\theta}$	- Distorção num plano tangente à amostra de cilindro oco
η	- Coeficiente de viscosidade
ϕ	- Ângulo entre a taxa de tensão e a normal à superfície de cedência numa condição de carregamento arbitrária
κ	- Índice de recompressão ou expansão nos modelos de estados críticos
	- Parâmetro de fluência
	- Função de endurecimento
λ	- Coeficiente de desconfinamento
	- Índice de compressibilidade isotrópica virgem dos modelos de estados críticos
λ_d	- Coeficiente de desconfinamento antes da colocação do suporte
λ_f	- Coeficiente de desconfinamento final
λ_p	- Coeficiente de desconfinamento para comportamento plástico
λ_s	- Coeficiente de desconfinamento para comportamento expansivo
μ	- Parâmetro de achatamento da forma da superfície de cedência na zona super-crítica
Λ	- Multiplicador plástico
ν	- Coeficiente de Poisson
θ	- Ângulo entre a taxa de tensão e a normal à superfície de cedência
	- Rotação de torção
ρ	- Massa volúmica
σ	- Tensão normal
σ_0	- Tensão normal inicial
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	- Tensões principais
σ_c	- Tensão de cedência
	- Tensão de consolidação
σ_h	- Tensão horizontal
σ_p	- Resistência de pico
σ_t	- Resistência à tracção
σ_r	- Tensão radial
	- Resistência residual
σ_s	- Sobrecarga à superfície

	- Tensão de expansão
σ_v	- Tensão vertical
σ_{vf}	- Tensão vertical final
σ_{v0}	- Tensão vertical inicial
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	- Componentes normais da tensão num sistema de coordenadas cartesianas
$\sigma_{z\theta}$	- Tensão normal num plano tangente à amostra de cilindro oco
σ_T	- Pressão de suporte na frente de escavação
σ_θ	- Tensão circunferencial
σ'_c	- Tensão efectiva de consolidação
	- Tensão normal à estratificação
σ'_p	- Tensão efectiva de pré-consolidação
σ'_r	- Tensão efectiva radial
σ'_{r0}	- Tensão efectiva radial inicial
σ'_v	- Tensão efectiva vertical
σ'_{vc}	- Tensão efectiva vertical de consolidação
σ'_{v0}	- Tensão efectiva vertical inicial
$\tau_{z\theta}$	- Tensão de corte num plano tangente à amostra de cilindro oco
v	- Volume específico
v_k	- Volume específico recuperável
v_λ	- Volume específico na pressão de referência
v_0	- Volume específico inicial
v^e	- Volume específico elástico
v^p	- Volume específico plástico
θ	- Ângulo de Lode
	- Ângulo entre a taxa de tensão e a normal à superfície de cedência numa condição de carregamento neutro
$\bar{\theta}$	- Projecção do ângulo de Lode na superfície envolvente
ω	- Deformações devidas a problemas de alinhamento e do remeximento do solo adjacente à abertura
a_{ij}	- Centro de projecção
$\dot{a}_{ij}$	- Taxa de variação da posição do centro de projecção
$\dot{a}_{ij}^p$	- Componente plástica da taxa de variação da posição do centro de projecção
$\dot{a}_{ij}^v$	- Componente viscosa da taxa de variação da posição do centro de projecção
C_{ijkl}	- Tensor da flexibilidade elástica
D_{ijkl}	- Tensor elástico
e_{ij}	- Parte deviatórica do tensor das deformações
e_{ij}^e	- Parte deviatórica elástica do tensor das deformações
q_n	- Tensor das variáveis internas inelásticas
$\dot{q}_n$	- Tensor da taxa das variáveis internas inelásticas
$\dot{q}_n^p$	- Componentes plásticas do tensor da taxa das variáveis internas inelásticas
$\dot{q}_n^v$	- Componentes viscosas do tensor da taxa das variáveis internas inelásticas
r_{ij}^p	- Componentes plásticas das funções de estado relacionadas com o centro de projecção

r_{ij}^v	- Componentes viscosas das funções de estado relacionadas com o centro de projecção
r_n^p	- Componentes plásticas das funções de estado relacionadas com as variáveis internas
r_n^v	- Componentes viscosas das funções de estado relacionadas com as variáveis internas
R_{ij}^p	- Componentes plásticas das funções de estado relacionadas com a deformação
R_{ij}^v	- Componentes viscosas das funções de estado relacionadas com a deformação
S_{ij}	- Parte deviatórica do tensor das tensões
$\bar{S}_{ij}$	- Projecção da parte deviatórica do tensor das tensões na superfície envolvente
δ_{ij}	- Símbolo de Kronecker
δe_{ij}^p	- Tensor dos incrementos de deformação plástica
ϵ_{ij}	- Tensor das deformações
ϵ_{ij}^e	- Tensor das deformações elásticas
ϵ_{ij}^p	- Tensor das deformações plásticas
ϵ_{ij}^{vp}	- Tensor das deformações viscoplásticas
$\dot{\epsilon}_{ij}$	- Tensor das taxas de deformação
$\dot{\epsilon}_{ij}^e$	- Tensor das taxas de deformação elásticas
$\dot{\epsilon}_{ij}^i$	- Tensor das taxas de deformação irreversíveis
$\dot{\epsilon}_{ij}^{dp}$	- Componentes deviatóricas do tensor das taxas de deformação plásticas
$\dot{\epsilon}_{ij}^{lp}$	- Componentes isotrópicas do tensor das taxas de deformação plásticas
$\dot{\epsilon}_{ij}^p$	- Componentes plásticas do tensor das taxas de deformação
$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$	- Componentes viscoplásticas do tensor das taxas de deformação
σ_{ij}	- Tensor das tensões
$\bar{\sigma}_{ij}$	- Projecção do tensor das tensões na superfície envolvente
σ'_{ij}	- Tensor das tensões efectivas
$\dot{\sigma}_{ij}$	- Tensor das taxas de tensão
$\hat{\sigma}_{ij}$	- Projecção do estado de tensão na fronteira do núcleo viscoso
$\dot{\sigma}'_{ij}$	- Tensor das taxas de tensão efectiva
$\dot{\bar{\sigma}}_{ij}$	- Taxa da projecção do tensor das tensões na superfície envolvente

INDICE

Capítulo 1 Introdução	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Âmbito do trabalho	3
1.3 Estruturação da dissertação	5
Capítulo 2 Comportamento de túneis em terrenos brandos.....	7
2.1 Introdução.....	7
2.2 Generalidades relativas ao comportamento de túneis em terrenos brandos.....	7
2.3 Evolução do estado de tensão no maciço em redor de um túnel	10
2.4 Evolução do estado de deformação no maciço em redor de um túnel	15
2.5 Desempenho estrutural e principais requisitos de projecto	18
2.5.1 Estabilidade da frente de escavação	19
2.5.2 Cargas no suporte de túneis	24
2.5.3 Movimentos induzidos no terreno	28
Capítulo 3 Fundamentos do comportamento diferido no tempo de geomateriais. O caso dos túneis.....	31
3.1 Introdução.....	31
3.2 Consolidação	33
3.2.1 Aspectos fenomenológicos da consolidação em torno de túneis	33
3.2.2 Efeitos da consolidação no comportamento de túneis	36
3.3 Expansão.....	38
3.3.1 Aspectos fenomenológicos da expansão. Expansão a diferentes escalas	38
3.3.1.1 Expansão à escala microscópica	39
3.3.1.2 Escala intermédia	40
3.3.1.3 Escala macroscópica.....	41
3.3.2 Métodos de caracterização da expansão. Estudo da expansão em laboratório	41
3.3.2.1 Métodos indirectos	41
3.3.2.2 Ensaio de expansão	43
3.4 Efeitos viscosos.....	46
3.4.1 Aspectos fenomenológicos. Principais efeitos viscosos.....	46
3.4.2 Descrição básica dos efeitos do tempo.....	47
3.4.3 Influência dos efeitos viscosos na compressão unidimensional. Observações de ensaios edométricos.....	49
3.4.4 Influência dos efeitos viscosos no domínio normalmente consolidado e no domínio sobreconsolidado. Observações de ensaios triaxiais.....	52
3.4.4.1 Efeitos viscosos na curva de estado limite. O conceito de superfície de cedência estática ou não viscosa	52
3.4.4.2 Efeitos viscosos nos domínios normalmente consolidado e sobreconsolidado.....	54
3.4.5 Influência dos efeitos viscosos no domínio das muito pequenas deformações	55
3.4.6 Efeitos viscosos em argilas e areias	56
3.5 Movimentos diferidos no tempo em torno de túneis. Evidências de campo	57
3.5.1 Referência a casos históricos	57
3.5.2 Discussão e conclusões.....	63
Capítulo 4 Modelação de efeitos diferidos no tempo em geomateriais. Aplicações ao cálculo de túneis	65
4.1 Introdução.....	65

4.2 Modelos hidromecânicos	67
4.2.1 Consolidação e poroelasticidade	67
4.2.2 Análise por modos	67
4.3 Modelos empíricos (aproximações fenomenológicas)	70
4.3.1 Modelos baseados numa lei de expansibilidade	70
4.3.2 Modelos baseados numa lei de fluência	74
4.3.3 Leis de ajuste de curvas	79
4.4 Modelos reológicos elementares	81
4.4.1 Introdução	81
4.4.2 Modelos viscoelásticos	82
4.4.3 Modelos viscoplásticos	87
4.5 Modelos generalizados tensão-deformação-tempo	90
4.5.1 Introdução	90
4.5.2 Modelos de tipo <i>overstress</i>	90
4.5.2.1 Teoria <i>overstress</i>	90
4.5.2.2 Vantagens e consequências dos modelos de tipo <i>overstress</i>	93
4.5.3 Modelos baseados na teoria das superfícies de fluxo não estacionárias	95
4.5.3.1 Teoria das superfícies de fluxo não estacionárias	95
4.5.3.2 Consequências dos modelos baseados na teoria das superfícies de fluxo não estacionárias	98
4.5.4 Modelos elastoplásticos-viscoplásticos	99
Capítulo 5 Caracterização laboratorial de um terreno argiloso sobreconsolidado	101
5.1 Introdução	101
5.2 Condições locais. <i>A Formação de Benfica</i>	102
5.3 Descrição do terreno ensaiado	103
5.3.1 Introdução	103
5.3.2 Mineralogia	105
5.3.3 Propriedades índice. Granulometrias	106
5.3.4 Ensaios de prospecção geofísica	108
5.4 Descrição dos equipamentos de ensaio	110
5.4.1 Sistema edométrico do LNEC	110
5.4.2 Sistema de corte triaxial	111
5.4.2.1 Descrição do equipamento de ensaio	111
5.4.2.2 O sistema de medições locais	113
5.4.3 O Aparelho corte torsional	114
5.4.3.1 Introdução	114
5.4.3.2 Principais unidades do equipamento de corte torsional do LNEC	116
5.5 Ensaios edométricos	118
5.5.1 Ensaios de consolidação	118
5.5.2 Ensaios de expansão	122
5.6 Ensaios não drenados de corte triaxial convencionais e de fluência	124
5.6.1 Preparação das amostras e procedimentos de ensaio	124
5.6.2 Determinações da permeabilidade nas fases de saturação e consolidação	127
5.6.3 Apresentação de resultados dos ensaios de corte triaxial convencionais	131
5.6.3.1 Ensaios triaxiais convencionais	132

5.6.3.2 Ensaio triaxiais convencionais com medições locais de deformação	135
5.6.4 Análise dos resultados dos ensaios de corte triaxiais convencionais	136
5.6.5 Selecção das trajectórias de tensão e procedimentos de ensaio nos ensaios triaxiais de fluência	138
5.6.6 Apresentação de resultados dos ensaios de corte triaxial de fluência	138
5.6.6.1 Ensaio triaxiais de fluência	138
5.6.6.2 Ensaio triaxiais de fluência com medições locais de deformação	142
5.6.7 Análise dos resultados de corte triaxial de fluência.....	143
5.7 Ensaio não drenados de corte torsional.....	145
5.7.1 Selecção das trajectórias de tensão	145
5.7.2 Preparação das amostras	148
5.7.3 Procedimentos de ensaio e apresentação dos resultados dos ensaios de corte torsional	149
5.7.4 Análise dos resultados dos ensaios de corte torsional.....	153
5.8 Apreciação global dos resultados.....	155
Capítulo 6 Formulação de dois modelos constitutivos viscoplásticos (elasto-viscoplástico e elastoplástico-viscoplástico) baseados no conceito de <i>overstress</i> . Simulação numérica dos ensaios.....	157
6.1 Introdução.....	157
6.2 O método das diferenças finitas	157
6.3 Extensão de um modelo de estados críticos para a viscoplasticidade. Formulação do modelo.....	160
6.3.1 Filosofia do modelo	160
6.3.2 Formulação do modelo de estados críticos para o comportamento independente do tempo	161
6.3.3 Modificação da elipse do modelo <i>Cam-clay</i> modificado para a zona super-crítica	166
6.3.4 Extensão do modelo de estados críticos para a viscoplasticidade: formulação	170
6.3.5 Determinação dos parâmetros do modelo	172
6.4 Implementação e verificação do modelo de estados críticos.....	174
6.4.1 Verificação para um carregamento edométrico.....	174
6.4.2 Verificação para um carregamento triaxial.....	176
6.4.3 Verificação da estabilidade da solução	180
6.5 O modelo elastoplástico-viscoplástico de tipo superfície envolvente no espaço de tensões de Kaliakin e Dafalias	181
6.5.1 O conceito de superfície envolvente	181
6.5.2 Formulação geral elastoplástica-viscoplástica	183
6.5.3 Formulação para solos coesivos isotrópicos. Equações básicas para a isotropia	185
6.6 Implementação do modelo para condições isotrópicas	187
6.6.1 Formulação	187
6.6.2 Resposta em condições não drenadas	192
6.6.3 Verificação da implementação do modelo elastoplástico-viscoplástico	194
6.6.3.1 Comportamento independente do tempo	194
6.6.3.2 Comportamento dependente do tempo	195
6.6.3.3 Análise da convergência da solução	197
6.7 Simulação numérica dos ensaios de laboratório	198
6.7.1 Introdução	198
6.7.2 Simulação com recurso ao modelo elasto-viscoplástico	199
6.7.2.1 Introdução.....	199
6.7.2.2 Simulação com recurso ao modelo sem correcção da elipse na zona super-crítica	199
6.7.2.3 Simulação com recurso ao modelo com correcção da elipse na zona super-crítica	201

6.7.3 Simulação com recurso ao modelo elastoplástico-viscoplástico	203
6.7.3.1 Introdução.....	203
6.7.3.2 Simulação para comportamento independente do tempo	204
6.7.3.3 Simulação para comportamento dependente do tempo	206
Capítulo 7 Análise do comportamento observado de um túnel do Metropolitano de Lisboa	211
7.1 Introdução.....	211
7.2 Descrição da obra	211
7.2.1 Características gerais	211
7.2.2 Condições geológicas e perfil geotécnico	213
7.2.3 Processo construtivo	216
7.2.4 Observação da obra.....	218
7.2.4.1 Principais resultados da observação	218
7.2.4.2 Análise dos resultados da observação	221
7.3 Análises numéricas tridimensionais.....	226
7.3.1 Introdução	226
7.3.2 Simulação do processo construtivo.....	227
7.3.3 Análise do efeito das enfilagens de pré-reforço	228
7.3.4 Comparação entre os comportamentos observado e calculado. Análises lineares elásticas perfeitamente plásticas	230
7.3.5 Estimativa do coeficiente de desconfinamento	232
7.4 Estudo do comportamento diferido no tempo. Análises em estado plano de deformação	233
7.4.1 Introdução	233
7.4.2 Análise do comportamento por via do modelo constitutivo elasto-viscoplástico	235
7.4.2.1 Análises sem correcção da forma da superfície na zona super-crítica. Influência do recobrimento, do coeficiente de viscosidade, da tensão de pré-consolidação e da velocidade de construção	236
7.4.2.2 Análises com correcção da forma da superfície na zona super-crítica. Influência do recobrimento, do coeficiente de viscosidade e do coeficiente de impulso em repouso.....	242
7.4.2.3 Análises hidromecânicas. Efeito simultâneo da fluência e da consolidação	246
7.4.2.4 Comparação com os resultados da observação.....	247
7.4.3 Análise do comportamento por via do modelo constitutivo elastoplástico-viscoplástico	249
7.4.3.1 Estabelecimento do estado de tensão inicial. Influência da dimensão do núcleo viscoso.....	249
7.4.3.2 Influência da forma da função de cedência no plano deviatórico	252
Capítulo 8 Considerações finais e perspectivas de trabalhos futuros	257
Referências Bibliográficas	263
Anexo I	279

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação (Eisenstein <i>et al.</i> , 1984)	8
Figura 2.2 - Interação maciço-suporte: a) distribuição das tensões e dos deslocamentos verticais ao longo da linha longitudinal situada no tecto do túnel; b) correspondente curva de reacção maciço-suporte (Eisenstein <i>et al.</i> , 1984)	8
Figura 2.3 - Vectores deslocamento num plano longitudinal contendo o eixo do túnel (Ranken e Ghaboussi, 1975)	9
Figura 2.4 - Estados de tensão e deformação no maciço com o avanço da frente (Almeida e Sousa, 1998)	10
Figura 2.5 - Escavação de um túnel	11
Figura 2.6 - Malha utilizada nas análises tridimensionais	11
Figura 2.7 - Relações $s-t$ no decurso da escavação para três valores de K_0 (tecto/soleira)	12
Figura 2.8 - Relações $p-q/2$ no decurso da escavação para três valores de K_0 (tecto/soleira)	12
Figura 2.9 - Relações $s-t$ no decurso da escavação para três valores de K_0 (hasteais)	13
Figura 2.10 - Relações $p-q/2$ no decurso da escavação para três valores de K_0 (hasteais)	13
Figura 2.11 - Modos de comportamento do terreno na zona do túnel (Wong e Kaiser, 1991)	14
Figura 2.12 - Comparação entre trajectórias lineares e não lineares em redor de um túnel superficial para várias distâncias ao contorno (a), b) e c) e zonas de rotura d)) (Almeida e Sousa, 1998)	15
Figura 2.13 - Componentes da deformação ao longo da periferia de um túnel superficial: a) cálculo elástico-linear; b) cálculo elastoplástico (Almeida e Sousa, 1998)	16
Figura 2.14 - Distribuição das distorções em redor de um túnel superficial (Negro, 1988)	17
Figura 2.15 - Distribuição das deformações volumétricas em redor de um túnel superficial (Negro, 1988)	18
Figura 2.16 - Idealização geométrica da zona da frente de um túnel em terrenos brandos	20
Figura 2.17 - Dependência do número de estabilidade crítico em relação à geometria da frente do túnel (Mair, 1979 e Kimura e Mair, 1981)	22
Figura 2.18 - Bolbos de rotura para diferentes relações P/D ($C/D=1$) (a)), C/D ($P/D=0$) (b)) e para $P/D=0$ e $C/D=2$ (vista de frente) (c)). Comparação entre diferentes mecanismos teóricos e experimentais (d)) (Chambon e Corté, 1994)	23
Figura 2.19 - Mecanismos de rotura observados com base em ensaios de centrífugadora de Mair (1979) e Chambon e Corté (1994) (Mair e Taylor, 1997)	23
Figura 2.20 - Princípio do método da convergência-confinamento	25
Figura 2.21 - O parâmetro <i>gap</i> usado em análises bidimensionais para simular as deformações em túneis construídos sob protecção de escudos perfuradores (Rowe e Lee, 1992; Lee <i>et al.</i> , 1992)	26
Figura 2.22 - Relação entre as cargas no suporte e o atraso na instalação em argilas duras a rijas (Negro <i>et al.</i> , 1996)	27
Figura 2.23 - Medições em células de carga de túneis nas argilas de Londres ao longo de 20 anos (Barrat <i>et al.</i> , 1994)	28
Figura 3.1 - Mecanismos de geração de pressões neutras em torno de um túnel	33
Figura 3.2 - Variação da relação entre o débito de um túnel revestido e de um túnel permeável em função da razão entre as permeabilidades do solo e do revestimento (Atwa, 1997)	35
Figura 3.3 - Influência da anisotropia de permeabilidade, heterogeneidade do maciço e a permeabilidade do revestimento nas redes de fluxo (Atwa, 1997)	35
Figura 3.4 - Evolução no tempo dos assentamentos máximos à superfície induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada	37
Figura 3.5 - Evolução dos perfis transversais dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada: secção A; secção B	37

Figura 3.6 - A expansão ou aumento de volume de um elemento de solo ou rocha e os mecanismos que se lhe opõem	39
Figura 3.7 - Diagrama de classificação do potencial de expansão (Seed <i>et al.</i> , 1962)	42
Figura 3.8 - Diferentes procedimentos de ensaios de expansão em edómetros (Sridharan <i>et al.</i> , 1986)	44
Figura 3.9 - Ensaio de expansão segundo o método de Huder e Amberg (1970)	45
Figura 3.10 - Elementos básicos do comportamento do solo	47
Figura 3.11 - Ensaio de fluência. Relação tensão-deformação, história de tensões e história de deformações	48
Figura 3.12 - Definição das etapas de fluência. Deformação em função do tempo	48
Figura 3.13 - Definição das fases de compressão edométrica. Deformação em função do logaritmo do tempo	48
Figura 3.14 - Ensaio de relaxação. Relação tensão-deformação, história de tensões e história de deformações	49
Figura 3.15 - Ensaios a taxa de deformação constante. História de deformações e relações tensão-deformação	49
Figura 3.16 - Tipos de curvas deformação-tempo (Leroueil <i>et al.</i> , 1985)	50
Figura 3.17 - Efeitos da taxa de deformação na compressão unidimensional da argila de St-Porlicarpe (Marques, 1996)	51
Figura 3.18 - Ensaios edométricos especiais na argila de Batisca (Leroueil <i>et al.</i> , 1985)	51
Figura 3.19 - Influência da taxa de deformação da curva de estado limite da argila de Mascouche (Marchand, 1982)	52
Figura 3.20 - Trajectórias de tensão efectiva normalizadas obtidas em argilas em ensaios de compressão não drenados para diferentes OCR e taxas de deformação (Sheahan <i>et al.</i> , 1996)	53
Figura 3.21 - Representação esquemática do efeito da taxa de deformação na superfície de estado limite: a) curvas tensão-deformação para diferentes taxas de deformação e b) superfícies de estado limite correspondentes (Augustesen <i>et al.</i> , 2004)	53
Figura 3.22 - Alteração das tensões efectivas com o tempo no decurso de ensaios triaxiais não-drenados de fluência (Arulandan <i>et al.</i> , 1971)	54
Figura 3.23 - Relação taxa de deformação axial-tempo para ensaios de fluência na argila de Saint-Alban (Tavenas <i>et al.</i> , 1978)	55
Figura 3.24 - Comportamento <i>isotach</i> observado para argilas: a) fluência e relaxação e b) alterações na taxa de deformação. Comportamento <i>non-isotach</i> observado para areias: c) fluência e relaxação e d) alterações na taxa de deformação (Augustesen <i>et al.</i> , 2004)	57
Figura 3.25 - Túnel de Bözberg – empolamentos em função do logaritmo do tempo de 1923 a 1964 (Grob, 1976)	58
Figura 3.26 - Convergências dos hasteais (lado esquerdo) e suporte reconstituído com o arco invertido (lado direito)	58
Figura 3.27 - Representação das tensões circunferencial e radial em função do logaritmo do tempo para uma secção de medida na rocha argilosa (Grob, 1976)	59
Figura 3.28 - Perfil geológico longitudinal do túnel de S. Donato (Barla <i>et al.</i> , 1986)	60
Figura 3.29 - Representação de convergências horizontais em função do logaritmo do tempo no túnel de S. Donato (Barla <i>et al.</i> , 1986)	61
Figura 3.30 - Túnel de ensaio da barragem de South Saskatchewan - convergências horizontais em função do logaritmo do tempo (Bjerrum, 1967)	62
Figura 3.31 - Convergências BC em função do número de dias e do avanço da frente (Purwodihardjo, 2004)	63
Figura 3.32 - Aspecto dos danos da abóbada nas margas de l'Aptien (André <i>et al.</i> , 1999)	63
Figura 3.33 - Comparação das taxas de deformação em vários túneis em rochas argilosas (Lo <i>et al.</i> , 1978)	64
Figura 4.1 - Decomposição em modos: a) isotrópico; b) anulação das pressões neutras; c) anisotrópico	68
Figura 4.2 - Zonas de expansão (Einstein e Bischoff, 1976)	71
Figura 4.3 - Método da convergência-confinamento tomando em conta a expansão (Bultel, 2001)	74

Figura 4.4 - Taxas de deformação de fluência em função do tempo para a argila de São Francisco (Mitchell <i>et al.</i> , 1968)	76
Figura 4.5 - Taxas de deformação de fluência em função da tensão de desvio para a argila de São Francisco (Mitchell <i>et al.</i> , 1968)	76
Figura 4.6 - Curvas de fluência previstas pelas funções tensão-deformação-tempo para $m < 1$; $m = 1$ e $m > 1$ (para $t_i = 1$): a) deformação em função do tempo e b) deformação em função do logaritmo do tempo	76
Figura 4.7 - Taxas de deformação para reduzidas e elevadas tensões de desvio (Mitchell <i>et al.</i> , 1968)	77
Figura 4.8 - Deslocamento radial da parede do túnel devido a fluência (Semple <i>et al.</i> , 1973)	79
Figura 4.9 - Representação esquemática dos elementos reológicos elementares: a) elemento de Hooke; b) elemento de Newton e c) elemento de St. Venant.	81
Figura 4.10 - Representação esquemática do modelo de Maxwell	83
Figura 4.11 - Curva convergência-tempo obtida com o modelo de Maxwell (Panet, 1979)	83
Figura 4.12 - Representação esquemática do Modelo de Kelvin-Voigt	85
Figura 4.13 - Curva convergência-tempo obtida com o modelo de Kelvin-Voigt	85
Figura 4.14 - Representação esquemática do modelo de Burger	86
Figura 4.15 - Curva convergência-tempo obtida com o modelo de Burger	86
Figura 4.16 - Representação esquemática do modelo de Bingham	87
Figura 4.17 - Respostas do modelo de Bingham para: a) fluência; b) relaxação; c) taxa de deformação constante	88
Figura 4.18 - Modelo de Bingham com amolecimento curva tensão-deformação e curva deformação-tempo (Nguyen Minh e Habib, 1988)	89
Figura 4.19 - As três etapas de fluência obtidas com os modelos de Burger e Bingham combinados	89
Figura 4.20 - Estado de tensão no ponto σ'_{ij} localizado na superfície de cedência dinâmica f_d	92
Figura 4.21 - Processo de fluência para um material sem endurecimento e com endurecimento, à medida que o tempo decorre $t = 0 < t_1 < t_2 < t_\infty$, f diminui: $f_{t=0}(\sigma'_{ij}) > f_{t=t_1}(\sigma'_{ij}) > f_{t=t_2}(\sigma'_{ij}) > f_{t=\infty}(\sigma'_{ij}) = 0$	94
Figura 4.22 - Trajectória de tensões e superfície de cedência para um material elasto-viscoplástico a posição da superfície corresponde a uma dada deformação viscoplástica definida pelo tempo β (Liingaard <i>et al.</i> , 2004)	96
Figura 4.23 - Critério de carregamento completo para um material elasto-viscoplástico com base no conceito da teoria das superfícies de fluxo não estacionárias (Liingaard <i>et al.</i> , 2004)	98
Figura 4.24 - A superfície de cedência expande com o tempo num processo de fluência iniciado no ponto Q de acordo com a teoria da superfície de fluxo não estacionária (Liingaard <i>et al.</i> , 2004)	99
Figura 4.25 - Argila normalmente consolidada submetida à trajectória de tensões ABCD	99
Figura 5.1 - Locais de colheita de amostras	103
Figura 5.2 - Pormenores do processo de amostragem com recurso a sonda tripla (amostrador tipo Mazier)	104
Figura 5.3 - Pormenores do processo de amostragem com recurso a sonda tripla (método de Geobor S)	104
Figura 5.4 - Registo difractométrico. Amostra 3609 (azul), amostra 3799 (vermelho) e amostra 3868 (preto)	106
Figura 5.5 - Curvas granulométricas das amostras ensaiadas	107
Figura 5.6 - Representação dos solos ensaiados na Carta de Plasticidade	108
Figura 5.7 - Gammas de deformação típicas impostas por diferentes tipos de ensaios (Atkinson, 2000)	109
Figura 5.8 - Célula edométrica na configuração de alta pressão	110
Figura 5.9 - Esquema de ligação entre as diversas unidades do novo sistema edométrico (Benta <i>et al.</i> , 2002)	110
Figura 5.10 - Representação esquemática das unidades do sistema de corte triaxial	112
Figura 5.11 - Câmara triaxial com célula de carga de medição interna	112

Figura 5.12 - Sistema de corte triaxial	112
Figura 5.13 - Sistema de <i>LVD</i> Ts submersíveis	114
Figura 5.14 - Pormenor da fixação do sistema de <i>LVD</i> Ts à membrana	114
Figura 5.15 - Cargas actuantes e componentes de tensão e deformação na amostra de cilindro oco	115
Figura 5.16 - Representação das grandezas controladas (a) e do sistema de medição (b)	117
Figura 5.17 - Sistema de actuação da pressão na câmara sobre os extremos do provete (Bilé Serra, 1998)	117
Figura 5.18 - Curva de compressão obtida no edómetro de alta capacidade (3609e10)	119
Figura 5.19 - Curva de compressão obtida no edómetro de alta capacidade (3799e11)	119
Figura 5.20 - Curva de compressão obtida no edómetro de alta capacidade (3866e15)	119
Figura 5.21 - Método simplificado para determinação de σ'_p (Josseaume <i>et al.</i> , 1991)	120
Figura 5.22 - Ensaio de expansão (3609e1)	123
Figura 5.23 - Ensaio de expansão (3799e12)	123
Figura 5.24 - Ensaio de expansão (3868e16)	123
Figura 5.25 - Ensaio de expansão (3609e3)	124
Figura 5.26 - Ensaio de expansão (3799e13)	124
Figura 5.27 - Pormenores da preparação das amostras para ensaios triaxiais	125
Figura 5.28 - Evolução da pressão neutra na amostra 3857tla na fase de saturação	127
Figura 5.29 - Evolução do volume de água ao longo do tempo na fase de circulação (amostras 3623)	128
Figura 5.30 - Evolução do volume de água ao longo do tempo antes da fase de consolidação (amostra 3859tla)	129
Figura 5.31 - Evolução da deformação volumétrica com a tensão de consolidação (ensaios 3623b e 3623c)	131
Figura 5.32 - Curva de compressibilidade isotrópica da amostra da amostra (ensaios 3623b e 3623c)	131
Figura 5.33 - Trajectórias de tensão no espaço p' - q (amostras 3623 e 3859tla)	132
Figura 5.34 - Relações $E - \varepsilon_a(\%)$ (amostras 3623 e 3859tla)	133
Figura 5.35 - Relações $q - \varepsilon_a(\%)$ (amostras 3623 e 3859tla)	133
Figura 5.36 - Relações $\Delta u - \varepsilon_a(\%)$ (amostras 3623 e 3859tla)	133
Figura 5.37 - Trajectórias de tensão no espaço p' - q (amostras 3868)	134
Figura 5.38 - Relações $E - \varepsilon_a(\%)$ (amostras 3868)	134
Figura 5.39 - Relações $q - \varepsilon_a(\%)$ (amostras 3868)	134
Figura 5.40 - Relações $\Delta u - \varepsilon_a(\%)$ (amostras 3868)	135
Figura 5.41 - Relações $q - \varepsilon_a(\%)$ para os diferentes dispositivos de medição da deformação axial (amostra 3859tla)	135
Figura 5.42 - Relações $E - \varepsilon_a(\%)$ com base em medições externas e locais (amostra 3859tla)	136
Figura 5.43 - Modos de rotura nos ensaios não drenados de corte triaxial a) amostra 3623ta, b) amostra 3623tb, c) amostra 3859tla e d) amostra 3868b)	136
Figura 5.44 - Trajectórias de tensão no espaço p' - q no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3623td e 3857ta)	139
Figura 5.45 - Relações $q - \varepsilon_a(\%)$ no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3623td e 3857ta)	139
Figura 5.46 - Relações $\varepsilon_a(\%) - t$ no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3623td e 3857ta)	140
Figura 5.47 - Relações $\Delta u - t$ no decurso dos ensaios de fluência (3623td e 3857ta)	140
Figura 5.48 - Trajectórias de tensão no espaço p' - q no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3857tb e 3857tc)	140
Figura 5.49 - Relações $q - \varepsilon_a(\%)$ no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3857tb e 3857tc)	141
Figura 5.50 - Relações $\varepsilon_a(\%) - t$ no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3857tb e 3857tc)	141

Figura 5.51 - Relações $\Delta u - t$ no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3857tb e 3857tc)	141
Figura 5.52 - Relações $\varepsilon_a(\%) - t$ no decurso do ensaio de fluência para os diferentes dispositivos de medição da deformação axial (amostra 3857tlb)	142
Figura 5.53 - Relações $\varepsilon_a(\%) - t$ no decurso do ensaio de fluência para os diferentes dispositivos de medição interna da deformação (amostra 3857tlb)	142
Figura 5.54 - Envolvente de rotura nos ensaios triaxiais convencionais e de fluência no espaço $s' - t$	144
Figura 5.55 - Relação entre o módulo de deformabilidade E_{ini} e a tensão de confinamento isotrópica σ_c	145
Figura 5.56 - Evolução do parâmetro b em função da distância à frente para três valores de K_0 (tecto/soleira)	146
Figura 5.57 - Evolução do parâmetro b em função da distância à frente para três valores de K_0 (hasteais)	146
Figura 5.58 - Cravação do amostrador metálico com o diâmetro correspondente ao diâmetro exterior final e realização do furo interior	148
Figura 5.59 - Extracção da amostra, sua colocação no pedestal porta-provetes e no sistema de corte torsional	149
Figura 5.60 - Evolução das tensões principais em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsa)	150
Figura 5.61 - Evolução de θ e b em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsa)	151
Figura 5.62 - Evolução das tensões principais em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsb)	151
Figura 5.63 - Evolução das tensões σ_r , σ_θ e σ_z em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsb)	151
Figura 5.64 - Evolução das pressões interna e externa em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsb)	152
Figura 5.65 - Evolução de θ e b em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostras 3865tsa e 3865tsb)	152
Figura 5.66 - Relações $q - rot^\theta$ no decurso dos ensaios torsionais de fluência (amostras 3865tsa e 3865tsb)	152
Figura 5.67 - Relações $rot^\theta - t$ no decurso dos ensaios torsionais de fluência (amostras 3865tsa e 3865tsb)	153
Figura 5.68 - Trajectórias de tensão no espaço $p' - q$ nos ensaios de corte torsional (amostras 3865tsa e 3865tsb)	153
Figura 5.69 - Trajectórias de tensão obtidas nos ensaios torsionais e triaxiais	154
Figura 5.70 - Pormenores da amostra 3865tsb no final do ensaio	155
Figura 5.71 - Evolução do módulo de distorção $G_{z\theta}$ em função da distorção $\gamma_{z\theta}$ nos ensaios de corte torsional	155
Figura 6.1 - Princípio de dissociação dos quadriláteros em dois pares de elementos triangulares (Itasca, 2000)	158
Figura 6.2 - Esquema de cálculo explícito para um intervalo de tempo Δt (Billiaux e Cundall, 1993)	159
Figura 6.3 - Esquema das diferentes etapas ocorrentes no decurso de um cálculo explícito (Itasca, 2000)	160
Figura 6.4 - Estado de tensão no ponto P localizado na superfície de cedência dinâmica f_d e overstress F (distância entre o ponto P e a superfície de cedência estática f_s)	161
Figura 6.5 - Linhas de consolidação virgem e linhas de expansão para um ensaio de compressão isotrópico	163
Figura 6.6 - Alteração volumétrica plástica correspondente a uma variação incremental da tensão de pré-consolidação	164
Figura 6.7 - Função de cedência no modelo <i>Cam-clay</i> modificado	165
Figura 6.8 - Modelo de estados críticos com a superfície corrigida para uma elipse achatada na zona super-crítica (Maranha, 1997)	167
Figura 6.9 - Secção de Willam e Warnke no plano triaxial	168
Figura 6.10 - Função de cedência do modelo de estados críticos com correcção da elipse na zona super-crítica e dependência do ângulo de Lode	169
Figura 6.11 - Determinação do volume específico inicial	174
Figura 6.12 - Relações $\nu - \ln p$ em função de η para $\dot{\varepsilon}$ constante	175
Figura 6.13 - Evolução da deformação volumétrica viscoplástica em função de η para $\dot{\varepsilon}$ constante	175
Figura 6.14 - Relações $q - \varepsilon_a(\%)$ em função de η (zona sub-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante	176

Figura 6.15 - Relações $q - \varepsilon_a(\%)$ em função de η (zona super-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante	177
Figura 6.16 - Relações $p'-q$ em função de η para $\dot{\varepsilon}$ constante	178
Figura 6.17 - Relações $\Delta u - \varepsilon_a(\%)$ em função de η (zona sub-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante	178
Figura 6.18 - Relações $\Delta u - \varepsilon_a(\%)$ em função de η (zona super-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante	179
Figura 6.19 - Relações $\dot{\varepsilon}_v^{vp} - t$ em função de η (zona sub-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante	179
Figura 6.20 - Relações $\dot{\varepsilon}_v^{vp} - t$ em função de η (zona super-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante	179
Figura 6.21 - Evolução da deformação axial em função do tempo para carregamento edométrico para diferentes intervalos de tempo	180
Figura 6.22 - Evolução da deformação axial em função do tempo para um estado de tensão triaxial (zona super-crítica) para diferentes intervalos de tempo	180
Figura 6.23 - Evolução da deformação axial em função do tempo para um estado de tensão triaxial (zona sub-crítica) para diferentes intervalos de tempo	181
Figura 6.24 - Ilustração da lei de projecção radial e da superfície envolvente no espaço de tensões (Kaliakin e Dafalias, 1990a)	182
Figura 6.25 - Ilustração esquemática da lei de mapeamento radial e da superfície envolvente no espaço dos invariantes de tensão	186
Figura 6.26 - Evolução da superfície envolvente e tensões efectivas no decurso do corte não drenado triaxial seguido de fluência terminando quanto o ponto de estado contacta com o núcleo elástico (Kaliakin e Dafalias, 1990a)	193
Figura 6.27 - Evolução da superfície envolvente e tensões efectivas durante o corte não drenado seguido de fluência terminando com o ponto imagem alcançando a linha de estados críticos (Kaliakin e Dafalias, 1990a)	193
Figura 6.28 - Efeito da variação do parâmetro h_c na trajectória de tensões	194
Figura 6.29 - Efeito da variação do parâmetro C na trajectória de tensões	195
Figura 6.30 - Resposta para carregamento edométrico a diferentes taxas de deformação	196
Figura 6.31 - Trajectórias de tensões efectivas para as argilas de São Francisco	196
Figura 6.32 - Variação dos excessos de pressões neutras no decurso da fluência não drenada	197
Figura 6.33 - Variação da deformação axial no decurso da fluência não drenada	197
Figura 6.34 - Evolução da deformação axial em função do tempo para um estado de tensão triaxial (zona super-crítica) para diferentes intervalos de tempo	198
Figura 6.35 - Evolução da deformação axial em função do tempo para um estado de tensão triaxial (zona sub-crítica) para diferentes intervalos de tempo de integração	198
Figura 6.36 - Trajectórias de tensão $p'-q$ obtidas nos ensaios 3857ta e 3623td e tentativa de reprodução com o modelo elasto-viscoplástico	199
Figura 6.37 - Evolução das deformações ao longo do tempo para diferentes parâmetros de viscosidade (ensaio 3623td)	200
Figura 6.38 - Trajectórias de tensão $p'-q$ obtidas nos ensaios 3857tb e 3857tc e tentativa de reprodução com o modelo elasto-viscoplástico	200
Figura 6.39 - Evolução das deformações ao longo do tempo para diferentes parâmetros de viscosidade (3857tc)	201
Figura 6.40 - Trajectórias de tensão $p'-q$ obtidas nos ensaios 3857tb e 3857tc e tentativa de reprodução com o modelo elasto-viscoplástico com correcção da zona super-crítica	202
Figura 6.41 - Evolução da deformação ao longo do tempo (3857tb e 3857tc)	202
Figura 6.42 - Trajectórias de tensão $p'-q$ obtidas nos ensaios 3857ta, 3857tb e 3857tc e tentativa de reprodução com o modelo elasto-viscoplástico com correcção da zona super-crítica	203

Figura 6.43 - Evolução da deformação ao longo do tempo (3857ta, 3857tb e 3857tc)	203
Figura 6.44 - Ajuste das trajectórias de tensão $p'-q$ dos ensaios de corte convencionais (3623 e 3859) por via do modelo elastoplástico de tipo superfície envolvente	205
Figura 6.45 - Ajuste das trajectórias de tensão $p'-q$ dos ensaios de corte convencionais (3868) por via do modelo elastoplástico de tipo superfície envolvente	205
Figura 6.46 - Trajectória de tensão $p'-q$ obtida no ensaio 3857ta e ajuste com o modelo elasto-viscoplástico	206
Figura 6.47 - Relação $q - \varepsilon_a(\%)$ obtida no ensaio 3857ta e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico	207
Figura 6.48 - Trajectória de tensão $p'-q$ obtida no ensaio 3857tb e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico	207
Figura 6.49 - Relação $q - \varepsilon_a(\%)$ obtida no ensaio 3857tb e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico	207
Figura 6.50 - Trajectória de tensão $p'-q$ obtida no ensaio 3857tc e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico	208
Figura 6.51 - Relação $q - \varepsilon_a(\%)$ obtida no ensaio 3857tc e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico	208
Figura 6.52 - Trajectória de tensão $p'-q$ obtida no ensaio 3623tb e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico	208
Figura 6.53 - Relação $q - \varepsilon_a(\%)$ obtida no ensaio 3623tb e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico	209
Figura 6.54 - Valores da constante V em função de σ'_c para os ensaios de fluência	210
Figura 6.55 - Valores da constante n em função de σ'_c para os ensaios de fluência	210
Figura 7.1 - Metropolitano de Lisboa. Esquema da rede no início de 2006	212
Figura 7.2 - Representação em planta do túneis inserido nos 52º/53º e do 53º troços	213
Figura 7.3 - Início dos trabalhos de escavação na frente 52/53 Poente	214
Figura 7.4 - Início dos trabalhos de escavação na frente 53 Nascente	214
Figura 7.5 - Escavação da meia secção superior junto ao emboquilhamento	214
Figura 7.6 - Escavação da meia secção superior	214
Figura 7.7 - Escavação da secção total	214
Figura 7.8 - Representação longitudinal do túnel inserido nos 52º/53º troços. Perfil geológico interpretativo	215
Figura 7.9 - Representação longitudinal do túnel do 53º troço. Perfil geológico interpretativo	215
Figura 7.10 - Faseamento construtivo. Secção fechada	217
Figura 7.11 - Faseamento construtivo. Secção aberta	217
Figura 7.12 - Faseamento construtivo. Representação longitudinal	218
Figura 7.13 - Frente 52/53 Nascente - dispositivos de observação	218
Figura 7.14 - Frente 52/53 Poente - dispositivos de observação	218
Figura 7.15 - Frente 53 Nascente - dispositivos de observação	219
Figura 7.16 - Frente 53 Poente - dispositivos de observação	219
Figura 7.17 - Evolução no tempo das medidas de convergência na 10ª secção (52/53 Nascente) em função do tempo e do avanço da frente	220
Figura 7.18 - Evolução no tempo das medidas de convergência na 18ª secção (53 Nascente) em função do tempo e do avanço da frente	221
Figura 7.19 - Evolução das convergências horizontais em função do tempo nas secções da frente 52/53 Nascente	224
Figura 7.20 - Evolução das convergências horizontais em função do tempo nas secções da frente 53 Nascente	224
Figura 7.21 - Evolução das convergências horizontais em função do logaritmo do tempo nas secções da frente 52/53 Nascente	224
Figura 7.22 - Evolução das convergências horizontais em função do logaritmo do tempo nas secções da frente 53 Nascente	225
Figura 7.23 - Evolução das convergências horizontais em três secções na frente 52/53 Nascente em função da distância da frente à secção de convergência	225

Figura 7.24 - Evolução das convergências horizontais em três secções na frente 52/53 Nascente em função do tempo	225
Figura 7.25 - Evolução das convergências horizontais em três secções na frente 53 Nascente em função da distância da frente à secção de convergência	226
Figura 7.26 - Evolução das convergências horizontais em três secções na frente 53 Nascente em função do tempo	226
Figura 7.27 - Malha para as análises tridimensionais: a) vista global e b) detalhe na zona da abertura com identificação dos diferentes materiais envolvidos	227
Figura 7.28 - Evolução dos deslocamentos radiais em função da distância à frente no tecto e hasteais ($c_u=300\text{kPa}$ e $E=100\text{MPa}$)	228
Figura 7.29 - Evolução dos deslocamentos radiais em função da distância à frente no tecto e hasteais ($c_u=600\text{kPa}$ e $E=300\text{MPa}$)	228
Figura 7.30 - Evolução dos deslocamentos radiais no tecto em função da distância à frente, em função da altura de recobrimento e do pré-suporte ($c_u=300\text{kPa}$ e $E=100\text{MPa}$)	229
Figura 7.31 - Evolução dos deslocamentos radiais no tecto em função da distância à frente, em função da altura de recobrimento e do pré-suporte ($c_u=600\text{kPa}$ e $E=300\text{MPa}$)	229
Figura 7.32 - Evolução dos deslocamentos radiais nos hasteais em função da distância à frente, em função da altura de recobrimento e do pré-suporte ($c_u=300\text{kPa}$ e $E=100\text{MPa}$)	230
Figura 7.33 - Evolução dos deslocamentos radiais nos hasteais em função da distância à frente, em função da altura de recobrimento e do pré-suporte ($c_u=600\text{kPa}$ e $E=300\text{MPa}$)	230
Figura 7.34 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos nas análises numéricas elásticas perfeitamente plásticas, S222	231
Figura 7.35 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos nas análises numéricas elásticas perfeitamente plásticas, S194	231
Figura 7.36 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos nas análises numéricas elásticas perfeitamente plásticas, S593	232
Figura 7.37 - Evolução dos deslocamentos radiais em função do avanço da frente de escavação (análises tridimensionais)	233
Figura 7.38 - Evolução dos deslocamentos radiais em função da percentagem da força resultante da escavação libertada (análises em estado plano de deformação)	233
Figura 7.39 - Malha utilizada nas análises em estado plano de deformação	234
Figura 7.40 - Evolução das convergências horizontais com o tempo, para $h=55\text{m}$, para três valores de η (s. 1)	236
Figura 7.41 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=45\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)	236
Figura 7.42 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=30\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)	237
Figura 7.43 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)	237
Figura 7.44 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=45\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)	237
Figura 7.45 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=30\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)	237
Figura 7.46 - Zonas em regime viscoplástico para $h=55\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)	238
Figura 7.47 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)	238
Figura 7.48 - Zonas em regime viscoplástico para $h=45\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)	238
Figura 7.49 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=45\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)	238
Figura 7.50 - Zonas em regime viscoplástico para $h=30\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)	238
Figura 7.51 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=45\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)	238

Figura 7.52 - Evolução dos deslocamentos radiais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η (c. 2)	239
Figura 7.53 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η (c. 2)	239
Figura 7.54 - Zonas em regime viscoplástico para $h=55\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}^{-1} \text{ kPa}^2\text{s}$ (s. 2)	239
Figura 7.55 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}$ (s. 2)	239
Figura 7.56 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)	240
Figura 7.57 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=45\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)	240
Figura 7.58 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=30\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)	241
Figura 7.59 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)	241
Figura 7.60 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=45\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)	241
Figura 7.61 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=30\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)	241
Figura 7.62 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 4)	242
Figura 7.63 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 4)	242
Figura 7.64 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=1$)	243
Figura 7.65 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=0,75$)	243
Figura 7.66 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=1,5$)	243
Figura 7.67 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=1$)	243
Figura 7.68 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=0,75$)	243
Figura 7.69 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=1,5$)	244
Figura 7.70 - Zonas em regime viscoplástico para $h=55\text{m}$ e $K_0=1$ ($\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}$)	244
Figura 7.71 - Zonas em regime viscoplástico para $h=55\text{m}$ e $K_0=0,75$ ($\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}$)	244
Figura 7.72 - Zonas em regime viscoplástico para $h=45\text{m}$ e $K_0=1,5$ ($\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}$)	244
Figura 7.73 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$, $K_0=1$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}$ (s. 4)	245
Figura 7.74 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$, $K_0=0,75$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}$ (s. 4)	245
Figura 7.75 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$, $K_0=1,5$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}$ (s. 4)	245
Figura 7.76 - Evolução dos deslocamentos radiais ao longo do tempo para a análise não-drenada e as análises hidromecânicas acopladas para $h=55\text{m}$	246
Figura 7.77 - Evolução dos deslocamentos radiais ao longo do tempo para a análise não drenada e as análises hidromecânicas acopladas $h=45\text{m}$	246
Figura 7.78 - Evolução dos deslocamentos radiais ao longo do tempo para a análise não drenada e as análises hidromecânicas acopladas $h=30\text{m}$	247
Figura 7.79 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos por via de análises numéricas elasto-viscoplásticas secção S593	248
Figura 7.80 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos por via de análises numéricas elasto-viscoplásticas secção S222	248

Figura 7.81 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos por via de análises numéricas elasto-viscoplásticas secção S194	249
Figura 7.82 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=55\text{m}$ em função de s_v	250
Figura 7.83 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=45\text{m}$ em função de s_v	250
Figura 7.84 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=30\text{m}$ em função de s_v	251
Figura 7.85 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ em função de s_v	251
Figura 7.86 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=45\text{m}$ em função de s_v	251
Figura 7.87 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=30\text{m}$ em função de s_v	252
Figura 7.88 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=55\text{m}$ em função de s_v e μ	253
Figura 7.89 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=45\text{m}$ em função de s_v e μ	253
Figura 7.90 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=30\text{m}$ em função de s_v e μ	254
Figura 7.91 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ em função de s_v e μ	254
Figura 7.92 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=45\text{m}$ em função de s_v e μ	254
Figura 7.93 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=30\text{m}$ em função de s_v e μ	255

INDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Relação entre a expansão livre e o índice de plasticidade (Seed <i>et al.</i> , 1962)	42
Quadro 3.2 - Classificação proposta por Dakshanamurthy e Raman (1973)	43
Quadro 5.1 - Resumo de todos os ensaios de laboratório realizados	105
Quadro 5.2 - Resumo de todos os ensaios de laboratório realizados	106
Quadro 5.3 - Resultados de ensaios de identificação na <i>Formação de Benfica</i>	107
Quadro 5.4 - Resultados dos ensaios sísmicos entre furos	109
Quadro 5.5 - Ensaio de consolidação realizados no edómetro de alta pressão	118
Quadro 5.6 - Resumo dos resultados dos ensaios edométricos	121
Quadro 5.7 - Valores estimados para K_0 a partir dos resultados dos ensaios edométricos	121
Quadro 5.8 - Resumo dos ensaios de expansão	122
Quadro 5.9 - Dados relativos aos ensaios triaxiais de corte convencional	132
Quadro 5.10 - Resumo de resultados dos ensaios triaxiais não drenados convencionais	137
Quadro 5.11 - Dados relativos aos ensaios triaxiais de fluência	138
Quadro 5.12 - Resumo de resultados dos ensaios triaxiais não drenados de fluência	144
Quadro 5.13 - Dados relativos aos ensaios torsionais de fluência	149
Quadro 6.1 - Comparação dos métodos de resolução explícito e implícito	160
Quadro 6.2 - Parâmetros viscoplásticos nos diferentes ensaios de fluência	210
Quadro 7.1 - Altura de recobrimento nas secções de convergência da frente 52/53 Nascente	222
Quadro 7.2 - Altura de recobrimento nas secções de convergência da frente 52/53 Poente	222
Quadro 7.3 - Altura de recobrimento nas secções de convergência da frente 53 Nascente	223
Quadro 7.4 - Altura de recobrimento nas secções de convergência da frente 53 Poente	223
Quadro 7.5 - Cálculos efectuados com recurso ao modelo elasto-viscoplástico	235

Capítulo 1 Introdução

1.1 Considerações gerais

O desenvolvimento histórico verificado ao longo de muitos séculos criou um ambiente urbano congestionado onde a disponibilidade de espaço para construção é limitada. A pressão nos centros das grandes cidades tem aumentado significativamente nas últimas décadas. As necessidades crescentes de transportes de alta velocidade, de redes de serviço público, assim como de infra-estruturas de estacionamento subterrâneas, têm criado a procura de novas soluções a nível de engenharia e aumentado a exigência de um espaço subterrâneo mais abrangente e sofisticado. O uso deste espaço sub-superficial tem vindo, deste modo, a ganhar uma importância crescente em todo o mundo, especialmente em áreas densamente povoadas.

A execução de túneis tem contribuído decisivamente para melhorar a qualidade de vida nos grandes centros urbanos. Isto é impressivamente reflectido pelos exemplos extremamente positivos de um grande número de zonas centrais de cidades da Europa, Ásia, América do Norte e América Latina. Os esforços financeiros que ocorreram em muitas metrópoles daqueles continentes, nas últimas décadas, com a construção de linhas de metropolitano, a deslocalização de estradas particularmente ocupadas no interior de áreas urbanas para profundidades superiores, a conversão de linhas de vias-férreas em vias de alta velocidade e finalmente a expansão ou renovação de muitos dos principais colectores de águas residuais melhoraram, consideravelmente a sua vitalidade (Haack, 1999).

Além dos impactos positivos directos nos fluxos de trânsito, a construção de estruturas subterrâneas tem também, geralmente, um efeito considerável na redução das cargas poluentes no ambiente impostas pelo tráfego viário. As nossas cidades modernas são quase incapazes de se manter a elas próprias sem esta infra-estrutura sub-superficial.

Outras aplicações da construção subterrânea incluem o atravessamento de barreiras naturais, tais como rios e montanhas, encontradas ao longo do alinhamento de projectos de ligação de estradas, auto-estradas e ferroviários. As ligações entre centros industriais exigem artérias de transporte de alto desempenho, que se revelam como importantes impulsos para a vitalidade económica de uma região ou uma nação. Juntamente com a construção de túneis para ligações viárias e ferroviárias de longa distância, na Europa, merecem referência os esforços que começaram no início dos anos 80 do século passado para desenvolver ligações ferroviárias de alta velocidade. Um número apreciável destas novas linhas possuiu uma proporção de túneis muito elevada, alcançando, em alguns casos, percentagens entre 30 e 40%.

Na Europa, Londres, Paris, Berlim, Budapeste e Hamburgo estão nomeadas entre as primeiras cidades a possuir linhas modernas de transporte subterrâneo, no final do século XIX, princípio do século XX. Em Lisboa, com a retoma da economia e aproveitamento dos fundos do Plano Marshall surge a decisão de construir um metropolitano. Os trabalhos de construção iniciaram-se em 1955 e em 1958 o novo sistema de transporte foi inaugurado. A rede então aberta ao público consistia numa linha em forma de Y, constituída por dois troços distintos. O Metropolitano de Lisboa veio a tornar-se determinante no desenvolvimento da cidade. Actualmente, a construção de túneis de transporte e construção sub-superficial atinge um elevado padrão de qualidade em muitos países. Em mais de 100 cidades com populações superiores a meio milhão de habitantes, linhas de metropolitano, caminhos-de-ferro urbanos ou sistemas de transporte de viagem rápidos abaixo da superfície, no interior das áreas urbanas têm sido construídos ou desenvolvidos durante os últimos 30 ou 40 anos. Através da Europa o comprimento total dos túneis de transporte é bem superior a 10 000km, por outras palavras, superior à distância da viagem de ida e volta entre as duas capitais europeias mais distantes, Lisboa e Moscovo. A situação é similar em outras partes do mundo, como por exemplo na América do Norte e no Sudeste

asiático (Haack, 1999). A construção de túneis não perdeu nenhuma da sua importância no mundo, pelo contrário, está actualmente a ganhar significado crescente representando, em termos económicos, um ramo importante da indústria de construção direccionado para o futuro.

Aliado à existência de constrangimentos ambientais muito rigorosos, em áreas urbanas, onde os potenciais impactos da execução de túneis nas estruturas existentes constituem uma grande preocupação, encontram-se, frequentemente, terrenos com fracas características geotécnicas, dada a pequena profundidade em que, por razões económicas e técnicas, são geralmente projectadas estas estruturas. Entre estes terrenos, que se podem estender até profundidades consideráveis, incluem-se argilas moles, terrenos aquíferos, assim como solos rijos e rochas brandas com características de comportamento particulares, tais como fluência e expansibilidade.

O projecto de obras subterrâneas em meio urbano trouxe novos desafios à engenharia civil tendo desencadeado avanços tecnológicos e científicos muito significativos nas últimas décadas. Numerosos têm sido os campos da ciência e da técnica abrangidos pelos progressos alcançados na execução de túneis em terrenos brandos (Leca *et al.*, 2000).

Na indústria da construção encontram-se actualmente disponíveis máquinas tuneladoras de grande diâmetro, que permitem escavar túneis numa vasta gama de condições de terreno com elevados padrões de qualidade, no que se refere ao controlo dos movimentos do terreno. Avanços significativos têm, também, sido alcançados nas técnicas convencionais, com a escavação em secção total de grandes aberturas de túneis devidos, em parte, ao desenvolvimento de técnicas de pré-suporte e de reforço da frente, assim como aos elevados padrões de qualidade nas tecnologias de suportes de betão projectado. A dimensão das secções dos túneis tem mantido uma tendência crescente ao longo dos últimos anos, devido aos melhoramentos dos meios tecnológicos, aliados a uma mão-de-obra mais qualificada. As técnicas de tratamento e reforço do terreno têm, também, constituído um grande contributo para a conclusão com sucesso de muitos projectos de túneis com escudo ou pelo método convencional. Refira-se a utilização de produtos de injeção melhorados (tais como cimentos de grão fino) e de metodologias como as injeções de compensação.

No campo das investigações do terreno, o desenvolvimento de modelos geológicos baseados em técnicas de mapeamento e os sistemas de apoio à decisão, têm permitido um uso melhorado da informação disponível. Um progresso adicional tem sido tornado possível devido ao uso crescente das técnicas geofísicas, tanto nas etapas preliminares de projecto como durante a construção.

Na instrumentação de obras subterrâneas a introdução de tecnologias avançadas (tais como técnicas ópticas) e de melhoramento de sistemas de processamento de dados têm permitido uma utilização mais eficaz dos dados medidos. A gestão em tempo real dos registos da monitorização durante a construção tem contribuído, em termos mais gerais, para a implementação do método observacional em projectos de túneis.

A evolução verificada neste domínio da engenharia é, em grande, parte devida à crescente potência e capacidade de processamento dos computadores. Os modelos numéricos podem agora simular processos de construção complexos e estudos de interacção (tais como túneis múltiplos ou túneis executados na vizinhança de estruturas à superfície) em duas ou três dimensões, e incorporar leis constitutivas sofisticadas que tentam reproduzir a resposta observada de solos naturais. Estas ferramentas têm permitido a aquisição de um melhor conhecimento destes fenómenos e proporcionado um meio para investigar novas configurações de construção e permitir uma optimização das estruturas subterrâneas. Têm também possibilitado a realização de estudos paramétricos numa escala mais regular, o que é essencial para alcançar um conhecimento mais aprofundado da sensibilidade dos modelos aos numerosos parâmetros envolvidos nos

projectos de túneis. Também, o desenvolvimento de ferramentas de *software* de fácil utilização nesta área, tem constituído um apoio para a tomada de decisões, tanto na fase de projecto como no decurso da construção.

No campo académico, a investigação combinada dos métodos computacionais com as técnicas de modelação física (particularmente com centrífugadora) tem mostrado ser uma base para analisar novos assuntos, que surgem com o uso crescente do espaço subterrâneo. A modelação física desempenha um papel valioso ao proporcionar dados detalhados sob condições de tensão bem definidas com base nas quais métodos numéricos para previsão podem ser calibrados.

A construção de túneis está intimamente ligada à análise de casos históricos. As revisões de dados de monitorização de projectos de túneis, efectuadas numa base mais regular, podem-se revelar como um contributo importante para o melhoramento das práticas de projecto. Avanços nos métodos empíricos para avaliação de deslocamentos em certas condições de terreno têm-se tornado possíveis em grande parte devido à compilação de dados resultantes dos casos históricos.

As potencialidades e a sofisticação das ferramentas disponíveis não devem, porém, iludir as dificuldades encontradas na sua aplicação prática aos projectos, tanto em termos da determinação de parâmetros geotécnicos como do estabelecimento de leis constitutivas apropriadas. A precisão oferecida pelos métodos numéricos está longe da alcançada na prática com os dados de campo. Mais esforços serão certamente requeridos no futuro, no desenvolvimento de dispositivos de medição e no uso mais sistemático das evidências de campo, de modo a que estejam disponíveis dados suficientes para a calibração de ferramentas de projecto avançadas.

Uma referência aos novos regulamentos de prática e projecto e a sua evolução no sentido da análise do risco ou probabilidade a um certo nível de desempenho. A investigação no campo dos métodos probabilísticos tem vindo a proporcionar um maior conhecimento sobre a incerteza inerente aos parâmetros geotécnicos e a sua aplicação em projecto. As normas correntes e futuras devem igualmente beneficiar da experiência passada, e permitir que sejam desenvolvidas práticas de projecto económicas tomando devidamente em conta as questões de segurança e as questões ambientais.

Em 1969, ano em que foi realizada a 7ª Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Peck apresentou um trabalho dedicado ao estado geral dos conhecimentos relativo a *Escavações Profundas e Execução de Túneis em Terrenos Brandos*. Desde essa altura têm surgido importantes desenvolvimentos na teoria e prática na engenharia geotécnica aplicada à construção subterrânea com a publicação de importantes trabalhos de revisão dedicados ao assunto (Cording e Hansmire, 1975; Ward e Pender, 1981; O'Reilly e New, 1982; Schlosser *et al.*, 1985; Attewell *et al.*, 1986; Rankin, 1988; Uriel e Sagaseta, 1989; Clough e Leca, 1989; Cording, 1991; Fujita, 1994; Mair e Taylor, 1997; Negro, 1998; Mair, 1998; Leca e Guilloux, 1999; Leca *et al.*, 2000). Do mesmo modo, o número de reuniões científicas e técnicas dedicadas a este tema tem aumentado significativamente, assim como o de trabalhos a ele dedicados em reuniões afins.

1.2 Âmbito do trabalho

O estudo do comportamento de túneis executados em terrenos brandos é um tema de grande interesse e actualidade. O desempenho estrutural deste tipo de obras ao longo do seu período de vida útil deve ser adequadamente avaliado, dadas as consequências de uma rotura, ou da sua operação em condições deficientes de funcionalidade. No contexto das obras subterrâneas em meios urbanos, Mair e Taylor (1997) englobaram na definição *terreno brando* qualquer tipo de terreno onde um túnel que nele seja escavado necessite de alguma forma de suporte contínuo para manter a

estabilidade da escavação, quer seja a longo quer a curto prazo. Materiais geológicos como argilas duras e rijas e rochas brandas englobam-se nesta definição.

Dois tipos de deformações podem ocorrer como resultado do alívio de tensões provocado pela escavação de um túnel: as deformações imediatas e as deformações diferidas ou dependentes do tempo. As deformações imediatas são devidas à resposta elástica do terreno provocada pelo processo de escavação, podendo, também, incluir uma parcela plástica, caso as tensões geradas sejam suficientes para produzir cedências em torno do túnel. As deformações dependentes do tempo, especialmente expressivas em terrenos de granulometria fina, podem ocorrer após a escavação, fora da zona de influência da frente, e prolongar-se por longos períodos bem após o início da entrada em operação do túnel. Subjacentes a estas deformações podem estar mecanismos como a fluência, a consolidação e a expansão. Dependendo do nível de tensões induzido pelo processo de escavação, das condições hidrológicas e da micro-estrutura do terreno, estes mecanismos podem evoluir conjuntamente no sentido de um decréscimo das condições de segurança globais da obra sendo importante a sua quantificação para efeitos de dimensionamento estrutural.

Numerosos são os registos instrumentais do comportamento diferido no tempo resultante deste tipo de fenómenos obtidos na observação de obras em túnel em solos de granulometria fina ou em rochas brandas, quer ao nível das deformações no maciço, quer das cargas no suporte, por vezes com danos associados importantes, ou mesmo com a ocorrência de roturas. Também os resultados de análises numéricas com a introdução de modelos constitutivos adequados têm revelado a importância destes fenómenos ao nível da resposta da obra.

A quantificação das magnitudes de deformação no tempo do terreno em redor de uma escavação em túnel é um factor de primordial importância, verificando-se a necessidade de empreender estudos adicionais neste domínio. O comportamento dependente do tempo pode estar relacionado com as propriedades viscosas do terreno. A fluência, a relaxação e o comportamento dependente da taxa de deformação são manifestações destas propriedades. A interacção entre água livre e o esqueleto sólido, designada de consolidação nos solos de baixa permeabilidade, pode também induzir deformações no terreno ao longo do tempo, como resultado das alterações provocadas pela construção de um túnel. São também bem conhecidos os casos de túneis executados em terrenos expansivos com a frequente ocorrência de danos.

Os efeitos do tempo, designadamente os relacionados com as propriedades viscosas, nas características de resistência e de deformabilidade de vários materiais assumem importância relevante numa grande variedade de problemas de engenharia. As investigações têm mostrado que o comportamento mecânico dependente do tempo é complexo e pode ter numerosas implicações. No campo da Mecânica dos Solos, o tema do comportamento relacionado com o tempo foi explicitamente discutido por Terzaghi em 1931. Os efeitos da taxa de deformação nos solos são de há muito reconhecidos. O trabalho realizado na década de 60 do século passado, sobre a dependência do comportamento não drenado e da consolidação unidimensional da taxa de deformação, é ainda actualmente bastante referenciado. A teoria *rate process* foi utilizada por muitos investigadores para explicar o comportamento de fluência. A subsequente formulação da viscoplasticidade proporcionou desenvolvimentos significativos na modelação constitutiva. Os anos 70 mostraram avanços tanto de aspectos práticos como de fundamento no estudo dos efeitos da taxa de deformação. Entre outras constatações, os investigadores observaram uma correspondência entre o comportamento de fluência não drenado e aquele sobre diferentes taxas constantes de carregamento, começando uma tentativa de unificar vários aspectos do comportamento dependente do tempo de solos. Nos últimos 30 anos ou mais, a modelação constitutiva dominou, talvez, a investigação sobre o comportamento dependente do tempo, seguida de perto por trabalho de laboratório. Grandes avanços na capacidade computacional moveram a comunidade de investigação geotécnica em

relação a modelos constitutivos mais complexos e à formulação de modelos micromecânicos. Presentemente duas tendências parecem orientar a investigação e aplicação dos fenómenos do solo dependentes do tempo. Em primeiro lugar há o reconhecimento de que são necessárias medições de laboratório e de campo de elevada qualidade para estudar este comportamento. Estes dados podem então ser usados para formular modelos constitutivos mais precisos. A segunda tendência é que os modelos têm vindo a ser formulados de forma a englobar vários efeitos dependentes do tempo num mesmo modelo, independentemente das condições de carregamento/deformação (ASCE, 1996).

É no contexto do estudo do comportamento diferido no tempo de túneis executados em terrenos argilosos sobreconsolidados, tomando em conta as suas características viscosas, que se insere este trabalho de tese. O estudo é consubstanciado pela aplicação de modelos numéricos utilizando o método das diferenças finitas, designadamente modelos viscoplásticos, suportados por uma caracterização laboratorial que inclui ensaios triaxiais e torsionais de corte não drenado.

O objectivo da utilização de modelos numéricos, desenvolvidos com base na reprodução em laboratório de trajectórias de tensão específicas, na história do comportamento de obras existentes e nos mais recentes desenvolvimentos ao nível das teorias de comportamento dos solos, é o de prever e interpretar com mais rigor a resposta estrutural de obras em túnel. Visa também contribuir para uma melhor compreensão dos diversos fenómenos associados ao comportamento destas estruturas, que reverte numa maior qualidade dos novos projectos estruturais, no melhoramento das tecnologias associadas ao processo construtivo e na optimização dos processos de instrumentação e observação, além de possibilitar a realização de verificações de segurança cada vez mais fiáveis.

1.3 Estruturação da dissertação

Além do presente capítulo introdutório, onde foram apresentadas considerações iniciais relativamente ao âmbito do trabalho, os objectivos fundamentais que se pretende alcançar, assim como a sua estruturação, que aqui se apresenta, a presente dissertação foi organizada em mais sete capítulos.

O Capítulo 2 inicia-se com uma abordagem das principais características do comportamento de túneis em terrenos brandos, especificamente no que se refere à evolução da resposta do terreno face à escavação, designadamente da evolução dos estados de tensão e de deformação no maciço. Os factores que condicionam este comportamento são referidos e analisados. São também referidos aqueles que são usualmente considerados como os principais requisitos de projecto destas obras.

No Capítulo 3 descreve-se a fenomenologia dos efeitos diferidos no tempo em geomateriais, quais os principais mecanismos envolvidos, os factores que favorecem a sua ocorrência e os meios de ensaio actualmente disponíveis para a sua avaliação. No caso dos efeitos viscosos são descritas as principais tendências observadas no comportamento de geomateriais, a partir da análise de resultados de ensaios de laboratório. Neste contexto, faz-se referência a casos históricos, onde fenómenos diferidos no tempo em estruturas subterrâneas tiveram uma expressão significativa.

São referenciadas, no Capítulo 4, as principais vias de modelação do comportamento diferido no tempo de geomateriais, especialmente dirigidas para o caso de túneis. A sistematização efectuada engloba modelos hidromecânicos, modelos empíricos e semi-empíricos baseados em leis de fluência e de expansibilidade, modelos reológicos e modelos tensão-deformação-tempo generalizados. Estes últimos frequentemente baseados nos conceitos da viscoplasticidade, introduzidos por Perzyna, de *overstress* e das superfícies de fluxo não estacionárias.

O Capítulo 5 diz respeito a actividades de caracterização experimental de argilas sobreconsolidadas de idade oligocénica, pertencentes a uma unidade geológica característica da região de Lisboa, a designada *Formação de Benfica*. Esta caracterização refere-se essencialmente a ensaios de laboratório, envolvendo a realização de ensaios no edómetro de alta-pressão, no novo sistema de corte triaxial e no aparelho de corte torsional do LNEC. Destaca-se a realização de ensaios de fluência de tipo não drenado, de corte triaxial e sobre amostras cilíndricas ocas, no aparelho de corte torsional. Dadas as capacidades operacionais do sistema de corte torsional, foram impostas ao terreno trajectórias de tensão não triaxiais.

Numa estrutura de estados críticos, foram implementados dois modelos constitutivos viscoplásticos baseados no conceito de *overstress*, cuja formulação se descreve no Capítulo 6. O primeiro modelo implementado, de tipo elasto-viscoplástico, consiste numa extensão do modelo *Cam-clay* modificado, com uma correcção da forma da superfície na zona super-crítica e extensão para estados de tensão tridimensionais. O segundo, é um modelo elastoplástico-viscoplástico, de tipo superfície envolvente (*bounding surface*) num espaço de tensões, formulado por Kaliakin e Dafalias (1990a). Utilizam-se ambas as formulações constitutivas para simulação dos ensaios laboratoriais.

No Capítulo 7 procede-se à análise do comportamento observado de um túnel recentemente concluído no âmbito das obras de prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa na formação em estudo. Os cálculos realizados envolvem o recurso a análises numéricas tridimensionais, onde se procura simular toda a sequência construtiva. Envolvem, igualmente, a realização de análises não drenadas e acopladas em estado plano de deformação com o recurso aos modelos viscoplásticos implementados, que permitiram reproduzir o comportamento diferido no tempo observado no decurso da execução da obra.

Por último, no oitavo capítulo, procede-se a uma síntese e revisão crítica da globalidade do trabalho, sublinhando as principais conclusões e objectivos atingidos. Propõem-se algumas linhas de estudo a desenvolver no futuro, no âmbito do tema estudado.

Capítulo 2 Comportamento de túneis em terrenos brandos

2.1 Introdução

Neste capítulo procede-se a uma descrição das principais características do comportamento de túneis em terrenos brandos, especificamente no que se refere à resposta do terreno face à escavação. Os factores que condicionam este comportamento são sucintamente mencionados e analisados. Analisa-se a resposta do maciço resultante da abertura de um túnel referindo-se a importância dos efeitos tridimensionais que se geram na frente de escavação e os mecanismos de interacção entre o terreno e a estrutura de suporte. É apresentada uma descrição da evolução dos estados de tensão e de deformação no maciço envolvente a um túnel no decurso da sua execução. Para o caso de um túnel circular num meio homogéneo são apresentadas trajectórias de tensão em pontos vizinhos da abertura obtidos mediante análises planas e tridimensionais.

É efectuada uma referência àqueles que são, geralmente, considerados como os principais requisitos de projecto de obras em túnel, especialmente dirigidos para os túneis em meio urbano (Peck, 1969; Mair e Taylor, 1997; Leca *et al.*, 2000). De acordo com estes requisitos, quando se efectua o dimensionamento de um túnel, para além de assegurar a estabilidade durante a escavação é também necessário garantir a segurança para os dois seguintes cenários de risco: i) rotura do suporte inicial e final; ii) deformações excessivas em estruturas e infraestruturas localizadas na vizinhança.

2.2 Generalidades relativas ao comportamento de túneis em terrenos brandos

A escavação de um túnel implica uma alteração do estado de tensão a que está submetido inicialmente um determinado maciço com uma redistribuição de tensões em torno da escavação e a consequente ocorrência de deformações. Desenvolve-se um processo de transferência de tensões por efeito de arco quer em planos transversais quer em planos longitudinais ao eixo do túnel, tal como ilustrado na Figura 2.1 (Eisenstein *et al.*, 1984; Lunardi, 1997), sendo esse processo função do estado de tensão instalado no maciço, das suas características de resistência e de deformabilidade e do método construtivo utilizado. As deformações podem atingir magnitudes importantes, resultando em movimentos com expressão significativa em torno da abertura e à superfície do terreno, especialmente no caso de túneis pouco profundos ou, eventualmente, colapsos. O impacto da construção subterrânea, com especial destaque para o caso de terrenos brandos e cenários urbanos, assim como a previsão do comportamento estrutural deste tipo de obras ao longo do seu período de vida útil, devem ser adequadamente avaliados, dadas as consequências de uma rotura ou do seu funcionamento em condições de funcionalidade deficientes.

O processo de interacção entre o maciço e o suporte pode ser traduzido por meio das curvas de reacção (Figura 2.2b), que relacionam, em cada ponto na periferia de um túnel, a tensão e o deslocamento radial, tal como definido por Eisenstein *et al.* (1984). Com base em análises axissimétricas e tridimensionais estes autores propuseram uma distribuição esquemática de tensões e de deslocamentos verticais num ponto situado no tecto do túnel, tal como ilustrado na Figura 2.2a). O estado de tensão num determinado ponto vai variando com o avanço da frente percorrendo o trajecto entre o ponto A, correspondente à tensão em repouso, e o ponto C, junto à frente de escavação onde o estado de tensão se anula. Atinge um máximo no ponto B, relativamente próximo da frente. Na parte não revestida a tensão vertical é nula. Na zona do suporte a tensão vertical é inicialmente nula, no ponto D, registando um acréscimo no ponto E até à situação de equilíbrio em F. Mostra-se na mesma figura a distribuição de deslocamentos radiais num ponto localizado no tecto do túnel em função do avanço da frente.

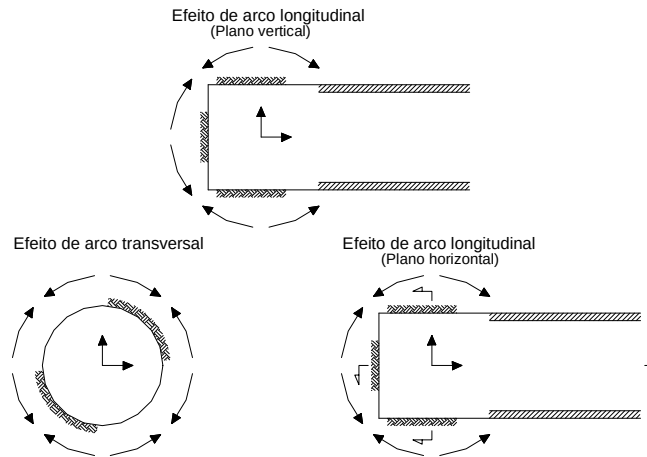


Figura 2.1 - Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação (Eisenstein *et al.*, 1984)

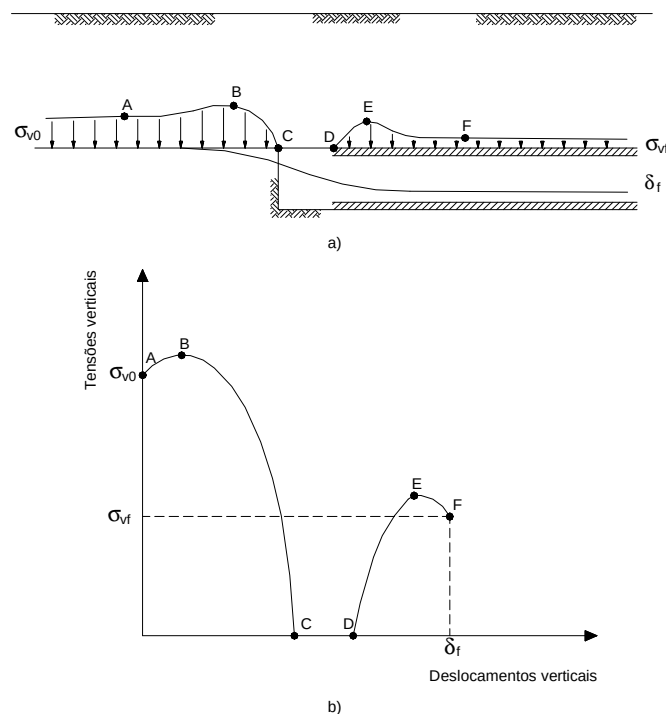


Figura 2.2 - Interação maciço-suporte: a) distribuição das tensões e dos deslocamentos verticais ao longo da linha longitudinal situada no tecto do túnel; b) correspondente curva de reacção maciço-suporte (Eisenstein *et al.*, 1984)

A construção de um túnel origina um movimento da frente para o interior da cavidade e a convergência das paredes. No plano transversal à secção do túnel, os deslocamentos produzidos são fundamentalmente radiais no sentido da abertura e aproximadamente simétricos relativamente ao eixo horizontal do túnel, no caso de túneis profundos, ao contrário do que sucede em túneis superficiais, verificando-se nestes casos que a diferença se acentua à medida que aumenta a plastificação em redor da abertura. A uma certa distância da frente de escavação observam-se deslocamentos essencialmente longitudinais, que vão crescendo à medida que se processa o seu avanço atingindo o máximo sobre a secção onde se situa a frente. Avanços posteriores, produzem uma redução dos deslocamentos longitudinais que no final se aproximam do valor nulo e, embora podendo ser diferentes de zero, são reduzidos quando comparados com os deslocamentos radiais. Estes últimos crescem progressivamente, apresentando uma zona de inflexão junto à frente de escavação até se atingir a situação de equilíbrio. A taxa de crescimento das deformações radiais é máxima sobre a

frente de escavação, tendo pouca expressão em zonas onde se faça sentir o efeito tridimensional da frente mas afastadas desta.

A Figura 2.3 indica a distribuição dos vectores deslocamento num plano vertical longitudinal contendo o eixo do túnel resultante de um cálculo axissimétrico no caso mais simples de túnel profundo num meio elástico e homogéneo submetido a um campo de tensões uniforme e isotrópico (Ranken e Ghaboussi, 1975). Tal como se referiu os deslocamentos começam a processar-se principalmente na direcção longitudinal. Com o avanço da frente esta componente cresce até atingir um máximo quando da passagem da frente, começando depois a evanescer. Os deslocamentos radiais aumentam até à situação de equilíbrio final.

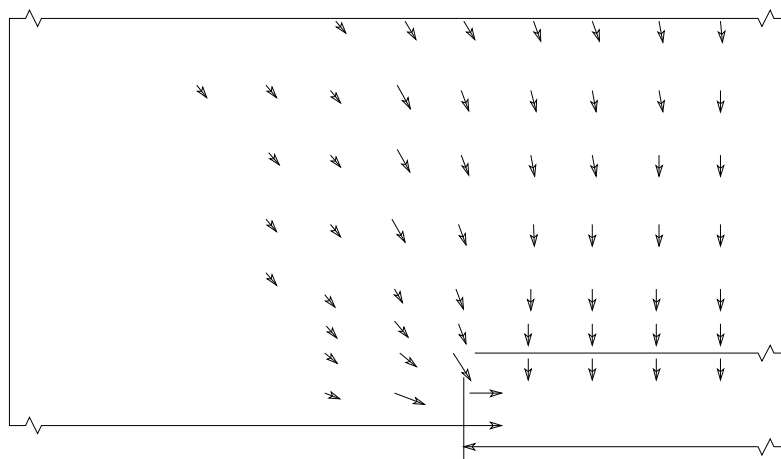


Figura 2.3 - Vectores deslocamento num plano longitudinal contendo o eixo do túnel (Ranken e Ghaboussi, 1975)

O mesmo tipo de comportamento foi observado com a introdução de um suporte e admitindo a possibilidade da ocorrência de plastificações no maciço, por análises realizadas pelos mesmos autores.

Na frente de escavação gera-se uma zona onde o estado de deformação é de natureza tridimensional e em secções mais afastadas, atrás e adiante daquela, alcança-se um estado plano de deformação (Figura 2.4). O estado de tensão do maciço e do suporte estão relacionados, dependendo, além das propriedades do terreno, do instante de colocação do suporte, da distância à frente e das suas características mecânicas. O desenvolvimento de zonas perturbadas pela escavação em termos tridimensionais nas proximidades da frente é menor do que dois diâmetros para ambos os lados da frente, atendendo a que na maioria dos métodos de execução de túneis se instala o suporte numa distância da frente menor do que um diâmetro (Almeida e Sousa, 1998). A melhoria das características resistentes adiante da frente produz um efeito semelhante ao da antecipação da colocação do suporte, isto é, uma redução da zona perturbada pela frente de escavação. Com efeito, a diminuição das zonas plastificadas no sentido longitudinal resulta numa menor necessidade de redistribuição de esforços produzindo um consequente encurtamento da zona afectada pela frente.

Estas características gerais do comportamento referem-se à execução de túneis por métodos mineiros (*bored tunnelling*), os designados métodos de construção sequencial com betão projectado (ICE, 1996; HSE, 1996). O recurso a estes métodos pode envolver um elevado número de etapas de construção e de medidas que visam evitar a ocorrência de deformações excessivas no terreno, o que é normalmente conseguido à custa de uma escavação parcializada da frente. Nos casos quer de túneis executados por métodos a céu aberto, vulgarmente designados de *cut and cover*, quer de túneis executados com recurso a máquinas tuneladoras, estas linhas gerais de comportamento podem ser diferentes.

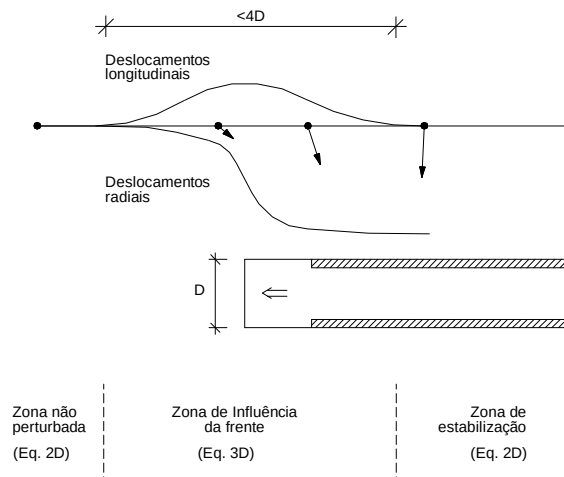


Figura 2.4 - Estados de tensão e deformação no maciço com o avanço da frente (Almeida e Sousa, 1998)

2.3 Evolução do estado de tensão no maciço em redor de um túnel

A trajectória de tensões a que fica submetido um elemento de terreno localizado na vizinhança de um túnel na sequência da sua construção depende da sua localização, do estado de tensão inicial, das propriedades do terreno, da proximidade da superfície livre, da forma da secção transversal, além da óbvia dependência do processo construtivo utilizado (Ng e Lo, 1985; Steiner, 1992; Almeida e Sousa, 1998). A estes factores deve-se também adicionar o efeito do tempo na alteração das propriedades de deformabilidade e de resistência dos materiais geomecânicos e, eventualmente, dos próprios meios de suporte.

As trajectórias de tensão são na maior parte das vezes analisadas em estado plano de deformação por óbvias razões de simplicidade de interpretação e modelação. No entanto, apenas as análises tridimensionais conseguem reproduzir a real evolução do estado de tensão e deformação do terreno provocada pela sucessiva mudança das condições de fronteira.

Na sequência do carregamento imposto pela escavação do túnel verifica-se em simulações planas, na zona do tecto, um aumento da tensão horizontal e diminuição da tensão vertical (trajectória de extensão), enquanto que nos pontos situados na zona dos hasteais são descritas trajectórias caracterizadas por um aumento da tensão vertical e diminuição da tensão horizontal (trajectórias de compressão), como se mostra esquematicamente na Figura 2.5. No caso mais simples de estado de tensão uniforme (túnel profundo) num meio isotrópico e elástico em análises em estado plano de deformação descrevem-se trajectórias lineares no espaço $s \left(\frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \right) - t \left(\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2} \right)$ (linhas a tracejado nas Figuras 2.7 e 2.9) que, função do coeficiente de impulso em repouso, cobrem todos os quadrantes deste espaço.

Para as condições referidas anteriormente, para um alívio total do estado de tensão devido à escavação (sem aplicação de qualquer sistema de suporte ou pré-suporte), uma análise numérica tridimensional revela que a evolução das trajectórias de tensão é na realidade mais complexa. Mostra-se a evolução do estado de tensão em pontos localizados nos hasteais e no tecto, a 0,97m da abertura, na sequência do avanço da frente provocada pela escavação de um túnel de 10m de diâmetro, simulada pela remoção sucessiva da série de elementos que representam o seu interior. Os cálculos foram efectuados com recurso ao programa FLAC3D (Itasca, 2003), com recurso à malha mostrada na Figura 2.6, que representa um domínio de $30 \times 30 \text{ m}^2$ e 60m, nas direcções transversal e longitudinal ao eixo do túnel, respectivamente. Ao maciço foi atribuído um módulo de deformabilidade $E=500 \text{ MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu=0,3$. Não se considerou a acção da água. Foram considerados estados de tensão inicial caracterizados por $K_0=0,6$, $K_0=1$ e

$K_0=1,5$. Os resultados referem-se a uma secção localizada a 30m do início da escavação. Nas Figuras 2.7 e 2.9 representam-se as trajectórias de tensão no plano transversal ao eixo do túnel no espaço s - t . As trajectórias correspondentes às análises planas estão identificadas nas mesmas figuras. Mostram-se igualmente as trajectórias em função de p $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) - q \left(\sqrt{\frac{3}{2} \left((\sigma_1 - p)^2 + (\sigma_2 - p)^2 + (\sigma_3 - p)^2 \right)} \right)$ (Figuras 2.8 e 2.10), notando-se que estes parâmetros não definem totalmente o estado de tensão no espaço tridimensional.

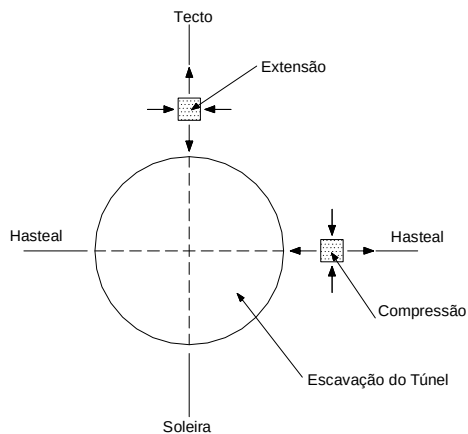


Figura 2.5 - Escavação de um túnel

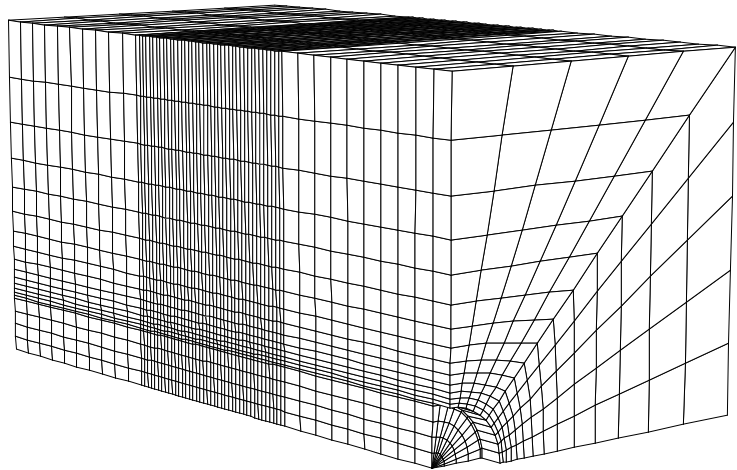


Figura 2.6 - Malha utilizada nas análises tridimensionais

Nas análises planas, quando $K_0=1$ não há variação da tensão média, sendo que as trajectórias são iguais em todos os pontos em redor do túnel. Nos casos em que $K_0 < 1$, no tecto, dá-se inicialmente uma diminuição da tensão de corte até à sua anulação. A partir desta fase a tensão circunferencial passa a ser superior à radial, verificando-se que a tensão de corte aumenta novamente, mas agora em sentido contrário ao mobilizado no estado de tensão de repouso. Neste caso há uma rotação de 90° na direcção das tensões principais. O aumento da tensão circunferencial não compensa a diminuição da tensão radial pelo que há uma diminuição da tensão média. No hasteal há um aumento progressivo da tensão de corte e aumento da tensão média. Para $K_0 > 1$, o comportamento é recíproco do anterior, ou seja, no tecto há uma diminuição da tensão de corte e aumento da tensão média, enquanto que no hasteal se verifica inicialmente uma diminuição da tensão de corte, com rotação de 90° da direcção da tensão principal máxima e diminuição da tensão média.

A análise da evolução das tensões s - t no plano transversal ao eixo do túnel obtida por meio de análises tridimensionais permite notar uma diferença significativa na evolução da tensão média, quando comparada com a obtida por meio de análises planas. Verifica-se em todos os casos um aumento inicial, compressão devido ao avanço da frente, ao que se segue uma descompressão acentuada na fase em que a frente de escavação cruza a secção em questão, por último, a tensão média aumenta novamente por redistribuição de tensões no sentido longitudinal para trás da frente de escavação.

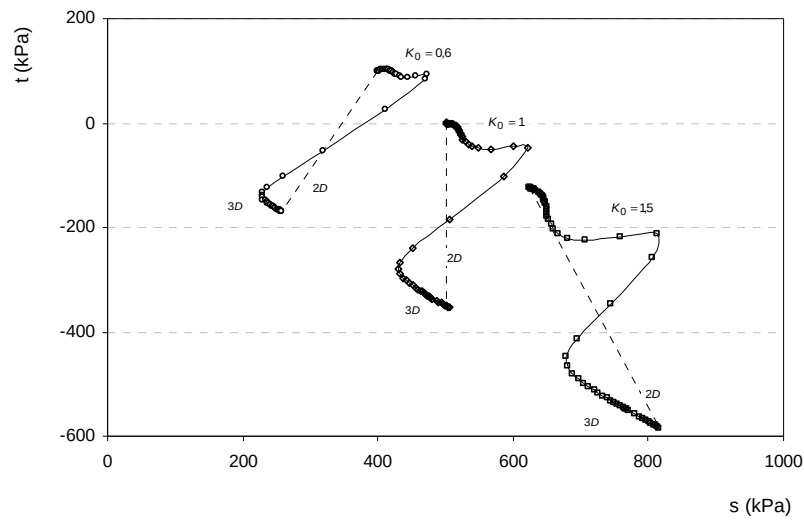


Figura 2.7 - Relações s - t no decurso da escavação para três valores de K_0 (tecto/soleira)

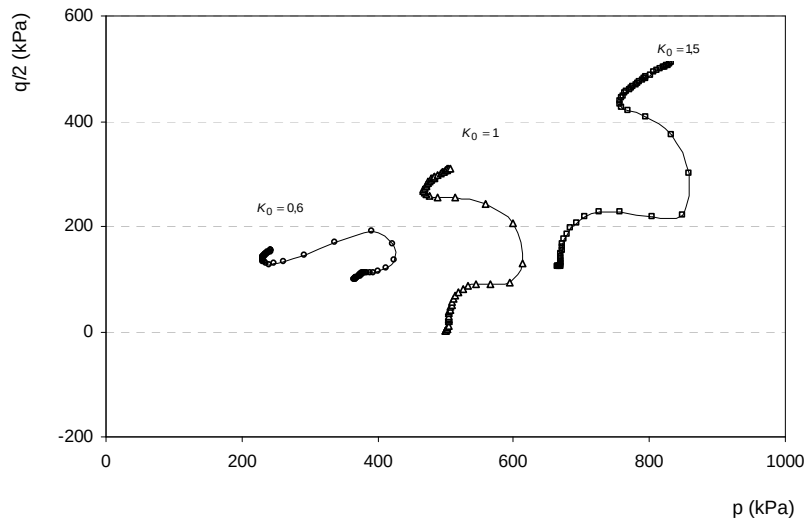


Figura 2.8 - Relações p - $q/2$ no decurso da escavação para três valores de K_0 (tecto/soleira)

Analisando agora a evolução das tensões em termos dos parâmetros p - $q/2$ observa-se, tal como referido anteriormente, uma variação significativa da tensão média. Nota-se, também, que q pode alcançar valores máximos antes da libertação total das tensões devidas à escavação, ou seja, superiores aos obtidos em análises em estado plano de deformação. Tal é o caso de K_0 superior a 1 no hasteal, e K_0 inferior a 1, no tecto. No caso de o comportamento do terreno se afastar do elástico linear, a resposta obtida por meio de análises em estado plano de deformação pode assim afastar-se substancialmente da resposta que se obteria em análises tridimensionais.

Admitindo a ocorrência de um nível a partir do qual a diferença entre a tensão circunferencial e radial excede a resistência do terreno a cedência é induzida. O estado de tensão inicial influencia o aparecimento destas zonas. Wong e Kaiser (1991) identificaram três modos de comportamento para túneis em meios incoerentes com base em soluções analíticas e estudos numéricos em condições de deformação plana, tal como se mostra na Figura 2.11. Para $K_0 < 1$ a tensão radial de pré-escavação é superior à tensão circunferencial no tecto, e reciprocamente no hasteal. No decurso da escavação a diferença entre as duas tensões aumenta continuamente no hasteal, sendo nesta zona que a cedência

se inicia no modo I. Para K_0 próximo da unidade a tensão de corte desenvolve-se aproximadamente do mesmo modo em torno de toda a periferia (modo II). Para $K_0 > 1$ o início da cedência ocorre no tecto e na soleira devido às elevadas tensões horizontais geradas (modo III). As zonas de cedência acima de túneis superficiais têm uma maior tendência a propagar-se para a superfície do terreno devido ao efeito dominante da gravidade. Na Figura 2.11 ilustra-se igualmente o modo como as regiões plastificadas se propagam em função do posterior alívio de tensões que é determinado pelo valor de K_0 e pela profundidade da superfície livre. O valor de K_{cr} (coeficiente de impulso em repouso crítico) indicado

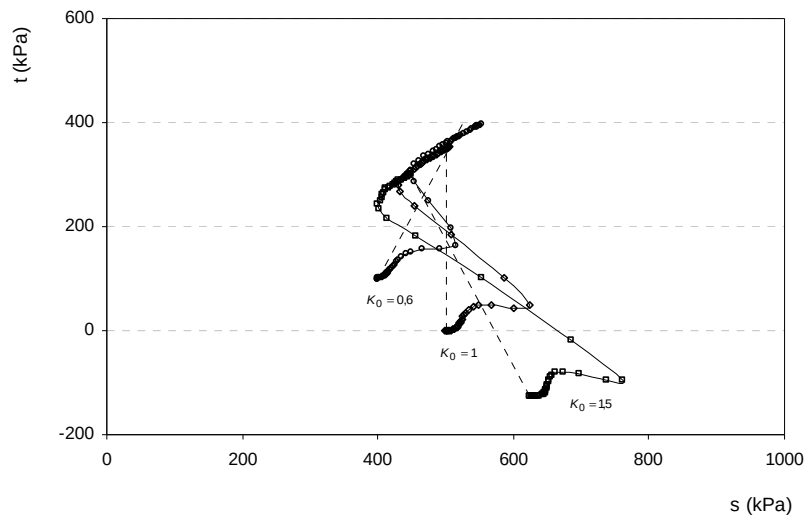


Figura 2.9 - Relações s - t no decurso da escavação para três valores de K_0 (hasteais)

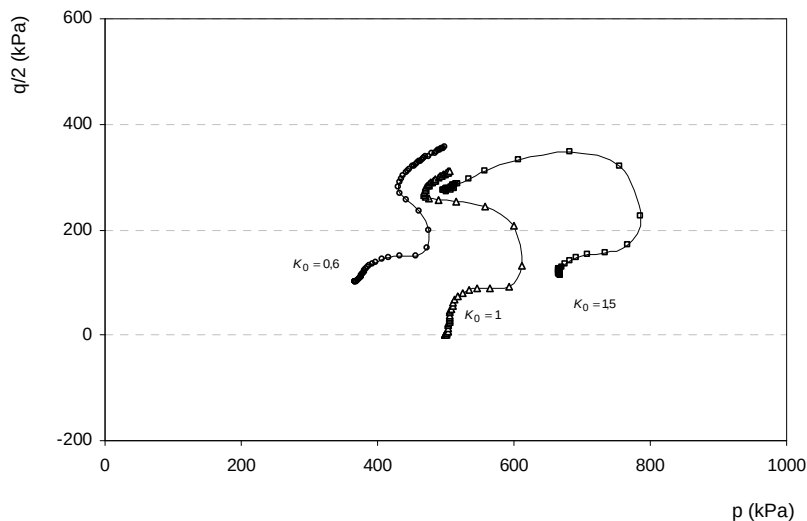


Figura 2.10 - Relações p - $q/2$ no decurso da escavação para três valores de K_0 (hasteais)

na figura referida, delimita a propagação da cedência através de duas regiões distintas nos hasteais do túnel. Para valores de K_0 inferiores ao valor referido a propagação da cedência dá-se através de duas zonas distintas que podem alcançar a superfície, mesmo antes de a plastificação no coroamento se iniciar. Caso contrário a região é totalmente envolvida por uma região plastificada contínua.

A utilização de um modelo constitutivo que reproduza com mais precisão o comportamento do solo pode influenciar a previsão da trajectória de tensões no terreno escavado. Almeida e Sousa (1998) evidenciou este facto em análises

planas onde comparou as trajectórias de tensão num túnel com 10m de diâmetro e recobrimento (para K_0 foi adoptado o valor de 0,75) em pontos do maciço localizados no coroamento (A1, A2 e A3), na soleira (B1, B2 e B3) e no hasteal (C1, C2 e C3) a diferentes distâncias do contorno, obtidas por um modelo elástico linear e pelo modelo elastoplástico de Lade num solo residual do granito (Figura 2.12). No coroamento e na soleira as componentes distorcional e isotrópica do estado de tensão começam por diminuir pelo que a variação de tensões é representada por pontos localizados no interior das superfícies de cedência; nestes pontos a trajectória de tensões começa por ser praticamente coincidente com a correspondente ao cálculo linear elástico, afastando-se desta após a rotação de 90° das direcções das tensões principais e do ponto representativo do estado de tensão ter alcançado a superfície de cedência. No hasteal, as duas componentes do estado de tensão crescem, as duas superfícies de cedência são desde logo activadas ocorrendo imediatamente deformações plásticas. As tensões circunferenciais deixam de crescer proporcionalmente ao decréscimo das tensões radiais, evidenciando as trajectórias de tensão uma acentuada não linearidade. Com o aumento da distância ao contorno da escavação verifica-se um nítido aumento do seu desenvolvimento em relação ao comportamento linear elástico. As zonas de rotura obtidas no cálculo elastoplástico referido são iniciadas no hasteal ($K_0=0,75$) não se propagando de forma axissimétrica em redor do túnel, antes evoluindo para a superfície devido às baixas tensões aí actuantes (Figura 2.12 d)).

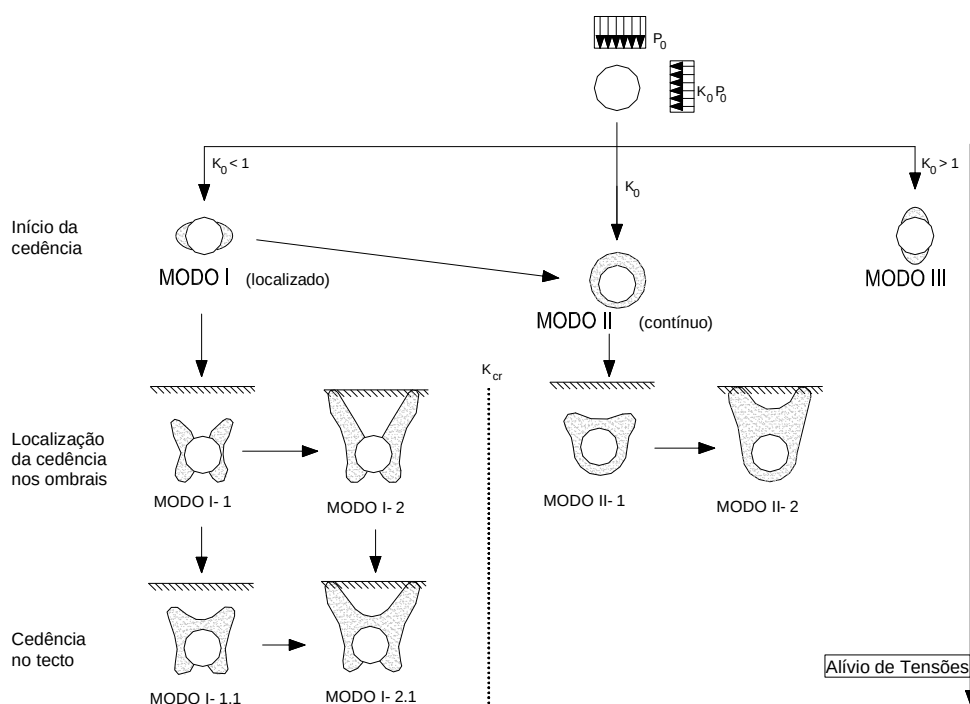


Figura 2.11 - Modos de comportamento do terreno na zona do túnel (Wong e Kaiser, 1991)

Além dos factores referidos relacionados com o terreno circundante (estado de tensão inicial, comportamento mecânico e posição da superfície livre), e dos relacionados com o processo construtivo, também as características geométricas da estrutura subterrânea influenciam as trajectórias de tensão. Para um estudo de túneis em materiais expansivos, Barla (1999) analisou a influência da forma da secção transversal e do estado de tensão inicial na evolução da trajectória de tensões em torno de um túnel, num meio linear elástico isotrópico e homogéneo. Considerando como susceptíveis de expandir as zonas em redor do túnel onde o primeiro invariante do estado de tensão induzido for inferior ao correspondente ao estado de tensão inicial, verificou a grande influência da forma da secção transversal e do raio de curvatura da soleira para secção não-circular. As zonas descomprimidas são mais extensas para as secções não-

circulares e para as soleiras com raio de curvatura superior. Obviamente que a secção de forma circular é a preferível, quando uma condição de expansibilidade seja expectável (Steiner, 1992).

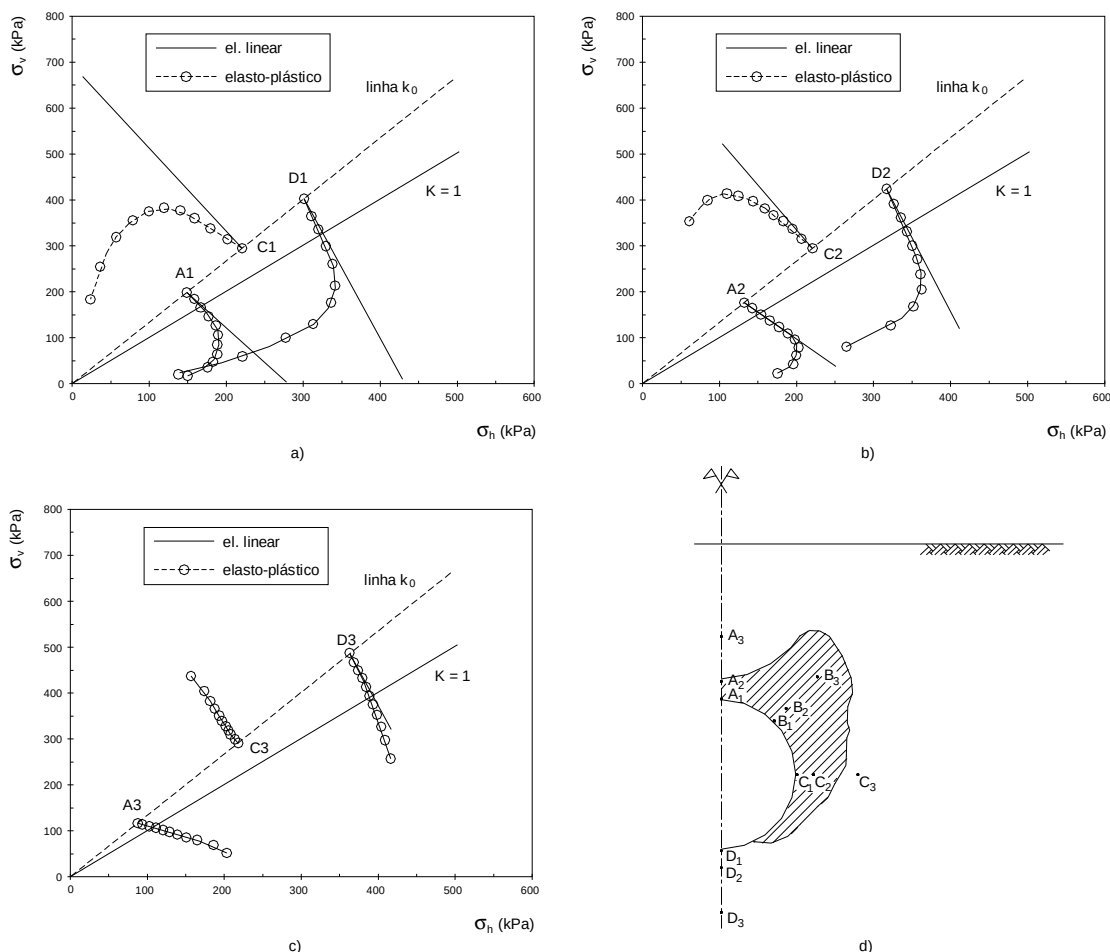


Figura 2.12 - Comparação entre trajetórias lineares e não lineares em redor de um túnel superficial para várias distâncias ao contorno (a), b) e c) e zonas de rotura d)) (Almeida e Sousa, 1998)

2.4 Evolução do estado de deformação no maciço em redor de um túnel

Na Figura 2.13 mostram-se as componentes do estado de deformação ε_v , ε_h e γ_{vh} ao longo da periferia da abertura obtidas nos cálculos elásticos lineares e elastoplásticos com recurso ao modelo de Lade referidos em 2.3. É possível diferenciar quatro regiões. Em duas delas, que englobam os elementos de solo situados entre o tecto e a superfície e os elementos localizados sob a soleira do túnel, a deformação resulta da combinação de uma extensão vertical com uma compressão horizontal. Na zona dos hasteais, os elementos deformam-se combinando uma extensão horizontal com uma compressão vertical. Nos elementos localizados a $\pm 45^\circ$ com a horizontal, a componente é fundamentalmente distorcional. Verifica-se que o comportamento é fortemente controlado pela distorção e que a ocorrência de plastificações do terreno influencia fortemente as componentes da deformação em torno da abertura, conduzindo a deformações substancialmente mais elevadas e a uma assimetria da distribuição de deformações.

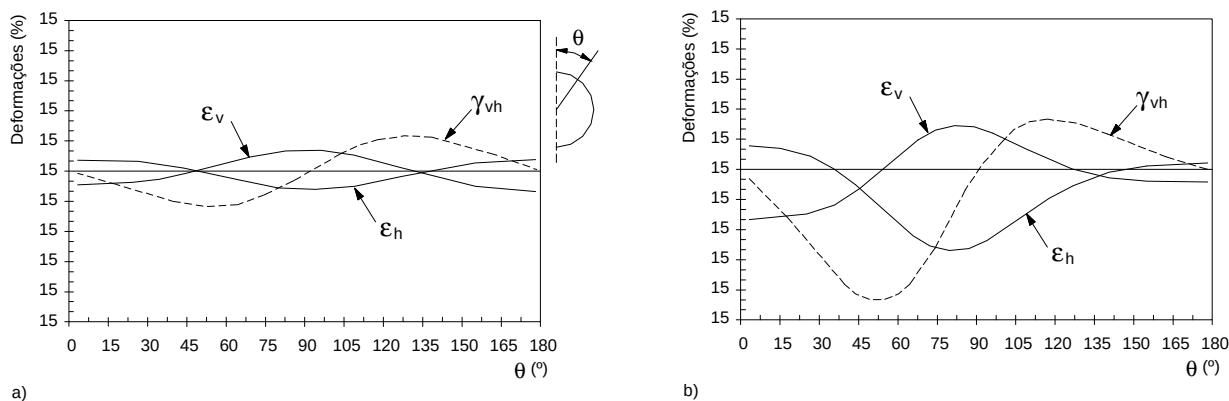


Figura 2.13 - Componentes da deformação ao longo da periferia de um túnel superficial: a) cálculo elástico-linear; b) cálculo elastoplástico (Almeida e Sousa, 1998)

A deformação do terreno envolvente a um túnel pode ser obtida por outras vias, além da numérica. Nas Figuras 2.14 e 2.15 mostram-se distribuições de distorções e deformações volumétricas, em valores percentuais, em redor de túneis resultantes de ensaios em modelo reduzido e da observação de obras reais (Negro, 1988). Indica-se o tipo de ensaio, a profundidade relativa do túnel (C/D) e o factor de carga (FC).

Para situações próximas do colapso verifica-se a ocorrência de concentração de distorções entre o coroamento e o hasteal que se propagam até à superfície, sendo a sua distribuição semelhante independentemente do tipo de solo e da profundidade relativa. Os contornos das distorções alcançam grandezas superiores a 20%. Para situações afastadas do colapso o efeito da profundidade relativa e do tipo de terreno é evidente na distribuição de distorções. Assim, zonas de elevadas distorções tendem a desenvolver-se e a propagar-se em direcção à superfície quanto mais superficial for o túnel e menos resistente o terreno envolvente (consequência de um início da plastificação precoce).

A distribuição das deformações volumétricas em redor de túneis é dependente do tipo de terreno e da dilatância associada, mesmo para situações próximas do colapso, como ilustram os resultados apresentados na figura referida. A diminuição da tensão média provocada pelo alívio das tensões em torno da abertura, provoca invariavelmente uma expansão no maciço envolvente. Por sua vez o aumento das tensões de corte pode provocar uma diminuição ou um aumento de volume, dependendo do tipo de solo. Em argilas normalmente consolidadas, nos casos representados, o efeito combinado da expansão provocada pela da tensão normal média não é suficiente para anular a contracção devida aos elevados aumentos da tensão de corte, ocorrendo diminuições de volume em torno do túnel. Aumentando o grau de sobreconsolidação da argila verifica-se que, quer a evolução da tensão média, quer as solicitações de corte actuam ambas no sentido do aumento da deformação volumétrica. O mesmo tipo de comportamento foi observado em areias densas, onde foram registadas expansões volumétricas significativas.

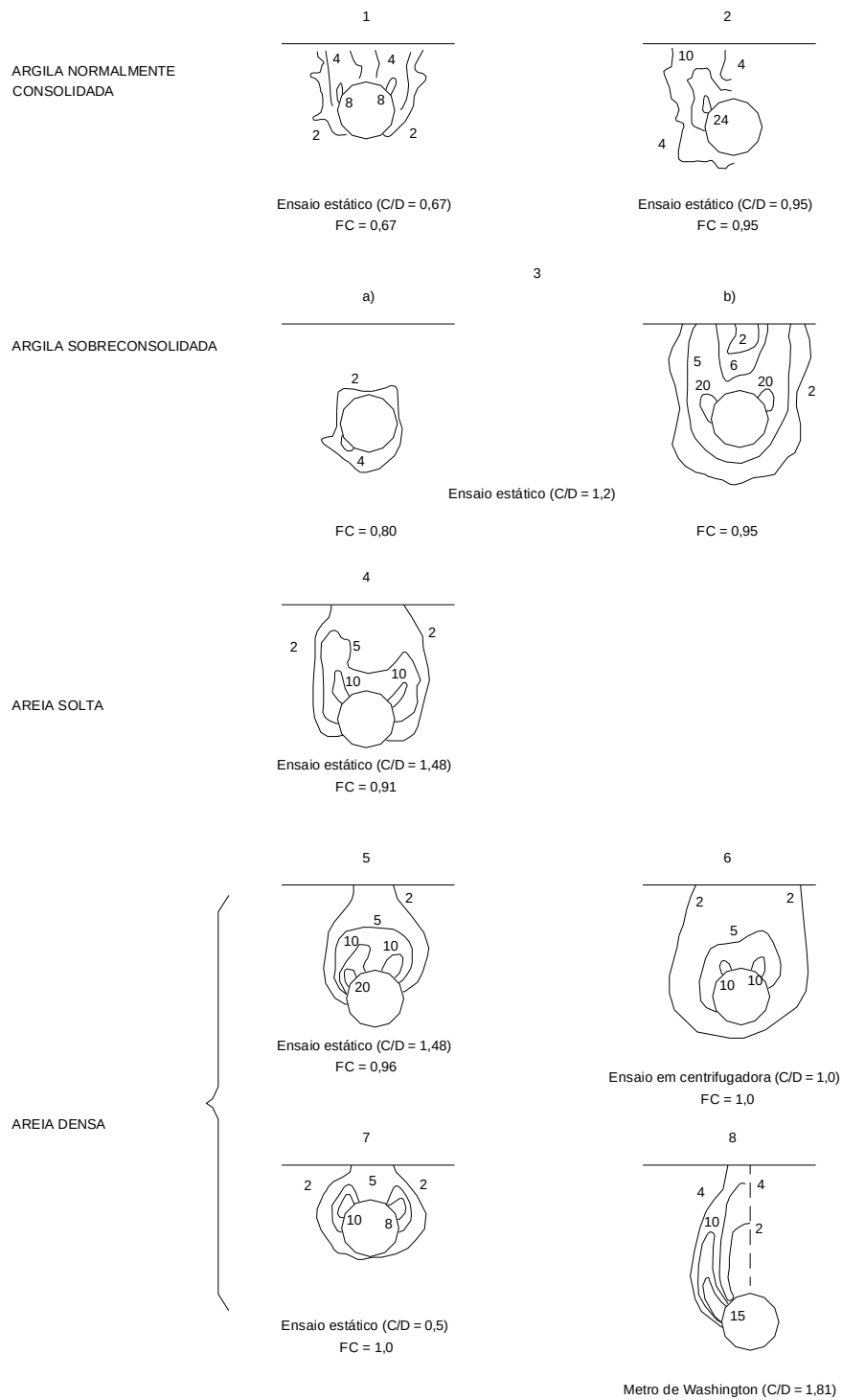


Figura 2.14 - Distribuição das distorções em redor de um túnel superficial (Negro, 1988)

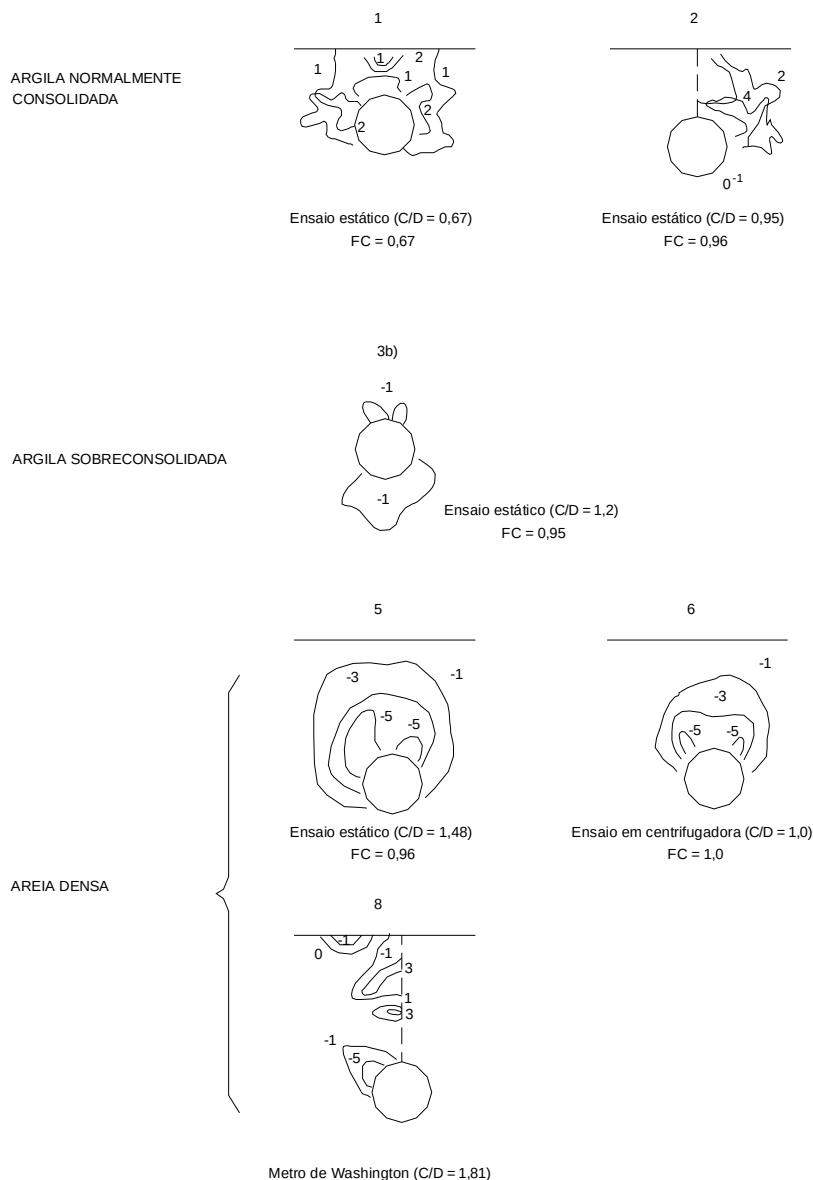


Figura 2.15 – Distribuição das deformações volumétricas em redor de um túnel superficial (Negro, 1988)

2.5 Desempenho estrutural e principais requisitos de projecto

O projecto de um túnel assume características importantes que o distinguem das restantes obras de engenharia civil, sendo porventura a diferença mais marcante o facto de só terminar realmente com a execução da obra. Túneis são estruturas geotécnicas lineares que bem se prestam à aplicação do que usualmente se refere como o *Método Observacional*. A seguida repetição de sequências de operações no decurso da construção torna possíveis optimizações de projecto durante a obra, com base no comportamento observado através de monitorização de campo. O projecto de um túnel envolve, nomeadamente, a caracterização geológica e geotécnica do maciço e a determinação das acções provocadas pela abertura da escavação, de que se destacam as forças devidas à libertação do estado de tensão preexistente e as resultantes da alteração das condições hidrológicas. Envolve, ainda, o estudo das condições de estabilidade da frente de escavação e das paredes da abertura antes de serem suportadas, a previsão da grandeza e da distribuição das pressões actuantes no suporte e dos deslocamentos no maciço envolvente e à superfície. Para que sejam garantidos níveis de segurança e condições de funcionalidade adequados por parte da estrutura subterrânea

e das infra-estruturas localizadas na sua vizinhança, é necessário o recurso a métodos construtivos apropriados. Estes níveis de segurança podem, eventualmente, ser apenas alcançados à custa da implementação de intervenções complementares, tais como técnicas de pré-suporte ou técnicas de tratamento e reforço do maciço. As técnicas de pré-suporte permitem introduzir adiante da frente de escavação elementos estruturais que funcionam como um pré-revestimento, possibilitando uma redução das convergências e dos assentamentos do terreno provocados pela escavação. São exemplo destas técnicas: o pré-corte mecânico, os arcos de *jet grouting* e as abóbadas guarda-chuva (Guilloux e Bretelle, 1996; Leca *et al.*, 1997; Postiglione *et al.*, 1997; Oreste e Peila, 1998). As técnicas de tratamento e reforço do terreno conduzem, numa determinada zona do terreno, ao aumento da resistência ao corte, diminuição da deformabilidade e, eventualmente, a uma redução da sua permeabilidade. Entre estas técnicas incluem-se as pregagens e as injeções de compensação (Harris *et al.*, 1996; Dias, 1999).

Aqueles que são considerados como os principais requisitos de projecto e construção de túneis em terrenos brandos estabelecidos por Peck (1969), e normalmente indicados como estando associados aos principais cenários de risco destas obras (Eisenstein, 1986; Mair e Taylor, 1997), visam:

- a estabilidade da abertura antes da execução dos suportes - dependente da técnica construtiva, das condições do terreno e da geometria da obra;
- a integridade dos suportes - o dimensionamento do suporte, temporário ou permanente, deve ser adequado às acções a que ficará submetido no decorrer da sua vida útil;
- a não ocorrência de deformações excessivas em estruturas e infra-estruturas na vizinhança - num ambiente urbano a construção de um túnel não deve causar danos inaceitáveis às estruturas e infra-estruturas inseridas na sua área de influência, sendo para tal necessário estimar a grandeza e a distribuição dos movimentos do terreno.

É frequente a avaliação dissociada destes três cenários mediante a utilização de métodos simplificados de dimensionamento. A sua avaliação global requer, contudo, a utilização de métodos numéricos com os quais se torna possível (Almeida e Sousa, 2002):

- a consideração da geometria da escavação e das condições do terreno, nomeadamente a sua estratigrafia e a posição do nível freático;
- a consideração do estado de tensão previamente existente;
- a simulação das diferentes fases construtivas;
- a integração no cálculo de diferentes equações constitutivas para simular o comportamento dos diversos materiais envolvidos, nomeadamente ao longo do tempo;
- a consideração da interacção maciço-suporte.

2.5.1 Estabilidade da frente de escavação

Os estudos de estabilidade partem, em geral, da geometria idealizada representada na Figura 2.16. Pretende-se estimar as pressões mínimas σ_T necessárias para manter a estabilidade da frente e a previsão dos seus mecanismos de rotura, para diferentes valores dos parâmetros indicados (D , C , P , γ e σ_S , que representam, respectivamente, o diâmetro do túnel, a altura de recobrimento, o comprimento não revestido, o peso volúmico e a sobrecarga à superfície). Para o caso de terrenos argilosos a resistência não drenada do terreno, c_u é também indicada.

A pressão de suporte σ_T corresponde na prática ao reforço colocado em obra pelas tuneladoras: por meio de contrapressão de terras, de lamas bentoníticas ou por ar comprimido. O valor de σ_T deve ser otimizado de modo a que, por um lado, garanta a estabilidade da frente e, por outro, não aumente demasiado as cargas actuantes sobre o suporte, podendo, a partir de um certo nível, originar roturas no terreno e causar empolamentos à superfície. No caso da execução da obra subterrânea se fazer por construção sequencial, a estabilidade da frente deverá ser assegurada para todas as etapas construtivas, essencialmente no que respeita à extensão dos avanços, ao perfil transversal de escavação adoptado e ao instante de colocação dos suportes. Nesta metodologia de construção, na grande maioria dos casos, a escavação processa-se sob pressão atmosférica, ($\sigma_T = 0$), embora já tenha sido utilizada em conjugação com ar comprimido (Kammerer e Semprich, 1998).

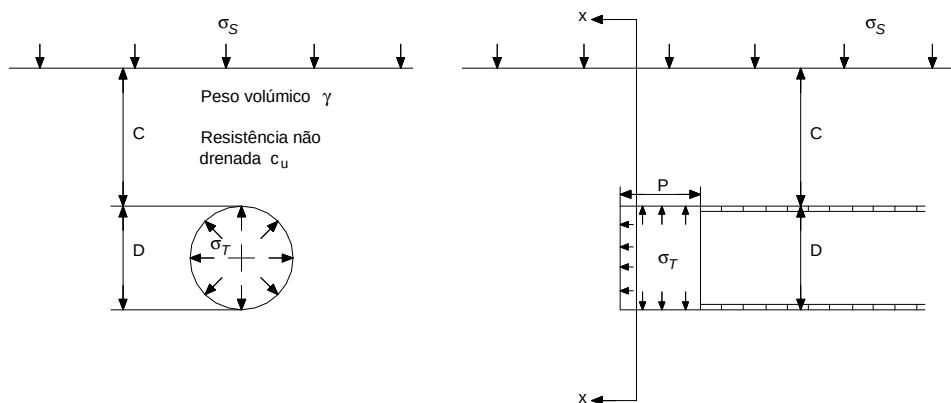


Figura 2.16 - Idealização geométrica da zona da frente de um túnel em terrenos brandos

Nas últimas décadas numerosos trabalhos de investigação têm sido consagrados ao estudo da estabilidade da frente de escavação e à identificação dos mecanismos de rotura da mesma, tendo por base estudos de natureza experimental, teórica ou numérica.

A via experimental reside na realização de ensaios em modelo reduzido estáticos ou em centrífugadora (Atkinson e Potts, 1977; Schofield, 1980; Casarin e Mair, 1981; Kimura e Mair, 1981; Atkinson e Mair, 1982; Chambon e Corté, 1989, 1990 e 1994; Leca *et al.*, 1997; Sartoris *et al.*, 1999; Al Hallack, 1999). Os ensaios em centrífugadora constituem uma das principais fontes de resultados experimentais no que se refere ao comportamento de obras geotécnicas; no caso dos túneis o recurso a este tipo de modelação tem sido frequente. Os primeiros trabalhos em escala reduzida foram realizados em Cambridge, com modelos simples, podendo-se, por exemplo, referir os ensaios estáticos realizados por Atkinson *et al.* (1975) que simulavam um túnel não suportado numa areia densa seca submetido a uma pressão uniforme em seu redor que diminuía progressivamente até ser atingida a rotura (análise bidimensional). Estes modelos têm vindo a adquirir um grau de complexidade crescente e a reproduzir de um modo cada vez mais aproximado os detalhes das obras.

Para além da modelação física o estudo da estabilidade da frente de uma estrutura subterrânea pode ser efectuado por via de soluções teóricas obtidas por análise limite usando os teoremas da teoria da plasticidade, idealizando o solo como um material rígido-plástico (Atkinson e Potts, 1977; Davis *et al.*, 1980; Leca e Panet, 1988; Chambon e Corté, 1990; Leca e Dormieux, 1990 e 1992; Leca *et al.*, 1997). Estes dois teoremas enquadram o valor da pressão na frente que é necessário aplicar para garantir a estabilidade com base em condições de equilíbrio e de resistência. Segundo o teorema da região inferior, aproximação estática ou pelo interior, se puder ser definido um campo de tensões que satisfaça as condições de equilíbrio do sistema sem que seja excedida em nenhum ponto a sua resistência, então as

cargas aplicadas são inferiores ou iguais à carga de colapso. De acordo com o teorema da região superior, aproximação pelo exterior, se for possível a definição de um campo de deformações plásticas cinematicamente admissível, para o qual o trabalho das cargas aplicadas seja superior ao trabalho realizado pelas forças interiores, então as cargas assim deduzidas serão superiores ou iguais às cargas de colapso. Refira-se que, para este problema, a solução de limite inferior fornece uma pressão de suporte superior à necessária, resultando numa estimativa do lado da segurança.

Entre os métodos teóricos estão incluídos os métodos de equilíbrio limite. Trata-se de cálculos à rotura, baseados no equilíbrio estático de blocos que definem um determinado mecanismo de colapso. Várias configurações podem ser analisadas. Nas superfícies de rotura a resistência ao corte do solo é totalmente mobilizada, usando-se, geralmente, os critérios de rotura de Tresca ou de Mohr-Coulomb para a sua avaliação. A pressão de suporte é determinada através do equilíbrio estático dos mecanismos admitidos. Uma desvantagem deste método reside no facto de fornecer soluções de limite superior, que para este caso específico resulta em soluções contra a segurança. Por vezes as análises de equilíbrio limite são complementadas por cálculos numéricos (Anagnostou e Kovari, 1994, 1996a e 1996b; Baumann *et al.*, 1997).

A análise da estabilidade pode efectuar-se em condições de terreno drenadas ou não drenadas. A questão de qual das duas vias será a mais adequada, depende da permeabilidade do terreno, da velocidade de avanço da escavação e das dimensões do túnel (Mair e Taylor, 1997). Com base em estudos paramétricos Anagnostou e Kovari (1996a) concluíram, que, para a grande maioria dos túneis, é de esperar um comportamento em condições drenadas se a permeabilidade do solo for superior a 10^{-7} a 10^{-6} m/s e o avanço da escavação de 0,1 a 1 m/h ou menos. Em solos predominantemente arenosos devem ser consideradas condições drenadas, enquanto que em solos argilosos, portanto de baixa permeabilidade, deve ser considerado, a curto prazo, um comportamento não drenado, embora possa haver necessidade de avaliar também a estabilidade em condições drenadas no caso de paragens.

Trabalhos sobre a estabilidade da frente referentes a túneis em argilas (Broms e Bennemark, 1967), permitiram que fosse estabelecido um critério de estabilidade com base na consideração de um factor de carga N , definido como:

$$N = \frac{\gamma(C + D/2) + \sigma_s - \sigma_T}{c_u} \quad (2.1)$$

Aqueles autores verificaram a ocorrência de roturas para valores de N_c (valor limite do factor de carga ou número de estabilidade no colapso) de 5 a 7. Estudos executados na década de 70 e 80 do século passado na Universidade de Cambridge (Mair, 1979 e Kimura e Mair, 1981), permitiram avaliar com mais precisão a influência de alguns parâmetros na estabilidade da frente de argilas em termos não drenados. Estes trabalhos mostraram a dependência de N_c em relação à razão C/D . Os resultados estão ilustrados na Figura 2.17 onde curvas de projecto para N_c deduzidos de ensaios em modelo em centrífugadora, são representados como uma função da referida relação entre o diâmetro e o recobrimento, sendo também introduzida a influência do comprimento não suportado relativo do túnel P/D . As curvas obtidas para diferentes valores de P/D fornecem uma indicação de como a estabilidade da frente se pode deteriorar, quando longas extensões de túnel são deixadas sem suporte atrás da frente. Para valores de C/D superiores a cerca de 2,5 a pressão de suporte torna-se praticamente independente da altura de recobrimento.

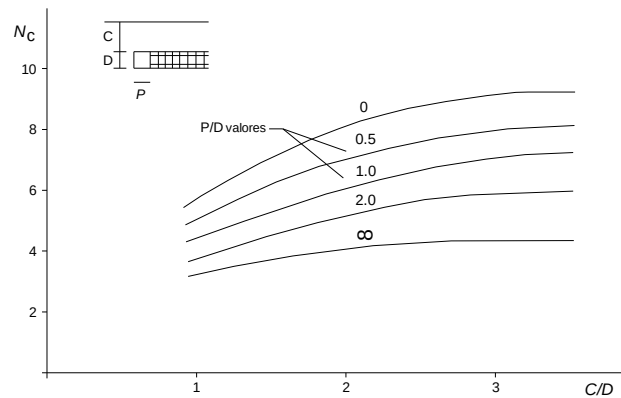


Figura 2.17 - Dependência do número de estabilidade crítico em relação à geometria da frente do túnel (Mair, 1979 e Kimura e Mair, 1981)

Como exemplo de estudos de estabilidade da frente de escavação com recurso a centrífugadora mostram-se na Figura 2.18 os bolbos de rotura obtidos para diferentes relações C/D e P/D para um túnel realizado numa areia densa efectuados no LCPC por Chambon e Corté (1994). A sua análise permitiu verificar que a pressão limite na rotura é pouco afectada por alterações de geometria para as profundidades relativas consideradas. No que se refere ao comprimento relativo não revestido, há dois casos distintos a considerar. Quando a relação P/D é pequena, as pressões são da mesma ordem que as relativas às obtidas para P/D nulo e as características de rotura são idênticas. Para um comprimento não suportado superior, o colapso afecta primeiro a parte não revestida, o que ocorre para pressões de confinamento superiores. Quando a relação P/D se torna superior o mecanismo cresce em altura. São também mostradas na mesma figura mecanismos de rotura teóricos admitidos para estudos de equilíbrio limite.

Em termos globais os mecanismos obtidos pela utilização dos métodos referidos e a experiência de casos de roturas ocorridas em obras reais são consistentes (Mair, 1993; Mair e Taylor, 1997). Verifica-se que a geometria dos mecanismos de rotura para túneis em argilas e areias ou seixos é marcadamente diferente, tal como se mostra na Figura 2.19 onde se ilustra o tipo de mecanismos observados em ensaios de modelo em centrífugadora. No caso das argilas, o comportamento é condicionado pela sua profundidade e pela distância à frente a que o suporte é colocado; o mecanismo de rotura propaga-se para baixo da soleira tornando-se significativamente mais largo do que o diâmetro do túnel, os deslocamentos afectam uma extensão importante do terreno adiante da frente de escavação e a rotura traduz-se à superfície do terreno pela formação de uma cratera com dimensões superiores às da secção transversal do túnel. Em contraste, a rotura nas areias envolve uma chaminé estreita propagando-se quase verticalmente não alcançando sempre a superfície do terreno.

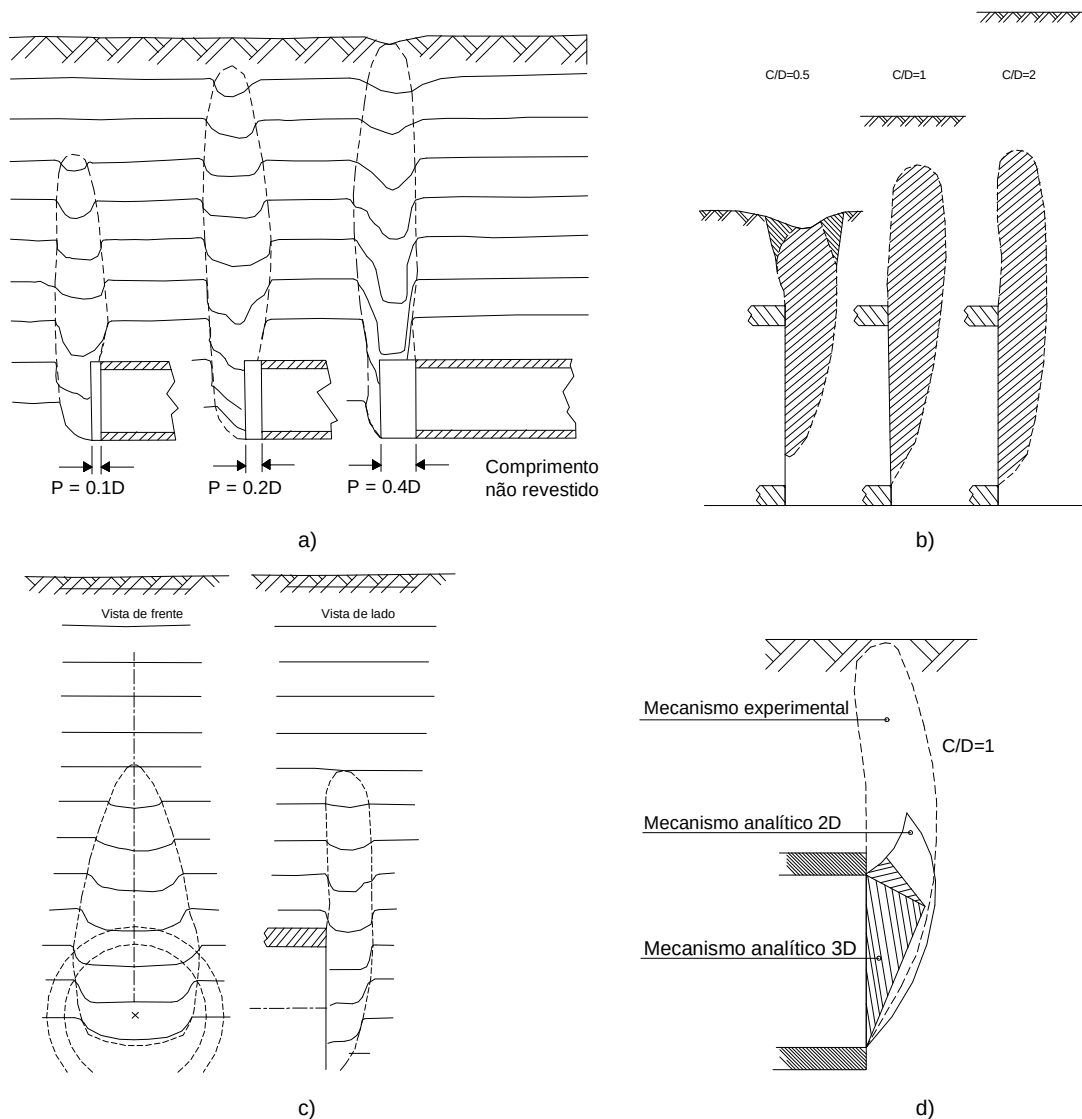


Figura 2.18 - Bolbos de rotura para diferentes relações P/D ($C/D=1$) (a)), C/D ($P/D=0$) (b)) e para $P/D=0$ e $C/D=2$ (vista de frente) (c)). Comparação entre diferentes mecanismos teóricos e experimentais (d)) (Chambon e Corté, 1994)

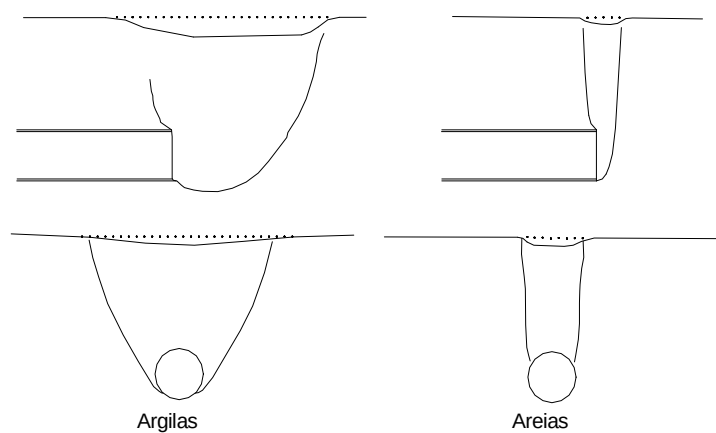


Figura 2.19 - Mecanismos de rotura observados com base em ensaios de centrífugadora de Mair (1979) e Chambon e Corté (1994) (Mair e Taylor, 1997)

2.5.2 Cargas no suporte de túneis

Para além da via numérica, a avaliação dos esforços no suporte de túneis resultantes da acção gravítica pode ser efectuada por métodos empíricos ou semi-empíricos tais como: o método da convergência-confinamento, o método do amolecimento progressivo, métodos analíticos ou o método das reacções hiperestáticas.

Os métodos que recorrem às classificações geomecânicas do maciço, essencialmente dirigidos a maciços rochosos, constituem exemplos de métodos empíricos. Por via da sua utilização procede-se à classificação do maciço em classes definidas em termos do seu comportamento geomecânico. As classes são estabelecidas em função de um número limitado de parâmetros geotécnicos, em geral determinados à custa de ensaios simples de laboratório, a partir de observações de superfície e do estudo da amostragem efectuada. Para cada classe são feitas recomendações, face ao tipo de obra, acerca das características dos suportes julgados mais convenientes e por vezes avaliadas empiricamente as tensões sobre eles exercidas pelo terreno (Bieniawski, 1973; Barton *et al.*, 1974; AFTES, 1974 e 1993).

No grupo dos métodos semi-empíricos incluem-se os métodos de pressões de terras, que estudam o suporte sob a acção de solicitações exteriores devidas a zonas adjacentes do maciço envolvente que se tendem a destacar em virtude da descompressão criada pela escavação (Schéchy, 1967; Peck, 1969). O suporte é admitido como tendo um comportamento perfeitamente rígido, sendo que a capacidade resistente do terreno não é contabilizada. A forma das superfícies de equilíbrio limite, que estabelecem a separação entre a zona do maciço que permanece estável e as zonas que vão carregar o suporte, depende da profundidade da obra e varia com os autores.

Os métodos referidos têm vindo a ser progressivamente abandonados, e substituídos por outros que não menosprezam a capacidade resistente do maciço e a sua interacção com o suporte, tal como o método da convergência-confinamento, diferentes métodos analíticos e o método das reacções hiperestáticas. Com efeito, o terreno envolvente a um túnel não só carrega o revestimento de um túnel como também o equilibra, sendo que a rigidez relativa solo-estrutura influencia fortemente o comportamento dos suportes (Almeida e Sousa, 2002).

A redução de cargas no suporte pode ser tomada em conta por intermédio do conceito de curva de reacção do terreno. Este princípio foi utilizado por Panet e Guellec (1979) por via do designado método da convergência-confinamento (Figura 2.20). Este método permite obter, num cálculo bidimensional em estado plano de deformação num plano perpendicular ao eixo do túnel, a resposta tridimensional do terreno resultante da execução de um túnel, supondo que a convergência está relacionada com a diminuição de uma pressão de suporte fictícia, que é função da distância à frente da secção de cálculo considerada. Esta pressão fictícia é aplicada às paredes da escavação e é definida como:

$$\sigma_r = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (2.2)$$

onde σ_0 é a tensão inicial e λ é o coeficiente de desconfinamento ou de alívio de tensões, que simula a escavação, variando entre 0 e 1. O seu valor é nulo a uma distância da frente onde o efeito da escavação seja negligenciável e aumenta até $\lambda=1$ a uma distância da ordem de dois diâmetros atrás da frente.

O desconfinamento provocado no terreno pelo aumento do parâmetro λ , provoca o deslocamento u da escavação dado por uma relação que representa a lei de convergência do maciço:

$$f_m(\sigma_r, u) = 0 \quad (2.3)$$

O comportamento do suporte é definido pela relação entre a tensão que sobre ele o terreno exerce e o deslocamento, de acordo com a equação seguinte:

$$f_s(\sigma_r, u) = 0 \quad (2.4)$$

O revestimento é colocado a uma certa distância P da frente de escavação, distância não revestida, para a qual um deslocamento do túnel $u_d(P)$ tenha já ocorrido. O valor da taxa de desconfinamento λ que corresponde a um deslocamento u_d é λ_d . Esta relação pode ser escrita por:

$$f[\sigma_r, (u - u_d)] = 0 \quad (2.5)$$

O estado final de equilíbrio resulta de uma interacção entre o terreno e o suporte dada pela solução do sistema de equações 2.3 e 2.5. A determinação do valor λ_d na altura da colocação do suporte constitui a principal dificuldade.

Este método foi inicialmente introduzido para a análise de túneis profundos de secção circular (condições axissimétricas), tendo-se estendido depois a todos os tipos de condições de projecto, usando uma expressão generalizada da equação para estados de tensão não-uniformes e anisotrópicos e implementado em modelos numéricos. Análises numéricas com base neste método são frequentemente usadas no projecto de túneis, tanto para a verificação das tensões no suporte como para avaliação das deformações do terreno. Nestes casos o método é implementado em três fases: 1) avaliação das tensões iniciais no maciço; 2) aplicação de uma fracção das cargas resultantes da escavação, proporcional ao valor de λ , ao longo da fronteira do túnel para produzir alguma deformação do terreno antes da instalação do suporte; 3) activação dos elementos de suporte e aplicação das cargas remanescentes resultantes da escavação (proporcionais a $1-\lambda$) na interface solo-suporte.

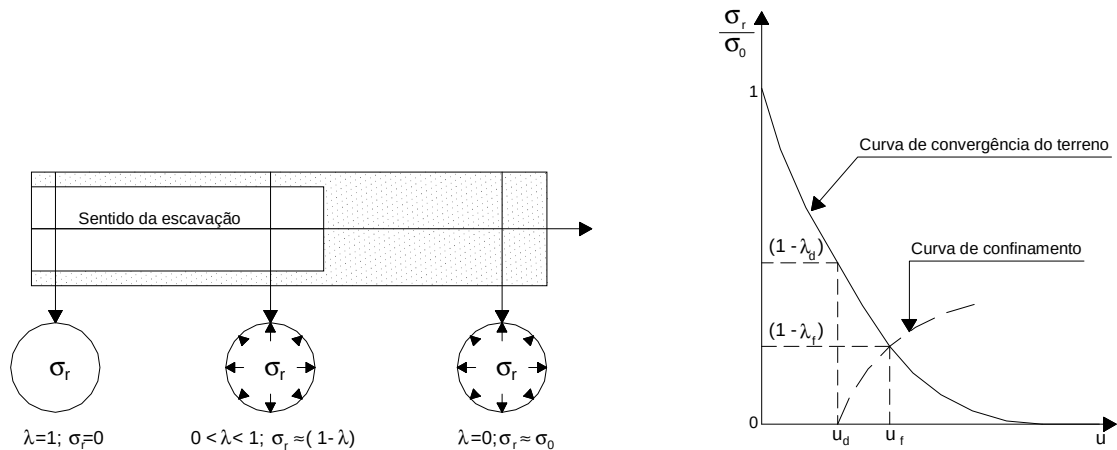


Figura 2.20 - Princípio do método da convergência-confinamento

Outro método para introduzir efeitos tridimensionais em modelos bidimensionais foi proposta por Swoboda (1979). Nesta aproximação, designada de amolecimento progressivo, a construção do túnel é modelada em três etapas: 1) avaliação das tensões iniciais no maciço; 2) amolecimento do terreno na área de escavação pela redução de uma parcela β da rigidez do núcleo do túnel; 3) activação dos elementos de suporte e escavação total do núcleo do túnel pela anulação do seu módulo de elasticidade.

Aproximações específicas foram também desenvolvidas para o estudo de túneis construídos ao abrigo de escudos perfuradores. Estes métodos consideram a activação do suporte quando um deslocamento pré-determinado for atingido em determinado ponto da periferia da abertura. Por exemplo, Rowe e Kack (1983) consideram as deformações associadas a cada etapa de construção pelo designado *gap parameter*. Este parâmetro procura englobar nas análises em deformação plana as diferentes causas de deslocamento do terreno, representando a diferença entre o diâmetro teórico da escavação e o diâmetro externo do suporte, G_p , tal como esquematizado na Figura 2.21. Engloba a diferença entre os diâmetros exteriores do escudo e do suporte, e as deformações causadas pelo vazio que é gerado atrás do escudo no decurso do seu avanço. Estas últimas, por sua vez, resultam de movimentos tridimensionais adiante da frente, u_{3D} , e de problemas de alinhamento e do remeximento do solo adjacente à abertura, ω .

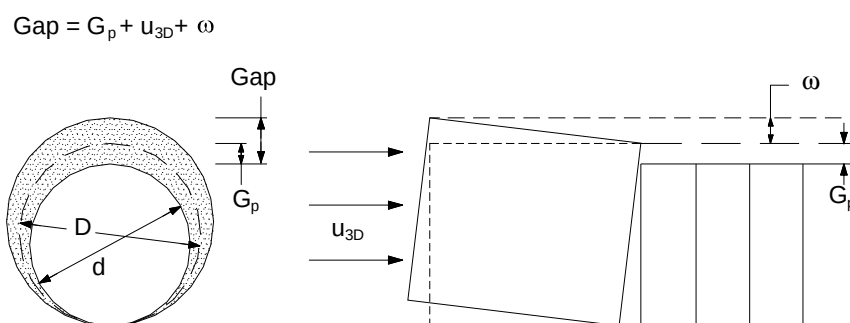


Figura 2.21 - O parâmetro *gap* usado em análises bidimensionais para simular as deformações em túneis construídos sob protecção de escudos perfuradores (Rowe e Lee, 1992; Lee *et al.*, 1992)

Nos métodos analíticos as soluções são obtidas pela integração das equações diferenciais que definem as condições de equilíbrio, a compatibilidade das deformações e as leis constitutivas dos materiais. Para o caso de túneis com secção transversal circular são várias as soluções disponíveis, encontrando-se as mais importantes hipóteses inerentes a cada uma delas descritas em trabalhos de Dudeck e Erdmann (1982) e Negro (1988). Em todas as soluções se admite um comportamento elástico e linear tanto para o maciço como para o suporte, condições de estado plano de deformação e a instalação do suporte em contacto com o maciço antes que qualquer deslocamento ocorra (Negro, 1988). Admite-se também, exceptuando a expressão obtida por Hartmann, que o maciço está submetido a um estado de tensão inicial uniforme, o que corresponde a desprezar o efeito da gravidade e tratar o problema como o de um túnel profundo (Almeida e Sousa, 2002).

A estabilidade deve ser assegurada quer para os suportes primários quer para os definitivos, sendo para tal necessária uma avaliação adequada das acções a que está submetida a estrutura no decorrer da sua vida útil. No que se refere ao suporte primário a primeira acção a considerar é a imposta pelo terreno à medida que ele se deforma elástica ou plasticamente. As cargas do terreno actuates no suporte são muitas vezes inferiores às resultantes da tensão de recobrimento à profundidade do túnel, o que se deve à redistribuição tridimensional por efeito de arco na zona da frente de escavação. Túneis construídos sequencialmente em argilas rijas experimentam cargas no suporte a curto prazo substancialmente inferiores às que resultariam da pressão total de recobrimento ao nível do eixo do túnel. Em muitos casos a percentagem da tensão de recobrimento que actua no suporte é inferior a 50% (Mair e Taylor, 1997). O grau de redução de tensões é dependente da tecnologia de construção utilizada, sendo frequentemente mais elevado no caso de túneis construídos com escudo ou utilizando técnicas de pré-suporte, uma vez que os deslocamentos induzidos no maciço com a utilização destas tecnologias podem ser pouco expressivos. As cargas podem contudo aumentar ao longo do tempo, devido à ocorrência de mecanismos como a fluência, a expansão do terreno circundante ou, no caso de túneis executados abaixo do nível freático, a acções hidrostáticas ou hidrodinâmicas.

A revisão efectuada por Negro *et al.* (1996) de medições de cargas em suportes por meio de ensaios com macacos planos, extensómetros de cordas embebidos e células de carga para uma variedade de túneis em São Paulo, no Brasil, a maioria com suporte de betão projectado, evidencia claramente o facto de as cargas no suporte a curto prazo estarem inversamente relacionadas com o atraso da instalação do suporte (Figura 2.22). A maioria dos túneis foi executada em argilas duras a rijas fissuradas do Terciário. O atraso na instalação é definido por meio da distância P atrás da frente de escavação ao local onde o suporte pode ser considerado como um anel efectivo, ou seja, o local onde o arco de betão projectado é fechado ou onde os suportes de segmentos foram colocados. As cargas dos suportes são representadas como fracções da carga equivalente correspondente à pressão total de recobrimento ao nível do eixo do túnel (γz); estão representadas em função da relação P/D , onde D é o diâmetro equivalente do túnel.

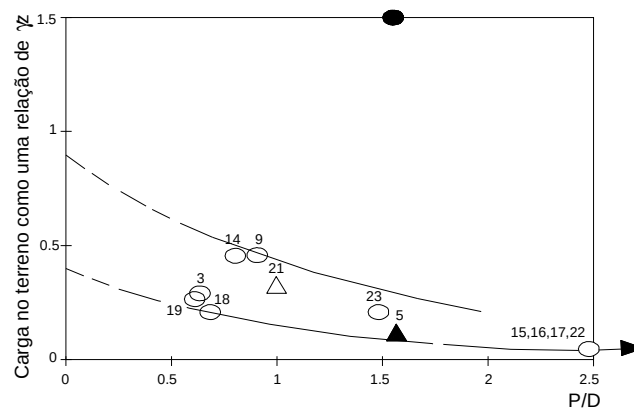


Figura 2.22 - Relação entre as cargas no suporte e o atraso na instalação em argilas duras a rijas (Negro *et al.*, 1996)

Os deslocamentos do terreno que ocorrem antes da instalação do suporte têm claramente influência em reduzir tanto as cargas do terreno a curto prazo como as cargas a longo prazo para valores inferiores aos resultantes das tensões originais *in situ*. Barrat *et al.* (1994) apresentaram evidências de campo, com base em medições de cargas em suportes de túneis em argilas, instalando células de corda vibrante entre os segmentos para medir os esforços num túnel de 4m de diâmetro com suporte de segmentos de betão expansível, a 20m de profundidade nas argilas sobreconsolidadas de Londres. As medições realizadas para um período de 20 anos, tal como apresentado na Figura 2.23, indicam que as cargas verticais (medidas ao nível do eixo do túnel) pouco tempo após a construção eram equivalentes a cerca de 30% da pressão total de recobrimento e aumentaram para 60% da pressão total de recobrimento, parecendo depois ter estabilizado. A carga horizontal (medida no coroamento) é cerca de 70% da carga vertical, a longo prazo, apesar dos valores iniciais de K_0 situados na gama 1,5-2.

O grau de redução das tensões iniciais varia com o tipo de solo. Numa revisão de dados Ward e Pender (1981) verificaram que a carga no suporte de túneis em areias densas e solos com seixos são muito inferiores às cargas em argilas e siltes, desde que não ocorram condições hidrológicas desfavoráveis durante a escavação. Mostraram que as cargas resultantes das tensões efectivas do solo no suporte são frequentemente muito baixas e comparáveis com a pressão do suporte requerida para manter a estabilidade da frente em condições drenadas de acordo com os estudos anteriormente referidos. Em casos de túneis mais profundos abaixo do nível da água, a maior parte da carga no suporte é devida à pressão da água, sendo a componente da tensão efectiva muito baixa. Isto foi também concluído por Ohta *et al.* (1995) numa revisão efectuada para túneis no Japão.

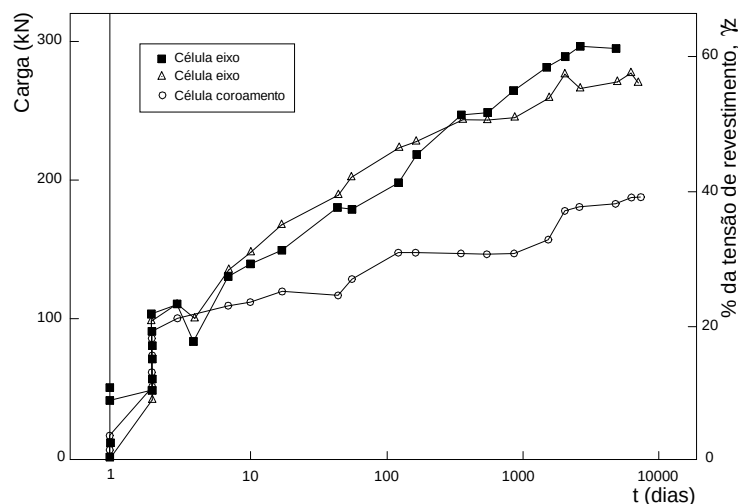


Figura 2.23 - Medições em células de carga de túneis nas argilas de Londres ao longo de 20 anos (Barrat *et al.*, 1994)

Além das cargas imediatas e diferidas no tempo devidas às alterações das tensões efectivas e de fronteira provocadas pela escavação, devem ser antecipadas potenciais alterações das cargas no período de vida útil do suporte primário (ICE, 1996), tal como a presença de estruturas na vizinhança ou a existência de outra estrutura subterrânea a uma distância pequena. Neste último caso podem ser induzidas condições de carga diferentes, na medida em que a redistribuição de tensões na frente pode não se efectuar integralmente. No decorrer da sua vida útil, a estrutura subterrânea pode também ser solicitada por acções dinâmicas tal como as provocadas por um sismo (Ishiara, 1998; Gomes, 2000).

2.5.3 Movimentos induzidos no terreno

Não substituindo as análises numéricas, o recurso a métodos simplificados, tais como métodos analíticos e principalmente expressões empíricas e semi-empíricas, baseadas na observação de obras, é frequente para previsão da grandeza dos deslocamentos induzidos pela escavação de um túnel. Os resultados de ensaios em modelos reduzidos permitem também estudar a distribuição dos movimentos em redor da escavação de um túnel.

Como exemplo de métodos analíticos destinados à determinação dos deslocamentos no maciço envolvente de um túnel podem referir-se os propostos por Clough e Schmidt (1981), Sagaseta (1987) e Mair e Taylor (1993).

O recurso a soluções de natureza empírica ou semi-empírica é muito frequente. O seu estabelecimento é baseado em registos da observação de túneis construídos no mesmo tipo de terreno e com base em poucos parâmetros tais como a dimensão e a profundidade da escavação. Embora não considerando muitos dos parâmetros que controlam os movimentos potencialmente induzidos pela construção destas obras, estes métodos constituem uma alternativa para as primeiras fases de projecto, quando não existe qualquer informação quantitativa referente ao comportamento geotécnico do terreno envolvente.

A maioria dos métodos empíricos ou semi-empíricos refere-se aos deslocamentos a curto prazo, porque geralmente as campanhas de medição terminam no fim da obra.

No que se refere à previsão da distribuição transversal dos assentamentos à superfície quase todos os métodos se baseiam na distribuição em forma de uma curva de Gauss invertida. Esta hipótese tem sido reforçada ao longo dos anos com os resultados obtidos pela instrumentação de muitas obras (Peck, 1969; Atewell e Woodman, 1982; Rankin,

1988). O perfil transversal afasta-se da forma em curva de Gauss nos casos de túneis abertos em solos granulares e nos casos em que os deslocamentos associados à escavação são muito elevados, casos em que os movimentos se concentram na zona do túnel. De acordo com a distribuição referida os assentamentos à superfície podem ser descritos pela equação:

$$\delta_v(x) = \delta_{v\max} \exp\left(-x^2/2i_x^2\right) \quad (2.6)$$

sendo δ_v o assentamento em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria, $\delta_{v\max}$ o assentamento máximo e i_x o valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva (ponto onde ocorre o máximo declive).

Integrando a curva de Gauss é obtido o volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel, V_a :

$$V_a = \sqrt{2\pi}i_x\delta_{v\max} \quad (2.7)$$

substituindo $\delta_{v\max}$ da equação 2.7 em 2.8, resulta para expressão geral do assentamento à superfície:

$$\delta_v(x) = \frac{V_a}{\sqrt{2\pi}i_x} \exp\left(-x^2/2i_x^2\right) \quad (2.8)$$

Derivando a expressão anterior em ordem a x obtém-se o declive do perfil transversal dos assentamentos:

$$\frac{d\delta_v(x)}{dx} = -\frac{V_ax}{\sqrt{2\pi}i_x^3} \exp\left(-x^2/2i_x^2\right) \quad (2.9)$$

Enquanto que a curvatura é dada pela segunda derivada:

$$\frac{d^2\delta_v(x)}{dx^2} = -\frac{V_ax}{\sqrt{2\pi}i_x^3} \left(\frac{x^2}{i_x^2} - 1\right) \exp\left(-x^2/2i_x^2\right) \quad (2.10)$$

A distribuição dos deslocamentos horizontais à superfície do terreno pode ser obtida admitindo que os movimentos do terreno são dirigidos para o centro do túnel. Assim:

$$\delta_h(x) = \frac{x\delta_v(x)}{H} \quad (2.11)$$

resultando para as deformações horizontais:

$$\varepsilon_h(x) = \frac{d\delta_h(x)}{dx} = \frac{1}{H} \left(1 - \frac{x^2}{i_x^2}\right) \delta_v(x) \quad (2.12)$$

em que H representa a profundidade do eixo do túnel.

De acordo com o referido os deslocamentos horizontais à superfície são nulos sobre o eixo de simetria e máximos nos pontos de inflexão da curva de distribuição normal que representa os assentamentos superficiais. As deformações horizontais são de compressão na região compreendida entre os pontos de inflexão e de tracção na região exterior.

A diferença básica entre as diferentes estimativas da distribuição dos assentamentos reside na forma de estimar os dois parâmetros que definem a curva ($\delta_{v\max}$ e i_x), sendo quase sempre determinados através de correlações estatísticas baseadas em casos históricos.

Peck (1969) sugeriu uma relação entre o parâmetro i_x , a profundidade do eixo do túnel, z_0 , e o diâmetro do túnel, D , dependendo das condições do terreno. O'Reilly e New (1982) sugeriram uma relação linear entre i_x a profundidade do túnel, propondo uma relação simples da forma:

$$i_x = Kz_0 \quad (2.13)$$

onde K é o parâmetro de largura da bacia de subsidência. Recomendaram um valor de K de 0,5 para túneis em argilas e de 0,25 para túneis em areias. Dados mais recentes, onde foram incluídos registos obtidos numa grande quantidade de túneis, confirmam os valores referidos (Mair e Taylor, 1997).

Mair *et al.* (1993) analisaram assentamentos sub-superficiais registados em argilas rijas e moles e ensaios em centrífugadora, em argilas moles, verificando que a distribuição dos perfis dos assentamentos sub-superficiais também podiam ser aproximados por distribuições de Gauss. Sugeriram a seguinte expressão para estimar aquela distribuição:

$$i = K(z_0 - z) \quad (2.14)$$

onde z é a profundidade abaixo da superfície do terreno. O valor de K aumenta com a profundidade, significando que os perfis de deslocamento vertical em profundidade são mais extensos do que seria previsto assumindo um valor constante de K .

Por sua vez, o assentamento máximo à superfície do terreno pode ser estimado através de uma primeira avaliação do deslocamento vertical no coroamento do túnel, δ_{vc} , baseada, por exemplo no parâmetro *gap*, numa análise pelo método da convergência-confinamento, ou através de uma relação empírica $\delta_{vc}/\delta_{v\max}$ (Ng, 1991; Clough e Schmidt, 1981).

Alternativamente, o valor de $\delta_{v\max}$ pode ser estimado de forma directa. Por exemplo, através da análise estatística de casos de obras em função do tipo de método utilizado e do terreno escavado (Fujita, 1982). Por recurso a soluções semi-empíricas fazendo intervir a deformabilidade do maciço e as dimensões da secção da escavação é possível também obter estimativas do deslocamento máximo (Oteo e Maya, 1979).

A curva de Gauss pode, por outro lado, ser obtida através de uma estimativa do volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento (equação 2.8). Na maioria das situações esta estimativa é efectuada de acordo com a experiência e com base em casos históricos tabelados (O'Reilly e New, 1982). São também encontradas na bibliografia propostas de correlações com o valor do número de estabilidade da frente de escavação N (Attewell *et al.*, 1986; Clough e Schmidt, 1981).

As expressões indicadas referem-se essencialmente ao caso de túneis superficiais e a deslocamentos a curto prazo. Expressões empíricas para a evolução das deformações ao longo do tempo, designadamente de convergências, são referidas nos próximos capítulos.

Capítulo 3 Fundamentos do comportamento diferido no tempo de geomateriais. O caso dos túneis

3.1 Introdução

O efeito do tempo nos processos de carregamento é uma característica de destaque em materiais geomecânicos. Geralmente associados a solos argilosos, trabalhos recentes evidenciam, também, magnitudes importantes de deformações no tempo em solos arenosos (di Prisco e Imposimato, 1996; Tatsuoka *et al.*, 1999; Tatsuoka *et al.*; 2000; Di Benedetto *et al.*, 2001). Há dois tipos principais de comportamento dependente do tempo em solos: um devido à interacção de água livre no esqueleto sólido, designado fenómeno de consolidação de solos de baixa permeabilidade, e outro, que surge como consequência das características eminentemente viscosas do solo. Manifestações do comportamento dependente do tempo devido à natureza viscosa dos materiais são conhecidas como fluência, relaxação, sensibilidade à taxa de deformação e compressão secundária (Adachi *et al.*, 1996). Com grande expressão no âmbito das obras subterrâneas, os fenómenos de expansão que ocorrem na presença de certos minerais, e/ou relacionadas com o aumento do grau de saturação do meio, podem também ser considerados como manifestações de efeitos diferidos no tempo.

A explicação destes mecanismos, designadamente aqueles que não se devem a processos hidromecânicos, que estão na base da teoria da consolidação de Terzaghi, recorre a análises a um nível microscópico que fundamentam o estabelecimento de teorias como a teoria da dupla camada (Bolt, 1956; Van Olphen, 1963) e a teoria *rate process* (Mitchell, 1964; 1993). A caracterização laboratorial tem-se revelado como a principal ferramenta para estudo destes processos. Com efeito, a grande quantidade de ensaios, normalizados ou não, tem permitido aprofundar o conhecimento destas matérias, evidenciando que os efeitos do tempo e, designadamente, os efeitos viscosos, nos quais se insere o âmbito deste trabalho, não devem ser ignorados na prática da engenharia geotécnica (Leroueil e Marques, 1996).

O comportamento dependente do tempo de terrenos tem diferentes causas subjacentes, verificando-se por vezes na literatura uma certa falta de clareza na própria descrição dos fenómenos. Embora muitas vezes analisados separadamente, por motivos de conveniência de tratamento, estes efeitos ocorrem por vezes, na prática, em simultâneo e frequentemente associados à cedência plástica.

O processo de carregamento imposto pela construção de um túnel pode induzir efeitos diferidos no tempo com reflexos ao nível da segurança estrutural da obra. Podem manifestar-se na estabilidade da frente, nas cargas exercidas sobre os suportes e/ou nas deformações do maciço envolvente. A sua importância é função das propriedades do material geológico, das condições de suporte e da metodologia de construção utilizada que determina as trajectórias de tensão induzidas pela construção da obra subterrânea. Excluindo o caso da construção de túneis em solos moles, designadamente argilas normalmente consolidadas ou pouco sobreconsolidadas, que se excluem do âmbito deste trabalho, será nos casos de terrenos argilosos de elevada plasticidade, onde se induzam trajectórias de tensão que conjuguem níveis elevados de tensões de corte e diminuições significativas das tensões médias, eventualmente com a ocorrência de cedências, juntamente com suportes pouco rígidos (tal como suportes de betão projectado sem o fecho do arco provisório), e abaixo do nível freático, que estes efeitos se manifestem com mais expressão.

No caso de túneis estes mecanismos processam-se, essencialmente, após a passagem da frente de escavação, portanto em estado plano de deformação (excepto no caso da ocorrência de paragens).

O tema do comportamento diferido no tempo de estruturas subterrâneas tem sido motivo de interesse de diversos investigadores ao longo das últimas décadas na tentativa de explicar os mecanismos que estarão na génese de registos instrumentais de obras em que processos deste tipo se manifestaram, muitas vezes com a ocorrência de roturas. Desses trabalhos constam estudos analíticos, ou modelações numéricas, frequentemente associados a estudos laboratoriais e a casos de obra (Gioda, 1982; Aristorenas, 1992; Piepi, 1995; Atwa, 1996; Bilfinger, 1997; Barla, 1999; Bultel, 2001; Bonini *et al.*, 2001; Purwodihardjo, 2004 e Purwodihardjo e Cambou, 2005).

Em face da vasta gama de materiais envolvidos e dos diferentes mecanismos que podem estar na origem destes efeitos, diversas são as abordagens para este tema. Pretende-se, em seguida, explicar sucintamente a sua fenomenologia. Os fenómenos de consolidação têm sido já frequentemente estudados, pelo que a abordagem efectuada, neste capítulo, é apenas dirigida para o caso de túneis. Relativamente à expansão, a par da descrição fenomenológica, é também feita referência às principais vias para a sua caracterização. Pelo contrário, no caso dos fenómenos viscosos, é efectuada uma apresentação mais exaustiva, a partir da análise de resultados de ensaios de laboratório, especialmente baseada nos conceitos de cedência e de estados críticos (Roscoe *et al.*; 1958; Schofield e Wroth, 1968; Wood, 1990), uma vez que será esta a via seguida neste trabalho, no que se refere à modelação numérica. É feita referência a casos de obras em túnel onde os efeitos do tempo assumiram uma expressão importante.

O fenómeno de consolidação ocorre em argilas, argilas siltosas, siltes argilosos e rochas afins. É um processo difusivo no decurso do qual os excessos de pressões neutras gerados por uma qualquer alteração do estado de tensão se dissipam. Excessos de pressões neutras positivos tendem a expulsar a água dos poros, causando uma diminuição de volume. Pelo contrário, excessos de pressões neutras negativos tendem a atrair a água causando um aumento de volume. Neste caso o processo é também designado de consolidação inversa ou expansão mecânica. Muito frequentemente, quando se emprega o termo expansão engloba-se também este fenómeno.

Além da referida expansão mecânica, causada pela dissipação dos excessos de pressões neutras negativos resultante da diminuição da tensão efectiva média e eventualmente da variação das tensões de corte, o aumento de volume do terreno no decurso do tempo pode ser devido a mecanismos de origem físico-química (Einstein, 1996): a expansão osmótica, que ocorre em argilas ou rochas argilosas e está relacionada com o efeito da dupla camada (Coussy *et al.*, 1997), e a hidratação, que ocorre na presença de certos minerais, tais como as esmectites (como a montmorilonite), as chamadas argilas expansivas, e em anidrites, pirites e marcasites. O aumento do grau de saturação pode ser também a causa de importantes variações de volume do meio geológico e de alterações significativas das suas propriedades mecânicas.

O fenómeno conhecido por *squeezing* foi definido por Terzaghi (1946) como o aumento das deformações de corte de um elemento de terreno no decurso do tempo, quando este esteja submetido a um determinado estado de tensões de desvio. No caso dos túneis é causado pela concentração de tensões de corte em redor da abertura (Gioda, 1982), provocando movimentos para o interior do perímetro do túnel Einstein (1996). O mecanismo que está na base do fenómeno de *squeezing* é a fluência. A fluência pode ocorrer em qualquer solo ou rocha, dado que é produto da viscosidade íntinseca do material, desde que se conjuguem certas condições relativas ao estado de tensão e às propriedades do material.

Num âmbito mais vasto, o estudo dos efeitos viscosos tem vindo a merecer nos últimos anos grande interesse por parte dos investigadores (Tavenas e Leroueil, 1987; Leroueil e Marques, 1996; Tatsuoka *et al.*; 2000; Di Benedetto *et al.*, 2001; Augustesen *et al.*, 2004). O aprofundamento do conhecimento nestas matérias tem sido potenciado pelos progressos verificados nas técnicas de ensaio em laboratório. No caso de solos de granulometria fina, os efeitos do

tempo manifestam-se em todos os domínios do comportamento. Ou seja, na superfície de cedência, no domínio das muito pequenas deformações e nos domínios normalmente e sobreconsolidado.

3.2 Consolidação

3.2.1 Aspectos fenomenológicos da consolidação em torno de túneis

A geração de alteração de pressões nos poros em torno de um túnel no decurso da sua construção é devida à combinação de dois mecanismos, que se ilustram na Figura 3.1, para o caso de um túnel circular profundo sem suporte em meio isotrópico linear. O primeiro mecanismo envolve a produção de excessos de pressões neutras durante a escavação quando as tensões efectivas radiais normais à fronteira do túnel são anuladas ($\Delta\sigma'_r = -\sigma'_{r0}$). O segundo relaciona-se com a anulação das pressões neutras em torno do túnel quando a pressão nos poros no seu interior é descarregada para as condições atmosféricas ($\Delta u = -u_0$).

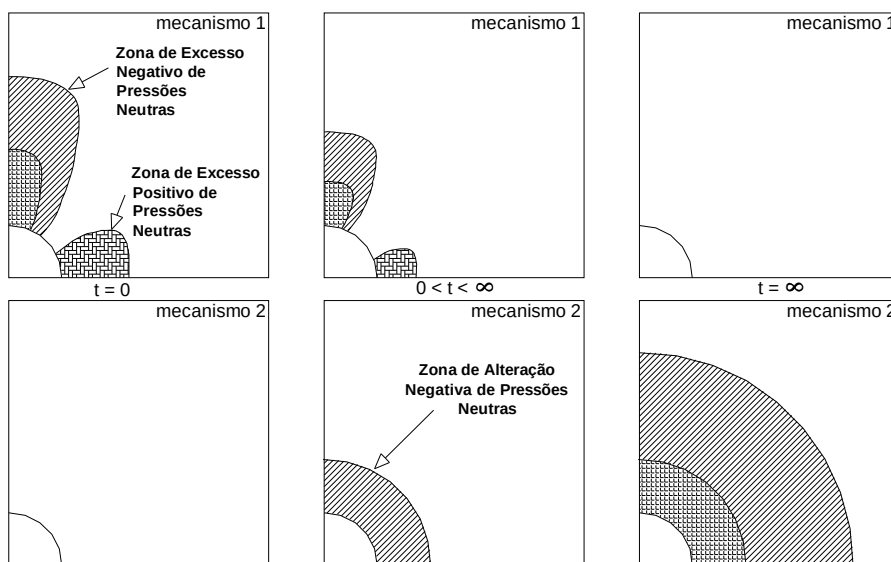


Figura 3.1 - Mecanismos de geração de pressões neutras em torno de um túnel

A região afectada pelo mecanismo 1 é controlada pelo estado de tensão efectiva inicial e pelo comportamento tensão-deformação do terreno. Por exemplo, para um material elástico linear isotrópico e para $K_0 < 1$, excessos de pressões neutras negativos são produzidos no tecto/soleira enquanto excessos de pressões neutras positivos são gerados no hasteal (Aristorenas, 1992).

Para o mecanismo 2 a área afectada pela anulação da pressão neutra é a área imediatamente adjacente à parede do túnel. Para um túnel circular a forma do mecanismo afectado pela região 2 é também circular produzindo regiões circulares de excessos de pressões neutras negativos que se expandem até que se alcancem condições de estado estacionário.

A evolução ao longo do tempo das pressões nos poros causadas pelos dois mecanismos é bastante diferente, conforme se ilustra na Figura 3.1. O mecanismo 1 afecta o comportamento do túnel no decorrer das primeiras etapas de escavação, enquanto que o mecanismo 2 pode influenciar o comportamento por longos períodos, após a construção do túnel. As zonas de excessos de pressões produzidas pelo mecanismo 1 vão estreitando em relação ao túnel à medida que as pressões neutras se dissipam. Pelo contrário, a zona de influência do mecanismo 2 expande ao longo do tempo

para fora da parede do túnel formando círculos concêntricos ($0 < t < \infty$). A interação destes dois mecanismos é responsável pela flutuação da pressão nos poros no tempo por vezes verificada (efeito de Mandel-Cryer).

Para as condições referidas de túnel profundo não-suportado, no estado estacionário ($t = \infty$) já todos os excessos de pressões neutras gerados pelo mecanismo 1 se dissiparam, e o papel do mecanismo 2 torna-se mais claro. As formas das linhas equipotenciais assumem a forma da fronteira do túnel. Nesta altura a distribuição não-simétrica dos excessos de pressões neutras produzidas pelo mecanismo 1 já evanesceu completamente e a água flui para o túnel radialmente.

No caso da presença de um suporte verifica-se ser a relação entre a sua permeabilidade e a do maciço envolvente determinante para o processo de evolução do escoamento em redor de um túnel. Se esta relação não for muito contrastante, como é frequente no caso de solos argilosos (Ward e Pender, 1981), o túnel actua como um dreno. Em tais situações, o estabelecimento de um fluxo de água para dentro da cavidade criada origina uma redução da pressão de água nos poros em redor e acima do túnel e a consequente consolidação do terreno (Schmidt, 1989). E a longo prazo um regime de escoamento permanente em torno da obra.

Atwa (1996) estudou por via numérica o escoamento em torno de túneis. Considerando o meio como indeformável analisou os fenómenos hidráulicos independentemente das deformações do solo (análises não acopladas), avaliando a influência de alguns parâmetros sobre a percolação estabelecida. O estudo do escoamento permitiu mostrar a referida importância da permeabilidade relativa solo-revestimento no comportamento hidráulico, ilustrando-se na Figura 3.2 a dependência do débito convergente e do rebaixamento do nível freático para os casos de túnel revestido e túnel não revestido para as condições indicadas de diâmetro do túnel, D , altura de água H_w , comprimento da malha, L , e espessura do suporte, e_t . De acordo com as análises efectuadas, para uma relação entre permeabilidades superior a três ordens de grandeza a redução do caudal é muito significativa, podendo em consequência o suporte considerar-se como impermeável.

Na Figura 3.3 mostram-se quatro redes de percolação relativas ao estudo referido, em que se analisou a influência da anisotropia de permeabilidades e heterogeneidade do maciço e a permeabilidade do revestimento. Em todas se verifica abaixamento do nível freático com concentração de gradientes hidráulicos na zona da abertura. A comparação das duas primeiras redes de percolação mostra que o aumento da permeabilidade horizontal aumenta o caudal escoado pelo túnel produzindo um menor rebaixamento do nível freático. A existência de um estrato de permeabilidade 1000 vezes superior acima do túnel provoca um rebaixamento generalizado do nível freático e uma queda de tensões muito mais acentuada na abertura, daí resultando um aumento muito substancial do débito através do túnel. Já no caso da existência de um suporte 50 vezes menos permeável que o maciço, o rebaixamento do nível de freático e o caudal percolado têm pouca expressão.

Os efeitos diferidos no tempo na sequência da construção do túnel devidos à presença de água livre no maciço, como se referiu, determinados pelos excessos de pressão nos poros gerados, são também dependentes do método construtivo empregue.

Nos métodos de construção sequencial, resultados de análises teóricas (Samarasekera e Eisenstein, 1992; Mair e Taylor, 1993) e de ensaios sobre modelos reduzidos (Seneviratne, 1979; Mair, 1979), evidenciam que a grandeza e a distribuição dos excessos de pressão da água nos poros gerados a curto prazo pela construção de um túnel, dependem do alívio de tensões permitido no contorno da abertura e do tipo de solo (sua resistência e sua história de tensões).

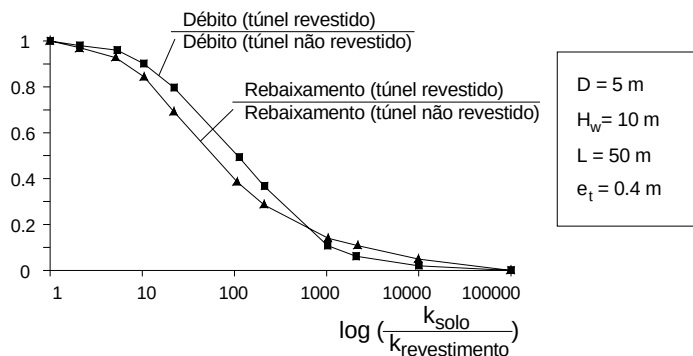


Figura 3.2 - Variação da relação entre o débito de um túnel revestido e de um não revestido e a permeabilidade do solo e do revestimento (Atwa, 1997)

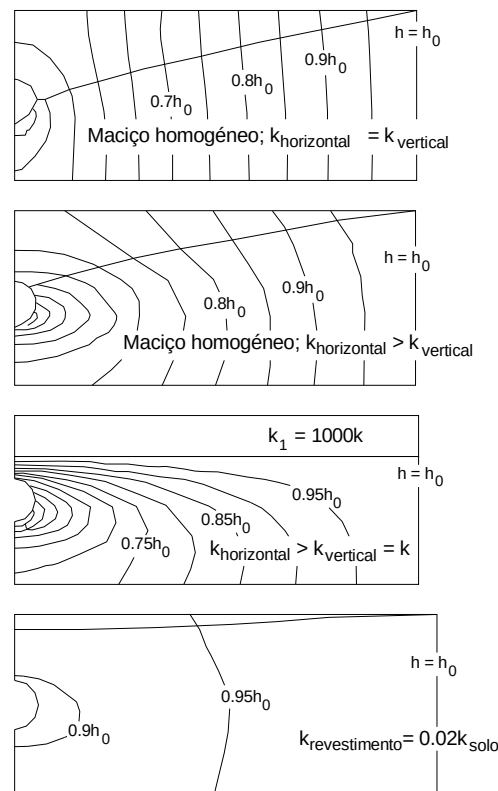


Figura 3.3 - Influência da anisotropia de permeabilidade, heterogeneidade do maciço e a permeabilidade do revestimento nas redes de fluxo (Atwa, 1997)

Em túneis de frente aberta os excessos de pressões neutras induzidos durante a construção são geralmente negativos; como resposta à descarga significativa do terreno induzida por estes métodos. No caso de argilas sobreconsolidadas em consequência da dilatância positiva exibida por estes solos, a resposta ao corte induzido pela escavação é também no sentido de uma diminuição das pressões neutras. Esta diminuição será deste modo, tanto mais acentuada, quanto maiores forem o grau de sobreconsolidação da argila e o alívio de tensões permitido no contorno. Os excessos de pressões de água nos poros podem ser tais que as pressões neutras se tornem negativas ($u_0 - \Delta u < 0$) em largas zonas do maciço envolvente, sendo estas pressões as responsáveis pela estabilidade temporária da abertura não revestida. O *stand up time* de túneis escavados em argilas é um termo utilizado para argilas que relaciona a capacidade da frente ser auto-portante, devido ao desenvolvimento de uma pressão nos poros reduzida após a escavação. É um efeito de duração relativamente curta (tipicamente entre 18-24 horas nas argilas de Londres) (HSE, 1996).

Este tipo de comportamento é também confirmado pela observação de obras (New e Boweres, 1994; Mair e Taylor, 1993).

Para argilas normalmente consolidadas ou levemente sobreconsolidadas podem desenvolver-se zonas com excessos significativos de pressões neutras positivos, tal como mostrado por Schmidt (1989). Perto do túnel, são induzidos excessos de pressões neutras negativos consequência do alívio de tensões na zona do contorno, mas a uma pequena distância, podem resultar excessos de pressões neutras positivos devido às solicitações de corte induzidas no terreno, em virtude da dilatância negativa exibida por estes terrenos.

Excessos positivos de pressão de água nos poros como consequência da aplicação de pressões de suporte na frente superiores às tensões iniciais no maciço e, por vezes, ao emprego de pressões de injeção excessivas para preenchimento do vazio anelar criado entre o suporte e a superfície do terreno, são muitas vezes gerados nas modernas tuneladoras com confinamento líquido ou por contrapressão de terras (Shirlaw, 1995; Hwang *et al.*, 1996).

3.2.2 Efeitos da consolidação no comportamento de túneis

Evolução no tempo da carga actuante sobre o suporte

A variação das tensões efectivas resultante do processo de consolidação em redor da abertura de túneis influencia os esforços exercidos nas estruturas de suporte ao longo do tempo (ERCT, 1997). Tal facto é ilustrado por resultados de observações em obras publicadas na bibliografia, tal como as medições relatadas por Barrat *et al.* (1994) já mostradas em 2.5.2 (Figura 2.21).

No caso de o revestimento poder ser considerado como estanque em relação ao terreno envolvente, as pressões de água nos poros tendem para a condição de equilíbrio inicial. Quando o débito convergente para o túnel seja tal que o suporte se possa considerar como permeável, o aumento de esforços no suporte está relacionado, para além dos efeitos da consolidação, com as forças de percolação transmitidas pela água ao solo e dirigidas no sentido do fluxo. Análises numéricas realizadas por Laranjo *et al.* (2005) mostram que o acréscimo dos esforços actuantes sobre o suporte ao longo do tempo é significativamente maior no caso de suportes menos permeáveis, permitindo verificar que em terrenos argilosos a contribuição dos esforços devido à consolidação do terreno é mais elevada do que aquela derivada das forças de percolação. Isto acontece, porque no primeiro caso, uma vez que as pressões de água nos poros tendem para a condição de equilíbrio inicial, esse aumento de carga está eventualmente relacionado com a dissipação das pressões neutras negativas e o consequente acréscimo do teor em água nas zonas envolventes mais próximas do túnel. Sendo muito pequena a compressibilidade do suporte, as variações volumétricas são praticamente nulas pelo que a tendência para a expansão do solo conduz a acréscimos de carga sobre aquele. Já no caso de suportes permeáveis, em que é possível a passagem da água para a escavação, o aumento da carga está associado apenas às forças de percolação, que são forças transmitidas pela água ao solo e dirigidas no sentido do movimento.

Movimentos diferidos no tempo

A variação das pressões de água nos poros subsequente à construção de um túnel em maciços argilosos e da correspondente variação das tensões efectivas, tem também como consequência a evolução ao longo do tempo das deformações induzidas no maciço, designadamente dos assentamentos à superfície do terreno. Sendo aquela variação das pressões de água dependente do tipo de terreno e do funcionamento do túnel como um dreno, como se referiu anteriormente, é natural que a grandeza e a distribuição daqueles assentamentos diferidos no tempo também o sejam.

No caso de o túnel funcionar como um dreno – permeabilidade do suporte não muito inferior à do maciço envolvente - o escoamento induzido provoca uma variação das pressões de água nos poros numa extensa zona em redor da abertura, daí resultando que os assentamentos diferenciais associados à respectiva consolidação sejam, em geral, muito pequenos (ao contrário do que acontece frequentemente com os seus valores absolutos) e que a bacia de subsidência alargue com o tempo. Este tipo de comportamento pode ser ilustrado por alguns resultados da observação de obras, tanto em argilas moles (normalmente consolidadas) como em argilas rijas (sobreconsolidadas), publicados na bibliografia.

É o caso do exemplo que diz respeito à observação por um período de 11 anos dos assentamentos superficiais induzidos pela construção de um túnel de 3 m de diâmetro escavado numa argila siltosa normalmente consolidada, cujos resultados foram publicados por O'Reilly *et al.* (1991). Para controlo da estabilidade da frente foi usado ar comprimido que foi retirado aproximadamente 100 dias após a construção, tendo-se constatado, como ilustra a Figura 3.4, que os deslocamentos à superfície sobre o eixo de simetria em duas secções transversais, A (profundidade do eixo

de 8,0 m) e B (profundidade do eixo de 5,3 m), só estabilizaram cerca de 10 anos depois, com o assentamento final a atingir um valor cerca de duas vezes o verificado a curto prazo (7 dias após a escavação).

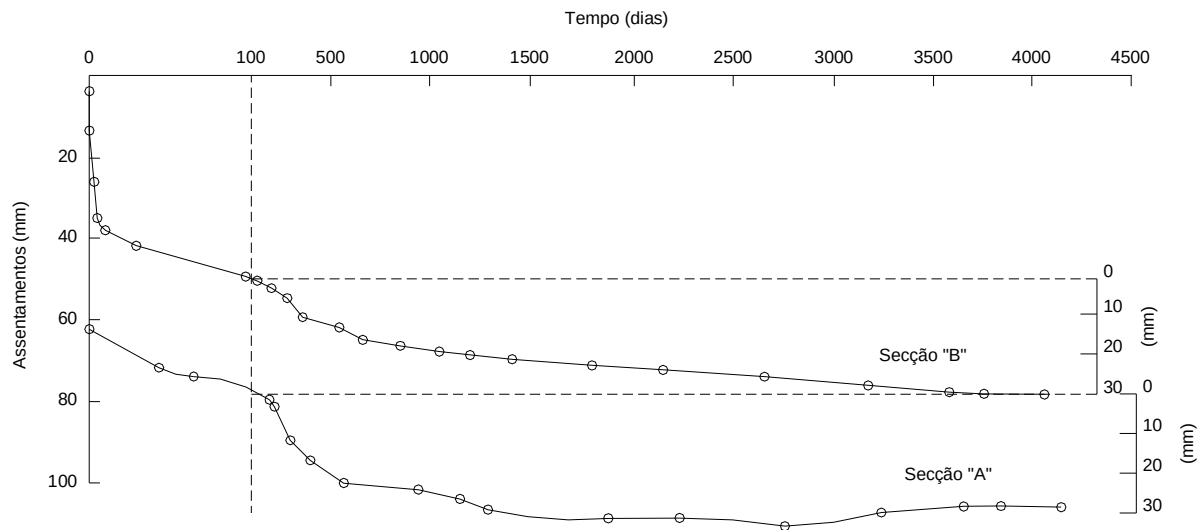


Figura 3.4 - Evolução no tempo dos assentamentos máximos à superfície induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada

Na Figura 3.5 são mostrados os respectivos perfis transversais definidos 7 dias após a escavação e depois da estabilização. Em ambas as secções instrumentadas se verifica que a bacia de subsidência alarga significativamente com o tempo, pelo que as distorções angulares induzidas à superfície não são grandemente alteradas durante o processo de consolidação.

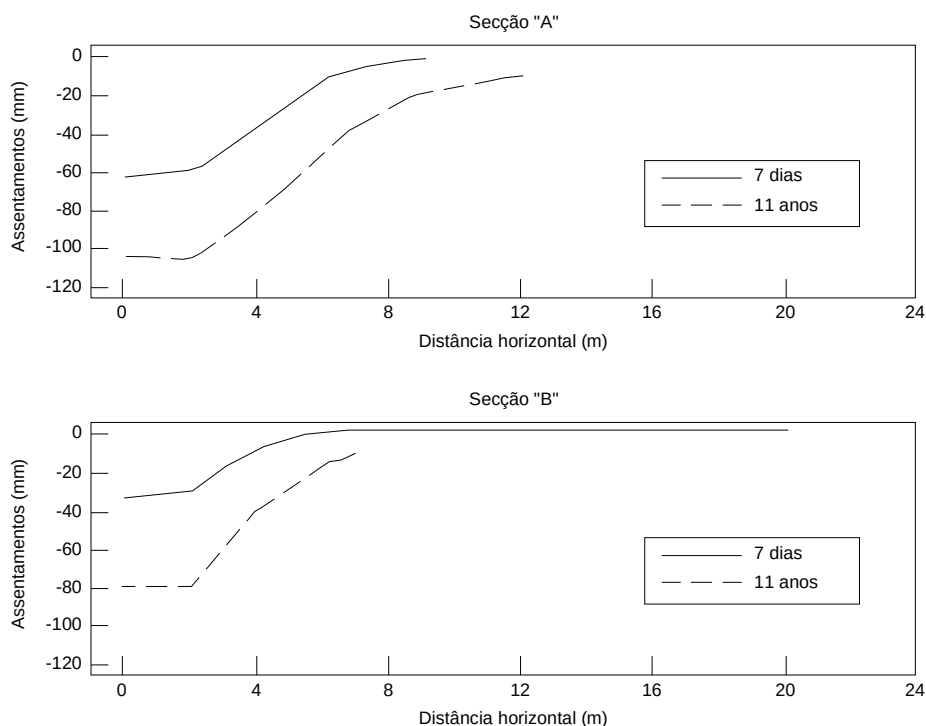


Figura 3.5 - Evolução dos perfis transversais dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada: secção A; secção B

Se a permeabilidade do suporte do túnel for pequena relativamente à do solo envolvente, as pressões de água nos poros tendem para a condição de equilíbrio inicial, pelo que nestas condições os assentamentos devidos à consolidação estão apenas associados à dissipação dos excessos de pressões neutras gerados a curto prazo pela construção.

Em túneis abertos em argilas moles, particularmente naqueles em que a escavação se faz ao abrigo de um escudo com confinamento líquido ou por contra-pressão de terras, podem ser gerados, como se referiu já anteriormente, significativos excessos de pressão de água nos poros numa zona pouco extensa localizada imediatamente em redor da abertura. A dissipação destes excessos de pressões neutras é responsável por um aumento dos assentamentos à superfície do terreno sem que aumente a largura da bacia de subsidência, pelo que o declive da respectiva curva tende a aumentar, com os consequentes danos adicionais sobre os edifícios situados nas proximidades da obra (Shirlaw, 1995).

Em túneis abertos em argilas rijas ocorrem sobretudo excessos negativos da pressão de água nos poros gerados pela construção (em geral pequenos devido à elevada resistência do solo), cuja dissipação provoca, a prazo, a expansão da argila, com a possível subida do terrapleno, diminuindo a grandeza do assentamento inicialmente verificado, como bem evidenciam os resultados numéricos reportados por Lopes *et al.* (2002) e respeitantes à abertura de um túnel numa argila sobeconsolidada admitindo o suporte como impermeável.

3.3 Expansão

3.3.1 Aspectos fenomenológicos da expansão. Expansão a diferentes escalas

Os problemas colocados às obras de engenharia civil pela expansão de solos e rochas são há muito reconhecidos. O fenómeno interessa largos sectores geográficos, ocorre em numerosos materiais e pode afectar vários tipos de estruturas. A expansão dum solo argiloso pode resultar do alívio de tensões desencadeado por uma escavação, ou da embebição do solo sob um estado de tensão constante. Traduz-se por um aumento de volume do solo ou das pressões no meio, consoante o terreno se possa deformar ou não, ao longo do tempo.

O processo de expansão depende de diferentes factores e coloca em acção diversos fenómenos físicos que complicam singularmente as tentativas de interpretação tanto no plano experimental como teórico. Estas tentativas não permitiram até agora chegar a um procedimento unificado que responda perfeitamente às questões colocadas pela expansão de solos e rochas dados os diferentes estados dos materiais e os diversos tipos de obras que é susceptível de afectar.

Os materiais susceptíveis de expandir sobre a acção da água são os solos argilosos naturais (em função da sua composição mineralógica, do seu grau de saturação e da composição química da água), os solos argilosos compactados, as margas, as rochas argilosas e as rochas compostas de anidrite. Considerando três escalas: uma escala microscópica (nos grãos), uma escala macroscópica (no conjunto do solo ou da rocha), passando por uma escala intermédia (qualificada de trans-microscópica, entre os grãos do solo), é possível uma definição mais precisa do processo de expansão e dos fenómenos físicos, químicos e mecânicos colocados em jogo separadamente ou combinados. Para cada uma das escalas enumera-se, resumidamente, os meios de ensaio e os princípios sobre os quais se baseia a representação dos fenómenos em presença (Serratrice e Soye, 1996).

A estrutura dos solos e das rochas condiciona o processo de expansão, por um lado, e o processo de expansão é, ele mesmo, acompanhado de modificações de estrutura (rearranjo das partículas), e alteração do índice de vazios, Δe , por outro lado. A diferentes escalas a expansão opõe-se à retracção, ao colapso e à compressão (Figura 3.6).

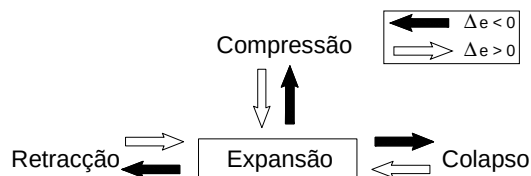


Figura 3.6 - A expansão ou aumento de volume de um elemento de solo ou rocha e os mecanismos que se lhe opõem

3.3.1.1 Expansão à escala microscópica

À escala microscópica verifica-se que as partículas de argila são formadas por um conjunto de folhas (silicatos de alumínio hidratados), constituídas pela sobreposição alternada de camadas de silício e alumínio. As argilas caracterizam-se por uma elevada superfície específica inter-foliar e inter-particular. As camadas comportam défices de carga eléctrica devido à substituição de certos catiões permutáveis por outros de menos valência. A grande diversidade das argilas provém dos diversos modos de distribuição e do grau de abundância desses défices de carga. Os défices de carga eléctrica desencadeiam um enfraquecimento das forças iónicas de ligação entre as folhas, e uma interacção entre as folhas, por um lado, com as moléculas de água (dipólos), mais concretamente com os iões contidos na água, por outro lado. Assim, no dipólo água-argila, as forças eléctricas estabelecem-se entre a superfície dos materiais argilosos, carregados negativamente, a água e os iões em solução na água, carregados positivamente, e acompanhados das moléculas de água de hidratação. Deste modo, as partículas argilosas desempenham um papel de membrana semi-permeável, tornando-se assim o centro do fenómeno de osmose. As interacções no seio das partículas de argila constituem a base do fenómeno de expansão (Sridharan *et al.*, 1996). Esta interpretação provém da teoria da dupla camada.

À escala microscópica a expansão é tanto mais forte quanto mais elevada é a superfície específica da argila, e mais reduzida a concentração de sal na água intersticial, assim como a valência dos catiões permutáveis. Ela é influenciada pela natureza da argila, o arranjo das partículas e a presença de qualquer matéria susceptível de cimentar as partículas entre elas. À escala macroscópica a adsorção de água pelos minerais argilosos que compõem um solo ou uma rocha produz expansão. Inversamente, a secagem desencadeia uma diminuição de volume (ou retracção) acompanhada de uma eventual fissuração do meio. O termo expansão opõe-se ao termo retracção (Figura 3.6).

Para os solos, os limites de Atterberg w_l e w_p (limite de liquidez e de plasticidade, respectivamente), exprimem a uma escala macroscópica as transições entre o estado sólido, o estado plástico e o estado líquido, e constituem um meio de identificação dos solos argilosos, em geral, e dos solos expansivos, em particular. O valor do azul de metileno permite caracterizar globalmente a quantidade e qualidade da fracção argilosa. Como as moléculas da solução de azul de metileno aderem tão bem à superfície interna como à superfície externa das argilas, a adição progressiva de uma massa determinada de solo até à saturação completa permite determinar o seu potencial de adsorção (Tran Ngoc Lan, 1977). Um solo adsorverá proporcionalmente tanto mais azul de metileno quanto mais elevada for a quantidade de argila que ele contém, e quanto mais activa seja, isto é, desenvolva uma superfície específica interna e externa elevada. Estas duas vias de identificação caracterizam a capacidade de adsorção da água pelas argilas relacionadas com a sua superfície específica e os fenómenos físico-químicos à escala microscópica (Schaeffner, 1989). Em complemento, as análises mineralógicas permitem detectar a presença dos minerais expansivos nos solos ou nas rochas e quantificar as respectivas proporções. Pela sua composição química, a água tem uma influência directa no fenómeno de expansão. A dificuldade de integrar todos estes dados para quantificar o processo de expansão dos solos e das rochas sobre o plano mecânico, conduziu ao estabelecimento de correlações empíricas por parte de numerosos autores entre as características físicas e os fenómenos de expansão. Alguns exemplos serão apresentados na secção seguinte.

3.3.1.2 Escala intermédia

À escala trans-microscópica (inter-partículas) a expansão manifesta-se em meios não saturados, granulares, porosos ou fissurados. Nestes casos, o equilíbrio dos meniscos da água presente nos poros provoca forças capilares (Bishop e Donald, 1961), que são tanto mais elevadas quanto menores forem a dimensão dos meniscos e o grau de saturação S do meio. A sucção, s , é definida como a diferença entre a pressão do ar u_a e a pressão da água u ($s = u_a - u$). Do ponto de vista constitutivo, os solos não saturados são meios trifásicos. Fredlund e Morgenstern (1977) consideram estes meios como formas de quatro fases independentes: a fase sólida, as fases fluídas ar e água e a interface água-ar. As partículas de solo e da interface água-ar participam no equilíbrio de tensões e de deformações, as fases fluídas escoam-se sob o efeito de gradientes hidráulicos.

Vários equilíbrios mecânicos ou hidráulicos se justapõem nos meios não saturados e vários mecanismos podem actuar simultaneamente. Os ciclos de secagem-humidificação fazem aparecer uma forte histerese na sucção s em função do grau de saturação S ; a volume constante, os pontos no estado (S , s) durante a humidificação são diferentes daqueles obtidos na secagem. Quando surgem num meio deformável estas variações de sucção desencadeiam em sua volta deformações. A embebição com uma diminuição da sucção, pode provocar o colapso do solo com a deterioração das ligações entre as partículas (Serratrice e Soyeux, 1996). Este fenómeno afecta os solos naturais ou as rochas porosas, mas também os solos compactados em função da sua compactidade e do seu teor em água (Alonso, 1993). Neste caso, o termo expansão, opõe-se ao termo colapso (Figura 3.6). Invariavelmente a sucção (pressão negativa) tem por efeito rigidificar o solo. Os solos não saturados são menos compressíveis e mais resistentes que os seus correspondentes num estado saturado.

Estes fenómenos são fortemente dependentes da estrutura do solo (natureza, arranjo, forma e dimensão das partículas e dos vazios, presença de aglomerados, de heterogeneidades e microfissuração) como mostram, por exemplo, os solos compactados.

Os aparelhos de laboratório tradicionalmente utilizados na mecânica dos solos não oferecem a possibilidade de medir ou de controlar a sucção. Aparelhos específicos foram desenvolvidos para o estudo em laboratório dos solos não saturados no edómetro (Barden *et al.*, 1969) e no triaxial (Bishop e Donald, 1961; Delage *et al.*, 1992). O controlo da sucção efectua-se com a ajuda de uma membrana semi-permeável ou de uma cerâmica de alta-pressão que permite fixar de forma independente as pressões das fases líquida e gasosa.

Diferentes modelos de comportamento mecânico foram propostos para solos não saturados. Inicialmente foram concebidos por analogia com os modelos dos solos saturados, baseados no princípio das tensões efectivas (Bishop e Henkel, 1962). Cedo esta tarefa se mostrou infrutífera perante a incapacidade dos modelos de traduzir o fenómeno do colapso; por exemplo, a noção de tensão efectiva é apenas parcialmente aplicável aos solos não saturados. Os modelos foram então estabelecidos com base na noção das variáveis de estado independentes (Fredlund e Morgenstern, 1978; Alonso *et al.*, 1987, 1990). Se nos limitamos a duas variáveis, três combinações são aceitáveis (Fredlund e Hassan, 1979): $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u)$, $(\sigma - u)$ e $(u_a - u)$ e $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u)$, sendo σ a tensão total. Em presença de solos argilosos os processos ligados à não saturação do meio, por um lado, e às reacções físico químicas das argilas com a água, por outro, sobrepõem-se. As variações da sucção e do teor em água podem desencadear uma modificação da estrutura do solo. Certos autores preconizam tomar em conta os efeitos da estrutura na modelação do comportamento dos solos não saturados (Biarez *et al.*, 1994; Schreiner *et al.*, 1994).

3.3.1.3 Escala macroscópica

À escala macroscópica e sobre o plano mecânico, toda a relaxação de tensões desencadeia um aumento de volume de um elemento de solo ou rocha. No contexto dos ensaios de laboratório e para todos os solos, esta descarga caracteriza-se tradicionalmente pelos coeficientes de expansão C_s , no caso de uma solicitação edométrica, e κ ; no caso de uma solicitação isotrópica:

$$\begin{aligned}C_s &= \Delta e / \Delta \log \sigma'_v \\ \kappa &= \Delta e / \Delta \log p'\end{aligned}\tag{3.1}$$

onde σ'_v designa a tensão efectiva vertical medida no edómetro e p' a tensão efectiva média.

O termo expansibilidade opõe-se aqui ao termo compressibilidade do solo (Figura 3.6).

Em resumo, as variações de volume num elemento de terreno, provêm, por um lado, da modificação do estado de tensão e, por outro, da interacção água-sólido às escalas microscópica e trans-microscópica. Diferentes casos podem ocorrer: o solo pode estar saturado, e ser não expansivo ou expansivo; o solo pode estar não saturado, e ser não expansivo ou expansivo (Delage, 1991). Quando as argilas estão saturadas é a pressão osmótica, cuja existência é explicada pela teoria da dupla camada, que condiciona a sua expansão.

3.3.2 Métodos de caracterização da expansão. Estudo da expansão em laboratório

A expansão de solos argilosos é em geral um fenómeno lento dada a reduzida permeabilidade dos terrenos onde ocorre. A representação gráfica da expansão unidimensional em função do logaritmo do tempo, quer se refira a um ensaio de expansibilidade livre quer a um patamar de descarga, mostra que a deformação se pode decompor numa fase de expansão primária e numa fase de expansão secundária, tal como no caso da consolidação hidromecânica dos solos, mas no sentido oposto. A primeira fase, relacionada com a migração de água na amostra a partir das extremidades, resulta de um processo de difusão. A fase de expansão secundária é muito lenta e depende do nível de carregamento, tal como no caso da compressão secundária pode ser vista como um processo de fluência volumétrica.

Limitando o termo expansão à acção dos fenómenos físico-químicos reacionados com a natureza mineralógica do solo, a adsorção de água e a natureza química da água (e o termo de descompressão à acção mecânica das tensões ou da sucção), referem-se na secção seguinte algumas vias de caracterização da expansão.

Os métodos indirectos de caracterização relacionam a expansão com parâmetros geotécnicos. O emprego de correlações empíricas permite uma primeira avaliação do potencial de expansão, ou seja, estimar se o potencial é reduzido, médio ou elevado e assim para considerar se o fenómeno é, ou não, para tomar em conta (Bultel, 2001). Os diferentes procedimentos de ensaios de laboratório permitem determinar os parâmetros de expansão, aplicá-los ao dimensionamento de uma obra e analisar certos aspectos da expansão como a cinética ou a anisotropia.

3.3.2.1 Métodos indirectos

O índice de plasticidade, $I_p (= w_l - w_p)$, pode ser visto como a quantidade de água necessária para fazer o solo passar do “estado sólido” ($w < w_p$) ao “estado líquido” ($w > w_l$). Quanto maior for a quantidade de minerais activos do solo na sua interacção com a água, maior quantidade de água será necessária para que passe ao estado líquido. Quando toda a capacidade de adsorção do solo esteja saturada então a água em excesso passará para o estado livre, ou seja

líquido. I_p é assim um parâmetro importante para avaliar as propriedades de retenção de água do terreno e por consequência da sua expansibilidade. Por este motivo, um grande número de correlações pode ser encontrado entre os limites de Atterberg e as propriedades expansivas dos solos.

Seed *et al.* (1962) propuseram um método de estimar a expansibilidade de solos compactados, relacionando a deformação de expansão, ϵ_s , com o teor em argila do solo e a actividade de Skempton (relação entre o índice de plasticidade do material e o seu conteúdo em partículas argilosas $A_t = I_p / (\% < 2\mu)$), como se ilustra na Figura 3.7.

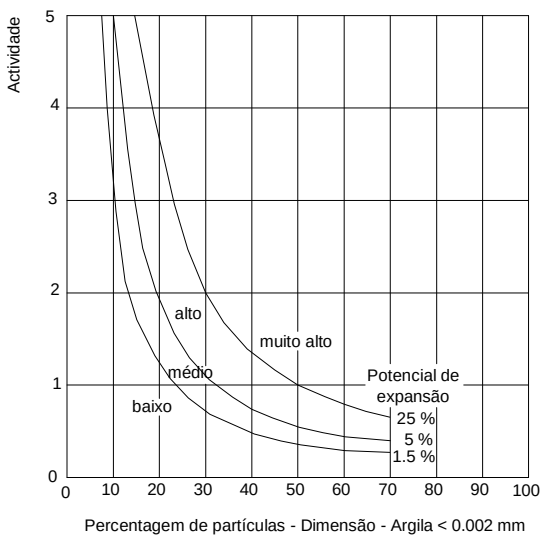


Figura 3.7 - Diagrama de classificação do potencial de expansão (Seed *et al.*, 1962)

A expansibilidade livre, ϵ_s , de uma amostra confinada lateralmente em presença de água sob uma sobrecarga de 7kPa, previamente compactada para o seu teor em água ótimo do ensaio de compactação da AASHO, pode ser relacionada com o índice de plasticidade pela expressão:

$$\epsilon_s = 216 \times 10^{-5} (I_p)^{2.44} \tag{3.2}$$

Esta relação foi obtida para um estudo estatístico de resultados experimentais, aplicado a materiais com quantidades de argila entre 8% e 65%. O Quadro 3.1 mostra a relação entre a expansão livre e o índice de plasticidade.

Quadro 3.1 - Relação entre a expansão livre e o índice de plasticidade (Seed *et al.*, 1962)

I_p (%)	ϵ_s (%)	Potencial de expansão
0-10	0-1,5	Reduzido
10-20	1,5-5	Médio
20-35	5-25	Elevado
>35	>25	Muito elevado

Komornik e David (1969) estabeleceram uma correlação linear simples entre a expansão livre e o índice de plasticidade para solos não perturbados.

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= 6,7 + 2,4 I_p \text{ para margas} \\ \epsilon_s &= 0,9 + 2,1 I_p \text{ para argilas} \end{aligned} \tag{3.3}$$

Dakshanamurthy e Raman (1973) apresentaram uma classificação do nível de expansibilidade, inspirada no diagrama de plasticidade proposto por Casagrande. A linha A que separa os solos expansivos dos não expansivos é dividida em seis zonas em função do limite de liquidez w_l , tal como se indica no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Classificação proposta por Dakshanamurthy e Raman (1973)

Limite de liquidez w_l (%)	Classificação
0-20	Não expansivo
20-35	Pouco expansivo
35-50	Expansibilidade mediana
50-70	Expansibilidade elevada
70-90	Expansibilidade muito elevada
>90	Expansibilidade crítica

Os solos argilosos apresentam uma retracção volúmica quando da evaporação da água intersticial. A retracção volúmica evolui de forma linear em função do teor em água w , até um teor em água w_r , definido como o limite de retracção. A partir deste limite o solo perde água sem grande variação de volume. O limite de retracção e o índice de retracção $I_r (= w_l - w_r)$, surgem também como parâmetros para estimar o potencial de expansão (Altemeyer, 1955; Ranganatham e Satyanarayana, 1965).

3.3.2.2 Ensaios de expansão

Existe uma grande variedade de ensaios de expansão distinguindo-se principalmente pelas modalidades de aplicação das cargas sobre o provete (duração dos patamares, taxas de descarga de uma etapa para outra, carga de colocação em embebição). Historicamente, os ensaios de expansibilidade têm sido realizados com o apoio de equipamentos edométricos.

Definição dos parâmetros de expansão

Os parâmetros a determinar para caracterizar os terrenos expansivos são diferentes em função do objectivo que se pretenda: impedir a expansão ou permitir que ela se processe. Distinguem-se na prática, três noções: a pressão de expansão, a expansão livre e o índice de expansão. Estas noções não podem ser consideradas como características intrínsecas do material expansivo, visto que dependem das condições para as quais o processo se desenvolve. São contudo muito utilizadas.

- A *pressão de expansão* de um elemento de solo ou rocha, pode ser definida como o estado de tensão a exercer para manter o seu volume constante durante a embebição.
- A *expansão livre* de um elemento de solo ou rocha, é a deformação máxima desse elemento, quando embebido, submetido a um estado de tensão nulo ou quase nulo.
- O *índice de expansibilidade* traduz a importância da deformação por expansão induzida por uma descarga em relação a um determinado estado de tensão. A deformação por expansão é obtida ao fim de um período de tempo infinito, efectuadas as deduções das deformações instantâneas devidas às variações de carga.

Os ensaios edométricos para avaliação da expansibilidade podem ser classificados em três categorias (Sridharan *et al.*, 1986): 1) ensaio de expansão livre; 2) ensaios de expansão em paralelo; 3) ensaios de expansão a volume constante. O ensaio de Huder e Amberg constitui também um via de caracterização da expansibilidade.

Ensaio de expansibilidade livre

No ensaio de expansibilidade livre, após a sua colocação no anel edométrico a amostra é embebida sob o peso do pistão. Uma vez o fenómeno de expansão estabilizado, o carregamento é efectuado por etapas de acordo com uma taxa de carregamento apropriada até à estabilização das deformações em cada patamar. A pressão de expansibilidade corresponde à carga que é necessário aplicar para levar a amostra à sua altura inicial (trajectória representada por 1 na Figura 3.8).

Ensaio em paralelo

Este ensaio consiste em colocar várias amostras de um mesmo material em diferentes células edométricas. Cada amostra é carregada no seu estado natural a uma tensão axial convenientemente escolhida seguindo uma taxa de crescimento de cargas previamente definida. A expansão ou retracção de cada amostra é inicializada por embebição sob a tensão aplicada até à estabilização. Esta técnica apresenta o inconveniente de testar simultaneamente amostras de materiais por vezes heterogéneos. É principalmente utilizada no caso de materiais compactados (trajectória representada por 2 na Figura 3.8).

Ensaio a volume constante

O ensaio de expansibilidade a volume constante consiste em embeber a amostra de solo sob uma determinada carga e proceder depois ao seu carregamento por pequenas etapas sucessivas de modo a manter o seu volume constante. O ensaio desenrola-se por crescimento contínuo do carregamento até ao equilíbrio, que é atingido quando a carga iguala a pressão de expansibilidade (trajectória representada por 3 na Figura 3.8).

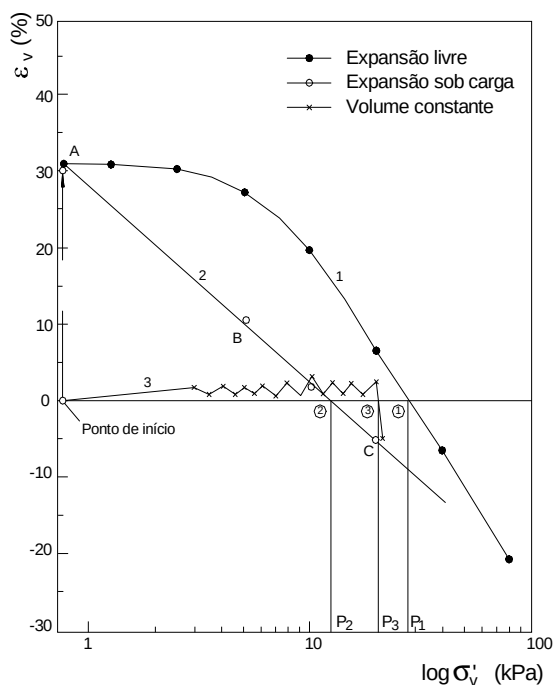


Figura 3.8 - Diferentes procedimentos de ensaios de expansão em edómetros (Sridharan *et al.*, 1986)

O ensaio de Huder e Amberg (1970) foi adoptado pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1989). Este ensaio visa determinar uma pressão de expansão, que representa o limiar de tensões abaixo do qual a expansão se pode desenvolver, e um índice de expansibilidade C_s , que caracteriza a deformação de expansão para um determinado alívio de tensões.

Consiste em colocar uma amostra de terreno no seu estado natural numa célula edométrica e submetê-la a uma primeira fase de carregamento até a uma tensão axial igual à tensão vertical *in situ*, para eliminar os efeitos da amostragem (trajectória 1 da Figura 3.9). A amostra é em seguida submetida a um ciclo de descarga-recarga até à tensão vertical *in situ* (trajectórias 2 e 3). Sob este nível de tensão a amostra é colocada na presença de água por saturação da célula edométrica o que provoca a sua expansão ou retracção (trajectória 4, AB). Após o tempo que decorrer até à estabilização da deformação do material, passa-se à descarga até ao patamar precedente e a sua expansibilidade é observada até à estabilização, antes de se proceder a uma nova etapa de descarga (trajectória 5). A abcissa correspondente ao ponto de intersecção da trajectória 3 (carga no estado natural) com a trajectória 5 (descarga sob embebição) corresponde à pressão de expansão.

A relação de Huder e Amberg, que relaciona a variação de volume com a variação de tensões entre σ_v e σ_s , escreve-se:

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta h}{h} = C_s \log\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_s}\right) \quad (3.4)$$

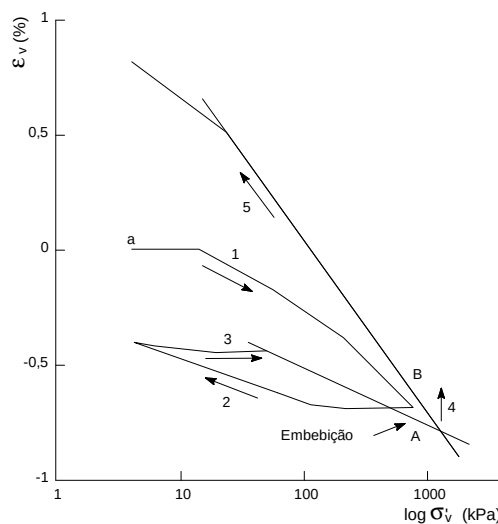


Figura 3.9 - Ensaio de expansão segundo o método de Huder e Amberg (1970)

No caso de uma escavação, para a qual a expansão resulta dos efeitos combinados de um afluxo de água e de uma descarga mecânica, o fenómeno deve ser caracterizado por uma pressão de expansão e por um índice de expansibilidade. Por este motivo este ensaio está na base de muitas leis comportamentais propostas nas últimas décadas para o estudo de obras subterrâneas (secção 4.3.1).

3.4 Efeitos viscosos

3.4.1 Aspectos fenomenológicos. Principais efeitos viscosos

Nesta secção serão focados aspectos fenomenológicos do comportamento dependente do tempo devido à natureza viscosa ou dependente da taxa de deformação (*rate dependent*) dos materiais geológicos, manifestados por fenómenos como a fluência, a relaxação e a compressão secundária. O seu estudo tem sido essencialmente baseado em ensaios edométricos e triaxiais, tendo sido também realizado com recurso a ensaios de corte torsional. Sendo a sua expressão mais significativa em solos coerentes, estes efeitos são também observados em solos incoerentes (di Prisco, 1996; Tatsuoka *et al.*, 2000).

Os efeitos viscosos são relativamente bem conhecidos mas geralmente ignorados na prática da engenharia geotécnica. Contudo, não são negligenciáveis. Observações prévias sobre o comportamento dos solos permitem realçar alguns aspectos referentes à amplitude dos efeitos viscosos: para processos friccionais, tal como a consolidação secundária em argilas, corte drenado de areias, corte drenado de argilas normalmente consolidadas, ou corte em condições residuais, os efeitos da taxa de deformação são pequenos, da ordem de 4% por ciclo logarítmico da tensão ou inferiores. Por outro lado, quando se considere a envolvente de pico de argilas naturais no domínio sobreconsolidado, ou a tensão de pré-consolidação, parâmetros que envolvem uma componente coesiva importante, os efeitos da taxa de deformação são da ordem de 10% por ciclo logarítmico da deformação ou superiores. De realçar também as diferenças verificadas entre as taxas de deformação existentes *in situ* e em laboratório. Por exemplo, quando se considere aterros em solos moles as taxas de deformação *in situ* são tipicamente 2 a 4 ordens de magnitude inferiores às verificadas em ensaios de laboratório (Leroueil e Marques, 1996).

As propriedades viscosas são essencialmente devidas à natureza dos solos à escala microscópica. A teoria *rate process* foi introduzida na Mecânica dos Solos no fim dos anos 1950 e anos 1960 para explicar o comportamento viscoso dos solos (Mitchell *et al.*, 1968; 1993). A base desta teoria é a de que os átomos, as moléculas e/ou partículas participantes num processo de deformação ou fluxo dependente do tempo, as designadas unidades de fluxo, estarem restringidas de movimento em relação umas às outras por barreiras energéticas que separam posições de equilíbrio adjacentes. O deslocamento ou fluxo destas unidades para uma nova posição requiere a aquisição de uma energia de activação ΔF de suficiente magnitude para ultrapassar uma determinada barreira. O valor da energia de activação depende do material e do tipo de processo. A uma temperatura constante e sem tensão aplicada, barreiras energéticas são atravessadas igualmente em todas as direcções e nenhum movimento é observado a nível macroscópico, a não ser que a temperatura seja suficientemente elevada para que amolecimento, fusão ou evaporação ocorram. Por outro lado, se a altura das barreiras é reduzida pela aplicação de uma tensão de corte podem ser observadas deformações. A sua equação fundamental indica uma taxa de deformação $\dot{\epsilon}$ resultante de uma tensão aplicada σ_1 (Mitchell, 1993):

$$\dot{\epsilon} = 2n\lambda \frac{kT}{h} \exp\left(-\frac{\Delta F}{RT}\right) \sinh\left(\frac{\lambda}{2kT} \frac{\sigma_1}{S}\right) \quad (3.5)$$

em que k é a constante de Boltzman, T é a temperatura absoluta em graus Kelvin, h é a constante de Plank, λ é a distância média entre sucessivas posições de equilíbrio, R é a constante universal do gás, n é o número de moléculas com activação em série por unidade de comprimento na direcção da tensão e S é o número de moléculas com activação por unidade de área de secção transversal.

É apresentada em seguida uma breve revisão que descreve as tendências observadas no comportamento dependente do tempo de solos devido à sua natureza viscosa, com base na análise de ensaios de laboratório. As descrições estão restringidas a factores que se refiram às propriedades macromecânicas, tais como tensão e deformação. A referência ao tempo não se relaciona com efeitos dinâmicos onde forças de inércia estão envolvidas. As abordagens dirigem-se apenas ao caso de solos saturados.

Os conceitos de cedência e de estado crítico são utilizados para analisar a influência dos efeitos viscosos no comportamento do terreno. A superfície de estado limite é tomada como uma generalização da tensão de pré-consolidação em condições unidimensionais. A Figura 3.10 mostra uma superfície de estado limite (ABD). No seu interior o solo está sobreconsolidado, sendo AB a sua envolvente de resistência na zona sobreconsolidada, fora da desta e abaixo da linha de estados críticos ou envolvente de resistência do solo normalmente consolidado (BC), o solo é normalmente consolidado. Sob carregamento unidimensional, tal como num ensaio edométrico, a trajectória seguida é a da linha K_0 .

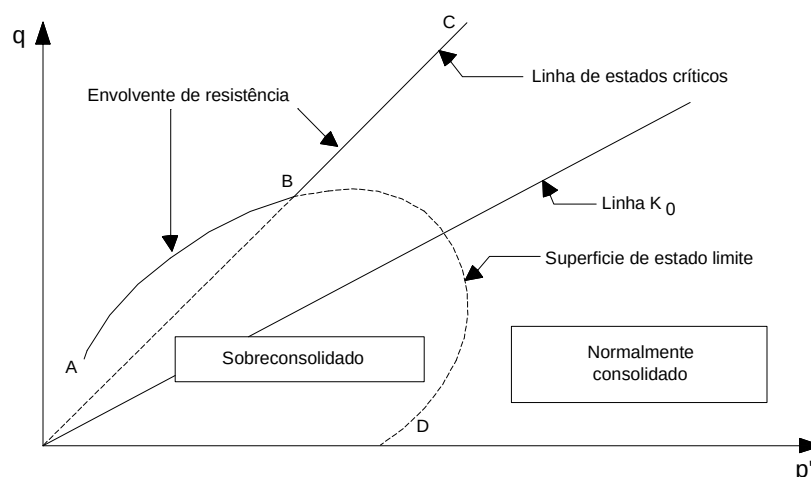


Figura 3.10 - Elementos básicos do comportamento do solo

3.4.2 Descrição básica dos efeitos do tempo

Há três ensaios típicos para identificar a resposta dependente do tempo de solos: ensaios de fluência, ensaios de relaxação de tensões e ensaios a taxa de deformação constante (*constant rate of strain*, CRS).

Fluência

Um ensaio de fluência (trajectória A-B) é ilustrado na Figura 3.11. A amostra de solo é submetida ao corte até ao estado tensão-deformação representado pelo ponto A, ponto em que o processo de fluência é iniciado mantendo a tensão constante ao longo do tempo. À medida que o tempo avança o estado de deformação move-se até B. Durante este processo, a deformação aumenta gradualmente, isto é o solo exibe comportamento de fluência.

Os resultados de um ensaio de fluência efectuado num aparelho triaxial podem ser representados num diagrama deformação tempo, tal como se mostra na Figura 3.12. O processo pode ser dividido em três fases: 1) fluência primária ou transitória; 2) fluência secundária ou estacionária; e 3) fluência terciária ou aceleração de fluência. Uma taxa de deformação decrescente, constante ou crescente, caracterizam as fases primária, secundária e terciária, respectivamente. Note-se que a fluência leva, eventualmente, à rotura do solo. Este tipo de rotura é denominado de rotura por fluência.

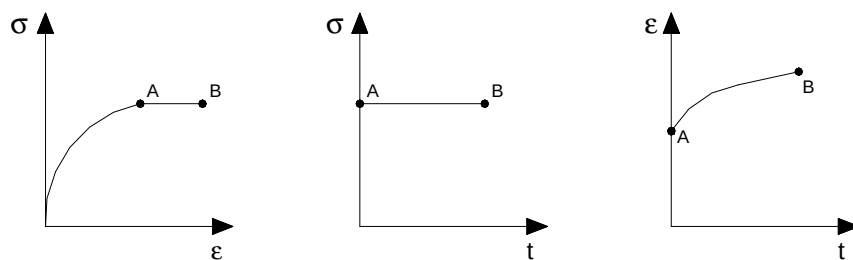


Figura 3.11 - Ensaio de fluência. Relação tensão-deformação, história de tensões e história de deformações

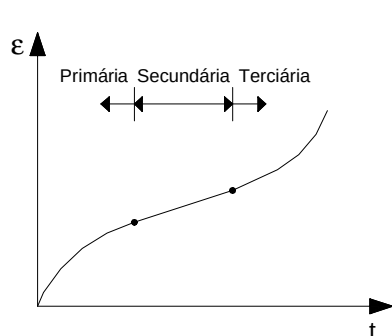


Figura 3.12 - Definição das etapas de fluência. Deformação em função do tempo

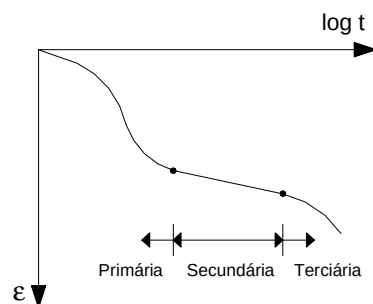


Figura 3.13 - Definição das fases de compressão edométrica. Deformação em função do logaritmo do tempo

Em ensaios edométricos a compressão primária, secundária e terciária podem ser definidas representando a deformação em função do logaritmo do tempo (Figura 3.13). A fase de consolidação primária é a fase onde os excessos de pressões neutras se dissipam. A fase de consolidação secundária é caracterizada por uma relação linear entre a deformação e o logaritmo do tempo. A subsequente fase de compressão terciária é caracterizada por uma relação não linear entre o logaritmo do tempo e a deformação. Tanto as fases de compressão secundária como terciária correspondem a processos de fluência pura, isto é, ocorrem apenas devido a deformações no esqueleto sólido sob σ'_v constante. Apenas fluência primária pode ocorrer em ensaios edométricos (taxa de deformação decrescente), enquanto que a fluência secundária (taxa de deformação constante) ou fluência terciária (taxa de deformação crescente) não podem ser observadas (Den Haan, 1994; Augustesen *et al.*, 2004).

São encontradas na literatura duas definições de fluência relacionadas com os processos de carregamento efectuados em ensaios triaxiais. Na fluência drenada, as tensões efectivas (isto é, a tensão efectiva média p' e a tensão de desvio q) são mantidas constantes, ou seja, o processo corresponde a um simples ponto no espaço de tensões p' - q . Na fluência não drenada, a drenagem está impedida, o que pode provocar uma alteração da pressão nos poros, e consequentemente a tensão efectiva p' varia, enquanto a tensão de desvio q (que é independente da pressão nos poros) permanece constante. A fluência não-drenada não representa um processo puro de fluência, uma vez que as deformações consistem numa combinação de deformações plásticas (devido a alterações nas tensões efectivas) e inelásticas (fluência).

Relaxação de tensões

Considere-se um elemento de terreno submetido ao estado de tensão representado pelo ponto A (Figura 3.14). Neste ponto um processo de relaxação de tensões é iniciado mantendo a deformação total constante ao longo do tempo. À

medida que o tempo decorre o estado de tensão move-se em direcção a B. Durante este processo, a tensão decresce gradualmente, ou seja, relaxa.

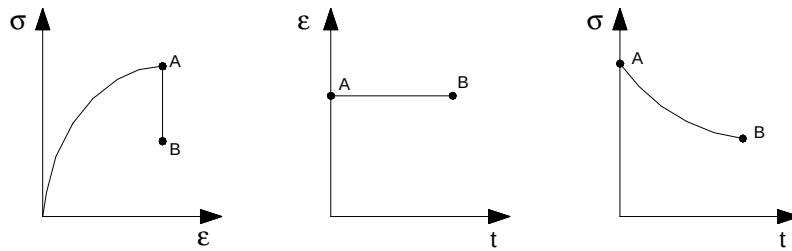


Figura 3.14 - Ensaio de relaxação. Relação tensão-deformação, história de tensões e história de deformações

Taxa de deformação constante

Num ensaio deste tipo, a relação tensão-deformação é obtida, mantendo constante a taxa de deformação total, $\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt$. Na Figura 3.15 mostram-se resultados de ensaios deste tipo. Verifica-se que, quanto mais elevada é a taxa de deformação aplicada, mais rígida é a resposta do solo.

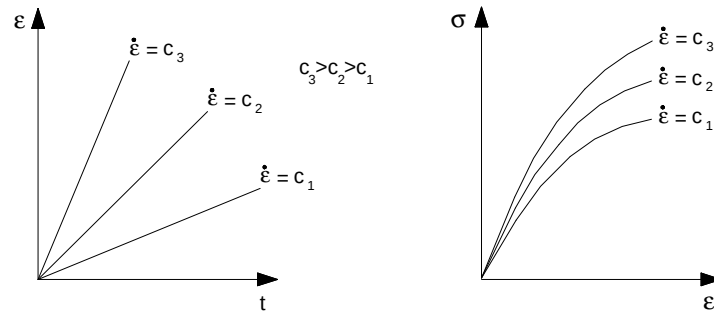


Figura 3.15 - Ensaio a taxa de deformação constante. História de deformações e relações tensão-deformação

3.4.3 Influência dos efeitos viscosos na compressão unidimensional. Observações de ensaios edométricos

Como foi referido num ensaio edométrico, onde uma amostra de solo é carregada sob uma carga vertical constante em condições unidimensionais, os assentamentos continuam a processar-se mesmo após a dissipação total do excesso de pressões neutras. Esta é a fase de consolidação secundária frequentemente representada como uma relação linear aproximada entre a deformação vertical, ϵ_v , ou índice de vazios, e , e o logaritmo do tempo t . Esta relação pode ser definida de modos distintos, sendo as definições mais frequentemente usadas:

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} ; C_{\alpha \epsilon} = \frac{\Delta e}{(1+e_i)\Delta \log t} = \frac{\epsilon_v}{\Delta \log t} = \frac{C_{\alpha e}}{1+e_i} \quad (3.6)$$

em que $C_{\alpha e}$ e $C_{\alpha \epsilon}$ são os coeficientes de compressão secundária em relação a e e ϵ , respectivamente. Rescrevendo a equação em relação a ϵ_v , a relação logarítmica que é usada para modelar a compressão secundária surge como:

$$\epsilon_v = C_{\alpha \epsilon} \log \left(1 + \frac{t}{t_i} \right) \quad (3.7)$$

onde t_i é um tempo de referência.

Uma consequência directa da consolidação secundária é que quando o solo é recarregado apresenta uma tensão de pré-consolidação aparente, relacionada com o índice de vazios, superior à tensão previamente aplicada. Uma consequência indirecta é que, tal como mostrado por Sällfors *et al.* 1975) e Leroueil *et al.* (1983, 1985), quando o solo é recarregado lentamente uma redução da tensão de pré-consolidação aparente do solo é observada, ou seja, a tensão de pré-consolidação aparente é dependente da taxa de deformação na recarga.

Geralmente considera-se que a relação deformação-tempo no decorrer da compressão secundária ou fluência segue uma relação linear num diagrama $\varepsilon_v - \log t$. Esta observação pode ser válida para vários ciclos logarítmicos do tempo, mas não é verdadeira na generalidade. Leroueil *et al.* (1985) observaram um comportamento deformação-tempo não linear, com base em ensaios de fluência longos (140 dias). As curvas deformação-tempo mostram-se na Figura 3.16. Foram distinguidos três tipos de comportamento. O comportamento de tipo I é obtido em amostras sobreconsolidadas, neste caso verifica-se um aumento contínuo da inclinação da deformação com o logaritmo do tempo após o fim da consolidação primária (EOP). Por outro lado, amostras na gama normalmente consolidada, exibem um comportamento de tipo III, mostrando um decréscimo contínuo da inclinação da deformação com o logaritmo do tempo. Nos ensaios edométricos efectuados na vizinhança da tensão de pré-consolidação - comportamento tipo II - o solo reage inicialmente como sobreconsolidado, decorrido algum tempo a taxa de deformação do solo permanece momentaneamente constante. Finalmente, a amostra comporta-se como normalmente consolidada, verificando-se que no decurso do carregamento o solo passa de sobreconsolidado para normalmente consolidado.

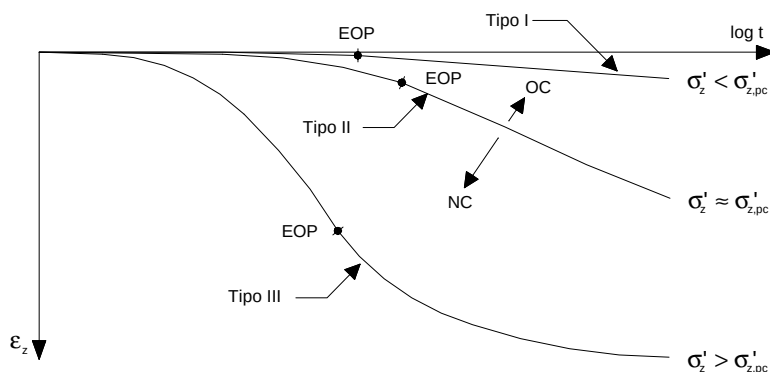


Figura 3.16 - Tipos de curvas deformação-tempo (Leroueil *et al.*, 1985)

A influência da taxa de deformação na pressão de pré-consolidação e no comportamento tensão-deformação é observada a partir de ensaios edométricos controlados por deformação efectuados a diferentes taxas de deformação (CRS). Verifica-se que quanto mais rápida é a taxa de deformação, mais elevada a tensão efectiva e a tensão de pré-consolidação para um dado nível de deformação. Um exemplo típico mostrando a dependência da taxa de deformação de uma argila natural está indicado na Figura 3.17 (Marques, 1996). Verifica-se que as curvas de compressão se movem para a direita, ou seja, para as taxas de deformação mais elevadas.

Com base na análise de diversos tipos de ensaios edométricos (ensaios com múltiplos patamares com recarga no fim da consolidação primária ou decorridas 24 horas, ensaios a taxa de deformação constante como os referidos anteriormente, ensaios de gradiente controlado ou ensaios de fluência de longa duração), Leroueil *et al.* (1985) constataram que o comportamento de argilas naturais é controlado por uma relação única tensão efectiva vertical-deformação vertical-taxa de deformação vertical ($\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$ ou $\sigma'_v - e - \dot{e}$). Este modelo foi originalmente proposto por Suklje (1957); pode ser descrito por duas curvas de compressão deduzidas de ensaios a taxa de deformação constante

efectuados a diferentes taxas de deformação. A primeira curva relaciona a variação da tensão de pré-consolidação com a taxa de deformação:

$$\sigma'_p = f(\dot{\epsilon}_v) \quad (3.8)$$

e a segunda representa a relação entre a tensão efectiva normalizada e a deformação:

$$\sigma'_v / \sigma'_p (\dot{\epsilon}_v) = g(\epsilon_v) \quad (3.9)$$

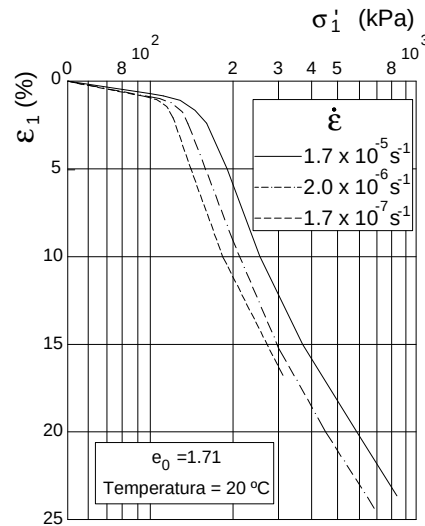


Figura 3.17 - Efeitos da taxa de deformação na compressão unidimensional da argila de St-Porlicarpe (Marques, 1996)

Os resultados da Figura 3.18 ilustram claramente a existência de uma relação única entre tensão-deformação-taxa de deformação (o designado *isotach behaviour*, que será novamente referido em 3.4.5). Um aspecto importante é que os efeitos da alteração na taxa de deformação são contínuos, isto é, o solo fica na mesma curva tensão-deformação até a taxa de deformação ser novamente alterada. Em termos práticos isto significa que a relação entre a tensão de pré-consolidação ou as tensões efectivas obtidas a duas taxas de deformação diferentes é constante, para uma dada deformação ou índice de vazios.

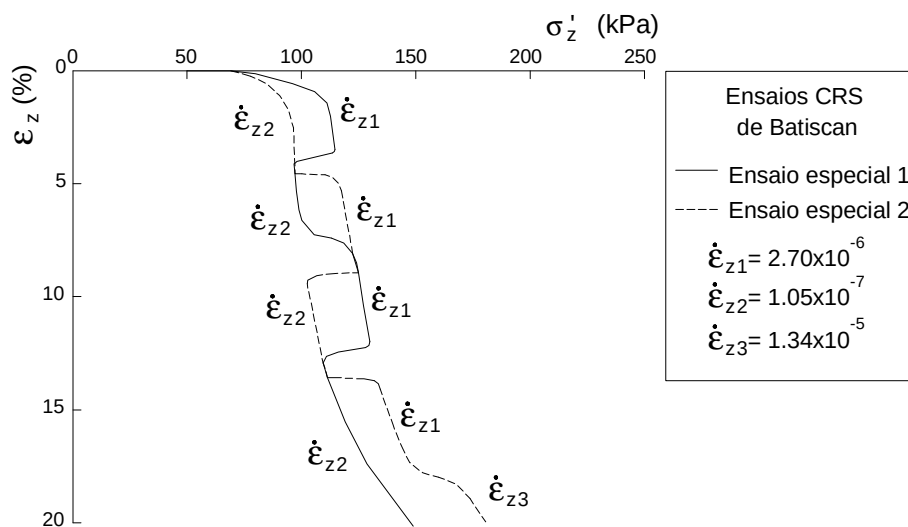


Figura 3.18 - Ensaio edométrico especiais na argila de Batiscan (Leroueil *et al.*, 1985)

3.4.4 Influência dos efeitos viscosos no domínio normalmente consolidado e no domínio sobreconsolidado.

Observações de ensaios triaxiais

3.4.4.1 Efeitos viscosos na curva de estado limite. O conceito de superfície de cedência estática ou não viscosa

Sällfors (1975) e Tavenas e Leroueil (1977) mostraram que o efeito do tempo e da taxa de deformação na tensão de pré-consolidação do solo podem ser generalizados a toda a curva de estado limite do solo. Ensaios triaxiais efectuados por Lo e Morin (1972) nas argilas de St-Vallier demonstraram um efeito da taxa de deformação na envolvente de rotura do solo sobreconsolidado, ou seja, na parte superior da curva de estado limite, similar ao verificado para tensão de pré-consolidação.

Marchand (1982) apresentou resultados de ensaios triaxiais e edométricos efectuados na argila sobreconsolidada de Mascouche (argila rija plástica). As resistências de pico obtidas em ensaios não drenados consolidados isotropicamente (CIU) e anisotropicamente (CAU) e ensaios drenados consolidados isotropicamente (CID) são mostradas na Figura 3.19 juntamente com a taxa de deformação associada. Os dados confirmam o efeito da taxa de deformação na envolvente de resistência de pico da argila sobreconsolidada. Os ensaios unidimensionais a taxa de deformação constante, também mostrados na Figura 3.19, indicam o efeito da taxa de deformação na tensão de pré-consolidação, similar aquele da envolvente de rotura. Assim, o efeito da taxa de deformação pode ser observado em toda a curva de estado limite.

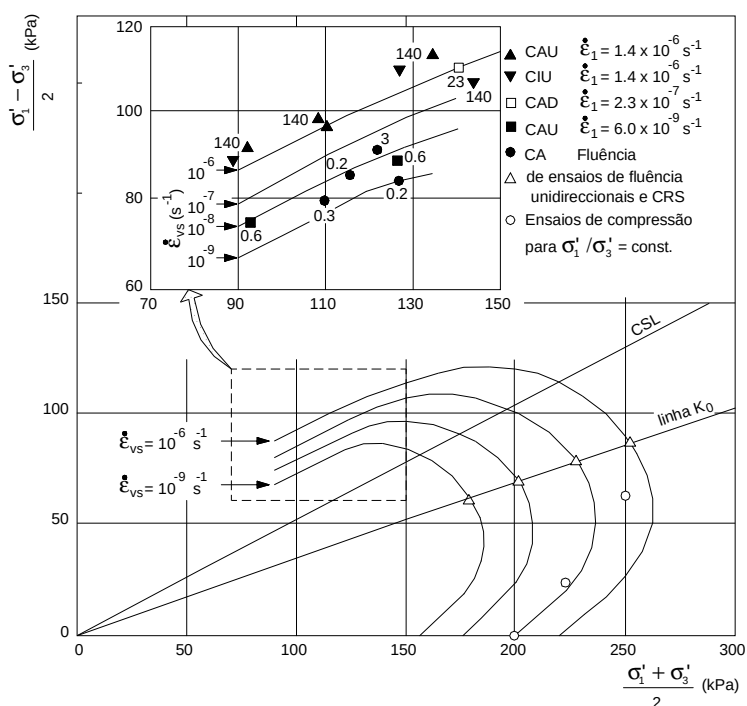


Figura 3.19 - Influência da taxa de deformação da curva de estado limite da argila de Mascouche (Marchand, 1982)

Hight (1983), Hight *et al.* (1987) e Sheahan *et al.* (1996) apresentaram resultados de ensaios triaxiais não drenados consolidados anisotropicamente na argila reconstituída de Lower Crown e na argila azul de Boston, respectivamente. No primeiro caso foram realizados ensaios de compressão e extensão e no segundo apenas ensaios de compressão. Em ambos os casos foram efectuados para diferentes graus de sobreconsolidação e diferentes taxas de deformação. Os resultados obtidos nas duas séries de ensaios de compressão, preparados por Sheahan *et al.* (1996) são muito similares e mostram-se na Figura 3.20. Neste caso as conclusões diferem das apresentadas anteriormente; o efeito da

taxa de deformação é claro para solos normalmente consolidados e ligeiramente sobreconsolidados, mas é menos evidente para valores de OCR superiores, sendo alcançadas todas as resistências de pico na mesma envolvente de resistência. Esta envolvente de resistência, caracterizada por um ângulo de atrito de 32° e uma coesão nula, é também aquela obtida para muito grandes deformações no material normalmente consolidado, isto pode indicar que o comportamento da argila reconstituída de Lower Crown e da argila azul de Boston na rotura é essencialmente friccional e assim, não significativamente afectado pela taxa de deformação. Em termos de resistência não drenada, a alteração por ciclo logarítmico, tipicamente de 8% para ambos os materiais quando normalmente consolidados, diminui com o aumento de OCR até se tornarem quase insignificantes para valores de OCR superiores e taxas de deformação reduzidas.

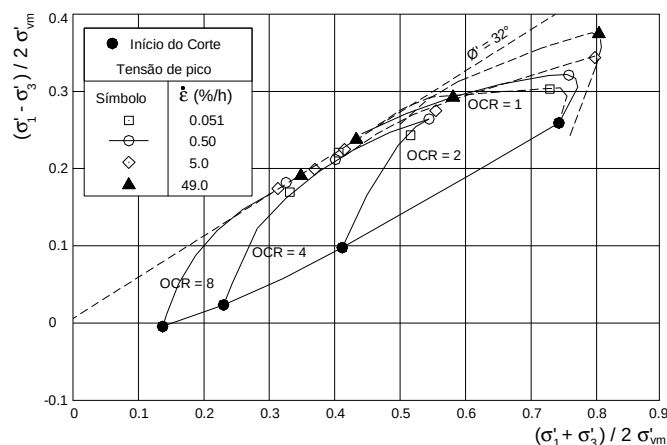


Figura 3.20 - Trajectórias de tensão efectiva normalizadas obtidas em argilas em ensaios de compressão não drenados para diferentes OCR e taxas de deformação (Sheahan *et al.*, 1996)

A Figura 3.21 representa curvas tensão-deformação obtidas em ensaios hipotéticos a várias taxas de deformação. Para uma taxa de deformação aproximadamente nula a resistência de pico é denotada de q_0 . A correspondente superfície de estado limite é denotada de superfície de cedência estática. A sua existência foi debatida na literatura porque muitos modelos constitutivos baseados na teoria de *overstress* se baseiam na hipótese da existência desta superfície (Perzyna, 1963).

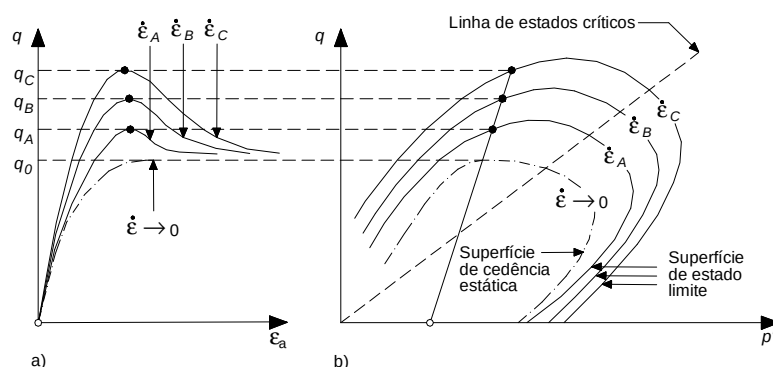


Figura 3.21 - Representação esquemática do efeito da taxa de deformação na superfície de estado limite: a) curvas tensão-deformação para diferentes taxas de deformação e b) superfícies de estado limite correspondentes (Augustesen *et al.*, 2004)

Também Sheahan (1995) indicou a existência de um limite inferior de estados de tensão que pode ser alcançado no decurso de ensaios de fluência. Isto é suportado por observações mostrando que argilas altamente sobreconsolidadas

terão uma tendência a gerar pressões neutras negativas em ensaios de fluência não drenados ou expansão em ensaios de fluência drenados. Este limite inferior foi também designado por Sheahan (1995) como *superfície de cedência estática* ou *superfície de cedência não viscosa*. Este assunto será retomado à frente na secção dos modelos constitutivos.

Por sua vez a inclinação da linha de estados críticos na Figura 3.22 parece ser independente das taxas de deformação. Vários ensaios efectuados a diferentes taxas de deformação em argilas normalmente consolidadas não mostraram qualquer efeito significativo da taxa de deformação no ângulo de atrito de argilas normalmente consolidadas, como foi referido.

3.4.4.2 Efeitos viscosos nos domínios normalmente consolidado e sobreconsolidado

A fluência não drenada sob determinado nível de tensão de desvio ou sob condições isotrópicas é acompanhada por uma variação da pressão nos poros e consequentemente da tensão efectiva (Sheahan *et al.*, 1996). Arulanandan *et al.* (1971) levaram a cabo ensaios de fluência drenados a diferentes níveis de tensão nas argilas de São Francisco (*Bay Mud*). As tensões efectivas para diferentes instantes estão representadas na Figura 3.22. Pode-se verificar que a curva de estado limite mantém essencialmente a mesma forma, mas move-se progressivamente ao longo do tempo para menores valores da tensão média. Verifica-se que ocorreu um processo semelhante ao verificado num ensaio de relaxação em condições unidimensionais. Assim, a componente plástica da deformação volumétrica tem tendência a aumentar com o tempo devido à fluência, como consequência da deformação volumétrica total nula, a componente elástica e a tensão efectiva média tendem a diminuir, provocando um efeito de relaxação.

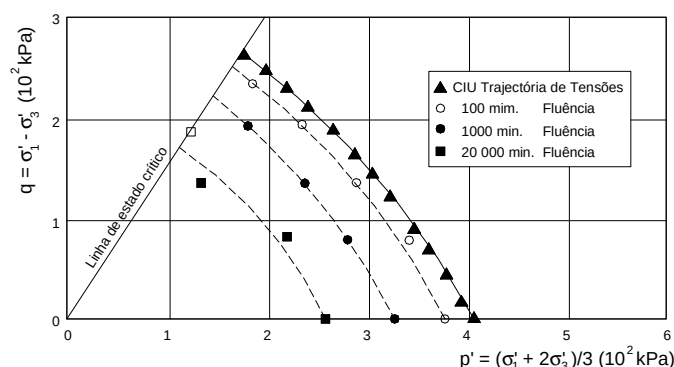


Figura 3.22 - Alteração das tensões efectivas com o tempo no decurso de ensaios triaxiais não-drenados de fluência (Arulanandan *et al.*, 1971)

Ensaio de fluência obtidos por Tavenas *et al.* (1978) na argila de St-Alban são mostrados na Figura 3.23 para diferentes trajectórias de tensão efectiva no interior da curva de estado limite. Os resultados mostram o decréscimo linear do logaritmo da taxa de deformação com o logaritmo do tempo. Para trajectórias de tensão acima da envolvente de resistência (na zona super-crítica), a relação linear deixa de ser válida após algum tempo. A taxa de deformação alcança um valor mínimo e então aumenta para alcançar a rotura (ver ensaios D, F e G).

A análise destes ensaios permitiu distinguir a resposta do solo em termos de variação de deformação volumétrica, em ensaios drenados, ou de pressão intersticial, em ensaios não drenados, em função do grau de sobreconsolidação OCR. Solos com valores de OCR relativamente baixos têm tendência a comprimir ou a gerar excessos de pressões neutras

positivos com o tempo, enquanto que amostras de argila tendo um elevado OCR mostram a tendência oposta. Por exemplo, na Figura 3.23 o índice de vazios diminui no tempo para o ensaio C e aumenta para o ensaio G.

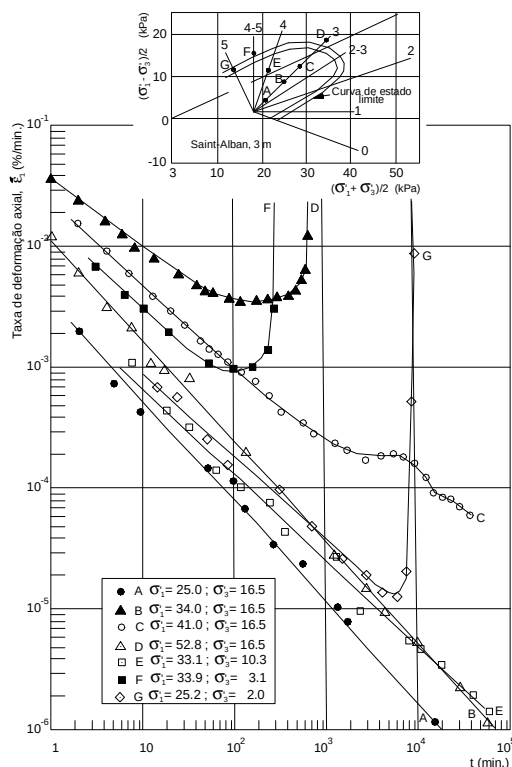


Figura 3.23 - Relação taxa de deformação axial-tempo para ensaios de fluência na argila de Saint-Alban (Tavenas *et al.*, 1978)

3.4.5 Influência dos efeitos viscosos no domínio das muito pequenas deformações

O efeito da taxa de deformação no módulo de rigidez G medido para muito pequenas deformações tem sido também objecto de estudo, em particular através de ensaios em coluna ressonante e ensaios cíclicos efectuados a diferentes frequências e amplitudes. Estes ensaios têm revelado a existência de um efeito da taxa de deformação em solos coesivos, com expressão, contudo, pouco significativa, notando-se uma variação de rigidez da ordem de 4% por ciclo logarítmico de frequência ou taxa de deformação. Por outro lado, Bolton e Wilson (1989), para areias, e Shibuya *et al.* (1995), para argilas, não observaram um efeito significativo da taxa de deformação no módulo de rigidez. Stokoe *et al.* (1995) observaram um efeito muito pequeno da frequência para uma areia não perturbada.

Tatsuoka e Kohata (1995) e Tatsuoka *et al.* (1995) tentaram clarificar esta situação. Examinaram o efeito da taxa de deformação no módulo de rigidez para muito pequenas deformações com base em ensaios triaxiais cíclicos efectuados na areia de Toyoura, uma rocha argilosa de Sagami-hara e uma argila pliocénica de Osaka, e com base em ensaios de corte torsional efectuados na argila de Pisa. Estes autores concluíram que para deformações inferiores a 0,001% o comportamento é independente da taxa de deformação, enquanto que para deformações superiores parece depender do material. É ainda independente da taxa de deformação para uma deformação de 0,01% para a areia de Toyoura, mas não para deformações de 0,005 ou 0,008%, para outros solos.

Ensaio efectuados na Universidade de Nápoles (d'Onofrio, 1996; Santucci di Magistris, 1996) mostraram contudo um efeito da taxa de deformação no módulo de rigidez para muito pequenas deformações de 0,0003%, de 5,5% por ciclo logarítmico da argila de Vallerica e de 3,4% para uma areia-silto-argilosa.

Segundo Leroueil e Marques (1996), pode-se concluir que o efeito da taxa de deformação no módulo de rigidez para muito pequenas deformações não é ainda muito claro. A literatura indica, contudo, que este efeito é: 1) é relativamente pequeno e inferior a 6% por aumento de 10 vezes da taxa de deformação em solos coesivos; 2) é mais pequeno em materiais incoerentes do que em solos argilosos; 3) tem uma tendência para diminuir para muito pequenas deformações (inferiores a 0,001%).

3.4.6 Efeitos viscosos em argilas e areias

Globalmente, a análise de conjuntos de ensaios em que se estudam efeitos do tempo, permite distinguir diferentes tendências no comportamento tensão-deformação-tempo em função do tipo de material geológico. Na sua base Tatsuoka *et al.* (2000) apontaram o seguinte:

- O comportamento tensão-deformação observado numa grande variedade de geomateriais em ensaios de corte de compressão triaxial é similar na sua natureza ao observado em ensaios edométricos em argilas moles, areias e rochas, em que: 1) uma zona de elevada rigidez se desenvolve no espaço de tensões por *ageing* (fluência drenada), com uma rigidez inicial imediatamente após o reinício do carregamento próxima do módulo elástico; 2) quando o carregamento continue, posteriormente à taxa de deformação original, o estado tensão-deformação pode ultrapassar (*overshot*) a curva tensão-deformação primária que é obtida por carregamento contínuo sem a ocorrência dessa fase de fluência. O *overshooting* pode ser temporário ou persistente dependendo do tipo de geomaterial, talvez devido a diferentes efeitos de densificação, estruturação, endurecimento tixotrópico e cimentação desenvolvidos no decurso da etapa de *ageing*.
- Com argilas ou rochas brandas sedimentares, o comportamento tensão-deformação tende a ser unicamente controlado pela taxa de deformação instantânea, especialmente longe da rotura. Esta propriedade é designada de *isotach property*, como foi já referido.
- Em areias mal graduadas o comportamento é essencialmente independente da taxa de deformação instantânea, enquanto a taxa de deformação se mantém constante ao longo de uma larga gama de deformações. Apesar disso, imediatamente após a taxa de deformação ter aumentado ou diminuído o estado tensão-deformação, temporariamente, ultrapassa ou se torna inferior à curva tensão deformação que é obtida pelo carregamento a uma taxa de deformação axial constante, para novamente se unir à curva monotónica. Adicionalmente, uma quantidade apreciável de deformação e relaxação de tensões é observada. Esta propriedade tem sido designada de propriedade *tesra* (*temporary effects of strain rate and acceleration*) (Di Benedetto *et al.*, 2000; Tatsuoka *et al.*, 2000).

Augustesen *et al.* (2004) com base numa revisão de ensaios, distinguiram igualmente estes dois tipos de comportamento que designaram de *isotach* e *non-isotach*, que se ilustram esquematicamente na Figura 3.24. O comportamento *isotach* descreve o comportamento dependente do tempo em argilas na maioria das situações. Os fenómenos de fluência, relaxação e efeitos da taxa de deformação parecem ser governados pelo mesmo mecanismo básico, isto é, há uma relação única tensão-deformação-taxa de deformação. Contudo, há excepções tal como o comportamento dependente do tempo a taxas de deformação muito lentas onde os efeitos da estruturação podem desempenhar um papel importante. Este tipo de mecanismo onde a fluência, relaxação e taxa de dependência são considerados é também denotado de *Princípio da Correspondência* de acordo com Sheahan e Kaliakin (1999). Augustesen *et al.* (2004) realçaram o facto de os fenómenos de fluência e relaxação não puderem ser previstos a partir de resultados obtidos em ensaios CRS em areias. O que se deve ao facto de o efeito das alterações da taxa de deformação serem temporárias. Ensaios em areias realizados por Matsushita *et al.* (1999) mostraram a ocorrência de quantidades notáveis de fluência e relaxação mas não efeitos da taxa de deformação.

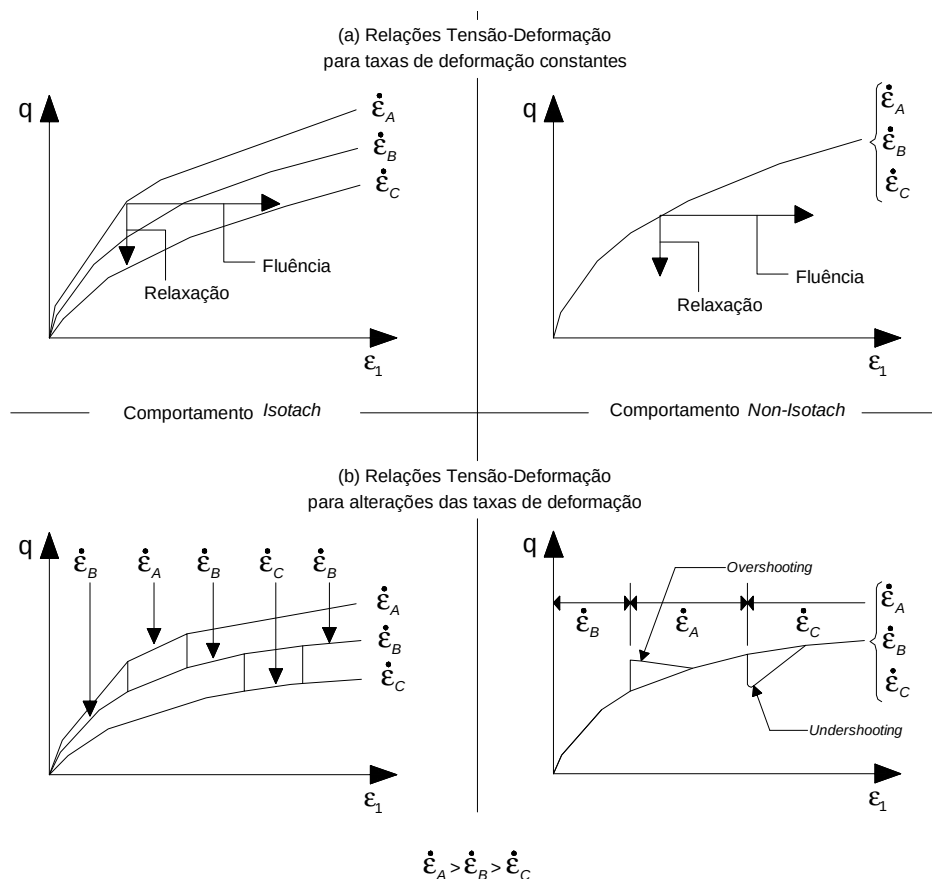


Figura 3.24 - Comportamento *isotach* observado para argilas: a) fluência e relaxação e b) alterações na taxa de deformação. Comportamento *non-isotach* observado para areias: c) fluência e relaxação e d) alterações na taxa de deformação (Augustesen *et al.*, 2004)

3.5 Movimentos diferidos no tempo em torno de túneis. Evidências de campo

Numerosos são os registos de deformações importantes no terreno em redor de túneis ao longo do tempo, alguns dos quais já por diversas vezes referidos na literatura (Einstein e Bischoff, 1975; Goltz, 1967; Lo e Mortn, 1976; Panet, 1979; Ward *et al.*, 1976; Robert e Fabre, 1987; Bellwald, 1990; Steiner, 1993; Bultel, 2001; Purwodihardjo, 2004). Aos efeitos diferidos no tempo em túneis em terrenos brandos podem estar associados esforços elevados nas estruturas de suporte. Diferentes mecanismos podem estar subjacentes a estes efeitos, tais como a fluência, a consolidação e a expansão. Faz-se em seguida uma breve referência a alguns destes casos com um enquadramento sumário das condições geotécnicas em que se manifestaram.

3.5.1 Referência a casos históricos

Caso A - Túnel de Boetzberg (Nordeste da Suíça)

Trata-se de um túnel rodoviário de duas vias de 2,5km de comprimento localizado em margas, rochas argilosas e anidrite, com uma altura máxima de recobrimento de 250m, construído entre 1871 e 1875. Logo após a construção ocorreram levantamentos da soleira e convergências significativos, na sequência dos quais foram levadas a cabo medidas de reconstrução entre 1903 e 1905. Estas medidas envolveram a construção de arcos invertidos nas secções mais danificadas que foram rapidamente destruídos. Desde 1923 foram efectuadas medições regulares de deslocamentos no tecto e na soleira e de convergências, os resultados, apresentados na Figura 3.25, mostraram que as

deformações continuaram. A partir de 1954, não foram feitas mais medições devido a fortes danos na soleira onde se localizaram estes pontos de referência. Nestas zonas, novos arcos invertidos foram construídos entre 1963 e 1967. Na Figura 3.26 mostra-se a secção transversal do túnel que ilustra o deslocamento para o interior do suporte inicial e a secção reconstruída com arco invertido.

A três curvas mostradas na figura, relacionam o logaritmo do tempo com o empolamento da soleira de pontos localizados nas margas e nas rochas argilosas, permitindo distinguir claramente duas fases:

- de 1924 a 1939, em que o empolamento variou linearmente com o logaritmo do tempo;
- de 1939 a 1959, em que o empolamento aumentou bruscamente com a ocorrência de deformações muito substanciais.

No período de reconstrução de 1963 a 1967, grandes vazios de 30 a 40cm de material solto foram encontrados atrás do suporte do túnel nos hasteais onde ocorreram grandes deformações.

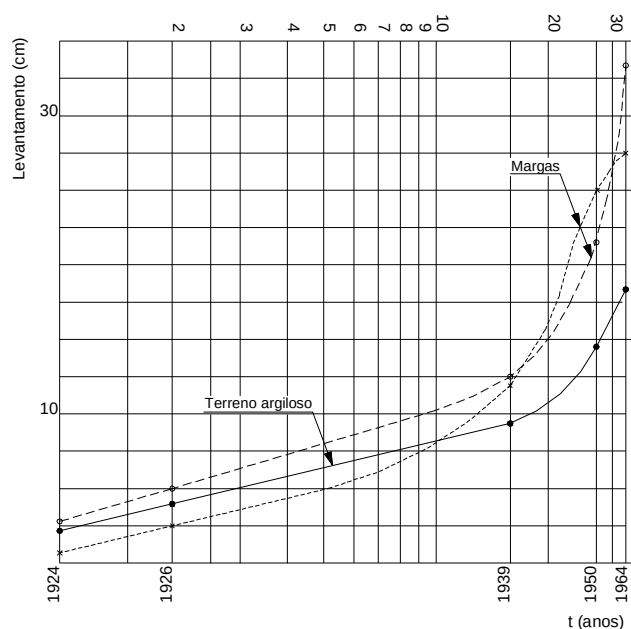


Figura 3.25 - Túnel de Bözberg – empolamentos em função do logaritmo do tempo de 1923 a 1964 (Grob, 1976)

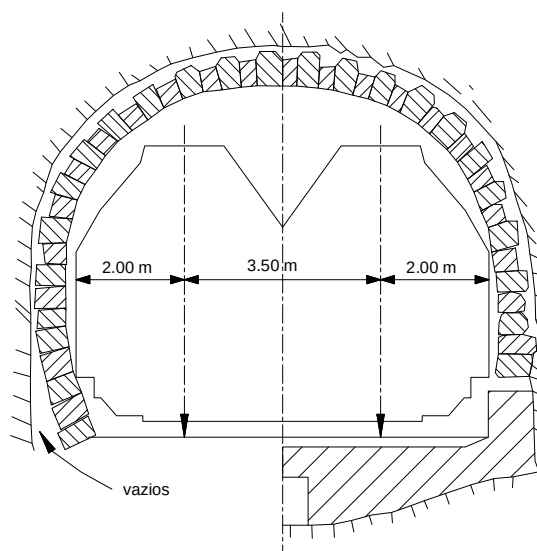


Figura 3.26 - Convergências dos hasteais (lado esquerdo) e suporte reconstituído com o arco invertido (lado direito)

Caso B - Túnel de Belchen (Nordeste da Suíça)

Trata-se de um túnel de auto-estrada de 3,2km de desenvolvimento localizado em margas, rochas argilosas e anidrite com uma altura de recobrimento máxima de 300m, construído entre 1963 e 1970. As anidrites apresentaram-se na forma de veios de orientação aleatória no interior das margas. Do projecto constava a realização de uma contra-abóbada de 10,40m de raio e 45cm de espessura na zona expansiva.

O método de escavação constou no desmonte inicial de duas galerias piloto na base dos hasteais, com betonagem da soleira de cada uma das galerias e posterior alargamento para a secção transversal total. Após este alargamento os empolamentos da soleira atingiram várias dezenas de cm em poucos meses. Um arco invertido foi então construído com um raio de 10,4m e uma espessura de 0,45m. Como medida de reforço a soleira foi ancorada com pregagens de

2,5m, medida que se mostrou ineficaz. Este arco foi destruído pouco tempo após a construção tendo ocorrido mais empolamentos de algumas dezenas de cm na soleira. Após a realização de ensaios de expansão em laboratório, que indicaram pressões de 3,5MPa, foi executada uma contra-abóbada de 8,12m de raio e 85cm de espessura. Em 1968 foram monitorizadas as tensões e deformações no suporte. A instalação de extensómetros permitiu monitorizar as deformações no interior do maciço rochoso (Kovari *et al.*, 1987).

A evolução das tensões no arco invertido, medidas no contacto entre o terreno e o suporte, e no suporte revelaram uma evolução ao longo do tempo das tensões radiais e tangenciais segundo como se mostra na Figura 3.27.

Em 1986, 10 anos após a construção do túnel ter terminado, foram colocados extensómetros na soleira e nos hasteais do túnel. Um ano após, em 1987, as medições mostraram claramente que ainda ocorriam deformações ao longo de uma zona de aproximadamente 10m de espessura (cerca de 1 diâmetro do túnel).

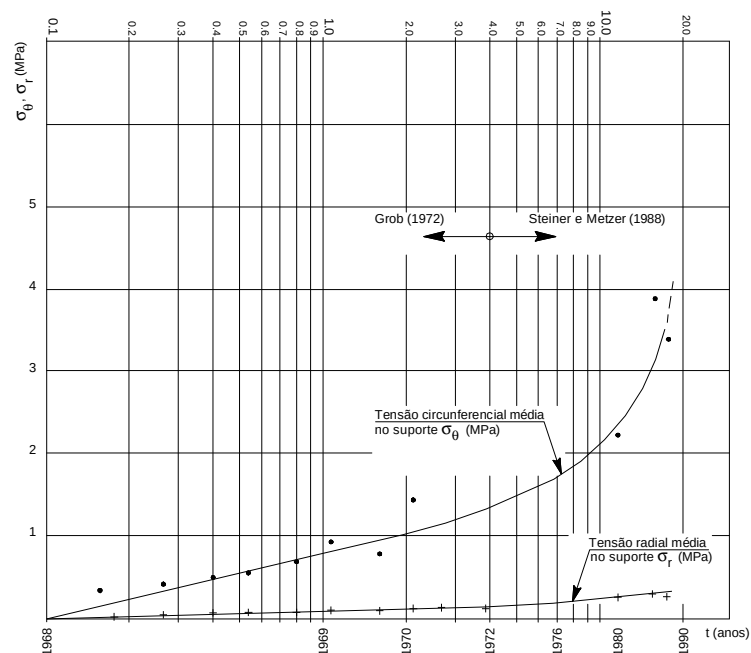


Figura 3.27 - Representação das tensões circunferencial e radial em função do logaritmo do tempo para uma secção de medida na rocha argilosa (Grob, 1976)

Caso C - Túnel de S. Donato (Nordeste de Itália)

O túnel de S. Donato é um túnel para comboios de alta velocidade, com aproximadamente 114m de comprimento. A sua secção transversal varia entre 90 e 120m², dependendo das condições de terreno. O túnel foi escavado simultaneamente pelas frentes Norte e Sul para um recobrimento máximo de 250m. Atravessa condições geológicas muito diversas.

As rochas sedimentares foram um anticlinal com a formação de Macigno (arenitos e siltitos) no centro, rodeadas pelo complexo da Argila Scagliose (rochas argilosas) e finalmente pela formação Alberese (calcários margosos) (Figura 3.28). Estas rochas mostraram ser altamente tectonizadas com falhas quase verticais sempre presentes. O complexo da Argila Scagliose exibia duas texturas muito diferentes: uma textura dispersa com superfícies curvas, e por uma textura apresentando uma orientação claramente preferencial dos minerais de argila. Esta última está presente, em particular na proximidade da formação Alberese (zonas expansivas), onde os minerais de argila são paralelos a uma falha quase

vertical. As formações Alberese e Macigno são constituídas de rochas fissuradas que apresentam três séries de descontinuidades bem marcadas. As zonas fissuradas continham quantidades apreciáveis de água funcionando como aquíferos. No decurso da escavação, escoamentos importantes de água foram verificados, na formação Alberese e na zona de transição entre as formações Scagliose e Macigno.

Devido às condições desfavoráveis da formação argilosa Scagliose, o túnel foi executado por um procedimento de construção em bancada e destroça. A bancada apresentava uma secção simples, a destroça consistia em três secções e finalmente a soleira. O revestimento foi constituído por aduelas metálicas, pregagens de 4,5m injectadas com resina e espaçadas de 0,8m e por 25cm de betão projectado, colocado imediatamente após a escavação. O revestimento, formando um anel fechado, foi instalado a 2-2,5 diâmetros da frente de escavação. O método de construção utilizado nas frentes Norte e Sul foi o mesmo.

Na frente Norte não ocorreram problemas. Contudo, danos significativos ocorreram na frente Sul, com levantamentos de 1m e convergências de 1,2m. O suporte invertido foi seriamente danificado e as armaduras em aço, as pregagens e o revestimento de betão projectado foram destruídos ao longo de distâncias importantes. Consequências dos danos na soleira, as deformações em torno do túnel, aumentaram consideravelmente ao longo do tempo.

As convergências e levantamentos da soleira que ocorreram na frente Sul foram atribuídos às características de expansão da formação Scagliose e à presença de água sob a soleira (Barla *et al.*, 1986). No lado Norte não foi observado fluxo de água. A conclusão de que a água desempenhou um papel importante é baseada no facto de que os danos apenas ocorreram no lado Sul, apesar de a análise do conteúdo dos minerais mostrar um potencial de expansão muito mais significativo no lado Norte.

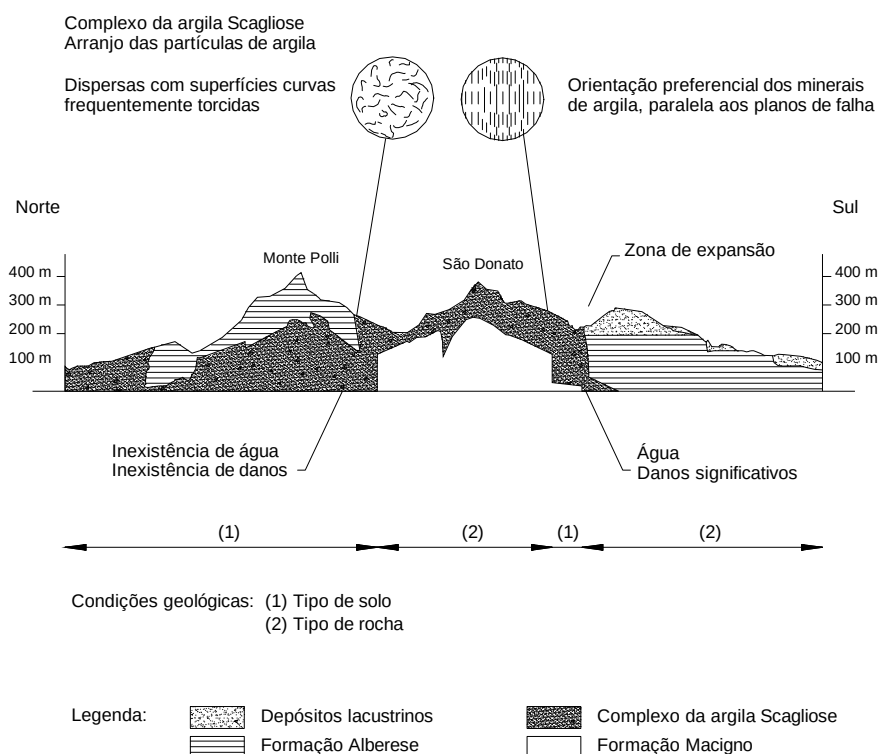


Figura 3.28 - Perfil geológico longitudinal do túnel de S. Donato (Barla *et al.*, 1986)

Convergências horizontais registadas em função do tempo para quatro séries de convergências mostram-se na Figura 3.29 em representações semi-logarítmicas. Estas curvas mostram que as convergências podem ser aproximadas por

duas séries de linhas. Tipicamente cada curva consiste em vários trechos lineares representando taxas de deformação, mais reduzidas intercaladas com trechos lineares representando uma aceleração rápida.

Resultados de uma análise teórica efectuada por Barla *et al.* (1986) do comportamento da rocha mostraram que uma zona plástica se teria desenvolvido ao longo de uma distância de um diâmetro em torno do túnel.

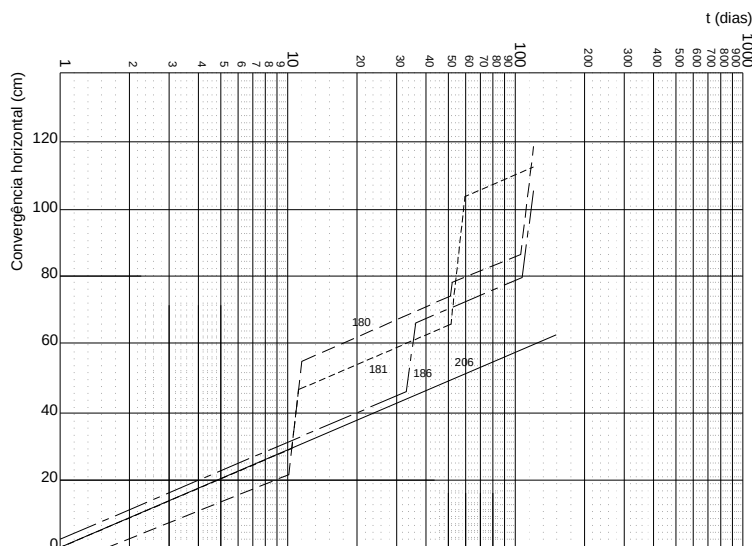


Figura 3.29 - Representação de convergências horizontais em função do logaritmo do tempo no túnel de S. Donato (Barla *et al.*, 1986)

Caso D - Túnel sob a barragem do rio Saskatchewan (Canadá)

Na terceira lição de Terzaghi, Bjerrum (1967) apresentou exemplos de mecanismos de rotura progressiva em argilas plásticas sobreconsolidadas e rochas argilosas. Usou estes exemplos para ilustrar os efeitos da alteração da argila rija plástica de Bearpaw. O exemplo referiu-se a um túnel de ensaio com suporte localizado a 40m de profundidade que atravessou três zonas argilosas distintas, nomeadamente, uma zona não alterada, uma zona com alteração média e uma zona alterada. Observações do teor em água natural e das convergências das paredes mostraram claramente os efeitos da alteração nas ligações diagenéticas e, consequentemente, nos movimentos do terreno.

A destruição gradual das ligações diagenéticas foi acompanhada por uma expansão não-uniforme, provavelmente devido a variações na composição mineralógica do material, resultando num aumento de fissuras no solo, o que se reflectiu na grande variação do teor em água natural de ponto para ponto, que se verificou ter sido mais elevada nas zonas fracturadas do que nas zonas sãs.

A convergência das paredes do túnel revelou um aumento da zona não alterada para a zona alterada (Figura 3.30). As convergências na zona não alterada foram mais reduzidas de 2 a 8cm, aumentando de 27 para 53cm na zona alterada. Alguns dias após a escavação a curva de convergências em função do logaritmo do tempo pôde ser muito bem aproximada por linhas rectas.

Caso E - Túnel de Tartaiguille (França)

Este túnel, realizado no contexto das obras do TGV Mediterrâneo, entrou em serviço em Julho de 2001. Situa-se entre Valence e Montélimar, tem 2340m de desenvolvimento e dupla via, com 12,60m de vão para uma secção transversal de 100m². O túnel foi executado em duas frentes com um recobrimento máximo de 137m e altura máxima do nível freático de 100m.

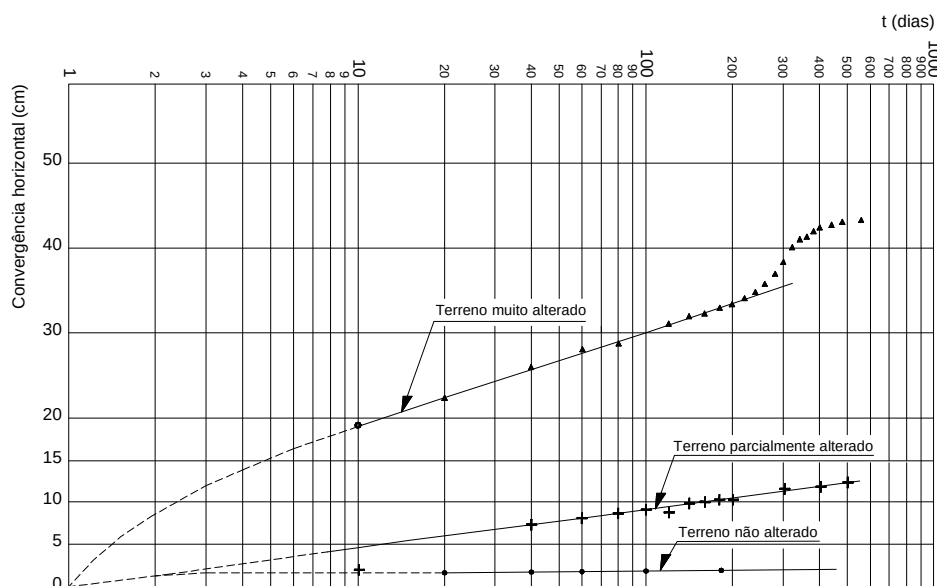


Figura 3.30 - Túnel de ensaio da barragem de South Saskatchewan - convergências horizontais em função do logaritmo do tempo (Bjerrum, 1967)

O reconhecimento colocou em evidência diferentes fácies litológicas: calcários margosos cinzentos, margas argilosas, argilas margosas rijas cinzentas azuladas, argilas margosas cinzentas com passagens arenosas, argilas margo-gresosas e grés argiloso.

A realização do túnel nas margas azuis do Aptien e do Stampien superior executou-se de acordo com o método clássico de secção dividida em bancada e destroça. O suporte aplicado foi principalmente composto de pregagens radiais associadas com betão projectado e por vezes de aduelas ligeiras. O faseamento foi o seguinte: escavação da semi-secção superior; colocação imediata do suporte na semi-secção superior; escavação da semi-secção inferior (a distância entre a frente e a semi-secção inferior foi de aproximadamente 100m); colocação do suporte na semi-secção inferior; betonagem da soleira em betão armado e betonagem dos hasteais e abóbada.

O início da escavação foi realizado com a colocação de um revestimento pesado à base de aduelas e abóbadas guarda-chuva na sequência de movimentos importantes na parede do túnel ao longo de cerca de 300m, o revestimento foi constituído por betão projectado e pregagens *swelex* expandidas com água e de acção imediata. Foi em seguida reforçado por aduelas reticuladas HEB 220 ou superiores. Os últimos 80m nas margas azuis foram de novo revestidos apenas por pregagens e por betão projectado. A adaptação do suporte foi realizada uma vez que no início da escavação foram medidos valores elevados de convergências ao longo do tempo e já fora da influência da frente de escavação, que ultrapassaram os limites determinados pelos cálculos realizados na fase de projecto (Figura 3.31) e se verificou a persistência de um mecanismo de fissuração na casca de betão projectado (Figura 3.32).

As duas ocorrências referidas deram origem a um programa de investigações complementar do maciço. Este reconhecimento tinha por objectivo determinar o estado de tensão inicial do maciço neste local e os esforços desenvolvidos no suporte. Os resultados dos ensaios com macacos planos confirmaram que a fissuração se desenvolveu devido a tensões elevadas sobre a casca de betão projectado essencialmente na abóbada. Os valores medidos ultrapassaram largamente os calculados. Em algumas secções a tensão máxima medida foi de 10 a 16 MPa na meia secção superior. Ensaios *in situ* permitiram estimar o coeficiente de impulso em repouso, tendo-se obtido valores de K_0 entre 0,87 e 1,93 bem superiores aos 0,5 admitidos em projecto.

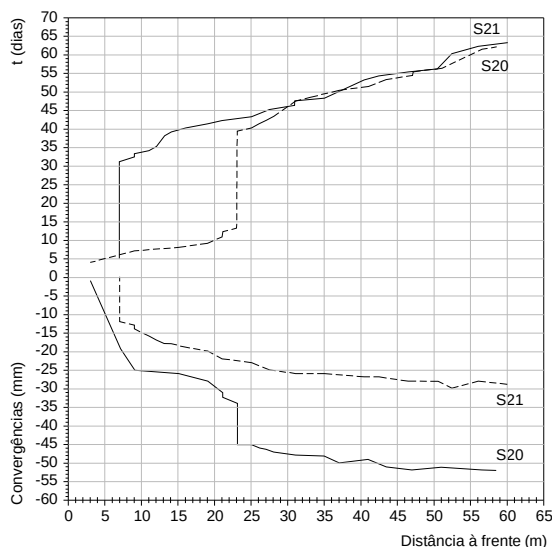


Figura 3.31 - Convergências BC em função do número de dias e do avanço da frente (Purwodihardjo, 2004)



Figura 3.32 - Aspecto dos danos da abóbada nas margas de l'Aptien (André *et al.*, 1999)

3.5.2 Discussão e conclusões

A escavação de um túnel produz alterações no estado de tensão *in situ* que podem afectar consideravelmente o comportamento do terreno. No decorrer da fase não drenada o terreno pode ficar submetido, não apenas a elevados níveis de tensão distorcional e elevadas variações de pressões neutras, mas também a alterações muito significativas nas suas propriedades mecânicas iniciais. Estas propriedades podem também alterar-se no decurso da fase drenada, quando se estabelece um fluxo em redor da abertura. No decurso da difusão, deformações de fluência e alterações suplementares de volume podem ocorrer. Em função da resistência dos terrenos argilosos uma zona plástica descomprimida e fissurada pode-se desenvolver em torno do túnel. Sendo que os fenómenos fluência e de consolidação/expansão podem levar ao desenvolvimento de novas zonas plastificadas ou vice-versa.

Como determinantes para a magnitude destes efeitos diferidos no tempo, tal como se pode constatar da análise dos casos apresentados, podem-se apontar: 1) o estado de tensão inicial do terreno; 2) o desenvolvimento de zonas plásticas em torno do túnel; 3) a presença de água livre no interior ou na vizinhança imediata do túnel; 4) a rigidez do suporte do túnel.

Estado de tensão inicial do terreno

O estado de tensão inicial do terreno é um dos elementos principais no projecto de túneis. Isto é particularmente válido para túneis executados em terrenos brandos com pouca resistência ao corte. A presença de elevadas tensões horizontais iniciais no terreno tem-se revelado como um factor determinante para a ocorrência de movimentos particularmente graves.

Zonas plásticas

A execução de um túnel está associada com um grande aumento da tensão de desvio, que pode levar ao desenvolvimento de zonas plastificadas em torno do túnel. Estas zonas plastificadas podem envolver um significativo enfraquecimento do terreno. Consequentemente grandes deformações na parede do túnel podem ocorrer. A ocorrência de deformações devidas a fenómenos de fluência e/ou expansão está frequentemente associada com o

desenvolvimento de zonas plásticas. Manifestam-se sobretudo por importantes empolamentos da soleira associados a fortes convergências nos hasteais.

Água

A disponibilidade de água é um dos factores mais importantes a considerar em túneis em formações argilosas. O facto de um elemento de solo expandir ou não depende da disponibilidade de água. A expansão está sempre relacionada com o fluxo de água em direcção ao túnel. Esta água pode ser proporcionada por fluxo paralelo ou perpendicular ao túnel. No terreno adjacente ao túnel verifica-se em muitos casos um aumento significativo do teor em água indiciando uma variação do grau de saturação inicial.

Rigidez do suporte

A execução de um suporte pouco rígido, tal como é o caso de um arco de betão projectado sem fecho da soleira é também determinante para a grandeza das deformações observadas em redor da abertura.

A relação da deformação radial da parede do túnel com o tempo constitui das informações quantitativas mais valiosas registadas em construções subterrâneas nos últimos 100 anos. Lo *et al.* (1978) resumiram resultados de muitos casos históricos numa representação das deformações da parede do túnel com o tempo (Figura 3.33). Um padrão semelhante é observado em todos os casos designadamente uma relação linear simples entre a deformação e o logaritmo do tempo. Estas deformações são atribuídas a fenómenos de fluência ocorrendo no interior do maciço. Contudo, tal como ilustrado anteriormente, esta relação linear pode ser alterada e um súbito aumento da deformação pode ocorrer. Tais alterações súbitas no comportamento julgam-se estar relacionadas com roturas locais ocorrendo dentro do maciço rochoso em torno do túnel. Estas alterações são súbitas acelerações do fenómeno de rotura progressiva (Bjerrum, 1967).

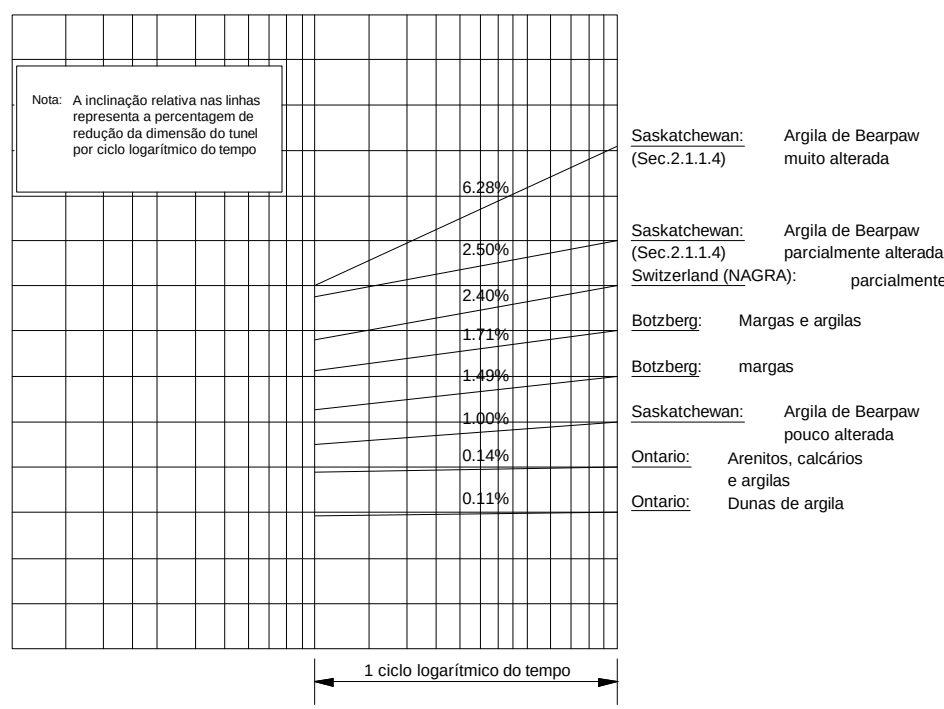


Figura 3.33 - Comparação das taxas de deformação em vários túneis em rochas argilosas (Lo *et al.*, 1978)

Capítulo 4 Modelação de efeitos diferidos no tempo em geomateriais. Aplicações ao cálculo de túneis

4.1 Introdução

A avaliação dos estados de tensão e de deformação e da sua evolução ao longo do tempo de uma obra em túnel requer a utilização de modelos matemáticos que permitam simular e prever com precisão o comportamento do terreno envolvente à abertura, de modo a que um adequado dimensionamento dos meios de suporte seja alcançado. Neste contexto, são referidas neste capítulo, as principais vias de modelação do comportamento diferido no tempo de geomateriais especialmente dirigidas para o caso de túneis.

A reprodução do comportamento dependente do tempo permite definir diferentes classes de modelos. Além dos modelos hidromecânicos, que estudam o processo de consolidação provocado por um determinado carregamento, na simulação dos fenómenos dependentes do tempo de natureza viscosa (dependentes da taxa de deformação), ou devidos a efeitos de expansibilidade, podem-se distinguir modelos baseados em conceitos: empíricos, reológicos e tensão-deformação-tempo generalizados.

A resposta mecânica de um material poroso saturado por um fluido é caracterizada pelos processos de deformação e de difusão. Os modelos hidromecânicos, baseados na teoria da consolidação de Biot (1941), permitem acoplar a difusão da pressão nos poros com a deformação mecânica do meio sólido. Embora as teorias de consolidação existam há várias décadas a sua aplicação para os túneis ou para problemas similares é relativamente recente. Carter e Booker (1982) utilizaram um modelo hidromecânico com componentes incompressíveis e obtiveram soluções analíticas para as alterações de tensões e de deformações em torno de uma cavidade circular num meio saturado, isotrópico, linear e elástico. As leis de difusão, e designadamente a teoria da consolidação, podem ser usadas juntamente com qualquer lei constitutiva tensão-deformação para o esqueleto sólido. Os estudos relativos à resposta de um maciço à escavação de um túnel por cálculos hidromecânicos podem ser acoplados a modelos de comportamento elásticos e elastoplásticos (Atwa, 1996; Bilfinger, 1997; Burghignoli *et al.*, 2001, Venda Oliveira *et al.*, 2002). Também os modelos viscoelásticos ou viscoplásticos podem ser acoplados a modelos de difusão.

A poroelasticidade não é, porém, suficiente para explicar todos os fenómenos diferidos no tempo sendo que os efeitos viscosos e a expansibilidade podem também assumir uma expressão muito importante nas obras em túnel.

Modelos empíricos são principalmente obtidos pelo ajuste de resultados de ensaios de fluência, de relaxação de tensões, a taxa de deformação constante, de expansão ou através da observação de obras. A relação explícita entre a deformação e o logaritmo do tempo no decurso da compressão secundária é frequentemente usada (Garlanger, 1972). Estas relações empíricas são estritamente limitadas a condições específicas de fronteira e de carregamento. São úteis por vários motivos: reflectem o comportamento dos solos, fornecem uma base para o desenvolvimento de modelos constitutivos mais sofisticados e fornecem soluções para problemas práticos de engenharia, desde que as condições de fronteira sejam compatíveis com as dos ensaios de laboratório. Este tipo de relação é frequentemente unidimensional, se bem que muitas vezes seja estendido para relações tridimensionais e aplicado a condições de carregamento generalizadas.

Um exemplo típico deste tipo de modelos para caracterização da fluência foi proposto por Singh e Mitchell (1968). O recurso a relações empíricas para modelação de túneis em terrenos expansivos é também frequente. Numerosos métodos de cálculo foram propostos nas últimas décadas a partir de leis de expansibilidade. Em grande parte destes

modelos comportamentais foi adaptada da formulação unidimensional baseada no ensaio de Huder e Amberg (1970), estendida para condições tridimensionais (Anagnostou, 1993; Bultel, 2001).

Entre estes modelos incluem-se, também, os modelos de ajuste de curvas, tais como as leis de convergência e leis de potência. Neste caso, não se diferencia o facto de a deformação se dever a fenómenos de consolidação, expansão ou fluência. Os métodos de ajuste de curvas estabelecem equações matemáticas que visam reproduzir o processo de deformação através de fenómenos previamente observados de modo a que previsões futuras possam ser efectuadas (Chin e Rogers, 1987; Sulem *et al.*, 1987).

Os modelos reológicos usam combinações de elementos mecânicos simples para descrever o comportamento global. São apresentados como soluções analíticas ou numa forma diferencial. Inicialmente concebidos para condições unidimensionais, são por vezes estendidos para estados tridimensionais. As leis constitutivas tensão-deformação-tempo são formuladas em função dos tipos de elementos contidos no modelo e do modo como são combinados. Entre estes modelos incluem-se modelos viscoelásticos, tal como o modelo de Maxwell, o modelo de Kelvin-Voigt e o modelo de Burger, e modelos viscoplásticos, como o modelo de Lombardi e o modelo de Bingham. Este tipo de modelos foi já aplicado diversas vezes ao caso de túneis (Panet, 1979; Lo e Yuen, 1981; Nguyen e Habib, 1988).

Modelos tensão-deformação-tempo são, em princípio, modelos tridimensionais generalizados. São formulados frequentemente de forma incremental (ou são iminentemente incrementais) permitindo assim a sua implementação numérica para um procedimento de elementos finitos ou diferenças finitas. Estes modelos não estão limitados para as condições de fronteira para as quais estão calibrados, ou seja, em princípio todas as trajectórias de tensão e/ou deformação podem ser simuladas. Referem-se leis constitutivas que descrevem não apenas os efeitos viscosos mas também o comportamento independente do tempo.

Os modelos elasto-viscoplásticos combinam o comportamento elástico instantâneo com o comportamento plástico dependente do tempo. A maioria destes modelos é baseada na *teoria de overstress* e na *teoria das superfícies de cedência não estacionárias*. Embora de carácter mais geral, os modelos baseados nestas teorias têm também limitações quando usados para descrever o comportamento dos solos (Adachi *et al.*, 1996; Liingaard *et al.*, 2004).

Para reproduzir adicionalmente ao comportamento irreversível dependente do tempo, o comportamento irreversível instantâneo é necessário o recurso a modelos constitutivos elastoplásticos-viscoplásticos. Neste âmbito foi proposto por Kaliakin e Dafalias (1990a) um modelo baseado no conceito de superfície envolvente no espaço de tensões, que será posteriormente implementado no âmbito deste trabalho. É feita também referência ao modelo elastoplástico-viscoplástico aplicado por Purwodihardjo (2004) ao estudo do fecho progressivo de um túnel, que permitiu reproduzir satisfatoriamente o comportamento observado.

Aparentemente, modelos constitutivos que permitam prever simultaneamente uma grande diversidade de aspectos do comportamento tensão-deformação dependente do tempo de geomateriais não foram ainda desenvolvidos. O que se pode dever ao facto de uma estrutura geral das propriedades de deformação dependentes do tempo não ter sido ainda obtida, uma vez que nos estudos experimentais prévios, ensaios de carregamento monotónico a diferentes velocidades de deformação, ensaios de fluência e ensaios de relaxação, são geralmente efectuados separadamente (Santucci di Magistris, 2001). Para tais situações o modelo deve ter capacidade para simular o comportamento tensão-deformação-tempo de geomateriais submetidos a vários tipos de carregamento incluindo: 1) carga constante (deformações de fluência); 2) deformação fixa (relaxação de tensões); 3) recomeço do carregamento monotónico após envelhecimento; 4) carregamento monotónico ou cíclico a diferentes taxas de deformação.

4.2 Modelos hidromecânicos

4.2.1 Consolidação e poroelasticidade

Uma alteração do nível de tensão aplicado num meio poroso saturado pode produzir deformações diferidas no tempo. Tal processo pode ser resultado do mecanismo de consolidação na sequência do qual o fluído nos poros se escoar relativamente ao esqueleto sólido em resposta a uma alteração da tensão efectiva. Se a alteração de tensão for de modo a produzir uma contracção num determinado elemento de terreno, então o fluído nos poros escoar-se para fora deste. Alternativamente, uma expansão induzirá o fluído na direcção do elemento do esqueleto sólido em que se verificou o decréscimo da tensão efectiva média. A deformação básica envolvida neste tipo de processo é volumétrica. O atraso nas deformações deve-se ao facto de o fluído não escoar instantaneamente através dos poros, sendo que a taxa à qual o fluído se move através de um meio poroso é controlada pela permeabilidade ou condutividade hidráulica. Esta propriedade é dependente da viscosidade do fluído e da porosidade do meio, sendo que quanto mais viscoso for o fluído e menos poroso for o meio, mais elevado será o tempo de escoamento.

A teoria da consolidação foi estabelecida por Terzaghi (1923, 1936). Na base do seu estabelecimento estão os seguintes pressupostos: 1) as tensões totais mantêm-se constantes no espaço e no tempo; 2) as partículas de solo e a água são incompressíveis; 3) é válido o principio da tensão efectiva, $\sigma_v = \sigma_v' + u$; 4) o esqueleto sólido é um material isotrópico, linear e elástico; 5) o escoamento do fluído segue a lei de Darcy. O pressuposto da incompressibilidade, em conjugação com a invariabilidade das tensões totais no espaço e no tempo resultam numa equação diferencial em termos da pressão nos poros u , que é totalmente não acoplada com as deformações do material.

A teoria da consolidação de Terzaghi não permite descrever com precisão o processo de consolidação em muitos casos. Adicionalmente ao facto de as tensões totais não serem constantes no espaço e no tempo, em algumas situações, os constituintes não podem ser assumidos como incompressíveis. Biot (1941) introduziu a teoria geral da consolidação tridimensional. Enquanto o pressuposto da elasticidade linear foi mantido, não foi imposta a incompressibilidade dos constituintes. A sua formulação acopla a difusão da pressão nos poros com a deformação mecânica do sólido.

As equações governativas da poroelasticidade incluem: 1) uma lei constitutiva para o meio poroso; 2) o principio da tensão efectiva; 3) uma lei de escoamento; 4) equilíbrio.

4.2.2 Análise por modos

A teoria de Biot, designada de poroelasticidade, foi utilizada para analisar estruturas subterrâneas profundas (Carter e Booker, 1982; Detournay e Cheng, 1988). Estes autores decompuseram o estado de tensão em torno de uma abertura circular num meio poroso saturado infinito em estado plano de deformação em três modos que em seguida se descrevem. Estes princípios foram usados para analisar o fluxo através de furos de sondagem verticais e túneis profundos, respectivamente. Os primeiros assumiram a incompressibilidade do fluído dos poros e dos seus constituintes sólidos, enquanto que Detournay e Cheng (1988) consideraram estes constituintes como compressíveis.

Considerando o material linear, elástico e isotrópico as soluções dos modos fundamentais podem ser sobrepostas obtendo-se a solução para o problema geral do campo de tensões. Os modos de deformação, representados na Figura 4.1, são os seguintes:

- escavação sob um campo de tensões hidrostático sem remoção das pressões neutras;

- remoção das pressões neutras no túnel sem escavação;
- escavação sob um campo de tensões distorcional sem remoção das pressões neutras.

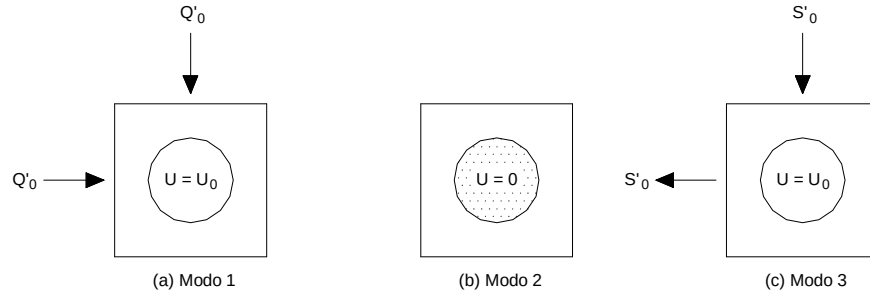


Figura 4.1 - Decomposição em modos: a) isotrópico; b) anulação das pressões neutras; c) anisotrópico

Modo 1

O túnel é submetido a um campo de tensões isotrópico Q'_0 e a uma pressão nos poros u_0 . A análise de um tal problema mostra que as tensões totais octaédricas não se alteram no decorrer da escavação. Assim, nenhum excesso de pressões neutras é produzido. O modo 1 degenera num problema elástico não acoplado, que pode ser resolvido utilizando a solução de Lamé de um tubo infinitamente espesso submetido a pressão externa. Detournay e Cheng (1988) descrevem os deslocamentos radiais como:

$$\frac{2G}{Q'_0 a} u_r^{(1)} = -\frac{a}{r} \quad (4.1)$$

em que $u_r^{(1)}$ é o deslocamento radial devido ao modo 1, G o módulo de rigidez do meio, a é o raio do túnel e r a distância radial ao ponto em consideração. Esta parcela dos deslocamentos ocorre mesmo em condições não drenadas e é independente das compressibilidades dos constituintes. Este tipo de deformação é, usualmente, designada de *distorção de corte não drenado*. Para este modo não é necessária análise numérica dependente do tempo.

Modo 2

Neste modo a pressão u é anulada na região ocupada pelo túnel. Uma vez que não há alteração nas tensões efectivas a tensão total octaédrica permanece constante. Como consequência a equação de consolidação torna-se não acoplada e apenas uma função da pressão nos poros. Este modo representa o estabelecimento de um poço imaginário na região ocupada pelo túnel, para onde o fluxo é dirigido. Este processo representa um problema de consolidação unidimensional similar ao do ensaio edométrico.

As soluções analíticas de Detournay e Cheng (1988) e Carter e Booker (1982) mostram que as pressões nos poros e os deslocamentos radiais do modo 2 são normalizáveis, ou seja, os resultados podem ser expressos em parâmetros adimensionais. Estes parâmetros são:

- uma constante do tempo $t^* = c/a^2 t$, onde c é o coeficiente de consolidação generalizado e t o tempo;
- uma constante de pressão nos poros p/u_0 , onde $p = \alpha u$ é a pressão neutra efectiva nos poros, $\alpha = 1 - K/K_s$ (K e K_s , representam a rigidez do meio e das partículas sólidas, respectivamente), u é a pressão neutra e u_0 é a pressão neutra inicial;

-
- uma constante de deslocamento radial $M u_r / u_0 a$, onde $M = \psi M_1$ ($M_1 = (4G + 3K)/3$, sendo K o módulo volumétrico do terreno e ψ é um parâmetro de consolidação) e o u_r o deslocamento radial.

Num pequeno intervalo de tempo, após a remoção das tensões, simulando condições não drenadas, todos os contornos de pressões neutras são concentrados na parede do túnel. Com o tempo os contornos propagam-se para fora em círculos basicamente concêntricos até um estado estacionário ser alcançado.

Neste modo de deformação a pressão nos poros na região do túnel cai para zero, esta região instantaneamente aumenta a sua tensão efectiva e contrai. O deslocamento radial instantâneo é dado pelo deslocamento da parede ($r/a = 1$) (Aristorenas, 1992). À medida que a consolidação ocorre o aumento das tensões efectivas propaga-se radialmente para fora da parede do túnel porque o decréscimo das tensões efectivas se propaga do mesmo modo. Assim, nos pontos ao longo da parede do túnel os excessos de pressão dissipam-se instantaneamente e não ocorrem movimentos posteriores nesta região. Pelo contrário, os deslocamentos por consolidação apenas ocorrem fora da região do túnel.

Modo 3

O modo 3 define a resposta do túnel a um estado de tensão distorcional S'_0 . O túnel é escavado mas, tal como no modo 1, as pressões nos poros dentro do túnel são mantidas. Neste modo de deformação, ao contrário dos precedentes, há uma alteração das tensões totais octaédricas. Como resultado são criados excessos de pressão nos poros.

Os parâmetros adimensionais neste caso, tal como mostrado por Detournay e Cheng (1988) e Carter e Booker (1982) são:

- uma constante do tempo $t^* = c/a^2 t$ (similar ao do modo 2);
- uma constante da pressão nos poros $\Delta p/S'_0$;
- uma constante de deslocamento radial $G u_r / u_0 a$.

Neste modo excessos de pressões neutras de sinais opostos desenvolvem-se no tecto/soleira e nos hasteais. Os contornos das pressões nos poros são simétricos em relação a uma linha inclinada 45° que se estende desde a parede do túnel, que representa um contorno de excessos de pressões neutras nulos. Uma observação importante refere-se ao facto de os máximos excessos de pressões neutras positivos e negativos ocorrerem a uma distância da parede do túnel ($r \approx 1,25a$). Uma vez que os excessos de pressões neutras se dissipam pelo fluxo de fluido das altas para as baixas pressões, a água flui das regiões dos hasteais em direcção ao tecto e soleira, ou reciprocamente. Assim, ao contrário do modo 2, onde o fluxo ocorre das regiões mais afastadas em direcção ao túnel, a migração da água é altamente concentrada em torno da área do túnel. Os excessos de pressões neutras vão estreitando e desaparecem em vez de se propagar. Em condições de estado estacionário todos os excessos de pressão neutra se dissipam. Para o modo 3 as condições de estado estacionário são alcançadas para um período de tempo muito mais curto do que para o modo 2.

As pressões nos poros e os deslocamentos do modo 3 são dependentes do estado de tensão de desvio. Assim, desde que S'_0 seja suficientemente elevado, o modo 3 é um modo importante de deformação. O seu efeito é, contudo, mais pronunciado para túneis superficiais do que para túneis profundos, porque a relação S'_0/Q'_0 é geralmente superior para túneis superficiais.

Os modos 1 e 2 estão sempre presentes como modos fundamentais de qualquer estado de tensão. Pelo contrário, o modo 3 apenas existirá se a tensão horizontal for diferente da vertical, ou seja se $K_0 \neq 1$, ou se o túnel for superficial.

4.3 Modelos empíricos (aproximações fenomenológicas)

4.3.1 Modelos baseados numa lei de expansibilidade

Especificamente desenvolvidas para o caso de túneis em terrenos expansivos surgem na bibliografia relações empíricas para contabilização da expansibilidade, sem tomar em conta a influência do tempo. Estes métodos simplificados permitem obter uma caracterização do fenómeno a longo prazo, quando todo o processo já tiver decorrido. Referem-se algumas destas relações admitindo a hipótese de saturação do meio, partindo assim do pressuposto que a expansão tem origem intra-particular, tal como definido no capítulo anterior. Estas aproximações empíricas em tensões totais, surgiram a partir dos anos 1970, estando na base de métodos analíticos baseados na formulação unidimensional de Huder e Amberg (Einstein e Bischoff, 1976). Posteriormente, para utilização em modelos numéricos, este conceito foi estendido para condições tridimensionais (Wittke e Pierau, 1979) e anisotrópicas (Froelich, 1989).

Método de Grob

Este método consiste em estimar o empolamento num ponto da soleira no plano do eixo do túnel, a partir da divisão do terreno em fatias elementares e cálculo do aumento de espessura dz causado pela expansão para cada uma das fatias. A soma destes aumentos de espessura permite obter o deslocamento do ponto respectivo. Este método apresenta muitas simplificações, entre elas o facto de se considerar que o terreno se encontra nas mesmas condições que no edómetro e que a pressão de expansão corresponde à tensão vertical inicial.

O aumento de espessura Δdz do terreno é dado pela expressão de Huder e Amberg:

$$\frac{\Delta dz}{dz} = -C_s \log \left(\frac{\sigma_v(z)}{\sigma_{v0}(z)} \right) \quad (4.2)$$

em que C_s é o índice de expansão.

O levantamento H do ponto em questão é obtido fazendo a soma dos incrementos Δdz na sua vertical.

$$H = \sum \Delta dz = - \int_{-\infty}^{+\infty} C_s \log \frac{\sigma_v(z)}{\sigma_{v0}(z)} dz \quad (4.3)$$

Método de Einstein e Bischoff (1976)

Estes autores propuseram uma aproximação tridimensional para avaliação da expansão. Com base na análise de resultados de ensaios de expansão livre e de expansão com deformação radial impedida, verificaram que não é a tensão vertical, mas sim a tensão média que determina o processo de expansão. Partindo do ensaio de Huder e Amberg, analisaram a evolução da tensão média e da deformação axial no decurso do ensaio de expansão distinguindo dois domínios (Figura 4.2):

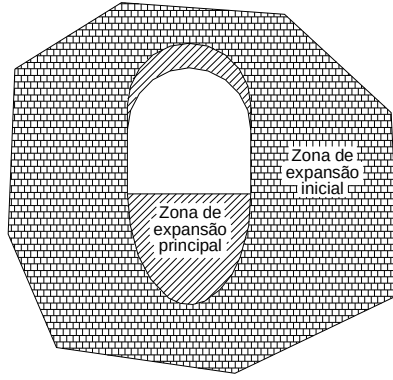


Figura 4.2 - Zonas de expansão (Einstein e Bischoff, 1976)

- um primeiro domínio, *expansão inicial*, que se estende a todo o maciço onde a expansão é reduzida (da ordem da deformação elástica), porque a tensão média é superior ao limite de expansão;
- um segundo domínio, de *expansão principal*, que se desenvolve na abóbada e na soleira, especialmente se esta for de configuração plana, onde a expansão apresenta maior expressão.

Método de Wittke (1979, 1990)

Wittke e Pierau (1979) e Wittke (1990) adoptaram a hipótese de Einstein e Bischoff (1976) de que é a tensão média que comanda a expansão. Partindo, igualmente da expressão de Huder e Amberg, chegaram à expressão:

$$\varepsilon_v = k_s \left[1 - \frac{1}{\log \sigma_s} \log \sigma_v \right] \quad (4.4)$$

em que ε_v é a deformação vertical, σ_v a tensão vertical, $k_s = -C_s \log \sigma_s$ a expansão livre e σ_s a tensão de expansão (igual à tensão inicial).

Posteriormente, mediante algumas hipóteses simplificadoras, relacionaram a tensão média com a tensão vertical no edómetro de acordo com:

$$p = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \left(\frac{\sigma_v}{3} \right) \text{ com } \sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v \quad (4.5)$$

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{zz} \text{ porque } \varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0$$

A passagem do estado de tensão no edómetro para o estado tridimensional faz-se do seguinte modo:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{zz} = \varepsilon_{vol}; \quad \sigma_v = \frac{1-\nu}{1+\nu} 3p; \quad \sigma_s = \frac{1-\nu}{1+\nu} 3p_s \quad (4.6)$$

em que $p_s = p_0$ é a tensão média de expansão considerada igual à tensão média antes da escavação.

A relação de Huder e Amberg generalizada torna-se:

$$\varepsilon_{vol} = k_s \left\{ 1 - \frac{1}{\log \sigma_s} \log \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} 3p \right) \right\} \quad (4.7)$$

Com base em ensaios onde foi colocado em evidência o carácter fortemente anisotrópico da expansão, Froehlich (1989) adoptou um modelo de comportamento simplificado linear elástico e isotrópico, para tomar em conta uma expansão puramente normal à estratificação:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \beta_s n_i n_j f(\sigma_n) \quad (4.8)$$

$$\text{com } f(\sigma_n) = \begin{cases} \ln \frac{\sigma_n}{\sigma_s} & \sigma_n \leq \sigma_s \\ 0 & \sigma_n \geq \sigma_s \end{cases}$$

onde $\sigma_n = \sigma_{ij} n_i n_j$ designa a tensão normal à estratificação, σ_s a pressão de expansão e β_s o parâmetro de anisotropia de expansão. Esta lei de comportamento foi implementada numericamente.

Método analítico da expansão baseado no método da convergência-confinamento (Bultel, 2001)

Mais recentemente, Bultel (2001) propôs um método para estimar a influência da expansão no comportamento do revestimento de um túnel essencialmente dirigido para o caso de maciços rochosos. Esta aproximação analítica em tensões totais, baseada no método da convergência-confinamento (Panet e Guellec, 1974), consiste em integrar a contribuição de uma lei de expansão determinada experimentalmente no comportamento do terreno.

Esta adaptação teve por base as soluções analíticas para o caso de um túnel circular de raio a num meio elástico linear isotrópico sob estado de tensão uniforme ($K_0=1$), num domínio caracterizado por um critério de resistência do tipo Mohr-Coulomb (caracterizado por uma coesão c e um ângulo de atrito ϕ). Neste caso pode-se estabelecer uma relação da forma:

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 - \sigma_c \quad (4.9)$$

$$\text{com } \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \text{ e } K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

onde σ_1 e σ_3 são as tensões máxima e mínima, respectivamente, σ_c a resistência à compressão e K_p o coeficiente de impulso passivo.

No decurso da escavação é a diminuição da tensão média p que desencadeia a expansão. Se a descarga é elástica a tensão média permanece uniforme e igual a σ_0 ; assim para estas condições de comportamento elástico do terreno não ocorre expansão. Pelo contrário, para um comportamento elástico perfeitamente plástico a lei tridimensional permite caracterizar uma expansão do terreno em função dos parâmetros mecânicos e de expansão. Para ocorrer expansão é necessário que $p_s \geq p$. Duas situações podem ser distinguidas:

$$\begin{cases} \frac{(1-2\nu)\sigma_0 + (1+\nu)\sigma_c}{3} \leq p_s \leq p_0 = \sigma_0 & \text{(I)} \\ \frac{(1-2\nu)\sigma_0 + (1+\nu)\sigma_c}{3} \leq p_0 = \sigma_0 < p_s & \text{(II)} \end{cases} \quad (4.10)$$

Na situação (I), o aparecimento do fenómeno de expansão no decurso do desconfinamento intervêm ao nível da parede quando $p(r=a)=p_s$, para uma taxa de desconfinamento de expansão $\lambda_s \geq \lambda_p$ (taxa de desconfinamento devida apenas ao comportamento plástico). O coeficiente de desconfinamento λ_s tem por expressão (Bultel, 2001):

$$\lambda_s = \frac{(K_p + 1)}{(K_p - 1)} \lambda_p - \frac{2\lambda_p}{B(K_p - 1)} (\sigma_s - A) \geq \lambda_p \quad (4.11)$$

em que: $A = \frac{1-\nu}{1+\nu} \left[(1-2\nu)\sigma_0 - \frac{2(1+\nu)}{K_p-1} \sigma_c \right]$ e $B = 2(1-\nu) \left[\sigma_0 + \frac{\sigma_c}{K_p-1} \right]$

A zona de expansão circular de raio $a_s (\leq a_p)$ desenvolve-se para o interior do maciço. O raio desta zona a_s , está relacionado com o raio da zona plástica a_p da seguinte forma:

$$a_s = a_p \left[\frac{\sigma_s - A}{B} \right]^{\frac{1}{K_p-1}} \leq a_p \quad (4.12)$$

Na zona de expansão, a aplicação da lei tridimensional (equação 4.7), e a aplicação de relações cinemáticas, permite o estabelecimento da seguinte equação diferencial (Bultel, 2001):

$$\frac{\partial u_r^s}{\partial r} + \frac{u_r^s}{r} = K_e \left(1 - \frac{\ln \left(A + B \left(\frac{r}{a_s} \right)^{K_p-1} \right)}{\ln \sigma_s} \right) \quad (4.13)$$

Esta equação pode ser resolvida para valores inteiros de K_p utilizando as condições de fronteira:

$$u_r^s(a_s) = 0 \quad (4.14)$$

Por exemplo, para o caso $K_p=3$ ($\phi=30^\circ$) à equação tem seguinte solução analítica:

$$u_r^s(r) = \frac{k_g a_p^2}{2rB \ln \sigma_s} \left[B \frac{r^2 - a_s^2}{R_p^2} (1 + \ln \sigma_s) - \left(A + B \frac{r^2}{a_p^2} \right) \ln \left(A + B \frac{r^2}{a_p^2} \right) + \left(A + B \frac{a_s^2}{a_p^2} \right) \ln \left(A + B \frac{a_s^2}{a_p^2} \right) \right] \quad (4.15)$$

O deslocamento radial total ao nível da escavação é então a soma do deslocamento elastoplástico $u_r^p(a)$ e do deslocamento originado pela expansão $u_r^s(a)$:

$$u_a = u_r(a) = u_r^p(a) + u_r^s(a) = f(p) \quad (4.16)$$

Na situação (II), constata-se que no decurso do desconfinamento, o fenómeno de expansão aparece ao mesmo tempo que a ocorrência de plastificação, sendo que a zona de expansão é equivalente à zona plástica. Neste caso, as situações são similares aquelas obtidas na situação (I) substituindo σ_s por $(1-\nu/1+\nu)3\sigma_0$.

A Figura 4.3 apresenta um exemplo de aplicação do método da convergência-confinamento tomando em conta uma contribuição da expansão na curva de convergência do terreno. Verificando-se a condição (I), a curva de convergência do terreno comporta uma zona elástica, uma zona elastoplástica e delimitada pela taxa de desconfinamento λ_p e por uma zona elastoplástica expansiva delimitada pela taxa de desconfinamento λ_s .

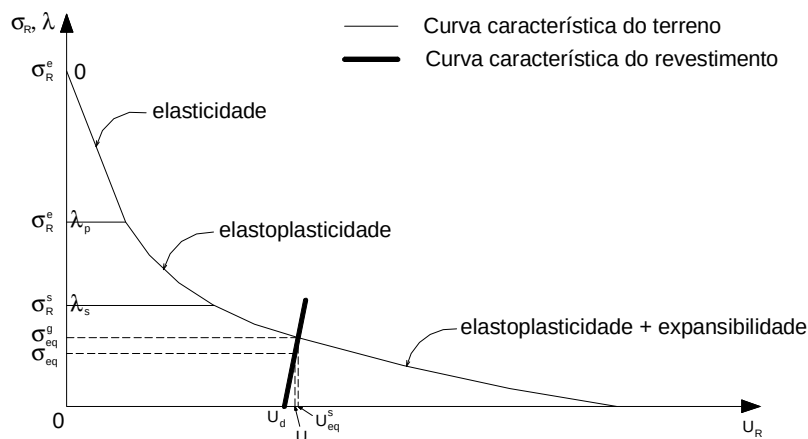


Figura 4.3 - Método da convergência-confinamento tomando em conta a expansão (Bultel, 2001)

Este modelo foi também implementado numericamente por Bultel (2001). A lei de expansibilidade utilizada caracterizada-se por três parâmetros: uma pressão de expansão σ_s , um índice de expansão C_s e um parâmetro de anisotropia β_s relacionado com a estratificação do maciço. O fenómeno da expansão foi suposto reversível e integrado numa lei elástica perfeitamente plástica com um critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Um estudo numérico mostrou que o modelo de expansão proposto, calibrado com ensaios de expansibilidade, permitiu simular correctamente o comportamento observado do túnel de Chamoise. Os cálculos e as medições indicaram que o desenvolvimento da expansão pode desencadear esforços importantes na soleira e momentos localizados elevados.

4.3.2 Modelos baseados numa lei de fluência

São referidas as leis de fluência semi-logarítmicas para a consolidação unidimensional, a expressão de Singh e Mitchell (1968), as alterações propostas a esta expressão por Mitchell *et al.* (1968) e Semple *et al.* (1973) e as expressões de Tavenas *et al.* (1978).

Leis de fluência semi-logarítmicas

O coeficiente de compressão secundária é usado para descrever a magnitude das deformações de fluência em condições de carregamento edométrico, por via de uma relação linear entre a compressão secundária e o logaritmo do tempo. Este coeficiente pode ser descrito de diversos modos, como foi já referido em 3.4.3 (Augustesen *et al.*, 2004):

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (4.17)$$

ou

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{(1+e_i)\Delta \log t} = \frac{\varepsilon_z}{\Delta \log t} = \frac{C_{\alpha e}}{1+e_i} \quad (4.18)$$

No caso mais simples o coeficiente de compressão secundária é assumido constante para um dado solo. Trata-se de uma simplificação, uma vez que vários factores afectam a compressão secundária, tais como a tensão efectiva vertical σ'_z e o tempo t . A estrutura das leis logarítmicas baseia-se essencialmente em três conceitos alternativos: 1) o de C_α constante; 2) o de C_α/C_c constante; 3) o de C_α com uma função do tempo (Liingaard *et al.*, 2004).

O modelo de Singh-Mitchell

Singh e Mitchell (1968), com base na análise de resultados de ensaios triaxiais de fluência drenados e não drenados em várias argilas, propuseram uma equação fenomenológica de três parâmetros para descrever a relação entre a taxa de deformação e o tempo para solos argilosos quando submetidos a uma tensão de desvio q constante. O modelo descreve o comportamento de fluência para níveis de tensão de corte entre 10 e 90% da resistência de pico. Neste domínio, observaram uma relação linear geral entre o logaritmo da taxa de deformação axial e o logaritmo do tempo decrescendo com este da forma:

$$\dot{\epsilon} = A \exp(\bar{\alpha}\bar{q}) \left(\frac{t_i}{t} \right)^m \quad (4.19)$$

onde $\bar{\alpha} = \alpha q_{\max}$ e $\bar{q} = q/q_{\max}$. A constante A reflecte a composição, estrutura e história de tensões do solo, m controla o decréscimo da taxa de deformação axial com o tempo, α indica o efeito da intensidade de tensão na taxa de deformação por fluência, t_i é o tempo de referência e $\bar{q}$ é o nível de tensão de desvio expresso como a razão entre a tensão de fluência q e a tensão de pico $q_{\max}$.

As constantes de fluência podem ser obtidas aplicando logaritmos à equação 4.19:

$$\begin{aligned} \ln \dot{\epsilon} &= \ln \left[A \left(t_i / t \right)^m \right] + \bar{\alpha}\bar{q} \\ \log \dot{\epsilon} &= \log \left[A \exp(\bar{\alpha}\bar{q}) t_i^m \right] - m \log t \end{aligned} \quad (4.20)$$

Um tempo de referência t_i suficientemente pequeno deve ser escolhido. Uma representação de $\ln \dot{\epsilon} - \bar{\alpha}\bar{q}$ para $t = t_i$ define uma linha recta cuja inclinação é α e cuja intersecção é $\ln A$. Analogamente a equação 4.20, mostra que uma representação $\log \dot{\epsilon} - \log t$ define uma linha recta cuja inclinação é m .

A Figura 4.4 ilustra a variação das taxas de deformação com o tempo para ensaios de fluência nas argilas de São Francisco (*Bay Mud*). Observa-se que as taxas de deformação estão linearmente relacionadas com o logaritmo do tempo, decrescendo com este, tal como se referiu. As taxas de deformação como função da tensão de desvio são representadas na Figura 4.5 para vários instantes. As curvas são paralelas e indicam também uma relação linear entre a taxa de deformação e a tensão de desvio. As taxas de deformação decrescem igualmente com o tempo.

A integração da função de taxa de fluência da equação 4.19 resulta numa equação entre o tempo e a deformação axial com duas soluções, uma para $m=1$ e outra para $m \neq 1$. No primeiro caso, a deformação axial varia linearmente com o logaritmo do tempo. No caso mais geral, quando m é diferente de 1, há uma relação não linear entre a deformação axial e o logaritmo do tempo. Para $m > 1$ as deformações estabilizam com o tempo ao contrário do que sucede no caso de $m < 1$. Curvas de fluência para $m=1$ e $m \neq 1$ mostram-se esquematicamente na Figura 4.6.

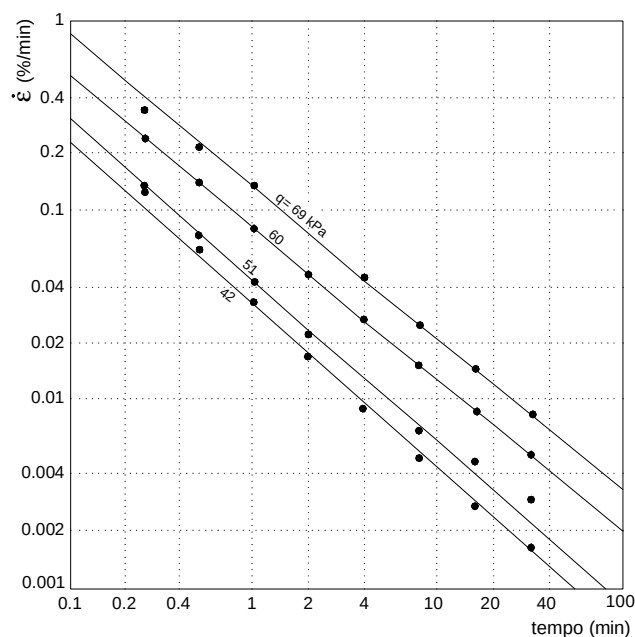


Figura 4.4 - Taxas de deformação de fluência em função do tempo para a argila de São Francisco (Mitchell *et al.*, 1968)

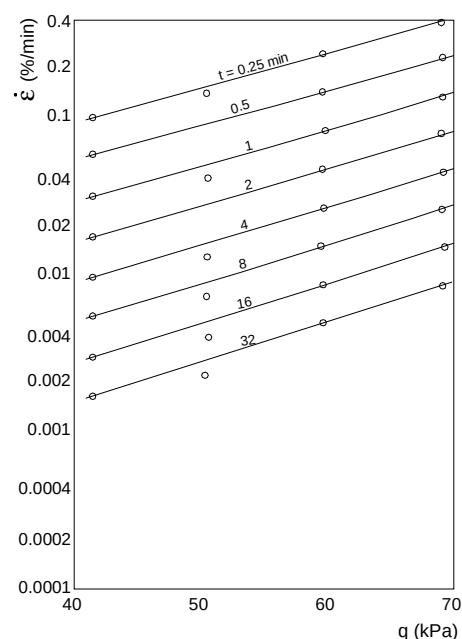


Figura 4.5 - Taxas de deformação de fluência em função da tensão de desvio para a argila de São Francisco (Mitchell *et al.*, 1968)

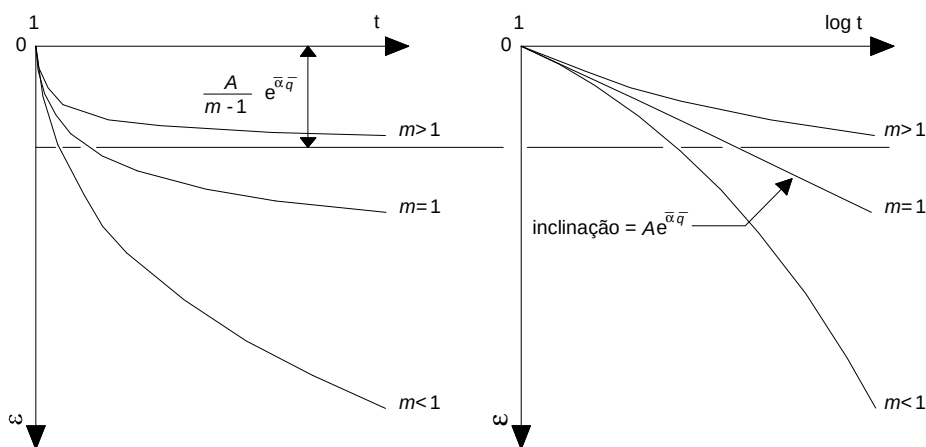


Figura 4.6 - Curvas de fluência previstas pelas funções tensão-deformação-tempo para $m < 1$; $m = 1$ e $m > 1$ (para $t_i = 1$): a) deformação em função do tempo e b) deformação em função do logaritmo do tempo

O modelo de Singh e Mitchell permite descrever quer a fluência estacionária ou não estacionária. No primeiro caso as deformações tendem para um valor assintótico, no segundo as deformações aumentam com o tempo para o infinito, dependendo do valor do parâmetro m . De acordo com Augustesen *et al.* (2004) os valores de m situam-se na gama de 0,7 a 1,3 para geomateriais. O modelo tem as seguintes limitações: 1) descreve o comportamento de fluência a um nível de tensão constante em condições unidimensionais e além disso é apenas válido para o primeiro carregamento; 2) o valor de m é assumido como sendo constante para um dado solo, verificando-se, no entanto, que outras curvas de fluência para níveis de tensão diferentes resultariam em diferentes valores de m para o mesmo solo.

A Figura 4.7 mostra que para valores muito altos e muitos baixos de q , as medições se desviam de uma relação linear logaritmo da taxa de deformação-tensão de corte. O desvio para valores reduzidos de q pode ser facilmente explicado pelo facto de para tensão de corte nula, não ocorrer qualquer deformação de fluência, pelo que a curva taxa de deformação-tensão distorcional deve passar na origem. Se o valor de q for suficientemente elevado, de modo que esteja próximo da tensão de rotura, as taxas de deformação aumentam progressivamente e desviam-se de uma relação linear, podendo ocorrer a designada rotura por fluência. Como regra, a equação de Singh e Mitchell é válida para $0,1 < \bar{q} < 0,9$. Para descrever a fluência fora desta gama, foi proposta uma alteração por Mitchell *et al.* (1968), que embora não descreva a rotura por fluência cobre o regime $\bar{q} < 0,1$ sem quaisquer parâmetros adicionais. Notando que a função exponencial está relacionada com a função seno-hiperbólico, aproximando-se de zero para valores pequenos de $(\bar{\alpha}\bar{q})$ e é igualando $1/2\exp(\bar{\alpha}\bar{q})$ para os restantes, a equação foi modificada resultando:

$$\dot{\varepsilon} = A \sinh(\bar{\alpha}\bar{q}) \left(\frac{t_i}{t} \right)^m \quad (4.21)$$

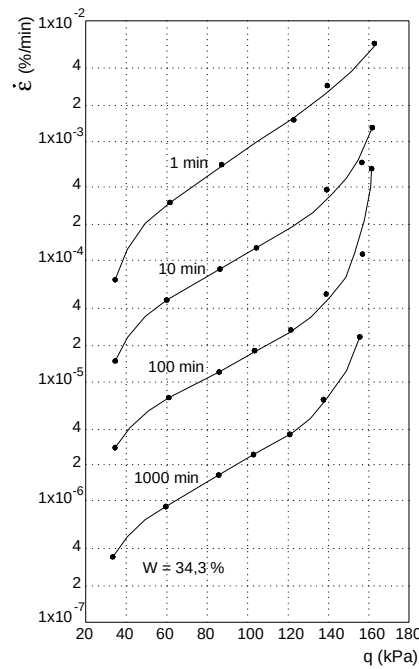


Figura 4.7 - Taxas de deformação para reduzidas e elevadas tensões de desvio (Mitchell *et al.*, 1968)

A investigação efectuada por Semple *et al.* (1973) foi motivada por problemas causados pelas deformações dependentes do tempo quando da execução de túneis em rochas alteradas encontradas em zonas de falha. A representação dos resultados de ensaios triaxiais de fluência em termos do logaritmo da deformação-logaritmo do tempo e logaritmo da tensão de desvio, permitiu a definição de rectas, estabelecendo-se equações de fluência da forma:

$$\varepsilon = B \exp(\bar{\beta}\bar{q}) \left(\frac{t_i}{t} \right)^\lambda \quad (4.22)$$

onde ε é a deformação de fluência, em que $\bar{\beta} = \beta q_{\max}$, t_i é o tempo de referência, λ e B e β são parâmetros de fluência. Note-se que a equação é similar à de Singh-Mitchell. Contudo a equação 4.42 é uma equação tensão-deformação-tempo enquanto que a equação de Singh-Mitchell é uma equação tensão-taxa de deformação-tempo. Facilmente se podem relacionar as duas equações, derivando a expressão anterior em relação ao tempo, de modo que:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{B\lambda}{t_i} \exp(\bar{\beta}q) \left(\frac{t_i}{t} \right)^{\lambda-1} \quad (4.23)$$

A equivalência dos parâmetros é então estabelecida como se segue: $A = B\lambda/t_i$, $m=1-\lambda$ e $\alpha=\beta$.

Semple *et al.* (1973) investigaram o deslocamento radial de um túnel escavado em grés argiloso com base na equação de fluência proposta. A Figura 4.8 mostra a variação dos deslocamentos radiais com o tempo para várias combinações de parâmetros obtidos nos ensaios de fluência, sendo σ_0 a tensão de recobrimento. Como se pode verificar, o parâmetro β têm grande influência nos deslocamentos calculados. Semple *et al.* (1973) verificaram também que o parâmetro λ é determinante para os deslocamentos relacionados com a fluência. O que seria de esperar uma vez que λ controla directamente a taxa de fluência.

Tavenas *et al.* (1978) distinguiram as taxas de deformação de fluência nas suas componentes distorcional $\dot{\varepsilon}_q$ e volumétrica $\dot{\varepsilon}_v$. Com base em ensaios de fluência em argilas (secção 3.4.4.2), concluíram que o desenvolvimento no tempo das deformações volumétricas e distorcionais pode ser representado pela mesma equação fenomenológica:

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_q &= Af(\sigma'_{ij}) \left(\frac{t_i}{t} \right)^m \\ \dot{\varepsilon}_v &= Bg(\sigma'_{ij}) \left(\frac{t_i}{t} \right)^m \end{aligned} \quad (4.24)$$

onde $f(\sigma'_{ij})$ e $g(\sigma'_{ij})$ são funções do estado de tensão efectiva σ'_{ij} , os parâmetros A e B reflectem as propriedades do solo, tais como a composição, a estrutura e a história de tensões e o parâmetro m controla a taxa à qual a taxa de deformação decresce com o tempo. As funções $f(\sigma'_{ij})$ e $g(\sigma'_{ij})$ foram expressas em termos da forma da superfície de estado limite com base nas linhas de contorno obtidas para iguais taxas de deformação e para $t=100\text{min}$.

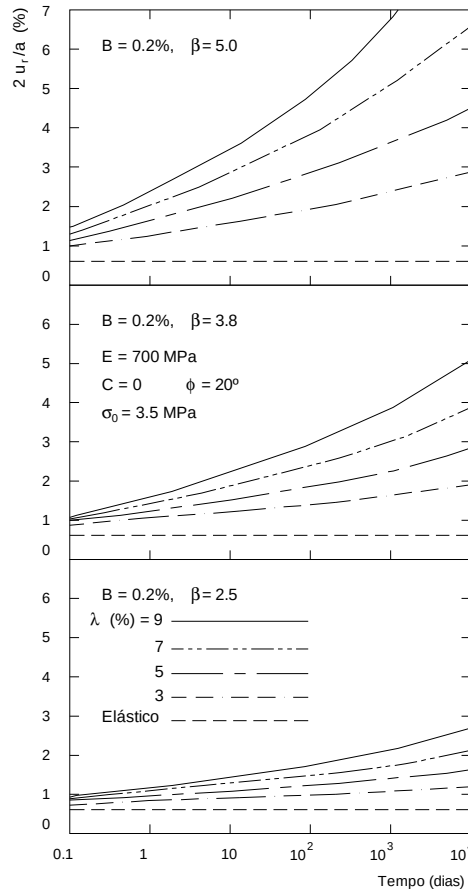


Figura 4.8 - Deslocamento radial da parede do túnel devido a fluência (Semple *et al.*, 1973)

4.3.3 Leis de ajuste de curvas

Neste tipo de análises recorreu-se a medições *in situ* com técnicas de ajuste de curvas para estabelecer equações que pudessem vir a ser convenientemente utilizadas para prever deformações nas mesmas condições em que foram feitas as medições (Chin e Rogers, 1987; Sulem *et al.*, 1987). Tais equações foram designadas de leis de convergência, leis de potência ou leis de fluência.

As leis de potência e de fluência foram também, muitas vezes, desenvolvidas a partir de ensaios em amostras de solo ou rocha e expressam deformações em função do tempo. Refere-se o facto de estas equações possuírem uma forma similar às equações dos modelos reológicos que a seguir se apresentam, o que mostra que a modelação reológica da deformação de um túnel produz resultados consistentes com as medições reais.

Leis de convergência

Sulem *et al.* (1987) analisaram as convergências de túneis, tendo verificado que a sua evolução é devida ao avanço da frente e ao comportamento dependente do tempo do maciço. Estabeleceram leis de convergência usando estes dois efeitos. Após a aplicação de técnicas de ajuste de curvas, mostraram que a evolução das convergências pode ser expressa como produto de duas funções:

$$C(x, t) = C(x) \cdot C(t) \quad (4.25)$$

Onde $C(x,t)$ é uma função de convergência de um ponto a uma distância x da frente no instante t , $C(x)$ e $C(t)$ são funções simples das variáveis x e t , respectivamente. A função dependente do tempo, tal como proposto por Sulem *et al.* (1987), é representada por:

$$C(t) = A \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right] \quad (4.26)$$

onde A e T são constantes. Esta equação tem a forma da equação da deformação radial (quando integrada para obtenção de u_r) obtida no modelo de Kelvin-Voigt com $A = \sigma_0/2G_1$ e $T = \eta/G_1$ (secção 4.4.2).

Sulem *et al.* (1987) adoptaram posteriormente uma aproximação diferente para obter a equação de convergência. Neste caso a forma de $C(t)$ envolve uma potência de grau n em vez de um termo exponencial.

Leis de potência e de fluência

Estas leis são equações que, através de ajuste de curvas, se aproximam de resultados de ensaios de fluência em laboratório. Já em 1934 Griggs propôs a seguinte lei deformação-tempo:

$$\varepsilon(t) = a + b \log t + ct \quad (4.27)$$

onde a , b e c são constantes. Note-se que a equação contém termos que descrevem aproximadamente as etapas de fluência mencionadas no capítulo anterior. Assim, quando $b=0$ é descrita uma curva não limitada, linearmente crescente que é também expressa pelo modelo de Maxwell, que será em seguida referido. Para o caso de $b>0$, obtém-se um comportamento similar ao previsto pelo modelo de Burger; a deformação aproxima-se assintoticamente de uma linha com uma inclinação c , uma vez que quando t tende para infinito o termo linear da equação domina. A deformação é, deste modo, não limitada. Para o caso de $c=0$, a lei de fluência comporta-se como o modelo de Kelvin-Voigt onde a assíntota é uma linha horizontal e $\varepsilon(t)$ é limitado.

Outras expressões podem ser encontradas na bibliografia, tal como a proposta por Lomonitz (1956), através de técnicas de ajuste de curvas:

$$\varepsilon(t) = \frac{G}{\mu} [1 + q \ln(1 + at)] \quad (4.28)$$

onde q e a são parâmetros adimensionais e μ é uma constante com dimensão de tensão. Estas curvas, baseadas em ensaios de fluência efectuados em rochas silicatadas não têm uma porção linear, tal como indicado pelo último termo da equação.

Algumas das mais úteis leis de fluência são leis de potência que podem ajustar tanto a parte não linear como a parte linear da curva de fluência. As leis de potência são geralmente não limitadas e apresentam resultados próximos do modelo de Burger. A sua forma geral é:

$$\varepsilon(t) = a + bt^n \quad (4.29)$$

onde a , b e n são constantes paramétricas. Chin e Rogers (1987) propuseram uma lei de potência da forma:

$$\varepsilon(t) = \sigma \left[\frac{1+\nu}{E} + \frac{3\delta}{2E(1-\alpha)} t^{1-\alpha} \right] \quad (4.30)$$

onde E é o módulo de Young, ν é o coeficiente de Poisson e δ e α são constantes.

4.4 Modelos reológicos elementares

4.4.1 Introdução

Os modelos reológicos foram desenvolvidos para metais, aço e fluidos, mas são também utilizados para o estudo do comportamento dos efeitos do tempo em geomateriais. Frequentemente utilizados quando se descreva o comportamento linear viscoelástico dos materiais geomecânicos, os modelos reológicos incluem também frequentemente o comportamento plástico. Os modelos reológicos são geralmente divididos em três categorias (Liingaard *et al.*, 2004):

- Na *aproximação diferencial* também referida como método dos elementos reológicos mecânicos. As relações constitutivas são construídas pela combinação de diferentes modelos materiais elementares.
- Nas *teorias de fluência de engenharia*. Teorias gerais para determinação da resposta de fluência não elástica de sólidos são frequentemente aplicadas na mecânica, ao betão e a metais. As estruturas matemáticas dos modelos empíricos são variações desta aproximação.
- Na *aproximação hereditária*, também conhecida de método da representação integral. Nesta aproximação as tensões ou deformações dependentes do tempo são definidas por uma função de fluência ou de relaxação, que é uma função hereditária (com memória) que descreve a dependência da história das tensões ou deformações.

De acordo com a representação diferencial um material é representado pela composição de corpos mecânicos elementares. Três tipos de elementos têm sido utilizados pelos diferentes modelos, são eles: 1) as molas elásticas (elementos de *Hooke*); 2) os amortecedores viscosos (elementos de *Newton*) e 3) os elementos plásticos (elementos de St. Venant). A combinação apropriada destes elementos reológicos elementares permite descrever várias características comportamentais de maciços, desde deformações imediatas elásticas e fluxo plástico associado, até deformações contínuas de tipo fluência e relaxação. As características dos três materiais idealizados estão representadas na Figura 4.9.

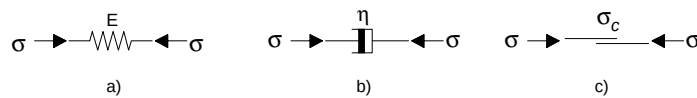


Figura 4.9 - Representação esquemática dos elementos reológicos elementares: a) elemento de *Hooke*; b) elemento de *Newton* e c) elemento de St. Venant.

Elemento de Hooke

Este elemento descreve a seguinte lei:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (4.31)$$

onde σ é a tensão elástica, E a constante de proporcionalidade e ε a deformação elástica. Este elemento, se não utilizado em paralelo com outro, representa a resposta elástica imediata do terreno.

Elemento de Newton

Este elemento tem a lei:

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon} \quad (4.32)$$

onde σ é a tensão viscosa, η uma constante de proporcionalidade e $\dot{\varepsilon}$ é taxa de deformação viscosa. A equação envolve a dimensão tempo, permitindo obter a taxa de deformação para um determinado nível de tensão. De acordo com esta lei, a deformação aumenta linearmente com o tempo e não tem limite. O elemento de Newton é uma parte essencial de qualquer modelo reológico que envolva um comportamento diferido no tempo. Enquanto os fluidos têm viscosidades muito baixas, a maioria dos sólidos, tal como as rochas, são muito viscosos, decorrendo um grande período de tempo antes que uma quantidade apreciável de deformação se possa processar sob carga constante.

Elemento de St. Venant

Este elemento é representado esquematicamente por duas placas com uma resistência friccional de σ_c deslizando uma contra a outra. Representa um corpo plástico perfeito caracterizado por um nível de tensão, designada de tensão de cedência σ_c , acima da qual a placa é activada e as deformações plásticas ocorrem. A diferença de tensões $\sigma - \sigma_c$ é frequentemente designada de *overstress*. O elemento mais simples deste tipo possui uma lei de cedência tal que:

$$\langle \sigma - \sigma_c \rangle = \begin{cases} \sigma - \sigma_c & ; \quad \sigma > \sigma_c \\ 0 & ; \quad \sigma \leq \sigma_c \end{cases} \quad (4.33)$$

Estas representações dos três elementos básicos foram referidas em relação ao comportamento unidimensional. Podem, contudo, ser generalizados para problemas multi-dimensionais.

Em virtude da sua estrutura razoavelmente directa e aparente simplicidade na determinação de parâmetros relevantes, não é surpreendente que os modelos reológicos tenham encontrado um uso generalizado. Estes modelos fenomenológicos podem simular um determinado evento com precisão, embora não identifiquem os mecanismos intrínsecos a esse evento. Os modelos reológicos foram utilizados nas análises e projecto de túneis há algumas décadas (Lombardi, 1974; Lo e Yuen, 1981; Nguyen Minh e Habib, 1988; Sun Jun et al., 1984)

4.4.2 Modelos viscoelásticos

Os modelos que se apresentam seguidamente foram já utilizados para analisar casos de obras em túnel. Inicialmente apenas a componente distorcional era considerada, partindo do pressuposto que o comportamento volumétrico não contribuía para as deformações. A influência da componente volumétrica foi posteriormente analisada (Panet, 1979; Aristorenas, 1992).

Modelo de Maxwell

O modelo de Maxwell é composto por uma combinação em série de um elemento de Hooke e de um elemento de Newton (Figura 4.10). O comportamento do túnel devido a uma carga aplicada σ_0 , resulta numa deformação no modelo de Maxwell, ε_r^M , que é a soma das deformações causadas pelos dois elementos:

$$\varepsilon_r^M = \varepsilon_r^H + \varepsilon_r^N \quad (4.34)$$

onde ε_r^H e ε_r^N são, respectivamente, as deformações distorcionais na direcção radial dos elementos de Hooke e de Newton. Com base nas equações 4.31 e 4.32, e impondo uma condição de deformação inicial nula para o elemento de Newton, resulta:

$$\begin{aligned} \varepsilon_r^M &= \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{\eta} t \\ \varepsilon_r^M &= \frac{\sigma_0}{E} \left[1 + \frac{E}{\eta} t \right] \end{aligned} \quad (4.35)$$

onde E é o módulo de elasticidade e η a constante de viscosidade. O deslocamento radial u_r pode ser obtido como:

$$\begin{aligned} u_r &= \int \varepsilon_r^M dr \\ u_r &= \frac{\sigma_0 r}{E} \left[1 + \frac{E}{\eta} t \right] \end{aligned} \quad (4.36)$$

Na Figura 4.11 mostra-se a aplicação deste modelo ao caso de um túnel por via da representação da variação do deslocamento radial com o tempo. Os deslocamentos iniciam-se com a resposta do elemento de Hooke, aumentando posteriormente sem limite no tempo. A magnitude do deslocamento radial é directamente proporcional à grandeza do alívio de tensões, ao raio do túnel e ao tempo, e inversamente proporcional ao parâmetro de viscosidade.

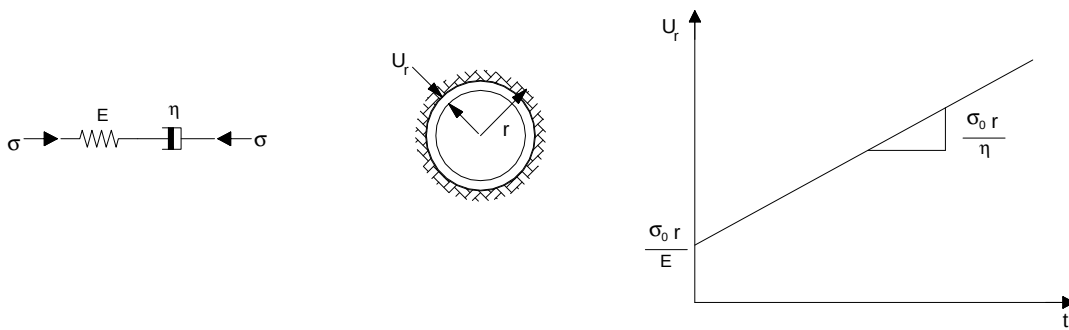


Figura 4.10 - Representação esquemática do modelo de Maxwell

Figura 4.11 - Curva convergência-tempo obtida com o modelo de Maxwell (Panet, 1979)

Quando um elemento de Hooke e de Newton estão ligados em paralelo, estão submetidos ao mesmo nível de deformação. Um tal arranjo define o modelo de Kelvin-Voigt. Uma variação deste modelo consiste no modelo de Poyting-Thomson. Neste caso, em série com o elemento de Kelvin-Voigt é colocado um elemento de Hooke (4.12). A máxima deformação experimentada por este modelo é:

$$\varepsilon_{rmax} = \sigma_0 \left[\frac{1}{E_0} + \frac{1}{E_1} \right] = \frac{\sigma_0}{E_\infty} \quad (4.37)$$

onde E_0 e E_1 são os módulos de elasticidade dos dois elementos de Hooke e $1/E_\infty = 1/E_0 + 1/E_1$.

O amortecedor viscoso colocado em paralelo com o elemento de Hooke previne a ocorrência de deformações súbitas. O parâmetro viscoso η determina a taxa a que a deformação dependente do tempo é libertada.

O deslocamento radial pode ser obtido usando as equações dos elementos envolvidos. A deformação total radial é:

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_0}{E_0} + \varepsilon_r^K \quad (4.38)$$

onde ε_r^K é a deformação deviatórica radial do modelo de Kelvin-Voigt.

As tensões dos elementos de Hooke e de Newton no modelo de Kelvin-Voigt somadas têm que perfazer σ_0 . Assim:

$$\sigma_0 = E_1 \varepsilon_r^K + \eta \dot{\varepsilon}_r^K \quad (4.39)$$

ou:

$$\dot{\varepsilon}_r^K + \frac{E_1}{\eta} \varepsilon_r^K = \frac{\sigma_0}{\eta} \quad (4.40)$$

A solução desta equação é da forma:

$$\varepsilon_r^K \exp\left(\int \frac{E_1}{\eta} dt\right) = \int \frac{\sigma_0}{\eta} \exp\left(\int \frac{E_1}{\eta} dt\right) dt + A \quad (4.41)$$

onde:

$$\begin{aligned} \varepsilon_r^K \exp\left(\int \frac{E_1}{\eta} dt\right) &= \exp\left(\frac{E_1}{\eta} t\right) \\ \int \frac{\sigma_0}{\eta} \exp\left(\int \frac{E_1}{\eta} dt\right) dt &= \frac{\sigma_0}{E_1} \exp\left(\frac{E_1}{\eta} t\right) \end{aligned} \quad (4.42)$$

A partir de $\varepsilon_r^K(t=0)$, $A = -\frac{\sigma_0}{E_1}$

Substituindo a equação 4.42 na equação 4.41, resulta:

$$\varepsilon_r^K = \frac{\sigma_0}{E_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_1}{\eta} t\right) \right] \quad (4.43)$$

O que substituído na equação 4.38 resulta:

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{\sigma_0}{E_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_1}{\eta} t\right) \right] \quad (4.44)$$

A deformação radial pode agora ser calculada como:

$$u_r = \int \varepsilon_r dr$$

$$u_r = \frac{\sigma_0 r}{E_0} + \frac{\sigma_0 r}{E_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_1}{\eta} t\right) \right] \quad (4.45)$$

Para o caso de um túnel a Figura 4.13 mostra o deslocamento radial u_r como uma função do tempo. Este valor tende exponencialmente para o valor máximo indicado na equação 4.37 fazendo $t = \infty$ na equação 4.44.

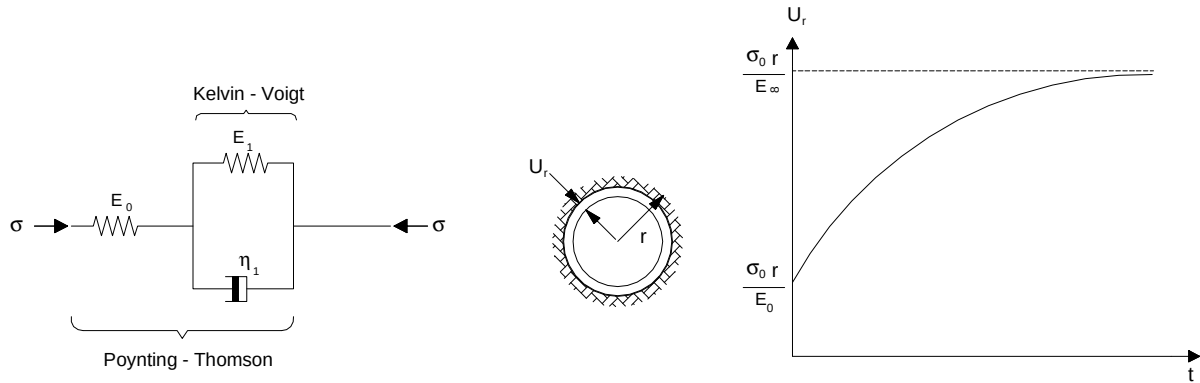


Figura 4.12 - Representação esquemática do Modelo de Kelvin-Voigt

Figura 4.13 - Curva convergência-tempo obtida com o modelo de Kelvin-Voigt

Este modelo foi utilizado na interpretação de medições efectuadas em túneis (Lo e Yuen, 1981; Panet, 1979). Para os casos em que o comportamento a longo prazo se traduziu pelo decréscimo no tempo da taxa de convergência, este modelo mostrou-se satisfatório.

Modelo de Burger

Uma combinação em série dos modelos de Maxwell e Kelvin-Voigt forma o designado modelo de Kelvin-Voigt. Combinando os princípios associados a cada modelo, resulta:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_r^M + \varepsilon_r^K \quad (4.46)$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \left[\frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{\eta_1} t \right] + \left[\frac{\sigma_0}{E_2} - \frac{\sigma_0}{E_2} \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2}\right) \right] \\ \varepsilon_r &= \sigma_0 \left[\frac{E_1 + E_2}{E_1 E_2} + \frac{t}{\eta_1} - \frac{1}{E_2} \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right]\end{aligned}\quad (4.47)$$

onde ε_r^M e ε_r^K são, respectivamente, as deformações na direcção radial devido aos modelos de Maxwell e Kelvin-Voigt, E_1 e E_2 são os módulos de elasticidade dos dois elementos de Hooke e η_1 e η_2 as constantes de viscosidade associadas aos dois elementos de Newton.

Da integração da equação 4.47 resultam os deslocamentos radiais da forma:

$$u_r = \int \varepsilon_r dr \quad (4.48)$$

$$u_r = \sigma_0 r \left[\frac{E_1 + E_2}{E_1 E_2} + \frac{t}{\eta_1} - \frac{1}{E_2} \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right] \quad (4.49)$$

Na equação anterior os três termos representam: uma deformação elástica imediata, uma variação linear e uma relação exponencial dependente do tempo. O segundo termo é devido ao elemento de Newton da unidade de Maxwell, enquanto que o termo exponencial é devido ao elemento de Newton da unidade de Kelvin-Voigt. Durante as etapas iniciais o termo exponencial é dominante. Os incrementos de deslocamento radial irão decair exponencialmente mas, ao contrário do modelo de Kelvin-Voigt, serão assintóticos em relação a uma função linear crescente não limitada do deslocamento definida pelo segundo termo.

Fisicamente o modelo de Burger define duas etapas de deformação por fluência (Figura 4.14). Uma etapa inicial de fluência primária, que envolve um acréscimo exponencial inverso dos deslocamentos. Uma segunda fase, conhecida como fluência secundária, caracterizada por um aumento linear dos deslocamentos com o tempo. Este modelo foi utilizado por Chin e Rogers (1987) para medições de convergências em túneis (Figura 4.15), tendo reproduzido satisfatoriamente o comportamento observado.

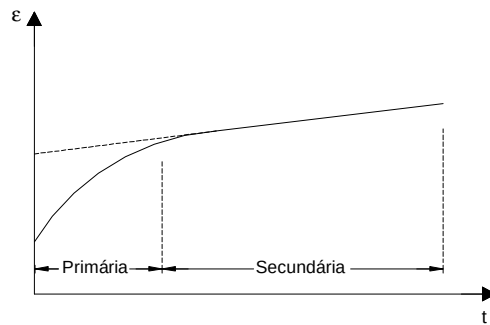
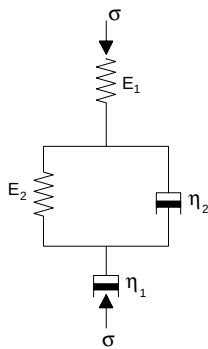


Figura 4.14 - Representação esquemática do modelo de Burger

Figura 4.15 - Curva convergência-tempo obtida com o modelo de Burger

4.4.3 Modelos viscoplásticos

Modelo de Bingham

O modelo de Bingham consiste numa unidade paralela composta por um elemento de Newton e um elemento de St. Venant ligados em série com um elemento de Hooke, tal como mostrado na Figura 4.16. Alguns autores referem o modelo de Bingham como um modelo reológico de dois mecanismos que consiste num amortecedor e num elemento plástico em paralelo. O conceito de base deste modelo coincide com o modelo de *overstress* que será apresentado na secção relativa aos modelos generalizados tensão-deformação-tempo. O grupo independente do tempo é constituído pelo elemento de Hooke. O grupo dependente do tempo é materializado pelo amortecedor e pelo elemento plástico combinados em paralelo, denotados de corpo viscoplástico. O elemento friccional e com ele o elemento viscoplástico estão inactivos enquanto $\sigma - \sigma_c < 0$, quando esta diferença for superior a zero surgem as deformações viscoplásticas ϵ^{vp} .

As deformações no modelo de Bingham podem ser descritas pelas seguintes equações constitutivas:

$$\dot{\epsilon} = \begin{cases} \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^{vp} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{(\sigma - \sigma_c)}{\eta} & ; \quad \sigma > \sigma_c \\ \dot{\epsilon}^e = \frac{\dot{\sigma}}{E} & ; \quad \sigma \leq \sigma_c \end{cases} \quad (4.50)$$

onde $\dot{\epsilon}$ é a taxa de deformação total e $\dot{\epsilon}^e$ e $\dot{\epsilon}^{vp}$ são as taxas de deformação elástica e viscoplástica, respectivamente.

A equação constitutiva para o modelo de Bingham iguala a equação para uma mola elástica se $\sigma \leq \sigma_c$. Considere-se agora o modelo de Bingham submetido aos seguintes pressupostos: 1) a tensão de cedência σ_c é zero e o material sem endurecimento; 2) a diferença $\sigma - \sigma_c$ é constante e o material não tem endurecimento. No primeiro caso o modelo de Bingham é idêntico ao modelo de Maxwell, que descreve um material que se deforma a uma taxa constante, ou seja, fluência secundária (Meshyan, 1995). No segundo caso, a equação constitutiva do modelo de Maxwell pode ser usada para descrever um material que obedeça à lei de Bingham se a tensão imposta σ for substituída por $\sigma - \sigma_c$. Neste caso a taxa de deformação também é constante.

As repostas do modelo a processos de fluência, relaxação e carregamento a taxa de deformação constante estão representadas na Figura 4.17.

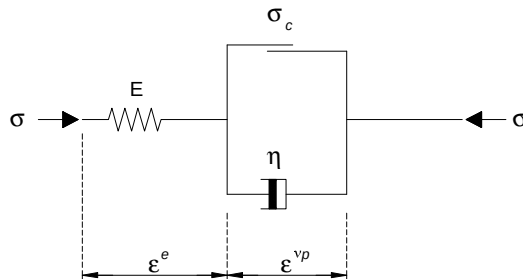


Figura 4.16 - Representação esquemática do modelo de Bingham

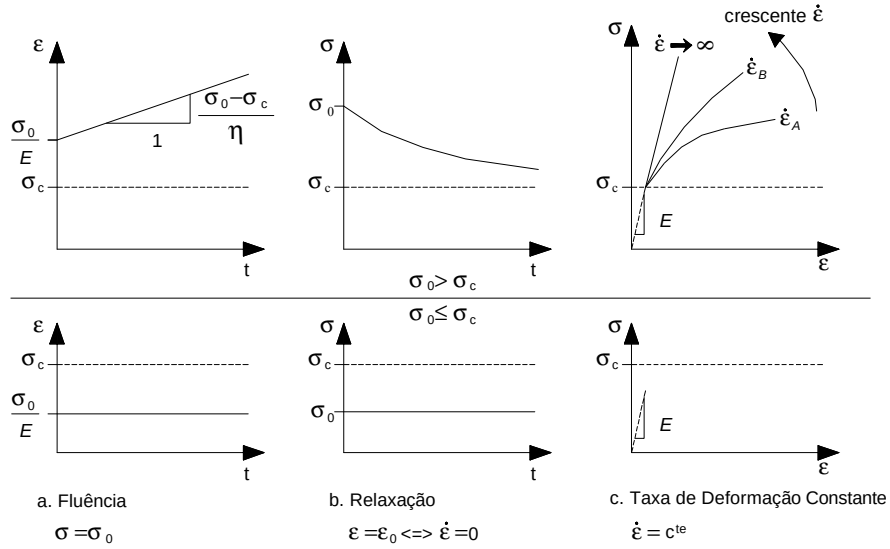


Figura 4.17 - Respostas do modelo de Bingham para: a) fluência; b) relaxação; c) taxa de deformação constante

Se σ , σ_c e η forem independentes do tempo, da integração da equação anterior resulta a deformação viscoplástica como:

$$\epsilon^{vp} = \frac{\sigma - \sigma_c}{\eta} t + \epsilon_0^{vp} \quad (4.51)$$

onde ϵ_0^{vp} é a deformação viscoplástica inicial, que é geralmente tomada como nula. A equação anterior indica que a deformação viscoplástica aumenta linearmente com o tempo. Além disso, a taxa à qual a deformação viscoplástica ocorre depende da diferença entre σ e σ_c , assim como do parâmetro de viscosidade η .

O valor de σ_c é determinado pela escolha do critério de rotura a ser usado. Nguyen Minh e Habib (1988) usaram o modelo de Bingham com o critério de Tresca. Panet (1979) e Lombardi (1974) evocaram o critério de rotura de Coulomb, implicando que a resistência ao corte aumente com a tensão média.

O valor de σ_c pode ser considerado como constante o que é equivalente a dizer que ocorre plasticidade perfeita. Alternativamente, podem ser especificados valores de σ_c funções da deformação, ou seja, $\sigma_c(\epsilon)$. Características de endurecimento e de amolecimento do maciço podem assim ser modeladas. Para reproduzir um comportamento frágil, ou um decréscimo de resistência do pico até um valor residual pode ser usada uma função de amolecimento. Nguyen Minh e Habib (1988) usaram este modelo no túnel de Frejus. A Figura 4.18 mostra a curva tensão-deformação obtida onde se indica a resistência de pico σ_p e a resistência residual σ_r unidas por uma curva de transição com um módulo de elasticidade E_2 . Quando $\sigma > \sigma_p$ o modelo produzirá deformação elástica imediata para $t=0$. Posteriormente, em consequência do decréscimo de resistência com o amolecimento, a taxa de deformação total aumentará apreciavelmente com o tempo como se mostra na mesma figura.

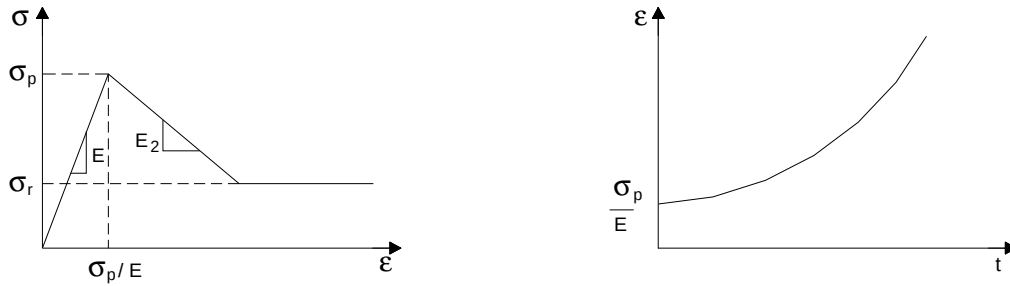


Figura 4.18 - Modelo de Bingham com amolecimento curva tensão-deformação e curva deformação-tempo (Nguyen Minh e Habib, 1988)

Frequentemente o modelo de Bingham é utilizado em conjugação com o modelo de Burger para descrever as várias etapas de fluência. Se estes modelos forem arranjados em série, o modelo de Burger define as etapas primária e secundária da fluência e o modelo de Bingham a fluência terciária. Esta etapa é caracterizada por grandes deformações e é frequentemente seguida da rotura. O diagrama global deformação-tempo resultante das Figuras 4.15 e 4.18 é tal como se apresenta na Figura 4.19.

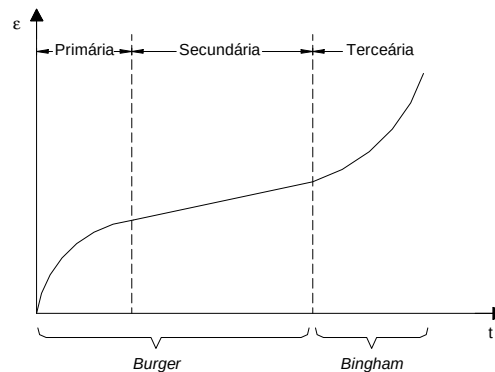


Figura 4.19 - As três etapas de fluência obtidas com os modelos de Burger e Bingham combinados

Modelo de Lombardi

Lombardi (1974) desenvolveu um modo alternativo de representar o comportamento reológico dos maciços para além da resistência de pico que utilizou no túnel de Gotthard. Combinando em série dois modelos de Bingham, dois elementos de St. Venant diferentes podem ser usados. Um dos modelos de Bingham contém uma placa que representa a envolvente de Mohr Coulomb para a resistência de pico, enquanto que outro modelo representa a envolvente para a resistência residual. Quando $\sigma < \sigma_{p1} < \sigma_{p2}$, os dois elementos de Bingham não são activados e apenas o elemento de Hooke contribui para a deformação. Nos casos em que $\sigma_{p1} < \sigma < \sigma_{p2}$ ocorre fluência plástica a uma determinada taxa. Se o estado de tensão ultrapassar a envolvente da resistência de pico, então a taxa de deformação dispara levando à rotura. Isto é porque $\sigma_{p1} < \sigma_{p2} < \sigma$. O valor do parâmetro do amortecedor η_{p2} determina o tempo decorrido antes que ocorram grandes deformações.

4.5 Modelos generalizados tensão-deformação-tempo

4.5.1 Introdução

As leis constitutivas generalizadas tensão-deformação-tempo descrevem não apenas os efeitos viscosos mas também o comportamento dos solos independente do tempo, em princípio sob qualquer condição de carregamento. Faz-se em seguida uma referência a este tipo de modelos, sendo prestada atenção especial aos modelos elasto-viscoplásticos que combinam o comportamento elástico (reversível) e independente do tempo com o comportamento plástico (irreversível) dependente do tempo. Por sua vez os modelos elastoplásticos-viscoplásticos englobam o comportamento irreversível instantâneo e o diferido no tempo.

Os modelos elasto-viscoplásticos podem ser divididos em três classes (Sekiguchi, 1985; Adachi *et al.*, 1996; Liingaard *et al.*, 2004): 1) modelos elasto-viscoplásticos baseados no conceito de sobretensão (*overstress*); 2) modelos elasto-viscoplásticos baseados no conceito de superfícies de fluxo não estacionárias (*non stationary flow surface*, NSFS) e 3) outros.

4.5.2 Modelos de tipo *overstress*

4.5.2.1 Teoria *overstress*

O conceito da *overstress* foi introduzido e desenvolvido por Malvern (1951), como referido por (Liingaard *et al.*, 2004). A teoria tridimensional de *overstress* de Perzyna é uma generalização do modelo constitutivo unidimensional de Malvern, apresentando-se uma descrição baseada em Perzyna (1963 e 1966).

O pressuposto de base deste tipo de modelos é o de que os efeitos viscosos ocorrem apenas após o material entrar em cedência, não se manifestando no domínio elástico. Isto é, não há deformações viscosas a ocorrer no interior da superfície de cedência estática que corresponde à superfície de cedência tradicional associada à plasticidade independente do tempo. Por sua vez, as deformações não elásticas são dependentes do tempo. O conceito de *overstress* pressupõe que a superfície de cedência não constitui um estado limite de tensões possíveis e que as componentes viscosas da deformação estão ligadas às componentes do excesso de tensão em relação a um certo limite. A deformação total é decomposta nas suas taxas de deformação elástica e viscoplástica:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \quad (4.52)$$

onde $\dot{\epsilon}_{ij}$ é o tensor da taxa de deformação total, e os índices *e* e *vp* referem-se, respectivamente, às suas componentes elástica e viscoplástica.

A taxa de deformação elástica ou reversível é obtida por:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = C_{ijkl} \dot{\sigma}'_{kl} \quad (4.53)$$

onde C_{ijkl} é a flexibilidade elástica e $\dot{\sigma}'_{kl}$ é a taxa de tensão efectiva.

A parte viscoplástica ou irreversível representa os efeitos viscoso e plástico combinados, obedecendo à seguinte lei de fluxo:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle \Phi(f) \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (4.54)$$

onde η é uma constante de viscosidade, Φ é a função de *overstress* ou núcleo viscoso, g é a função de potencial plástico, f é a superfície de cedência e σ'_{ij} é o estado de tensão efectiva. O símbolo $\langle \rangle$, representa os *brackets* de MacCauley significando:

$$\langle \Phi(f) \rangle = \begin{cases} 0 & ; f \leq 0 \\ \Phi(f) & ; f > 0 \end{cases} \quad (4.55)$$

Φ é uma função monótona crescente com f e $\Phi(0) = 0$.

A equação 4.55 pode ser considerada como o critério de carregamento para as deformações não elásticas. A direcção de $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ na equação é normal à superfície de potencial g no estado de tensão corrente P , tal como mostrado na Figura 4.20.

No caso em que o potencial viscoplástico, g , seja idêntico à função de cedência, esta lei pode ser qualificada de associada, por analogia à teoria da plasticidade.

A função de cedência f , depende da história de carregamento, é função do estado de tensão e do parâmetro de endurecimento c , podendo ser definido como:

$$\begin{aligned} f(\sigma'_{ij}, c) &= 0 \\ c &= \bar{c}(W^{vp}) \\ W^{vp} &= \int_0^t \dot{\sigma}'_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} dt \end{aligned} \quad (4.56)$$

sendo W^{vp} o trabalho viscoplástico.

A função $f_d = f(\sigma'_{ij}, c)$ representa a superfície de cedência dinâmica na qual o estado de tensão σ'_{ij} é localizado, tal como mostrado na Figura 4.20. f_d depende do estado de tensão e do trabalho viscoplástico W^{vp} . $f=0$ é uma expressão da superfície de cedência estática f_s .

A teoria de *overstress* difere da elastoplasticidade clássica porque não respeita a lei de consistência, sendo que o estado de tensão pode estar dentro, sobre ou fora da superfície de cedência estática. A função de cedência f relaciona-se com a distância à superfície de cedência: $f < 0$ no domínio elástico; $f = 0$ na superfície de cedência estática e $f > 0$ na superfície de cedência dinâmica. De acordo com Wood (1990), a posição da superfície de cedência estática pode ser obtida efectuando ensaios extremamente lentos. Um método de determinar uma taxa de deformação apropriada é mencionado por Sheahan *et al.* (1995). Admitindo a hipótese de que o material é elasto-viscoplástico perfeito é possível definir uma superfície de cedência de referência, designada igualmente de superfície limite ou quase estática.

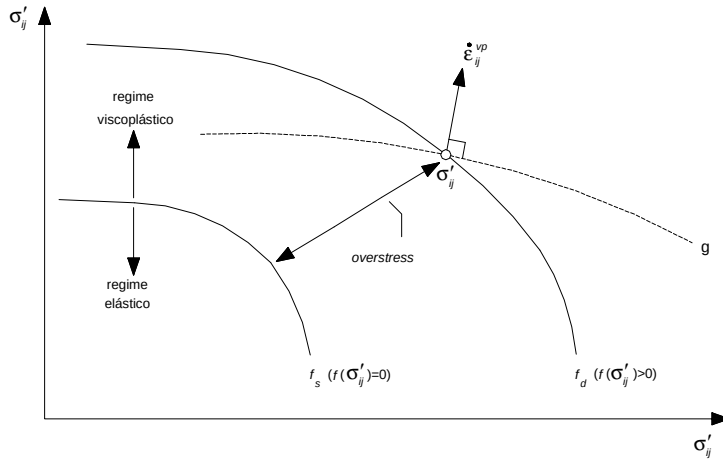


Figura 4.20 - Estado de tensão no ponto σ'_{ij} localizado na superfície de cedência dinâmica f_d

A função $\Phi(f)$ é uma função escalar que pode ser determinada experimentalmente e representa o efeito da taxa de deformação na cedência do material (Adachi e Okano, 1974; di Prisco *et al.*, 2000). Na bibliografia podem ser encontradas diferentes formas para esta função. Nguyen Minh (1986) e Panet (1995) mostraram que o emprego de uma forma potencial permitiu obter ajustes satisfatórios da lei viscoplástica para ensaios de laboratório ou *in situ*. A função toma a forma seguinte:

$$\Phi(f) = \left(\frac{f}{f_0} \right)^n \quad (4.57)$$

onde n é uma constante superior a 1 e $f_0 = 1 \text{ MPa}$ corresponde a uma unidade de referência.

No entanto, para a maior parte dos geomateriais, uma relação linear entre a resistência máxima obtida no ensaio triaxial e o logaritmo da velocidade de deformação imposta no carregamento é verificada experimentalmente. Nota-se que uma lei de escoamento de tipo potência não permite encontrar uma tal relação logarítmica e conduz geralmente a sobrestimar a resistência das rochas brandas sob solicitação extremamente lenta. Por este motivo Katona (1984) e Fodil *et al.* (1998), propuseram uma lei exponencial da forma seguinte:

$$\Phi(f) = A \left[\exp \left(\left(\frac{f}{f_0} \right)^n \right) - 1 \right] \quad (4.58)$$

Esta lei permitiu colocar em evidência um crescimento do desvio proporcional ao logaritmo da velocidade de deformação viscoplástica.

Adachi e Okano (1974) sugerem procedimentos para determinar esta função. Duas das expressões propostas são:

$$\Phi(f) = af^6 \text{ e } \Phi(f) = c \exp(jf^k) - 1 \quad (4.59)$$

onde a , b , c e k são constantes. Tal como indicado na equação, o núcleo viscoso $\Phi(f)$ é uma função monotonamente crescente da função de cedência f .

A teoria de *overstress* pode ser vista como uma extensão tridimensional do modelo reológico unidimensional de Bingham. As relações constitutivas para um material de Bingham são dadas pelas equações 4.50 para o caso de plasticidade sem endurecimento. As relações constitutivas para um material baseado no conceito da teoria de *overstress* são obtidas combinando as equações 4.52, 4.53 e 4.54 e a lei de Hooke generalizada, resultando:

$$\dot{\sigma}_{ij} = \begin{cases} D_{ijkl} \left(\dot{\epsilon}_{kl} - \frac{1}{\eta} \Phi(f) \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \right) & ; f(\sigma'_{ij}) \geq 0 \\ D_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl} & ; f(\sigma'_{ij}) < 0 \end{cases} \quad (4.60)$$

A matriz elástica D_{ijkl} pode ser vista como a versão tridimensional do módulo elástico E . Na teoria de *overstress* f pode ser interpretada como a distância entre o estado de tensão corrente e a tensão de cedência, ou seja, no caso unidimensional, $\sigma - \sigma_c$. Por outras palavras, $\Phi(f)$ é uma versão tridimensional de $\sigma - \sigma_c$.

4.5.2.2 Vantagens e consequências dos modelos de tipo overstress

Vários modelos viscoplásticos têm sido baseados nesta teoria. Pode-se por exemplo referir os modelos de Adachi e Okano (1974), Zienkiewicz *et al.* (1975), Dafalias (1982), Katona (1984), Oka (1985), Fodil *et al.* (1998), e di Prisco *et al.* (2000).

As vantagens desta teoria são, segundo Purwodihardhjo (2004) as seguintes:

- a introdução directa de um critério de plasticidade;
- a possibilidade de descrever o comportamento dependente do tempo para uma larga gama de trajectórias de tensão;
- a formulação é bem adaptada à modelação numérica e a sua integração em métodos como o dos elementos finitos;
- a determinação dos parâmetros é geralmente simples.

Em seguida referem-se as consequências da teoria de *overstress* em processos de fluência, relaxação ou carregamento a taxa de deformação constante.

Consequências da teoria overstress

Fluência

Considere-se um processo de fluência iniciado fora da superfície de cedência estática. Quando um estado de tensão constante é imposto e $f > 0$, ocorrerá fluxo viscoplástico a uma taxa constante se f_s for uma superfície de cedência plástica perfeita sem endurecimento, isto é, a distância entre as superfícies de cedência estática e dinâmica se mantiver constante no tempo. No caso de um material com endurecimento o fluxo viscoplástico irá decorrer a uma taxa decrescente, porque como a deformação viscoplástica e consequentemente, o trabalho viscoplástico W^{vp} se acumula, a posição da superfície de cedência estática f_s muda de modo a que $f(\sigma_{ij}) \rightarrow 0$, e assim $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \rightarrow 0$. Isto é, a distância entre f_s e f_d diminui com o tempo, a taxa decrescente. Após um tempo infinito, $t = \infty$, as duas superfícies sobrepõem-se, tal como esquematizado na Figura 4.21. Quando a nova superfície de cedência estática tiver estabilizado, $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = 0$.

De acordo com di Prisco e Imposimato (1996) as deformações viscoplásticas acumuladas durante o movimento da superfície estática f_s serão idênticas à correspondente solução plástica independente do tempo, isto é:

$$\int \dot{\epsilon}_{ij}^{vp}(t)dt = \delta\epsilon_{ij}^p \quad (4.61)$$

onde $\delta\epsilon_{ij}^p$ corresponde ao tensor dos incrementos de deformação plásticas .

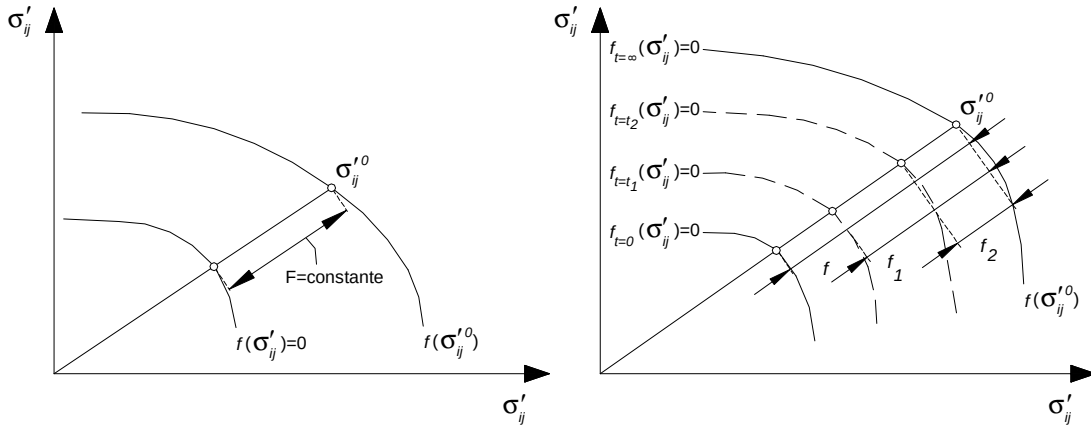


Figura 4.21 - Processo de fluência para um material sem endurecimento e com endurecimento, à medida que o tempo decorre

$$t = 0 < t_1 < t_2 < t_\infty, f \text{ diminui: } f_{t=0}(\sigma'_{ij}{}^0) > f_{t=t_1}(\sigma'_{ij}{}^0) > f_{t=t_2}(\sigma'_{ij}{}^0) > f_{t=\infty}(\sigma'_{ij}{}^0) = 0$$

No caso de um processo de fluência iniciado no interior da superfície de cedência estática $f < 0$ a função de *overstress* é nula. De acordo com as equações 4.52 e 4.54 não ocorrem neste caso deformações viscoplásticas. Este tipo de modelos não permite, assim, reproduzir a ocorrência de fluência no interior da superfície de cedência.

Relaxação

A um processo de relaxação de tensões (deformação constante) está associada a ocorrência de uma taxa de deformação total nula. No caso de um estado de tensão localizado fora da superfície de cedência ($f > 0$), de acordo com a equação 4.52, resulta que as taxas de deformação elástica são iguais em magnitude, mas com direcções opostas, às taxas de deformação viscoplástica. As tensões decrescem no decorrer de um processo de relaxação de tensões o que implica que o estado de tensão se aproxima da superfície de cedência a uma taxa decrescente uma vez que a função de *overstress* diminui (no caso da ocorrência de endurecimento). Após um tempo infinito o estado de tensão coincide com a superfície de cedência.

Para um processo de relaxação iniciado no interior da superfície de cedência a deformação viscoplástica é nula ($f < 0$), mantendo a deformação constante não há variação de tensão, logo não se verifica relaxação.

Superfície de cedência estática versus superfície de cedência clássica

Alguns autores sugeriram uma analogia entre a superfície de cedência estática f_s e a superfície de cedência clássica na plasticidade independente da taxa de deformação (Katona e Mulert, 1984; di Prisco e Imposimato, 1996). Postularam que a integração das deformações viscoplásticas ao longo do tempo eventualmente resulta na solução elastoplástica. Hashiguchi e Okay (2000) questionaram o facto de a teoria de *overstress* poder ser utilizada para obter soluções

clássicas da plasticidade. Segundo estes autores, o modelo viscoplástico *overstress* é fundamentalmente diferente da elastoplasticidade. Isto é devido ao facto de a deformação plástica no modelo de *overstress* não estar relacionada com a taxa de tensão mas com a tensão, enquanto que a deformação plástica está relacionada com a taxa de tensão na elastoplasticidade.

4.5.3 Modelos baseados na teoria das superfícies de fluxo não estacionárias

4.5.3.1 Teoria das superfícies de fluxo não estacionárias

Os conceitos da *teoria da superfície de fluxo não estacionária* (NSFS) foram introduzidos e desenvolvidos por Olsak e Perzyna (1966, 1970) tal como relatado por Matsui e Abe (1985). A seguinte descrição é baseada em Olsak e Perzyna (1966a, 1966b, 1970) e Sekiguchi (1985).

Segundo o conceito de fluxo da plasticidade clássica, a superfície de cedência do material permanece constante com o tempo quando as deformações plásticas são mantidas constantes. A condição de cedência para um material com endurecimento é dada por:

$$f(\sigma'_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = 0 \quad (4.62)$$

onde σ'_{ij} e ε_{ij}^p representam o estado de tensão efectiva e as deformações plásticas, respectivamente.

Olsak e Perzyna (1966) modificaram este conceito para o designado conceito das superfícies de fluxo não estacionárias, tendo introduzido as superfícies de cedência em função do tempo. Neste tipo de modelos a posição da superfície de carga viscoplástica ou superfície de cedência é dada por:

$$f(\sigma'_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp}, \beta) = 0 \quad (4.63)$$

onde ε_{ij}^{vp} representa o tensor das deformações viscoplásticas e β uma função dependente do tempo. A posição da superfície de cedência altera-se no decurso do tempo sendo denotada de não estacionária. A diferença entre a superfície de cedência definida na elastoplasticidade clássica e a teoria NSFS é ilustrada na Figura 4.22. O pressuposto de base desta teoria é que a posição da superfície de cedência depende do estado de tensão, da história do material através da deformação viscoplástica acumulada e de um parâmetro escalar que evolui com o tempo.

Tal como na teoria *overstress* a taxa de deformação total $\dot{\varepsilon}$ na teoria NSFS pode ser decomposta nas suas partes elástica e viscoplástica:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \quad (4.64)$$

A taxa de deformação elástica é determinada pela lei elástica e a taxa de deformação viscoplástica é definida de acordo com a lei de fluxo:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \langle \Lambda \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (4.65)$$

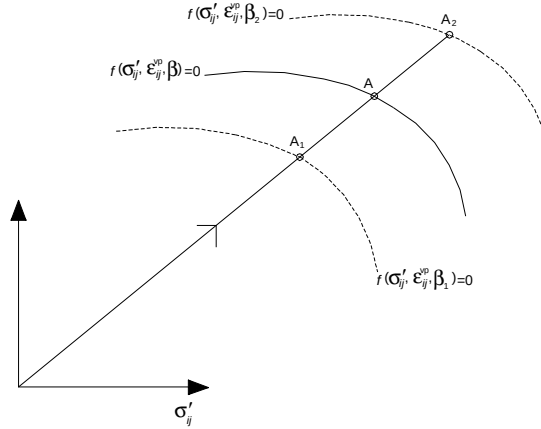


Figura 4.22 - Trajectória de tensões e superfície de cedência para um material elasto-viscoplástico a posição da superfície corresponde a uma dada deformação viscoplástica definida pelo tempo β (Liingaard *et al.*, 2004)

onde Λ é um multiplicador não negativo obtido a partir da condição $f=0$ (condição de consistência) e g é o potencial viscoplástico. Os *brackets* de MacCauley's $\langle \rangle$ garantem que as deformações viscoplásticas ocorrem apenas a partir de carregamentos iniciados num estado plástico, e em todos os outros casos as deformações viscoplásticas são nulas. O multiplicador Λ pode ser determinado usando a lei de consistência, segundo a qual durante o carregamento viscoplástico, o estado de tensão deve manter-se sobre a superfície de cedência (que evolui com o tempo) ao contrário do que sucede na teoria de *overstress*. A expressão para Λ resulta:

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{mn}^{vp}} \dot{\varepsilon}_{mn}^{vp} + \frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta} \quad (4.66)$$

Substituindo a equação 4.85 na equação 4.90 pode-se definir Λ como:

$$\Lambda = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{kl}^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{kl}}} \quad (4.67)$$

onde Λ pode ser visto como a soma de duas contribuições Λ_1 e Λ_2 :

$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2; \Lambda_1 = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{kl}^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{kl}}}; \Lambda_2 = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{kl}^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{kl}}} \quad (4.68)$$

o parâmetro Λ_1 é idêntico ao multiplicador plástico definido na elastoplasticidade clássica. Verifica-se assim que a única diferença é que o multiplicador plástico Λ inclui o termo $\dot{\beta} \partial f / \partial \beta$ no numerador. Este termo adicional implica que as deformações elasto-viscoplásticas ocorrem mesmo no caso de o estado de tensão se manter constante, tal como acontece num processo de fluência.

Consequentemente, a equação de fluxo viscoplástico desta teoria é caracterizada pelo termo da taxa de tensões enquanto que a teoria de *overstress* não contém este termo.

A condição de cedência não estacionária $f=0$ define uma superfície no espaço de tensões e todos os estados de tensão possíveis se localizam dentro ou sob a superfície. No caso de $f<0$ o estado de tensão corrente permanece dentro da superfície de fluxo e apenas ocorrem deformações elásticas. Quando $f=0$, uma condição de carregamento é considerada, o solo está em estado elasto-viscoplástico e ocorrem quer deformações elásticas quer elasto-viscoplásticas.

Ao contrário dos modelos *overstress* como o estado de tensão está sempre no interior ou sobre a superfície de carga, o critério de carga-descarga pode ser definido. Sekiguchi (1984) adoptou este tipo de aproximação no seu modelo para descrever a rotura por fluência não-drenada de argilas normalmente consolidadas.

As equações constitutivas da teoria NSFS podem ser obtidas usando as equações 4.52, 4.53 e 4.54 e a lei de Hooke generalizada:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = C_{ijkl} \dot{\sigma}_{kl} + \left\langle - \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \epsilon_{kl}^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{kl}}} \right\rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (4.69)$$

De acordo com Perzyna (1963), o critério para descarga, carregamento neutro e carga, pode ser descrito como:

$$\begin{cases} f = 0 & L(\dot{\sigma}'_{ij}, \dot{\beta}) < 0 & \text{descarga} \\ f = 0 & L(\dot{\sigma}'_{ij}, \dot{\beta}) = 0 & \text{carregamento neutro} \\ f = 0 & L(\dot{\sigma}'_{ij}, \dot{\beta}) > 0 & \text{carga} \end{cases} \quad (4.70)$$

onde o operador $L(\dot{\sigma}'_{ij}, \dot{\beta})$ é definido como:

$$L(\dot{\sigma}'_{ij}, \dot{\beta}) = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta} \quad (4.71)$$

Uma vez que agora o tempo influencia o critério de carregamento, a carga a uma determinada taxa pode ser a descarga para outra, e direcções não tangentes à superfície de cedência podem também resultar num carregamento neutro. Isto pode ser ilustrado pelo uso de uma interpretação geométrica das condições de carregamento discutidas a seguir (Liingaard *et al.*, 2004). Assume-se agora que a condição de cedência para um material com um endurecimento isotrópico na condição de consistência pode ser expresso como:

$$\begin{aligned} f(\sigma'_{ij}, \epsilon_{ij}^{vp}, \beta) &= f'(\sigma'_{ij}, \epsilon_{ij}^{vp}) - \kappa(\epsilon_{ij}^{vp}, \beta) = 0 \\ \Rightarrow f'(\sigma'_{ij}, \epsilon_{ij}^{vp}) &= \kappa(\epsilon_{ij}^{vp}, \beta) \end{aligned} \quad (4.72)$$

onde κ é a função de endurecimento. Diferenciando a equação 4.72 e introduzindo as equações 4.70 e 4.71 para o caso de carregamento neutro resulta:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij} - \frac{\partial \kappa}{\partial \beta} \frac{\partial \beta}{\partial t} = 0 \Leftrightarrow \cos \theta = \frac{\left(\frac{\partial \kappa}{\partial \beta} \frac{\partial \beta}{\partial t} \right)}{\left| \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij} \right|} \quad (4.73)$$

onde θ é o ângulo entre a taxa de tensão $\dot{\sigma}'_{ij}$ e a normal à superfície de cedência $\partial f / \partial \sigma'_{ij}$ no caso de carregamento neutro. Ou seja, o carregamento neutro pode ser geometricamente simbolizado por um cone no espaço de tensões com o ângulo de abertura θ tal como ilustrado na Figura 4.23.

Considere-se agora o ângulo entre o tensor taxa de tensão $\dot{\sigma}'_{ij}$ e a normal à superfície de cedência $\partial f / \partial \sigma'_{ij}$ numa condição de carregamento arbitrária (descarga, neutra ou carga) ser denotado por φ . Pode-se mostrar que o critério de carregamento completo é definido (Liingaard *et al.*, 2004):

$$\begin{cases} \varphi > 0 & \text{descarga} \\ \varphi = 0 & \text{carregamento neutro} \\ \varphi < 0 & \text{carga} \end{cases} \quad (4.74)$$

O que é ilustrado na Figura 4.23.

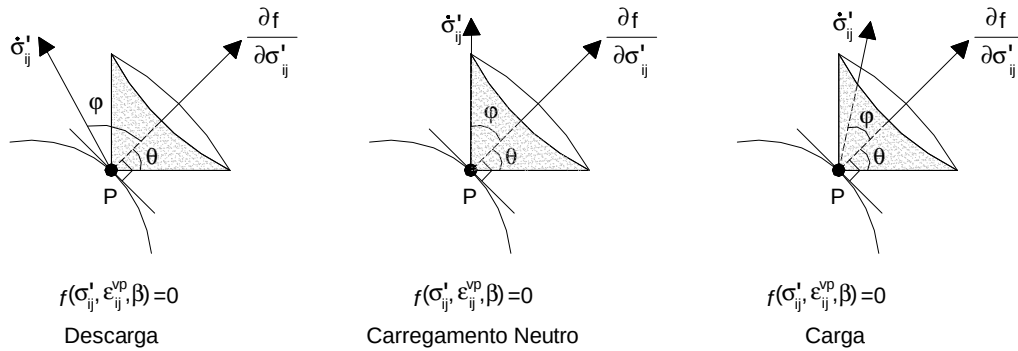


Figura 4.23 - Critério de carregamento completo para um material elasto-viscoplástico com base no conceito da teoria das superfícies de fluxo não estacionárias (Liingaard *et al.*, 2004)

4.5.3.2 Consequências dos modelos baseados na teoria das superfícies de fluxo não estacionárias

Como exemplos de modelos viscoplásticos que fazem intervir explicitamente o tempo nas relações constitutivas podem-se referir os modelos de Sekiguchi (1977), Dragon e Mroz (1979), Nova (1982) e Matsui e Abe (1985).

Consequências da teoria das superfícies de fluxo não estacionárias

Fluência

A teoria NSFS não prevê a ocorrência de deformações não elásticas para estados de tensão localizados no interior da superfície de cedência. Assim, no caso de um processo de fluência se ter iniciado nestas condições a teoria não o pode descrever satisfatoriamente.

Considere-se um processo de fluência iniciado num ponto Q da superfície de cedência f num tempo t , tal como ilustrado na Figura 4.24. Deformações viscoplásticas são neste caso desencadeadas, mas o termo que inclui a taxa de tensão $\dot{\sigma}'_{ij}$ na equação 4.67 desaparece. O desenvolvimento de deformações viscoplásticas implica uma expansão da superfície de cedência no espaço das tensões (no caso da ocorrência de endurecimento), e num tempo subsequente t_1 o estado de tensão constante Q localizar-se-à agora no interior da nova superfície de cedência f_1 . Nenhuma deformação viscoplástica posterior se deveria desenvolver no decurso do remanescente do processo de fluência. Porém, de acordo com a teoria NSFS, se um processo de deformação viscoplástico de fluência for inicialmente

despoletado num ponto Q da superfície de cedência f , este continua a decorrer num tempo subsequente t_1 mesmo no caso de o estado de tensão Q se localizar no interior da nova superfície de cedência f_1 .

Considere-se uma argila normalmente consolidada sob o pressuposto que a consolidação primária é instantânea. A argila está submetida à trajectória de tensões $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D$ ilustrada na Figura 4.25. A partir da origem apenas ocorrem deformações elásticas. No ponto A sobre a superfície de cedência f , é iniciado o processo de fluência. No decurso deste processo o estado de tensão é constante, o que implica que A e B coincidam. Tal como referido acima, as deformações viscoplásticas são desenvolvidas e a superfície de fluxo expande-se com o tempo, de modo que decorrido um certo intervalo de tempo $t_1 = 0$ constitui a nova superfície de cedência onde se localiza o ponto C. A argila parece agora estar sobreconsolidada embora a história de tensões efectivas seja tal que o solo está de facto normalmente consolidado. Deste modo, quando ocorre um carregamento de B para C, na resposta instantânea a rigidez é a rigidez elástica até que o ponto C seja alcançado. Do ponto C para o ponto D o estado de tensão localiza-se sempre na superfície de cedência e a resposta é elasto-viscoplástica. Conclui-se que no decurso de um processo de fluência onde ocorra endurecimento a superfície de cedência expande. Se o solo for carregado posteriormente a resposta é elástica até o estado de tensão alcançar a superfície de cedência corrente e, em seguida, elasto-viscoplástica.

Relaxação

Considere-se um estado de tensão iniciado dentro da superfície de cedência. Neste caso, a taxa de deformação total tem que ser nula, o que implica que a taxa de deformação elástica tem que ser inicial à taxa de deformação viscoplástica, mas na direcção contrária, tal como indicado na equação. Como não ocorrem deformações viscoplásticas as deformações elásticas devem ser também nulas, o que é inconsistente com o que sucede num processo de relaxação caracterizado por uma diminuição da tensão. Assim, a teoria NSFS não permite descrever um processo de relaxação quando ele esteja iniciado dentro de uma superfície de cedência.

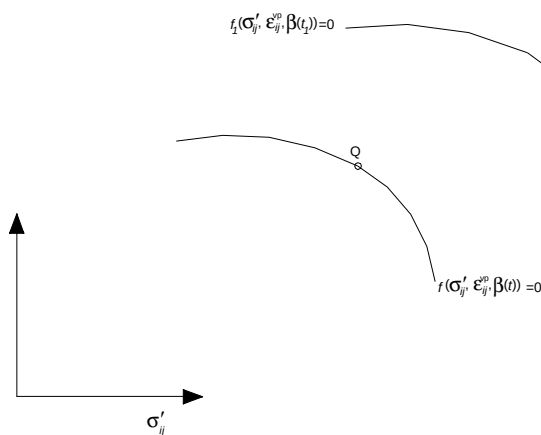


Figura 4.24 - A superfície de cedência expande com o tempo num processo de fluência iniciado no ponto Q de acordo com a teoria da superfície de fluxo não estacionária (Liingaard *et al.*, 2004)

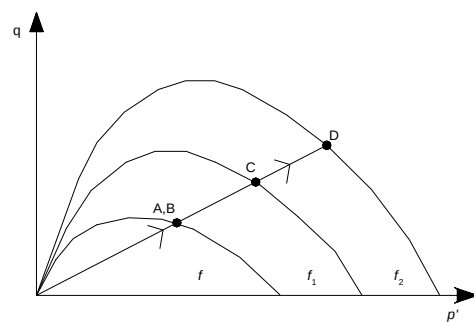


Figura 4.25 - Argila normalmente consolidada submetida à trajectória de tensões ABCD

4.5.4 Modelos elastoplásticos-viscoplásticos

A reprodução do comportamento irreversível instantâneo impõe o recurso a outro tipo de relações constitutivas, de nível de complexidade substancialmente superior. Dafalias e Kaliakin (1990a) conceberam um modelo elastoplástico-viscoplástico baseado nos conceitos de superfície envolvente no espaço de tensões (*bounding surface*), de estados

críticos e de overstress de Perzyna. A superfície envolvente é uma fronteira entre duas zonas no espaço de tensões. O estado de tensão está sempre no interior ou sobre a superfície envolvente. O estado do material é definido em função de σ_{ij} e das variáveis internas q_n . Para cada σ_{ij} existe uma imagem única na superfície envolvente $\bar{\sigma}_{ij}$ que é definida por:

$$F(\bar{\sigma}_{ij}, q_n) = 0 \quad (4.75)$$

De acordo com este modelo as deformações são decompostas nas suas componentes elásticas, plástica instantânea e plástica retardada ou viscosa.

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p + \dot{\epsilon}_{ij}^v \quad (4.76)$$

Uma descrição detalhada deste modelo constitutivo e detalhes da sua implementação serão apresentados no Capítulo 6.

Fazendo igualmente uso de um modelo com uma estrutura elastoplástica-viscoplástica Purwodihardjo e Cambou (2005) reproduziram a evolução das convergências ao longo do tempo da parede de um túnel. O modelo é baseado no modelo elastoplástico CJS (Cambou, Jafari e Sidorff) incluindo um mecanismo viscoso adicional.

O tensor taxa de deformação é decomposto em quatro componentes:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{ip} + \dot{\epsilon}_{ij}^{dp} + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \quad (4.77)$$

A primeira parte é a parte elástica, a segunda está relacionada com o mecanismo plástico isotrópico, a terceira com o mecanismo plástico deviatório e a última com o mecanismo viscoso.

Capítulo 5 Caracterização laboratorial de um terreno argiloso sobreconsolidado

5.1 Introdução

Apresenta-se neste capítulo a actividade experimental empreendida para estudo de uma argila sobreconsolidada ocorrente na cidade de Lisboa, pertencente à designada *Formação de Benfica*. Procedeu-se à realização de um conjunto de ensaios de laboratório, tendo em vista a caracterização deste terreno em termos das suas relações tensão-deformação-tempo. A reprodução dos aspectos mais relevantes do seu comportamento por meio de modelos constitutivos são os objectivos que se pretende alcançar posteriormente.

A escassa caracterização geotécnica existente, no que se refere a ensaios laboratoriais de qualidade, a existência do registo instrumental de uma obra em túnel recentemente executada, e ainda a expressão importante desta unidade geológica da região de Lisboa, foram condições acrescidas para motivar a escolha desta argila sobreconsolidada como solo representativo do programa de ensaios empreendido. Da comparação entre resultados de ensaios geofísicos e de laboratório depreende-se que, de um modo geral, a amostragem obtida foi de boa qualidade.

Previsões realistas das deformações ocorrentes no terreno e dos consequentes deslocamentos estruturais requerem que se proceda à realização de ensaios de elevada qualidade usando amostras pouco perturbadas, eventualmente complementados com ensaios de campo. Um dos factores que mais influencia a resposta tensão-deformação de geomateriais é a trajectória de tensões a que ele se encontra submetido (Tatsuoka *et al.*, 1997; Lo Presti, 1997). Procurou-se, para tal, por um lado, minimizar a perturbação das amostras em todas as fases que precedem os ensaios de laboratório e o recurso a um equipamento robusto e de elevada fiabilidade, e por outro, tentar reproduzir trajectórias de tensão seguidas no campo, neste caso, no terreno em redor de um túnel.

Efectua-se, inicialmente, uma descrição geológica sumária da *Formação de Benfica*. Após uma breve descrição dos principais equipamentos de ensaio utilizados, procede-se à apresentação de resultados de ensaios de identificação, de análises mineralógicas e de ensaios de prospecção geofísica. Posteriormente, são mostrados resultados de ensaios de consolidação, de expansibilidade e ensaios triaxiais de corte não drenado sob amostras consolidadas isotropicamente. Por último, apresentam-se resultados de ensaios não drenados de fluência, de corte triaxial e de corte torsional.

O equipamento utilizado engloba o edómetro de alta pressão do LNEC, um sistema de corte triaxial com possibilidade de controlo independente das tensões axial e radial, equipado com um sistema de *LVDTs* para medições internas de deformação nas direcções axial e radial e com uma célula de carga interna, e o aparelho de corte torsional do LNEC.

A realização de ensaios no edómetro de alta pressão visa a determinação dos parâmetros de consolidação e de compressibilidade, sendo especialmente indicado para este tipo de formação. Este dispositivo permite, também, obter características relativas ao potencial de expansão do material.

A utilização do sistema triaxial inicia-se com a realização de ensaios de corte não drenado segundo trajectórias convencionais. O controlo independente das tensões axial e radial, conjugado com o servo-controlo de tensões permite a realização de ensaios de fluência segundo trajectórias de tensão não convencionais. O recurso a um sistema de medições sobre o provete visa minimizar uma série de fontes de erro na medição das deformações e a obtenção de valores de deformabilidade mais representativos, especialmente na gama das pequenas deformações (Jardine *et al.*, 1985, 1986; Cucovillo e Coop, 1997). Por motivos de restrições apenas alguns dos ensaios foram realizados com recurso ao sistema de medições locais.

O aparelho de corte torsional, ao permitir o controlo independente dos carregamentos de torção, compressão/extensão e de confinamento, permite alcançar virtualmente qualquer trajectória de tensão, alargando substancialmente o campo de investigação do comportamento do terreno. O equipamento foi utilizado para o estudo de deformações de fluência sob trajectórias de tensão no espaço octaédrico distintas das tradicionais trajectórias triaxiais. Destaca-se a preparação e montagem de amostras cilíndricas ocas de argilas rijas neste sistema de ensaio.

5.2 Condições locais. A Formação de Benfica

As formações geológicas que constituem o solo e subsolo da região de Lisboa até às profundidades que interessam à Mecânica dos Solos são, no Secundário, os calcários cretácicos; no Terciário, as formações basáltica, oligocénica e miocénica; e no Quaternário, as aluviões mais ou menos antigas do Tejo e seus afluentes, as dunas, os aterros e os entulhos.

A *Formação de Benfica* é uma unidade geológica característica da região de Lisboa. Devido à sua posição estratigráfica - intercalada entre o Manto Basáltico de Lisboa e os primeiros níveis marinhos do Miocénico inferior (Argilas dos Prazeres) - foi atribuída por Choffat (1950) ao Oligocénico.

As camadas inclinam em conjunto com as camadas das formações sub e sobrejacentes, acompanhando a estrutura geral da região (inclinação geral para SE e ESE da ordem de 4 a 6 graus). A sua génese é continental, correspondendo à deposição de sedimentos em meio lacustre ou em depressões mais ou menos fechadas, e de mantos de detritos transportados pelo escoamento torrencial.

Na Carta Geológica de Lisboa na escala 1:20 000 estão representados dois grandes afloramentos:

- no vale da ribeira de Odivelas, entre Calhariz de Benfica, Benfica, Pontinha, Carriche e Unhos, ao longo da margem direita; e entre Alfovelos, Odivelas e Póvoa de Santo Adrião, ao longo da margem esquerda;
- entre Calhariz de Benfica, Carnide, Sete Rios, Palma de Baixo e a Av. de Berna.

Ocorrem ainda em afloramentos menores entre a zona da Praça do Marquês de Pombal, S. Sebastião da Pedreira e Rua Marquês de Fronteira.

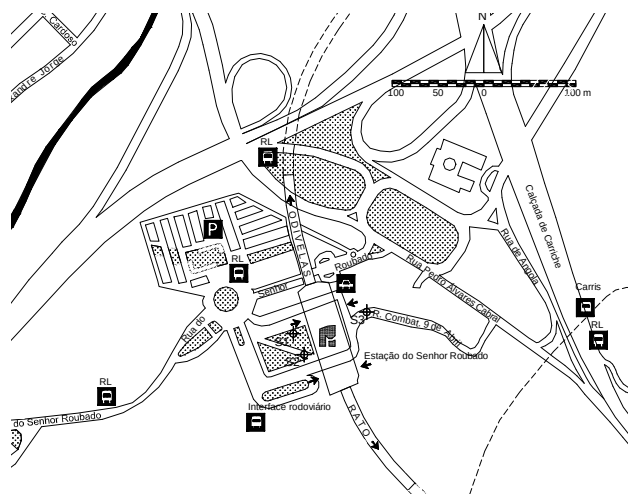
A *Formação de Benfica* foi descrita por Choffat (1950) com base na observação do seu afloramento na zona de Carnide, onde esta unidade litoestratigráfica apresenta maior desenvolvimento (cerca de 400 metros de espessura). Choffat distinguiu aí cinco membros ou assentadas principais:

- C5 - Margas e argilas vermelho-alaranjadas (60 m);
- C4 - Conglomerados com blocos de calcário (60 m);
- C3 - Margas vermelhas (200 m);
- C2 - Calcários de Alfovelos: calcários compactos passando a conglomerados no topo (16 m);
- C1 - Margas vermelhas com pequenos calhaus de quartzo (90 m).

As amostras estudadas no presente trabalho foram colhidas no nível C3, constituído essencialmente por margas avermelhadas, mais ou menos carbonatadas e mais ou menos ou arenosas, por vezes com elementos mais grosseiros de quartzo, xisto, calcário, arenito ou basalto, intercaladas com níveis espessos de argilas duras, de cor avermelhada, com manchas esbranquiçadas ou negras devido a impregnações de óxidos de manganês.

Uma das características dos sedimentos argilosos da Formação de Benfica é a presença praticamente constante de atapulgite (*cf.* paligorsquite) associada a esmectites e ilites em proporções variáveis (Carvalho, 1968). A presença daquele mineral alumino-magnésiano é susceptível de lhes conferir algum comportamento expansivo. Observam-se por vezes no seu interior superfícies brilhantes e muito estriadas, realçadas por finas películas de óxido de manganés.

5.3.1 Introdução



Nas Figuras 5.2 e 5.3 mostram-se alguns detalhes do processo de amostragem. Após a sua recolha as amostras foram seladas nos topos e armazenadas em câmara húmida até à altura de preparação dos provetes para ensaio.



Figura 5.2 - Pormenores do processo de amostragem com recurso a sonda tripla (amostrador tipo Mazier)



Figura 5.3 - Pormenores do processo de amostragem com recurso a sonda tripla (método de Geobor S)

As séries 3609 e 3623, correspondem a amostras recolhidas na estação, as séries 3857, 3859, 3865 e 3868, a amostras recolhidas no furo de sondagem S3 a 8, 10,5, 16,5 e 21m, respectivamente. As amostras da série 3799 foram obtidas no furo de sondagem S1 a 17m de profundidade, estando inicialmente previstas para a execução dos provetes de cilindro oco para o corte torsional. No entanto, tal tarefa mostrou-se inviável em virtude da pequena diferença entre o diâmetro exterior das amostras cilíndricas ocas e o das amostras referidas.

Quadro 5.1 - Resumo de todos os ensaios de laboratório realizados

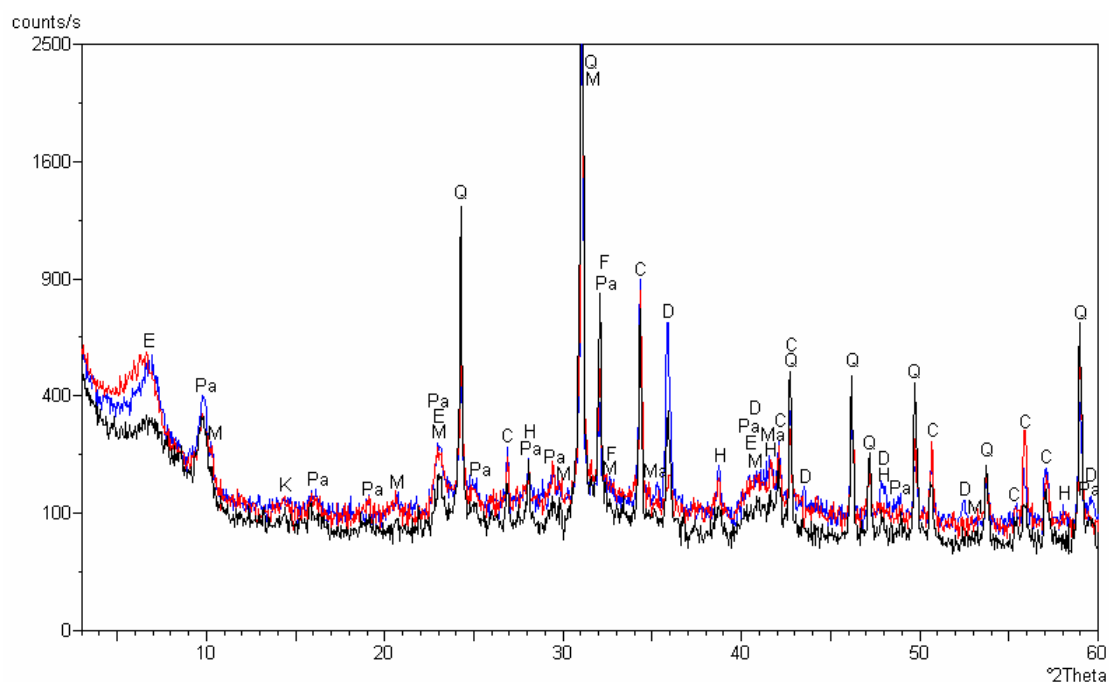
amostra	origem	prof. (m)	ensaio
3609e10	Amostrador	5	Consolidação edométrica
3799e11	Sondagem S1	17	Consolidação edométrica
3868e15	Sondagem S3	21	Consolidação edométrica
3609e1	Amostrador	5	Expansibilidade edométrica
3799e12	Sondagem S1	17	Expansibilidade edométrica
3868e16	Sondagem S3	21	Expansibilidade edométrica
3609e3	Amostrador	5	Expansibilidade edométrica
3799e13	Sondagem S1	17	Expansibilidade edométrica
3623ta	Amostrador	5	Triaxial convencional
3623tb	Amostrador	5	Triaxial convencional
3623tc	Amostrador	5	Triaxial convencional
3868tb	Sondagem S3	21	Triaxial convencional
3868tc	Sondagem S3	21	Triaxial convencional
3859tla	Sondagem S3	10,5	Triaxial convencional (medições locais)
3623td	Amostrador	5	Triaxial fluência
3857ta	Sondagem S3	8	Triaxial fluência
3857tb	Sondagem S3	8	Triaxial fluência
3857tc	Sondagem S3	8	Triaxial fluência
3859tlb	Sondagem S3	10,5	Triaxial fluência (medições locais)
3865tsa	Sondagem S3	16,5	Corte torsional de fluência
3865tsb	Sondagem S3	16,5	Corte torsional de fluência

5.3.2 Mineralogia

Esta formação é caracterizada pela presença de argilas expansivas o que contribui para algumas das suas particularidades. Os minerais das argilas que constituem a fracção argilosa dos solos da *Formação de Benfica* são quase exclusivamente esmectites e atapulgite. As esmectites estão sempre presentes, com 20% a 90%, e normalmente constituem mais de metade dos compostos mineralógicos (Moitinho de Almeida, 1991).

A preceder os restantes ensaios foram efectuadas análises mineralógicas por difracção de raios-X nas amostras 3609, 3799 e 3868. Na Figura 5.4 mostra-se o registo difractométrico obtido. Em termos mineralógicos as amostras são muito semelhantes, havendo a realçar a maior proporção de minerais de argila (esmectite, paligorsquite e caulinite) nas amostras 3609 e 3799, e menor na amostra 3868.

Os resultados da análise difractométrica reúnem-se no Quadro 5.2. A notação utilizada pretende traduzir, se bem que dum modo apenas aproximado, as proporções relativas dos diferentes compostos identificados. A esmectite e a paligorsquite são os minerais argilosos mais abundantes, confirmando-se assim a predominância de minerais expansivos.



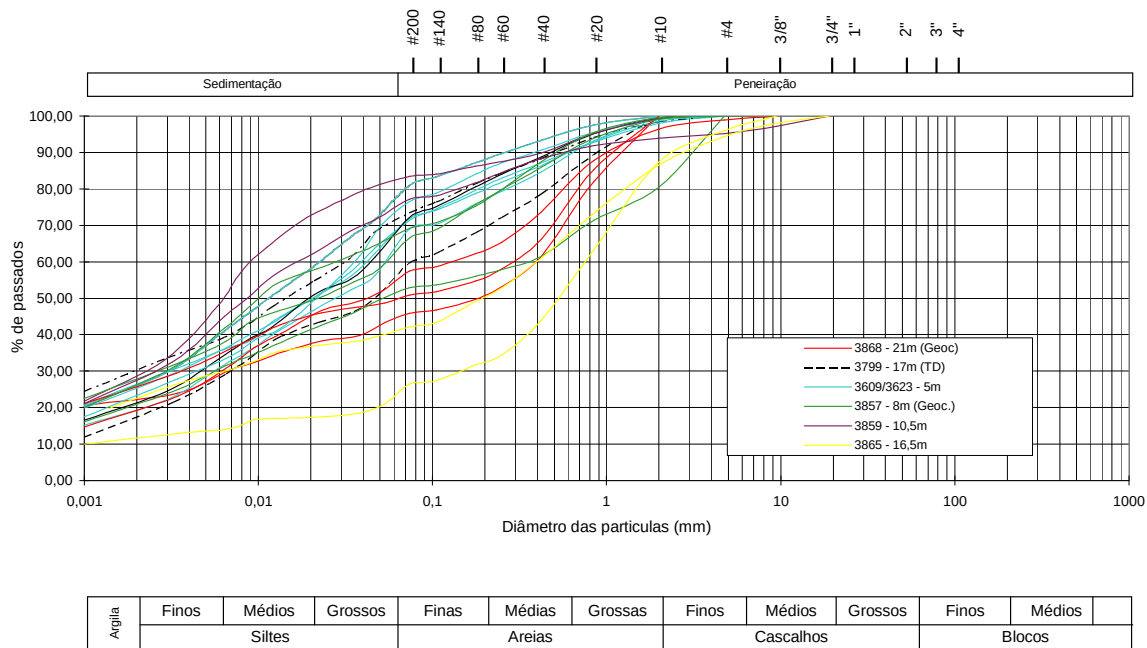


Figura 5.5 - Curvas granulométricas das amostras ensaiadas

Os principais resultados dos ensaios de identificação estão resumidos no Quadro 5.3. Os pontos correspondentes à relação w_l em função de I_p na carta de plasticidade mostram-se na Figura 5.6, distribuindo-se, de um modo geral, próximo da linha A. De acordo com a classificação unificada ASTM (D 2487 - 85) os solos ensaiados incluem argilas gordas com areia, argilas gordas arenosas, argilas gordas arenosas com cascalho, areia, siltes elásticos arenosos e areias argilosas. Globalmente os solos podem dividir-se entre solos argilosos e siltosos de média a alta plasticidade.

Quadro 5.3 - Resultados de ensaios de identificação na Formação de Benfica

amostra	$w(\%)$	$w_l (\%)$	$I_p (\%)$	G_s	$\gamma_d (\text{kN/m}^3)$	I_c	A_t	classificação
3799e12	15,98	60,2	29,3	2,84	19,00	1,59	1,70	MH
3623ta	21,12	65,0	38	2,78	16,89	1,15	1,29	CH
3623tb	21,78	60,4	30,7	2,78	16,99	1,26	1,02	CH
3623tc	21,47	60,3	26,7	2,80	16,93	1,45	1,01	MH
3868tb	14,80	78,0	49	2,72	18,73	1,23	2,16	SC
3868tc	18,30	79,1	51,9	2,72	18,70	1,17	2,73	CH
3859tla	26,13	69,9	33,9	2,80	15,87	1,29	1,21	MH
3623td	20,96	53,7	24,7	2,81	17,75	1,6	1,32	MH
3609te	17,00	56,0	24,3	2,83	17,51	1,33	0,95	CH
3857ta	18,58	64,7	34,8	2,77	18,07	1,33	1,66	CH
3857tc	19,50	59,1	27,9	2,75	17,64	1,42	1,33	MH
3859tlb	23,60	64,7	28,6	2,81	16,27	1,44	1,02	MH
3865tsa	16,37	71,0	40,9	2,69	17,53	1,34	1,74	SC
3865tsb	10,77	48,6	26,8	2,7	18,30	1,41	2,18	SC

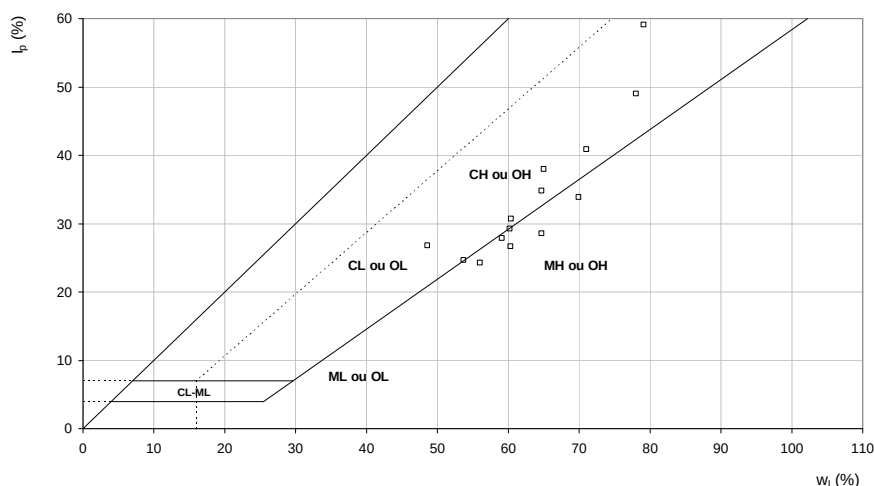


Figura 5.6 - Representação dos solos ensaiados na Carta de Plasticidade

Os valores dos limites de consistência confirmam o predomínio na matriz da fracção argilosa. Os valores do limite de liquidez são elevados, variando entre 48,7% e 79,1%, com um valor médio de 63,4%. O índice de plasticidade varia entre 24,3% e 51,9%, sendo em média de 33,4%.

A actividade de Skempton A_f , que relaciona o índice de plasticidade com a percentagem de partículas de dimensão argila, varia entre 0,95 e 2,73, com uma média de 1,52. Revelando a presença de solos de actividade média a elevada.

Os valores determinados da densidade das partículas sólidas, G_s , são, em média de, 2,78. Estes valores oscilam entre um mínimo de 2,69 e um máximo de 2,84.

O peso específico natural γ varia entre 20,02 e 22,12, com um valor médio de 20,88 kN/m³. Por sua vez, o peso específico seco γ_d situa-se na gama de 15,87 e 19,00, com um valor médio de 17,56 kN/m³.

O índice de consistência, que relaciona a diferença entre o valor do limite de liquidez e o teor em água no estado natural com o índice de plasticidade ($I_c = (w_l - w)/I_p$), varia entre 1,15 e 1,60, com uma média de 1,35, revelando a presença de solos rijos.

5.3.4 Ensaaios de prospecção geofísica

Após a realização dos furos de sondagem S1 e S2 foram efectuados ensaios de prospecção geofísica de tipo *cross hole*, para avaliar as características de deformabilidade do terreno para baixos níveis de deformação. A compatibilização destes módulos de rigidez com os obtidos em laboratório (deformações de corte da ordem de 10^{-1} a 10^{-5}), permite obter a resposta do terreno ao longo de uma vasta gama de deformações, tal como se indica na Figura 5.7, onde se ilustra o comportamento característico rigidez-deformação de um solo e as gamas de deformação para diversos tipos de obras geotécnicas e métodos de ensaio (Atkinson, 2000). As características de deformação não lineares e irreversíveis desenvolvidas para níveis de deformação intermédios são muito importantes para avaliar os movimentos do terreno no caso de obras em túnel, todavia são mais difíceis de caracterizar do que as propriedades quase elásticas, devido, essencialmente às alterações resultantes do processo de amostragem. A comparação dos valores da rigidez entre medições de campo e de laboratório constitui também uma via para avaliar a perturbação das amostras.

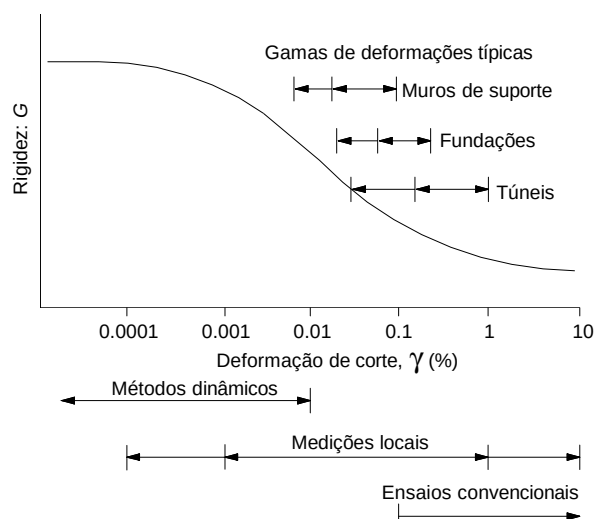


Figura 5.7 - Gamas de deformação típicas impostas por diferentes tipos de ensaios (Atkinson, 2000)

No Quadro 5.4 indicam-se as velocidades das ondas de corte, V_s , e das ondas de volume, V_p , para as várias profundidades. O módulo de rigidez G do terreno pode ser obtido através destas velocidades por via da seguinte relação da teoria da elasticidade:

$$G = \rho V_s^2 \quad (5.1)$$

Atribuiu-se à massa volúmica ρ o valor de $2,2\text{kg/m}^3$.

Quadro 5.4 - Resultados dos ensaios sísmicos entre furos

Prof. (m)	Dist. (m)	V_p (m/s)	V_s (m)	G (MPa)	Coef. Poisson
0	4,93				
1	4,93	524	224	110,4	0,388
2	4,94	780	217	103,6	0,458
3	4,95	845	213	99,8	0,466
4	4,96	1013	282	175	0,458
5	4,96	1148	333	244	0,454
6	4,98	1584	302	200,6	0,481
7	4,99	1536	321	226,7	0,478
8	5,01	1711	373	306	0,475
9	5,01	1815	384	324,4	0,477
10	5,02	1585	353	274,1	0,474
11	5,03	1977	672	993,5	0,435
12	5,04	2283	547	658,3	0,470
13	5,05	2104	751	1240,8	0,427
14	5,06	2130	775	1321,4	0,424
15	5,06	2130	775	1321,4	0,424
16	5,07	1993	695	1062,7	0,431
17	5,07	2071	660	958,3	0,443
18	5,07	1956	644	912,4	0,439
19	5,07	1956	600	792	0,448

Os primeiros 10m correspondem a depósitos de aterro. À profundidade referida nota-se uma alteração significativa na grandeza da velocidade de propagação das ondas sísmicas, em especial das ondas de corte. Dos 17 aos 20m, encontram-se níveis argilosos onde foram obtidas amostras para ensaio.

5.4 Descrição dos equipamentos de ensaio

5.4.1 Sistema edométrico do LNEC

O sistema edométrico de alta pressão, projectado e desenvolvido no LNEC (Benta *et al.*, 2002) (Figuras 5.8 e 5.9), é constituído por três conjuntos de unidades: a célula edométrica de alta pressão, as unidades de aplicação de cargas e as unidades de aquisição e controlo.

Trata-se um edómetro de alta pressão servo-controlado que permite:

- a saturação completa de amostras por aplicação de contrapressão;
- a sua consolidação até níveis de tensão elevados de modo a ultrapassar as tensões de pré-consolidação dos solos;
- o registo das pressões intersticiais desenvolvidas durante todo o processo de consolidação;
- a realização de ensaios por aplicação de patamares de tensão (procedimento convencional), por imposição de velocidade de deformação constante ou segundo outros critérios de investigação;
- o estudo da expansibilidade.

A célula consiste numa câmara de bronze tripartida, constituída por uma base, um troço intermédio e uma tampa.



Figura 5.8 - Célula edométrica na configuração de alta pressão

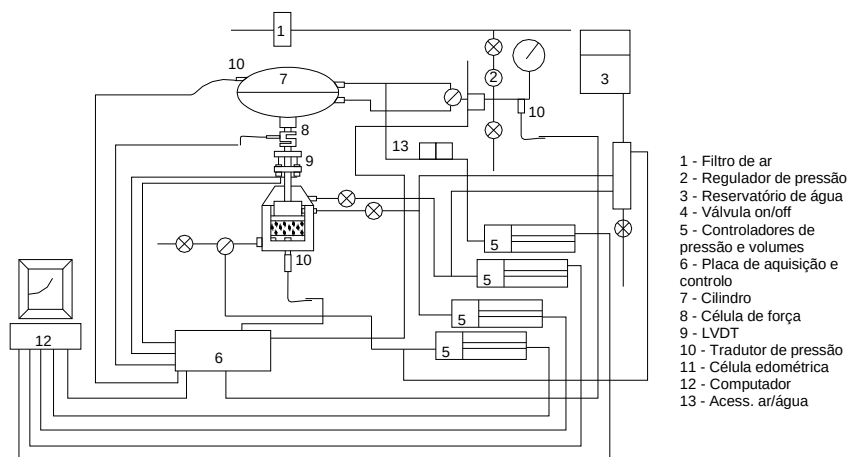


Figura 5.9 - Esquema de ligação entre as diversas unidades do novo sistema edométrico (Benta *et al.*, 2002)

A célula pode operar segundo duas configurações distintas:

- a *configuração de baixa pressão* tem por objectivo realizar ensaios em que as tensões envolvidas não excedam os 3MPa, aqui o carregamento processa-se por instalação de pressão na câmara superior e a medição da deformação do provete efectua-se através de um LVDT montado no interior do veio da tampa;

-
- a *configuração de alta pressão* onde as tensões verticais podem atingir 12 ou 25MPa, dependendo do meio de carregamento; nesta configuração a força é transmitida pela haste e a deformação do provete deduzida a partir do movimento relativo entre o topo da haste e a célula edométrica, medida através da colocação em pontos diametralmente opostos de dois transdutores de deslocamento.

A aplicação de cargas faz-se hidráulica, pneumática ou mecanicamente, sendo que todas as tarefas são programadas e controladas através do computador do sistema.

O sistema hidro-pneumático, utilizado nos ensaios realizados, é constituído por quatro controladores de pressão/volume comerciais programáveis (da *GDS Instruments Lda*) e um cilindro actuador. Os comandos destes controladores foram integrados no programa de aquisição e controlo, podendo também ser operados de forma directa.

O cilindro actuador (tipo diafragma de PARKER) funciona ligado a uma rede de ar comprimido sendo utilizado para a aplicação de tensões superiores a 3MPa. Através dele, a pressão disponibilizada pela rede local de ar comprimido (800kPa) é amplificada para níveis de tensão no provete até 12MPa e transmitida ao êmbolo pela haste.

Do sistema de medição, de aquisição e de controlo fazem parte as seguintes unidades: 1) uma célula de força destinada à medição das forças verticais aplicadas; 2) um *LVDT* colocado no interior do veio da tampa da célula edométrica na configuração de baixa pressão ou um par de *LVDTs* na configuração de altas pressões para medição das deformações verticais; 3) os quatro controladores de pressão/volume anteriormente referidos; 4) uma célula de pressão instalada à saída da rede de ar comprimido para leitura do valor da pressão fornecida; 5) uma placa de aquisição de 16 bit, da *National Instruments* para ligação de todas as unidades de leitura; 6) um computador com três portas de série e uma porta paralela; 7) *software* de programação gráfica *Labview*; 8) aplicações desenvolvidas para os diferentes procedimentos de ensaio.

As pressões são adquiridas com uma precisão de 1kPa, os volumes de água medidos com precisão de 1mm³ e os deslocamentos verticais registados com precisão de 1μm.

5.4.2 Sistema de corte triaxial

5.4.2.1 Descrição do equipamento de ensaio

O sistema de corte triaxial é constituído por quatro unidades: a câmara triaxial, a unidade de aplicação de carga, os controladores e as unidades de aquisição e controlo. O sistema tem uma capacidade máxima de 25kN para a carga vertical e de 1700kPa para a pressão na câmara. Permite o ensaio de amostras de 70, 75 e 100mm de diâmetro e de 250mm de altura máxima.

Na Figura 5.10 mostra-se uma representação esquemática das unidades do sistema triaxial e nas Figuras 5.11 e 5.12 aspectos da câmara e do sistema de corte.

A placa de topo está ligada à célula de carga. As linhas de drenagem estão localizadas na placa de topo e no pedestal da base.

No decurso do corte a carga axial é aplicada a partir da base por meio de uma prensa digital. Para ensaios de extensão a placa da base e a unidade de carregamento são solidarizadas para permitir a aplicação de tracções. Nas etapas de fluência a velocidade de deslocamento vertical do prato da prensa é servo-controlada por forma a manter o estado de tensão invariável no espaço *p-q*.

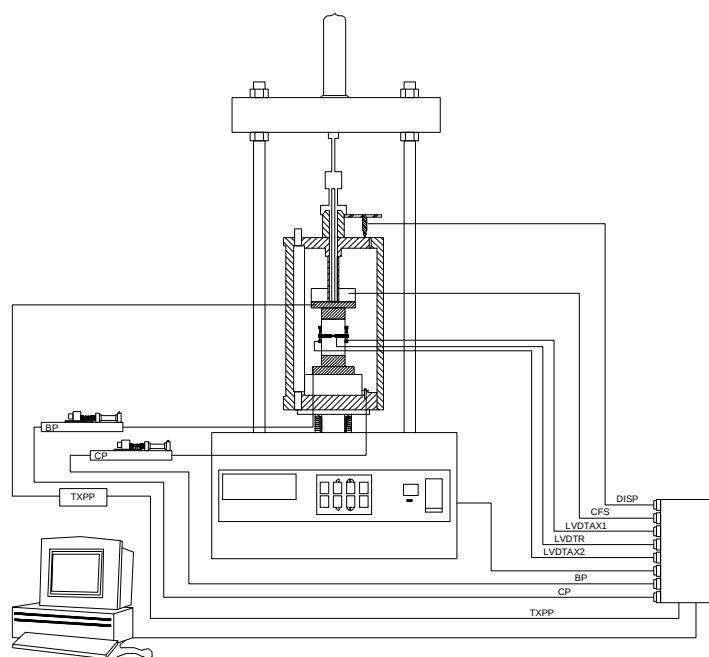


Figura 5.10 - Representação esquemática das unidades do sistema de corte triaxial

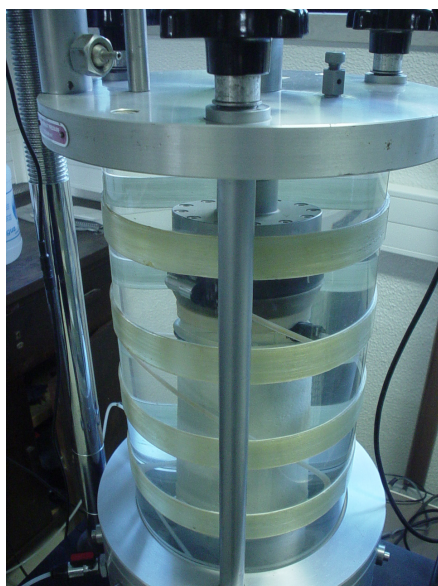


Figura 5.11 - Câmara triaxial com célula de carga de medição interna

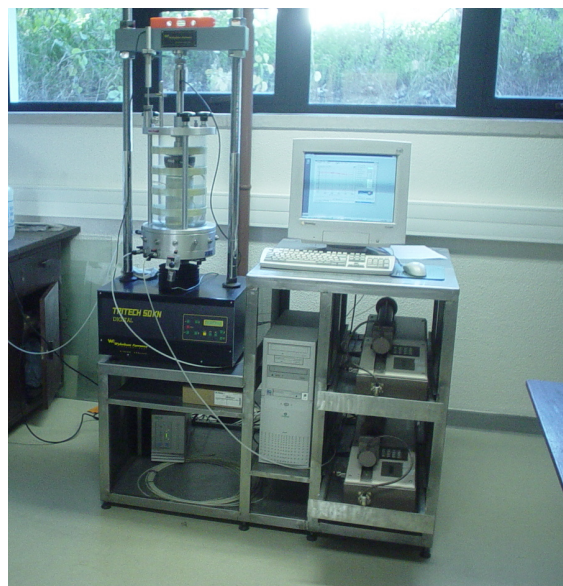


Figura 5.12 - Sistema de corte triaxial

O sistema está equipado com três controladores de pressão/volume (da *GDS Instruments*) para aplicação das pressões de confinamento e contrapressão. Os controladores digitais são actuadores hidráulicos servo-controlados por um microprocessador interno que mede e controla volumes e pressões do fluido ao qual estão conectados. A pressão do fluido é gerada pela actuação de um pistão que é movido por um motor através de uma caixa de desmultiplicação. A resolução deste sistema é de 1kPa para a pressão e 1mm³ para o volume. Os controladores digitais têm uma capacidade de 200cm³ e um limite de pressão de 3MPa.

Fazem parte do sistema triaxial os seguintes sensores: 1) três *LVDTs* submersíveis (dois para medições locais do deslocamento axial e um para medição local do deslocamento radial); 2) um potenciômetro para medição externa do deslocamento axial; 3) uma célula de carga localizada no interior da câmara de confinamento ou uma célula de carga externa materializada por um bloco muito rígido com extensômetros; 4) um transdutor para medir a pressão intersticial no topo da amostra.

Algumas das medições efectuam-se directamente por meio de transdutores internos implantados nos controladores. Estão neste caso a medição da contrapressão e da pressão de confinamento.

O programa *GDS Lab* foi usado para controlar todo o procedimento de ensaio (aquisição de dados, controlo de pressões e carregamento). Quando do seu início são introduzidas todas as informações referentes à geometria da amostra. Os dados são transmitidos ao computador pessoal que tem a capacidade de comparar continuamente os valores actuais com os valores dados pelo operador e tomar decisões passo a passo actuando no sistema servo-controlado. Um sistema multi-canais é usado para aquisição de dados. Com o sistema *GDS Lab* mais de 12 canais podem ser examinados em sequência automaticamente. Nas configurações utilizadas são usados 6 canais (ou 9 canais quando se utilize o sistema de medições locais). Os dados são convertidos de analógicos para digitais e transferidos para o computador pessoal. São realizadas leituras frequentes nos transdutores de modo a que as condições de tensão possam ser actualizadas constantemente, mantendo fixas as taxas de deformação ou o nível de tensão, tomando em conta as consequentes alterações da geometria da amostra.

5.4.2.2 O sistema de medições locais

A aplicação de transdutores directamente sobre o provete permite a definição da sua rigidez para pequenos níveis de deformação, em princípio com maior precisão, uma vez que são eliminados uma série de erros resultantes da rigidez do sistema, entre muitos outros (os designados *bedding and compliance errors*). Erros esses que diminuem progressivamente com o aumento do nível de carga sobre a amostra. Embora não seja particularmente relevante para este trabalho, onde as amostras são submetidas ao corte até grandes deformações, sendo este o comportamento que mais interessa caracterizar, foram também efectuados dois ensaios com medições locais de deformação. A sua realização teve dois objectivos principais: o primeiro foi o de obter informação adicional para o comportamento sob pequenas deformações e o segundo o de comparar estas medições com as medições externas, designadamente no decurso dos patamares de fluência.

Os transformadores diferenciais variáveis lineares (*linear variable differential transformers, LVDTs*) estão entre os primeiros transdutores usados para medição local da deformação axial. Como são dispositivos indutivos, são inerentemente menos sensíveis à temperatura do que os de tipo resistivo e são menos afectados por ruído eléctrico, tal como têm revelado testes comparativos com outros tipos de transdutores. Os *LVDTs* têm também a vantagem de apresentar uma calibração linear. O principal problema deste sistema relaciona-se com a sua natureza volumosa, com a dificuldade de fixação à amostra e de conseguir o movimento livre da armadura na sequência do embarrigamento das amostras para grandes deformações (Cuccovillo e Coop, 1997). Os trabalhos de Cuccovillo (1995), em que foi investigado o comportamento de rochas brandas, promoveram um estudo do uso de *LVDTs*. Requeria-se um transdutor que fosse mais preciso que os dispositivos correntes de modo a que os valores de rigidez para pequenas deformações pudessem ser definidos, mas que permitissem igualmente determinar a resposta para deformações superiores.

A precisão das leituras que pode ser obtida por um *LVDT* depende da sua sensibilidade e, uma vez que a alteração global da voltagem ao longo da gama linear é quase insensível ao comprimento dessa gama, é importante escolher a gama mais pequena possível, para maximizar a sensibilidade e limitar o tamanho físico. Os dispositivos utilizados

correspondem aos seguintes modelos: D5/400W, com um campo de 20mm para os dispositivos axiais, e D5/100W, com um campo de 5mm para o dispositivo radial. Estes campos de medida irão permitir definir a curva tensão-deformação até grandes deformações. A precisão de leitura destes dispositivos é de 1 μm .

Os dois transdutores axiais submersíveis foram colocados em posições diametralmente opostas. O transdutor radial foi colocado entre os dois primeiros com o sistema que se ilustra na Figura 5.13. A fixação dos suportes nas amostras de argila rija acarretou, além da colagem à membrana, a cravação de oito pinos através do solo. Os pinos foram depois isolados com massa de silicone para evitar o estabelecimento de fluxo entre o interior e o exterior da amostra. Nas Figuras 5.13 e 5.14 mostram-se pormenores do sistema de medições locais.

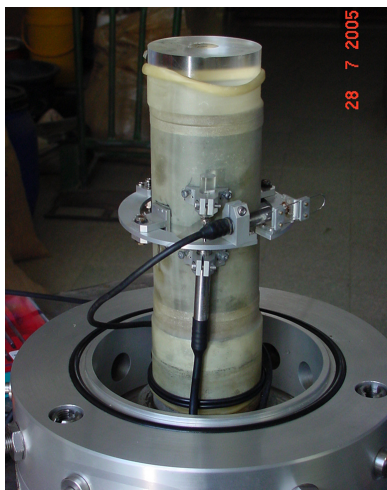


Figura 5.13 - Sistema de LVDTs submersíveis

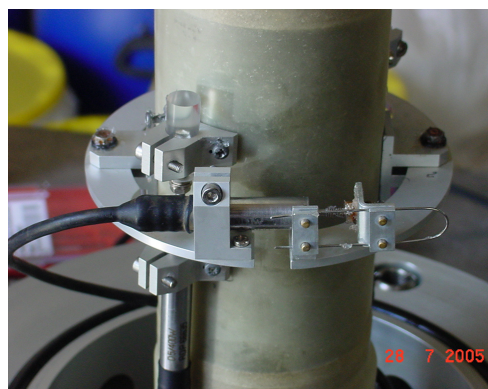


Figura 5.14 - Pormenor da fixação do sistema de LVDTs à membrana

5.4.3 O Aparelho corte torsional

O equipamento de corte torsional é um protótipo concebido no LNEC (Bilé Serra, 1998) e projectado e construído pela firma *GDS Instruments*. Foi inicialmente utilizado para a caracterização experimental de uma areia densa sob acções cíclicas. Nesta secção serão enunciadas algumas das potencialidades deste sistema, procedendo-se, também, a uma breve descrição do equipamento e das suas principais unidades de funcionamento. No anexo I, e para efeitos de interpretação dos ensaios de corte torsional efectuados, são apresentadas a definições adoptadas de um estado de tensão e de um estado de deformação representativos do provete.

5.4.3.1 Introdução

Nos ensaios edométrico, triaxial e triaxial verdadeiro as tensões principais e direcções de deformação aplicadas a uma determinada amostra são paralelas às suas fronteiras, sendo apenas possível mudar as magnitudes relativas das tensões e deformações principais; as suas direcções são fixas. Nos ensaios triaxiais o ângulo α , que mede a inclinação da tensão principal máxima com a vertical, pode apenas tomar os valores de 0° ou 90° e o parâmetro $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$, que quantifica a importância da tensão principal intermédia, de 0 ou 1, em compressão ou extensão, respectivamente. Pelo contrário, os aparelhos de corte directo, de corte simples e de corte anelar permitem a rotação das direcções principais de tensão e de deformação, mas como nem todas as componentes da deformação podem ser medidas, não é possível obter a magnitude das tensões principais ou controlar/conhecer as suas direcções. Ensaios convencionais de corte simples e directo alteram b e rodam o eixo de σ_1 , mas são requeridas medidas

especiais para monitorizar o estado de tensão e medir adequadamente a resposta em deformação (Potts e Zdraković, 2001).

O aparelho de corte torsional não sofre das limitações acima referidas uma vez que permite um controlo total, tanto da magnitude como da rotação das tensões principais, pela aplicação na amostra cilíndrica oca (Figura 5.15) de quatro cargas independentes. Estas cargas são: a pressão interior na câmara, p_i , a pressão exterior na câmara, p_e , a carga vertical, F_z , e o momento torsor, T . A sua combinação permite o controlo das quatro componentes de tensão, designadamente das tensões normais σ_z , σ_r e σ_θ e da tensão de corte torsional $\tau_{z\theta}$. Porque as três tensões principais podem ser controladas, é também possível controlar independentemente o parâmetro b . Sendo particularmente indicado para estudos de anisotropia, a aplicação independente de carregamentos de torção, compressão/extensão e de confinamento, torna-o como um equipamento com enormes potencialidades para a investigação do comportamento reológico do terreno sob uma grande variedade de trajectórias de tensão.

Grande parte dos estudos encontrados na bibliografia, referem-se a ensaios torsionais em amostras de areia preparadas em laboratório por métodos de pluviação (Lade, 1976; Hight *et al.*, 1983; Tatsuoka *et al.*, 1986; Bilé Serra, 1998). Em argilas naturais são encontradas menos referências, certamente como resultado das dificuldades associadas às fases de montagem e preparação de amostras ocas. Com poucas excepções, nas quais amostras relativamente pequenas foram testadas (Frydman *et al.*, 1995), a maioria dos ensaios foi efectuada em amostras de argila preparadas em laboratório (Hicher e Lade, 1987). No Imperial College o aparelho de corte torsional em amostras consolidadas em condições K_0 foi utilizado em areias (Porović e Jardine, 1994); misturas argila-silte-areia (KSS) e argila-areia (HK), siltes argilosos e as argilas terciárias de Londres foram também estudadas (Porović, 1995; Hight *et al.*, 1997; Zdravkovic e Jardine, 1997 e 2000). Lade e Kirkgard (2000) conduziram ensaios em grandes amostras naturais nas argilas de São Francisco (*Bay Mud*).

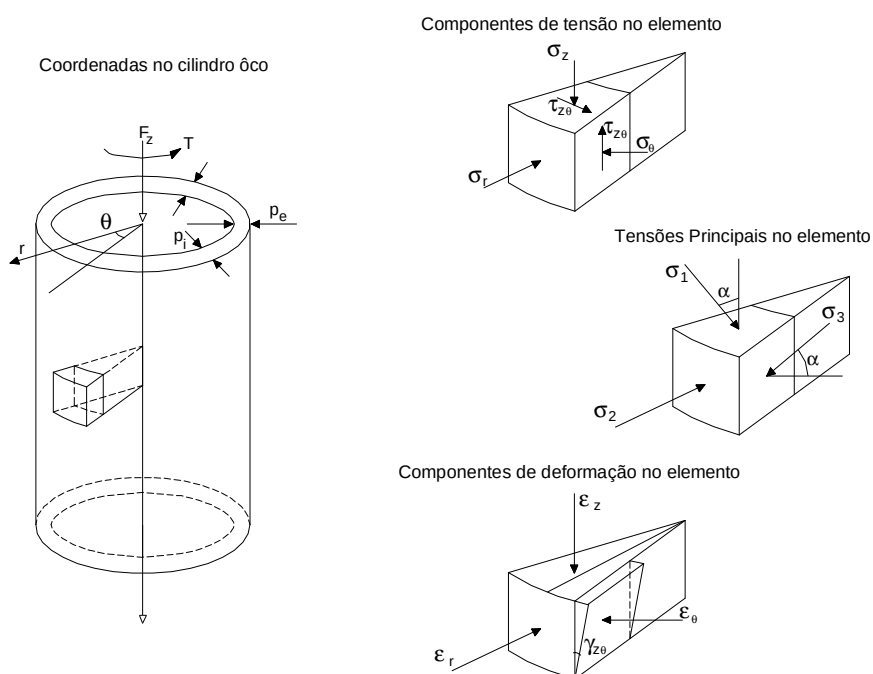


Figura 5.15 - Cargas actuantes e componentes de tensão e deformação na amostra de cilindro oco

5.4.3.2 Principais unidades do equipamento de corte torsional do LNEC

O equipamento de corte torsional do LNEC é constituído por cinco unidades fundamentais: a câmara triaxial; o sistema de controlo e aquisição de dados; o sistema de controlo axial; o sistema de controlo de torção e o sistema de controlo de pressões e volumes (Bilé Serra, 1998).

A câmara triaxial é composta por um invólucro cilíndrico de perspex, ligado nos extremos a dois anéis de aço de rigidez elevada por sua vez ligados entre si por montantes rígidos, e por uma tina rígida em alumínio. Dispõe de doze ligações ao exterior destinadas ao estabelecimento de ligações hidráulicas ou eléctricas.

Durante o ensaio o provete é colocado sobre uma placa porosa num pedestal porta-provetes. Este, por sua vez, é solidarizado a um veio actuador que penetra a tina na sua extremidade inferior. O provete contacta no seu extremo superior com uma célula de carga submersível, por meio de uma segunda placa porosa.

O controlo do equipamento de corte torsional é efectuado utilizando um computador pessoal e duas placas de conversão rápida analógica/digital, uma placa de interface, um sistema de condicionamento de sinal e um conjunto de controladores.

O conjunto de actuadores é composto por um controlador digital de força/deslocamento axiais, um controlador digital do momento torsor/rotação de torção, e três controladores digitais de pressão/variação volumétrica, respectivamente das pressões p_i , p_e e da contrapressão.

As acções axial e de torção são geradas de forma independente por dois motores eléctricos passo a passo. A sua transmissão até ao provete é efectuada através de um veio actuador de secção transversal anelar.

As grandezas que é possível controlar directamente com o equipamento, encontram-se esquematicamente representadas na Figura 5.16, são elas: a força axial, F_z , o deslocamento vertical, ΔH , o momento torsor, T , a rotação de torsão, θ , a pressão na zona interior da câmara, p_i , a variação de volume no interior da câmara, ΔV_i , a pressão na zona exterior da câmara p_e , a variação de volume no exterior da câmara, ΔV_e , a contrapressão, cp , e a variação do fluído intersticial, ΔV .

Pelo interior do veio estabelece-se a ligação hidráulica entre a câmara triaxial e uma câmara situada em posição inferior. A área da secção do espaço livre na câmara inferior é igual à área da secção transversal exterior do veio, A_v . Deste modo, a variação do volume do veio situado no interior desta câmara causada pelo movimento do meio, é simétrica da variação de volume de água existente na câmara triaxial. O fluxo volumétrico da água no interior da câmara triaxial causado é, por este motivo, nulo, conseguindo-se a independência entre a pressão exterior de confinamento e a posição do veio (Bilé Serra, 1998) (Figura 5.17).

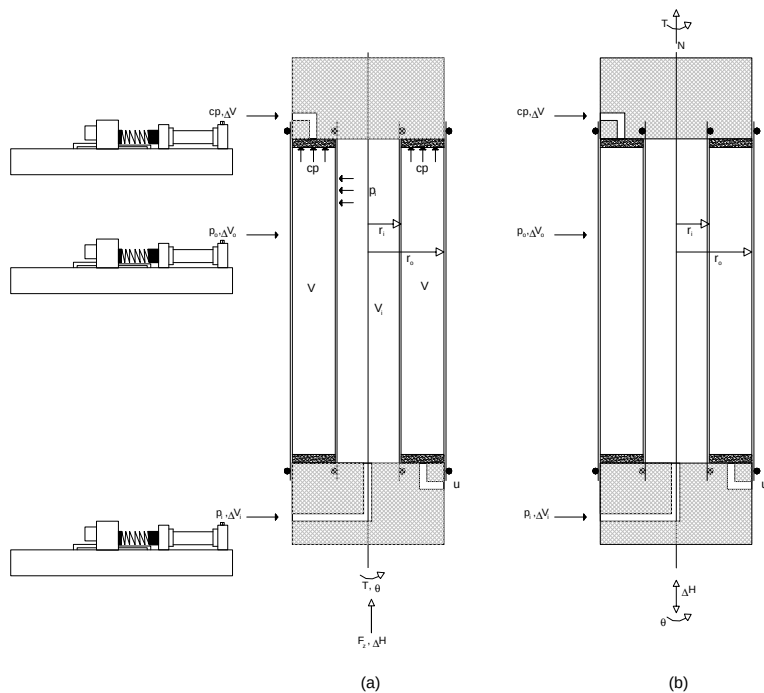


Figura 5.16 - Representação das grandezas controladas (a) e do sistema de medição (b)

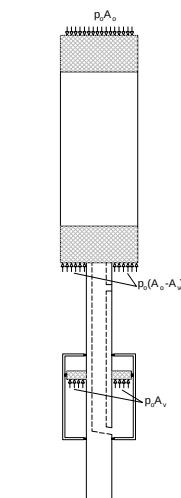


Figura 5.17 - Sistema de actuação da pressão na câmara sobre os extremos do provete (Bilé Serra, 1998)

No que se refere ao equilíbrio das forças verticais actuantes no provete, a pressão exercida sobre o veio pela água dearificada que preenche completamente a câmara inferior - pressão igual à instalada na câmara triaxial p_e - gera uma força vertical de intensidade $A_v p_e$. A amplitude desta força é igual à da força que se exerceria na circunferência de contacto entre o veio e o pedestal porta-provetes caso este contacto não ocorresse. Consegue-se deste modo reproduzir a condição de equilíbrio teórica prevalecente na ausência do veio.

A acção axial efectua-se alternativamente nos modos de deslocamento controlado, de tensão controlada, ou ainda de força controlada.

Quanto à acção de torção esta é realizada, alternativamente, com controlo de rotação de torção, de momento torsor ou de tensão nominal de corte em planos horizontais. No primeiro caso é imposta à base do pedestal porta-provetes uma rotação pré-estabelecida. No segundo modo de rotação de torção, efectua-se o servo-controle da rotação relativamente à leitura do momento torsor na célula mista referida. Finalmente, no terceiro modo a rotação é servo-controlada relativamente à tensão nominal de corte em planos horizontais em função dos raios correntes do provete.

Com o objectivo de controlar e medir as pressões e variações volumétricas são utilizados três controladores digitais com capacidade de 200cm^3 e um limite de pressão de 2MPa. As pressões de confinamento no volume exterior e interior da câmara triaxial são controladas de forma independente por dispositivos deste tipo. Um terceiro controlador regula, por sua vez, a contrapressão aplicada ao provete bem como o fluxo de fluido intersticial.

A medição de grandezas experimentais ao longo do ensaio é efectuada com recurso às placas de aquisição rápida de dados, com condicionador de sinais e um extenso conjunto de transdutores. Algumas das medições efectuam-se por meio de transdutores directamente implantados nos controladores (transdutores internos). Estão neste caso a medição da posição axial e da rotação do veio dos actuadores digitais e a medição da pressão em cada um dos controladores

(Figura 5.16). As restantes medições efectuam-se em transdutores externos colocados na proximidade do provete ou directamente sobre a sua fronteira. Encontram-se nesta circunstância as medições:

- da força axial, através da célula mista axial/torsional;
- do momento torsor através da célula mista axial/torsional;
- do deslocamento axial através de um *LVDT* colocado no exterior da câmara junto ao veio;
- da rotação de torção através de um *LVDT* colocado no exterior da câmara junto ao veio;
- da pressão intersticial através de um transdutor de pressão;
- da pressão na câmara através de um transdutor de pressão;
- da diferença entre p_e e p_i através de um transdutor de pressão diferencial líquido-líquido;
- da diferença entre p_e e a pressão intersticial através de um transdutor de pressão diferencial líquido-líquido;

5.5 Ensaaios edométricos

5.5.1 Ensaaios de consolidação

Foram realizados no edómetro de alta-pressão ensaios de consolidação sobre provetes obtidos de amostras indeformadas nas séries 3609, 3799 e 3868. Tratando-se de um material argiloso rijo e muito friável a sua preparação revelou ser uma operação particularmente delicada. Alguns dados relativos a estes ensaios estão indicados no Quadro 5.5.

O procedimento de ensaio seguiu as normas ASTM (D 4596 - 96, D 2435 - 96). Foi utilizada uma contrapressão de 10kPa de forma a acelerar o processo de substituição do ar por água e facilitar a saturação. A escolha deste valor de contrapressão relativamente reduzido visou minimizar as possíveis alterações da micro-estrutura do terreno e não provocar a expansão do solo, tal como recomendado para terrenos com potencial expansivo (Bultel, 2001). Antecedendo a fase de compressão, foi estimada a pressão de expansão impedindo a deformação vertical da amostra quando do afluxo de água à mesma.

Quadro 5.5 - Ensaaios de consolidação realizados no edómetro de alta pressão

amostra	origem	prof. (m)	G_s	antes do ensaio		depois do ensaio	
				e	$w(\%)$	e	$w(\%)$
3609e10	Amostrador	5	2,80	0,518	17,56	0,402	14,79
3799e11	S1	17	2,84	0,463	13,38	0,309	10,96
3866e15	S3	22,5	2,74	0,531	18,60	0,406	15,56

Curvas de compressão, índices de compressibilidade e recompressibilidade

As curvas de compressão obtidas nos ensaios estão representadas nas Figuras 5.18 a 5.20. A partir do seu traçado foram determinados os índices de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r . No primeiro ensaio foram testadas as configurações de alta pressão e de baixa pressão, tendo sido efectuado um ciclo de descarga e recarga para cada configuração. Nos restantes ensaios apenas foi utilizada a configuração de alta pressão.

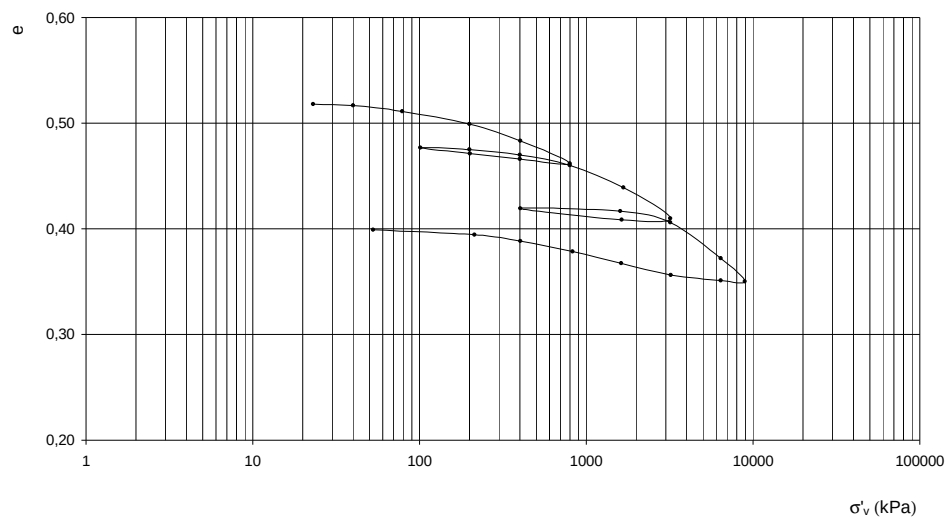


Figura 5.18 - Curva de compressão obtida no edômetro de alta capacidade (3609e10)

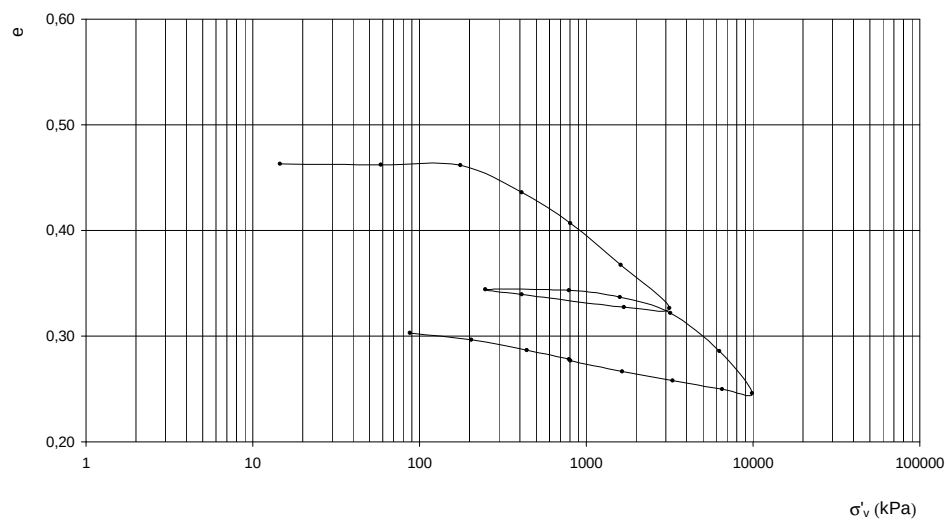


Figura 5.19 - Curva de compressão obtida no edômetro de alta capacidade (3799e11)

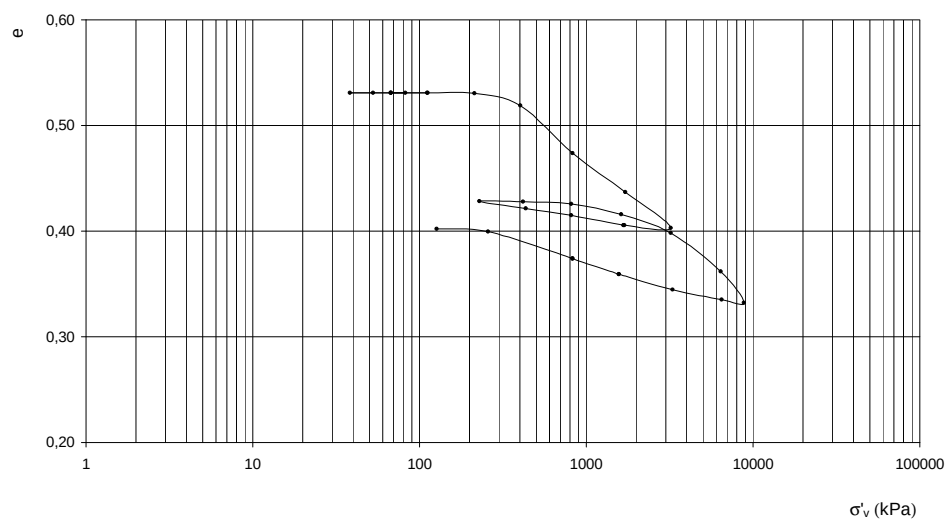


Figura 5.20 - Curva de compressão obtida no edômetro de alta capacidade (3866e15)

Para determinação da tensão de pré-consolidação, σ'_p , tal como efectuado por Marques (1998) para análise de ensaios em edómetros de alta pressão nas *Argilas dos Prazeres*, foi utilizado o método simplificado proposto por Josseume *et al.* (1991) (Figura 5.21). Este método que se baseia no esquema da formação de uma argila sobreconsolidada, admite as seguintes hipóteses: 1) a curva virgem da argila *in situ* confunde-se com a parte linear da curva de compressão obtida de um ensaio realizado num edómetro de alta capacidade; 2) o declive médio, C_s , da curva de descarga da argila *in situ* e o declive médio das curvas de descarga obtidas nos ensaios edométricos são iguais (hipótese de Rutledge). O índice de expansão, C_s , considera-se igual ao índice de recompressibilidade, C_r .

Nas condições referidas, σ'_p é definida pela intersecção *B* do prolongamento da parte linear da curva de compressão com a recta de declive C_s que passa pelo ponto *M* de coordenadas (σ'_{v0}, e_0) , sendo σ'_{v0} e e_0 a tensão efectiva e o índice de vazios *in situ*, respectivamente. No caso de um solo remexido o ponto *M* estará compreendido entre o ponto *A* de coordenadas (σ'_{v0}, e_i) , sendo e_i o índice de vazios do solo após a sua colocação na célula edométrica, e o ponto *D* de abcissa σ'_{v0} localizado sobre a curva de compressão. De facto *M* situa-se abaixo de *A*, porque a descompressão associada à amostragem se traduz por uma expansão do solo e situa-se acima de *D*, porque o índice de vazios e_D de um solo reconsolidado para as tensões efectivas *in situ* é inferior a e_0 . Por outro lado, se o solo for pouco alterado pode-se considerar que *M* e *D* se confundem. Nos ensaios realizados admitiu-se que as amostras se encontravam, pouco alteradas pelo processo de amostragem, e deste modo *A* e *M* se sobrepõem.

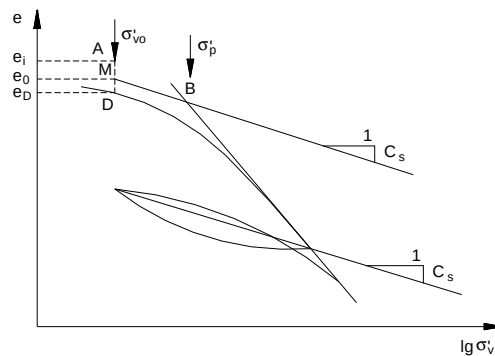


Figura 5.21 - Método simplificado para determinação de σ'_p (Josseume *et al.*, 1991)

Coeficiente de consolidação, c_v , e coeficiente de compressão secundária, C_α

A partir da evolução dos assentamentos com o tempo foi determinado o coeficiente de consolidação c_v , pelo método logarítmico. Esta curva permite também estimar o coeficiente de compressão secundária, C_α , que representa a evolução dos assentamentos após o fim da consolidação, pela seguinte expressão:

$$C_\alpha = \frac{\Delta h}{h} \frac{1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (5.2)$$

em que: h é a altura da amostra no fim da consolidação primária, t_1 o instante correspondente ao final da consolidação primária e t_2 um instante posterior.

Coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v , e coeficiente de permeabilidade, k

O coeficiente de compressibilidade volumétrica relaciona a variação do índice de vazios por unidade de acréscimo da tensão efectiva, em relação ao volume específico inicial, sendo calculado por:

$$m_v = \frac{\Delta e / \Delta \sigma'_v}{1 + e_0} \quad (5.3)$$

A determinação deste parâmetro permite estimar o coeficiente de permeabilidade, k , através da expressão de Terzaghi:

$$k = c_v m_v \gamma_w \quad (5.4)$$

No Quadro 5.6 apresentam-se os valores estimados para σ'_p , C_c , C_r e do grau de sobreconsolidação OCR (σ'_p / σ'_{v0}). Considerou-se o nível freático a uma profundidade de 7m (Geocontrolo, 1999). No mesmo quadro são indicados os valores dos parâmetros C_α , c_v , m_v e k , para o patamar de carga correspondente à tensão vertical *in situ*.

Quadro 5.6 - Resumo dos resultados dos ensaios edométricos

Amostra	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (kPa)	OCR	C_c	C_r	Valores para o escalão de carga correspondente à tensão efectiva <i>in situ</i>			
						C_α	c_v (m ² /ano)	m_v (kPa ⁻¹)	k (m/s)
3609e10	105	900	8,57	0,126	0,0116	0,006	6,044	4,77E-05	9,15x10 ⁻¹¹
3799e11	237	1400	5,90	0,209	0,022	0,016	1,67475	7,905E-05	4,20x10 ⁻¹¹
3866e15	277	920	3,32	0,187	0,024	0,001	3,385	4,043E-5	4,34x10 ⁻¹¹

Análise dos resultados. Estimativa do coeficiente de impulso em repouso

Os valores obtidos, para o grau de sobreconsolidação são típicos de terrenos sobreconsolidados e da ordem dos obtidos por Marques (1998) para as *Argilas dos Prazeres* (entre 5 e 7 para amostras recolhidas a profundidades entre 13 e 31m). Os valores de compressibilidade são, porém, substancialmente inferiores nas argilas da *Formação de Benfica*. Verifica-se que o material apresenta características expansivas.

Além da conhecida importância para os modelos constitutivos de estados críticos, o valor de OCR , constitui uma via para estimar o coeficiente de impulso em repouso K_0 , por meio de correlações empíricas, parâmetro de fundamental importância para a avaliação do comportamento estrutural de obras subterrâneas. No Quadro 5.7 mostram-se os valores de K_0 estimados pelas correlações indicadas. O valor considerado para o ângulo de atrito ($\phi' = 26^\circ$) foi obtido através de ensaios triaxiais que serão apresentados na próxima secção. Os valores indicados para I_p correspondem a valores da ordem dos médios para a série em questão.

Quadro 5.7 - Valores estimados para K_0 a partir dos resultados dos ensaios edométricos

amostra	prof. (m)	I_p (%)	$K_0(NC)^1$	$K_0(SC)^3$		$K_0(NC)^2$	$K_0(SC)^3$	
				$m=0,4$	$m=0,5$		$m=0,4$	$m=0,5$
3609e10	5	30	0,53	1,26	1,56	0,51	1,21	1,50
3799e11	17	30	0,53	1,09	1,30	0,51	1,04	1,24
3866e15	21	50	0,59	0,95	1,07	0,51	0,83	0,93

$$K_0(NC) = 0,19 + 0,233 \times \log_{10} I_p^1 \text{ (Alpan, 1967); } K_0(NC) = 0,95 - \sin \phi'^2 \text{ (Brooker e Ireland, 1965); } K_0(SC) = K_0(NC) \times OCR^m^3 \text{ (Schmidt, 1966)}$$

Os valores indicados para o coeficiente de impulso em repouso no estado sobreconsolidado $K_0(SC)$ situam-se na gama dos obtidos em ensaios com o pressiómetro auto-perfurador nesta formação no mesmo local na fase de reconhecimento geotécnico das obras de prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa (LNEC, 1999). Os valores de K_0 então obtidos foram de 1,6; 1,8 e 0,95, para profundidades de 15,7; 15 e 21m, respectivamente. No entanto, se se excluir o valor de K_0 referente à amostra recolhida aos 5m, resulta, pelas expressões anteriores uma média de $K_0 = 0,98$, (para $m=0,4$) ou de $K_0 = 1,14$ (para $m=0,5$); valores inferiores ao valor médio de $K_0 = 1,45$, obtido nos ensaios de campo.

5.5.2 Ensaio de expansão

Tendo as análises mineralógicas realizadas nos terrenos submetidos a ensaio nesta formação do Oligocénico de Lisboa revelado a presença de minerais expansivos, procedeu-se à realização de ensaios de expansão para estes materiais de acordo com a norma ASTM (D 4546 – 96). Esta norma prevê a estimativa da tensão de expansão por três métodos distintos, tendo sido realizados ensaios de acordo com o método A (expansão livre) e com o método C (expansão a volume constante).

De acordo com o método A, a amostra é submetida a um breve ciclo de carga para a tensão efectiva *in situ* seguida de descarga, para eliminação dos efeitos da amostragem. Posteriormente é inundada sendo-lhe permitido expandir verticalmente sob a tensão mínima até à expansão primária se ter concluído. A amostra é então carregada até o seu índice de vazios inicial ser obtido para o qual se retira a tensão de expansão correspondente.

Pelo método C, a amostra é mantida a altura constante por ajuste na pressão vertical após a sua inundação depois de instalada a tensão vertical *in situ* estimada σ'_v . São em seguida aplicados incrementos de carga para impedir a expansão (para cada incremento a deformação não deve exceder 0,01mm). Um ensaio corrente de consolidação é em seguida efectuado. A perturbação do solo e o processo de ajuste das pressões verticais podem permitir a ocorrência de alguma expansão, que reduz a máxima pressão de expansão observada. Assim, de acordo com este método, a pressão de expansão obtida deve ser corrigida por um procedimento baseado na tensão de pré-consolidação. Esta correcção não foi efectuada nos ensaios que se apresentam porque foram realizados em edómetros correntes e não permitiram alcançar níveis de carga suficientes para definir o ramo virgem das curvas de compressão.

No Quadro 5.8 apresenta-se um resumo das características das amostras e os valores das tensões de expansão σ_s obtidos e nas Figuras 5.22 a 5.26 mostram-se as curvas representativas dos ensaios realizados.

Quadro 5.8 - Resumo dos ensaios de expansão

amostra	origem	prof. (m)	Método	G_s	antes do ensaio		depois do ensaio		σ_s (kPa)
					e	w(%)	e	w(%)	
3609e1	Amostrador	5	A	2,80	0,466	13,38	0,452	15,60	188
3609e3	Amostrador	5	C	2,81	0,503	16,22	0,502	17,33	185
3799e12	S1	17	A	2,84	0,501	15,98	0,501	18,22	400
3799e13	S1	17	C	2,84	0,496	14,62	0,506	18,00	200
3868e16	S3	21	A	2,75	0,572	17,52	0,575	21,30	56

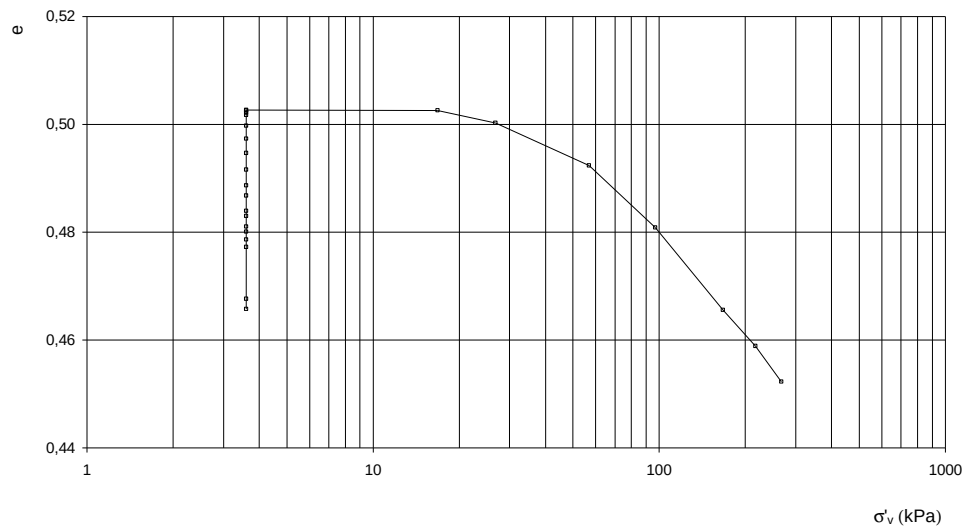


Figura 5.22 - Ensaio de expansão (3609e1)

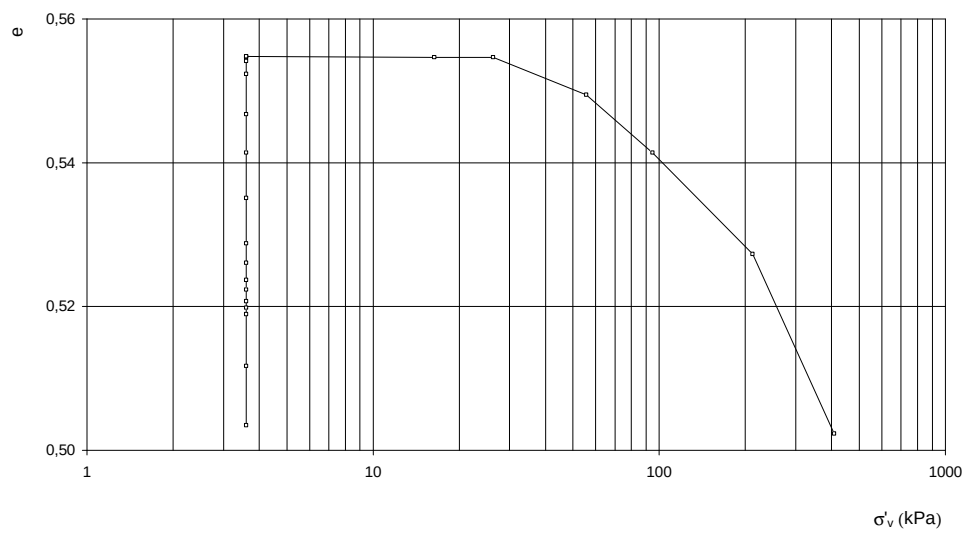


Figura 5.23 - Ensaio de expansão (3799e12)

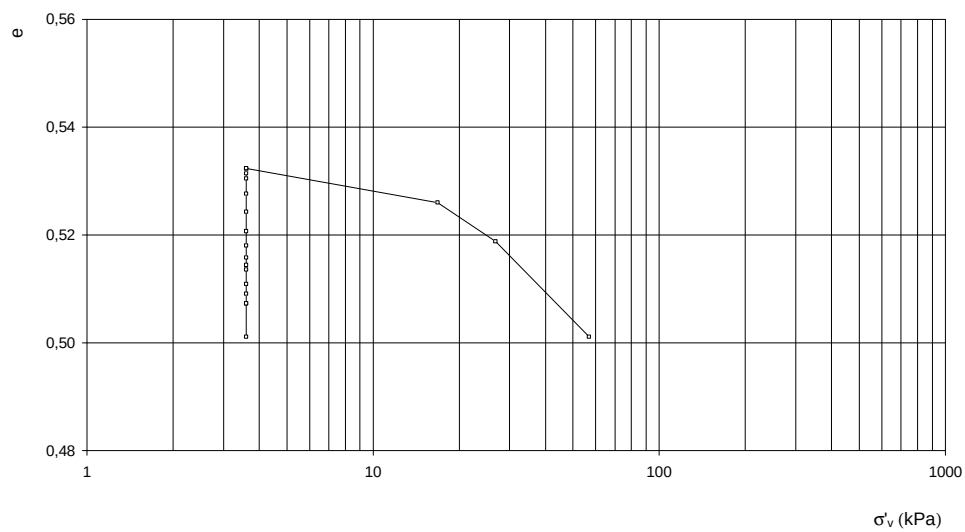


Figura 5.24 - Ensaio de expansão (3868e16)

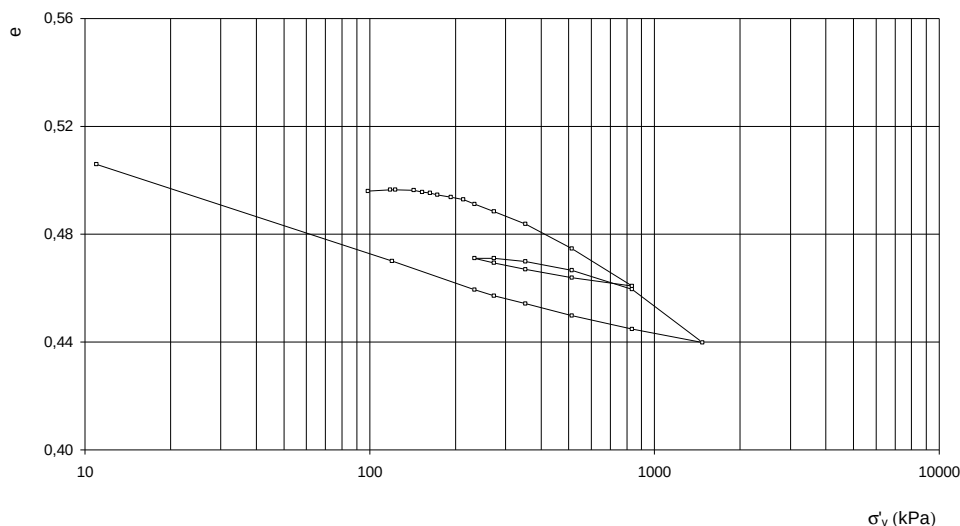


Figura 5.25 - Ensaio de expansão (3609e3)

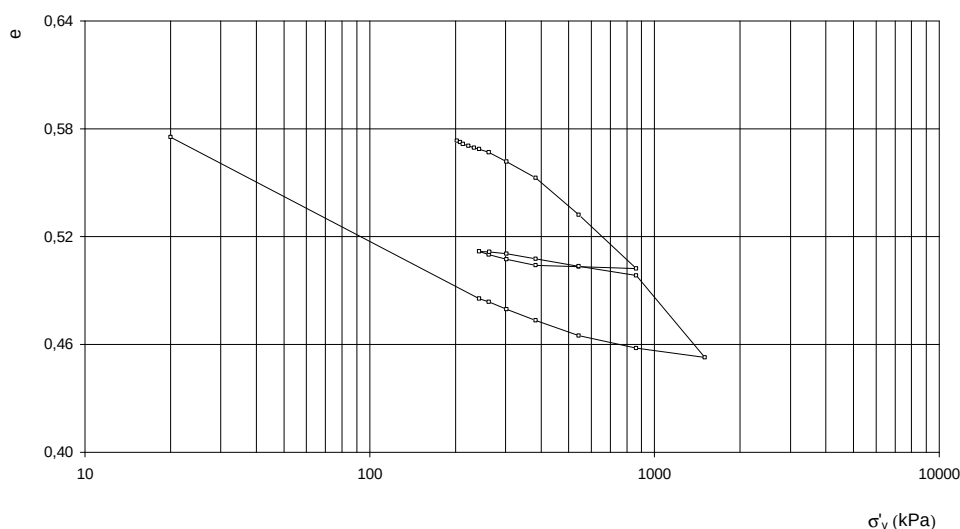


Figura 5.26 - Ensaio de expansão (3799e13)

Nos ensaios de consolidação apresentados anteriormente foram estimadas pressões de expansão valores de 50, 180 e 230kPa para as amostras 3609e10, 3799e11 e 3868e15, respectivamente. Na fase inicial do ensaio, após a inundação da amostra procedeu-se à aplicação de cargas tentando impedir a expansão da amostra, até se inverter a tendência no sentido da deformação. A pressão de expansão é a pressão correspondente a um assentamento de cerca de 0,01mm. Obteve-se assim um valor médio para todas as determinações da tensão de expansão σ_s de 186kPa.

5.6 Ensaios não drenados de corte triaxial convencionais e de fluência

5.6.1 Preparação das amostras e procedimentos de ensaio

A caracterização do comportamento das argilas sobreconsolidadas da *Formação de Benfica* englobou um conjunto de ensaios de corte triaxial de tipo consolidado não drenado, que em seguida se apresentam. A grandeza das tensões de consolidação foi estabelecida com base nos valores de OCR obtidos a partir dos ensaios edométricos. Tendo em conta os valores estimados para K_0 , optou-se por uma consolidação isotrópica. Apresentam-se resultados de ensaios submetidos a trajetórias convencionais e de fluência com e sem recurso a medições locais de deformações.

Em seguida são descritas as fases que precedem a realização da fase de corte destes ensaios: 1) preparação das amostras; 2) montagem; 3) circulação de água; 4) saturação; 5) consolidação.

Preparação e montagem das amostras

A preparação das amostras para ensaio foi realizada com grande precaução tentando-se minimizar as perturbações, a expansão e a alteração do estado de compacidade *in situ*. O comportamento extremamente friável e a ocorrência de planos de fraqueza e de fissuração, tornou-se um obstáculo à obtenção de amostras intactas, sendo frequentes as roturas por aquelas superfícies quando se procedeu à extracção a partir dos amostradores. Parte significativa das amostras ficou inutilizada não se conseguindo a montagem de provetes. Dadas as características expansivas do material e para evitar perdas de humidade significativas tentou-se limitar o intervalo de tempo que decorreu entre a retirada dos amostradores da câmara húmida e a colocação da membrana.

As amostras foram cortadas com uma altura de cerca de duas vezes o diâmetro. Os topos foram regularizados de modo a serem obtidas superfícies perpendiculares ao eixo.

Algumas fotografias obtidas no decorrer destas operações estão representadas na Figura 5.27.

Seguiu-se a colocação das placas porosas, que foram colocadas totalmente secas, da membrana envolvente à amostra e de dois *o rings* na base e no topo. Uma vez concluída a preparação das amostras efectuou-se a sua montagem no aparelho de corte triaxial. Após o fecho da câmara procedeu-se ao seu enchimento com água. Até essa altura as amostras ainda não tinham sido colocadas em contacto com a água.



Figura 5.27 - Pormenores da preparação das amostras para ensaios triaxiais

Circulação de água através da amostra

Dadas as características potencialmente expansivas do material e a fim de evitar uma alteração da sua micro-estrutura nesta fase, foi aplicada gradualmente uma tensão de confinamento de 200kPa (valor estabelecido com base nos resultados dos ensaios de expansão), linearmente ao longo de 1 hora. Iniciou-se, no final, a circulação de água através da base da amostra a uma pressão de 10kPa. Este procedimento implicou que, na prática, uma vez colocada em presença da água a amostra não ficou submetida a uma tensão efectiva inferior à tensão de expansão, no decurso de todo o ensaio.

Outros autores têm também tido a preocupação de limitar as alterações da micro-estrutura nas fases que precedem o corte em ensaios triaxiais em terrenos expansivos. Barla (1999) e Lo Presti *et al.* (1998) adoptaram um procedimento segundo o qual, foram aplicadas automaticamente pressões pelo sistema de actuação de modo a impedir em cada instante variações de volume acima de um determinado limite, com base em deformações axiais e radiais medidas localmente. As tensões que contrariaram a tendência para a ocorrência de deformações resultantes do afluxo de água à amostra forneceram uma estimativa da tensão de expansão nas direcções radial e axial.

O processo de circulação de água através das amostras desenrolou-se seguidamente pelo aumento simultâneo, a uma velocidade reduzida, da contrapressão e da pressão na câmara em 40kPa. Nos casos em que se verificou alguma dificuldade em fazer circular água através da amostra, foram aplicadas ligeiras sucções por meio de um controlador de pressão/volume ligado ao topo do provete, inicialmente de -5kPa e depois de -10kPa. Após a aplicação destas duas fases de sucção, mantendo a contrapressão através da base, verificou-se a ocorrência de um fluxo constante ao longo do tempo através das amostras, altura em que se fechou a válvula de drenagem no topo e se iniciou a saturação. O fluxo de água através das amostras permitiu efectuar algumas estimativas da permeabilidade, como se mostra em seguida.

Saturação

A fase de saturação é caracterizada por um aumento da pressão da água na amostra visando a eliminação do ar que ocupa os vazios do terreno, uma vez que a solubilidade do ar na água aumenta com o aumento da pressão que sobre ele actua. Pretende-se que a variação volumétrica imposta ao terreno seja assim apenas resultado da compressibilidade da água (geralmente desprezada) e das partículas sólidas do terreno. A saturação das amostras foi efectuada aumentando simultânea e gradualmente o valor da contrapressão e da pressão na câmara, a pequena taxa, em virtude da reduzida permeabilidade do solo (12kPa ou 15kPa por dia), de modo a permitir uma dissipação dos excessos de pressão neutra gerados. Em face da reduzida permeabilidade do material a fase de saturação mostrou ser bastante demorada, apesar de grande parte das amostras apresentarem no seu estado natural um grau de saturação inicial relativamente elevado.

A resposta do terreno no decurso desta fase foi controlada pela medição da pressão neutra no topo da amostra. A homogeneidade na distribuição de pressões neutras da amostra constitui também um indicador da qualidade de saturação das amostras. Na Figura 5.28 mostra-se a evolução da contrapressão e da pressão neutra no topo da amostra no ensaio 3857t1a, nas fases de circulação de água através da amostra e de saturação.

O grau de saturação foi controlado por meio do parâmetro de pressões neutras B (Skempton, 1954), que relaciona o aumento da pressão neutra, Δu , em condições não drenadas na amostra provocado por um incremento isotrópico de tensão total $\Delta \sigma_c$, de acordo com a equação:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (5.5)$$

Os valores de B obtidos para cada ensaio de corte triaxial estão indicados nos Quadros 5.9 e 5.11 (secções 5.6.3 e 5.6.6), assim como outros elementos relativos aos ensaios. Correspondem a determinações ao fim de um intervalo de tempo médio de 15-30min, uma vez que se verificou na globalidade dos ensaios uma forte dependência do tempo na determinação deste parâmetro. Verificou-se, também, que os valores de B no final da saturação são frequentemente

inferiores a 100%, indicando que a rigidez da fase sólida não se pode desprezar quando comparada com a da fase fluida (Black e Lee, 1972).

Nos ensaios de fluência foram seguidos os mesmos procedimentos que nos ensaios de corte convencional, a preceder a fase de corte. No entanto, em parte dos ensaios, na fase de saturação foi também aplicada uma contrapressão no topo da amostra na fase final da saturação, inferior em 10kPa à aplicada na base, por meio de um controlador. Pretendeu-se, por um lado, acelerar a saturação das amostras e, por outro, evitar a acumulação de ar no topo da amostra, homogeneizando assim a saturação na totalidade da amostra.

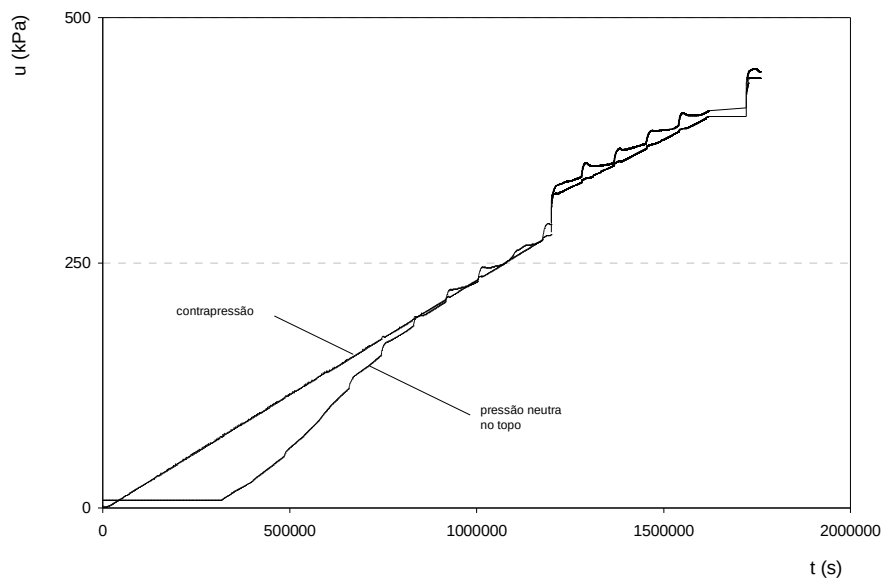


Figura 5.28 - Evolução da pressão neutra na amostra 3857tla na fase de saturação

Consolidação

Dado que a fase de saturação se realizou sob uma tensão efectiva isotrópica de 200kPa (aproximadamente a tensão de expansão), algumas amostras ficaram consolidadas no fim desta etapa. Nas amostras em que se utilizaram medições locais de deformação procedeu-se ao transporte da câmara triaxial para a prensa de carregamento, tendo-se verificado uma ligeira perda de pressão, pelo que a tensão de consolidação foi nestes casos um pouco inferior. As restantes amostras foram consolidadas isotropicamente para os valores finais pretendidos a uma taxa reduzida de 15kPa/dia.

Nas amostras 3623tb, 3623tc e 3623td a consolidação foi efectuada por incrementos de 50kPa aplicados instantaneamente. No decurso de cada uma destas fases foram registadas as variações do volume de água através da base por meio de um controlador. Cada etapa foi concluída quando a variação de volume praticamente estabilizou. Para cada incremento foi definida uma curva de consolidação semelhante à obtida nos ensaios edométricos. Nestes casos foram estimados valores de permeabilidade a partir dos parâmetros de consolidação, como se mostra em seguida.

5.6.2 Determinações da permeabilidade nas fases de saturação e consolidação

Foram feitas estimativas da permeabilidade do terreno nas fases de circulação de água (quando se verifica a ocorrência de um fluxo aproximadamente constante através da amostra) e de consolidação de algumas amostras. Nas restantes, foi aplicado papel de filtro nas faces laterais para acelerar o processo de saturação o que alterou o modo de fluxo através da amostra e não permitiu esta análise.

Na fase de circulação de água a permeabilidade é estimada directamente pela expressão:

$$k = \frac{Vl}{t\Delta hA} \quad (5.6)$$

em que V é o volume de água expulso pela amostra ao longo de um determinado intervalo de tempo t , A é a área da secção transversal da amostra, l o seu comprimento de drenagem (neste caso a altura da amostra) e Δh o valor da carga hidráulica imposta.

Na Figura 5.29 mostra-se o fluxo de água ao longo do tempo através das amostras 3623. Com base nestes dados foi calculada a permeabilidade do terreno na direcção vertical. Os valores obtidos nesta série (para uma contrapressão de 50kPa e uma tensão de confinamento de 250kPa) foram de: $k = 1,7 \times 10^{-12}$, $k = 5,7 \times 10^{-12}$ e $k = 4,3 \times 10^{-12}$ m/s, para as amostras 3623ta, 3623tb e 3623tc, respectivamente.

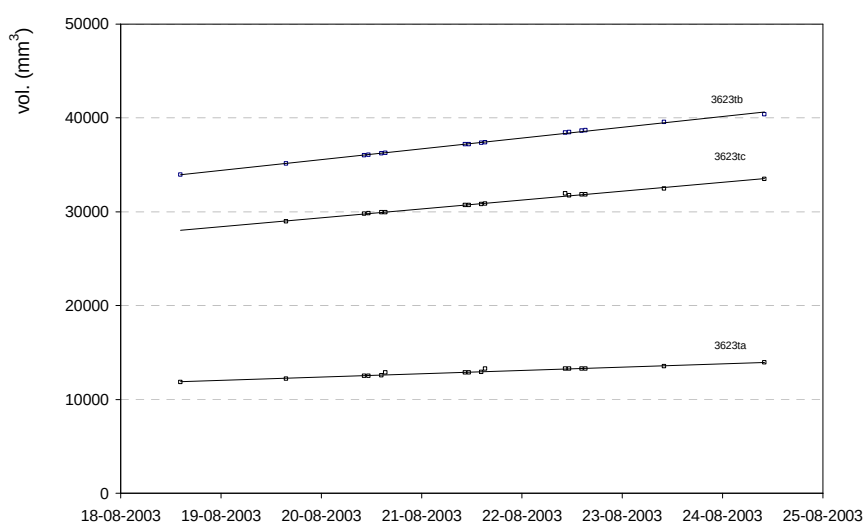


Figura 5.29 - Evolução do volume de água ao longo do tempo na fase de circulação (amostras 3623)

Na série 3859 foi feito o registo automático de todo o ensaio. Na Figura 5.30 mostra-se a evolução do volume de água ao longo das fases de circulação de água e de saturação da amostra indicada. Identifica-se um troço linear (antes do fecho da válvula de topo) e a fase de saturação, na qual a capacidade de a amostra absorver água é sucessivamente decrescente. Antes do fecho da válvula de topo é possível estimar o valor da permeabilidade do terreno na direcção vertical. Os valores obtidos nesta série foram de $k = 6,7 \times 10^{-11}$ e $k = 1,5 \times 10^{-11}$ m/s, para as amostras 3857ta e 3857tb, respectivamente.

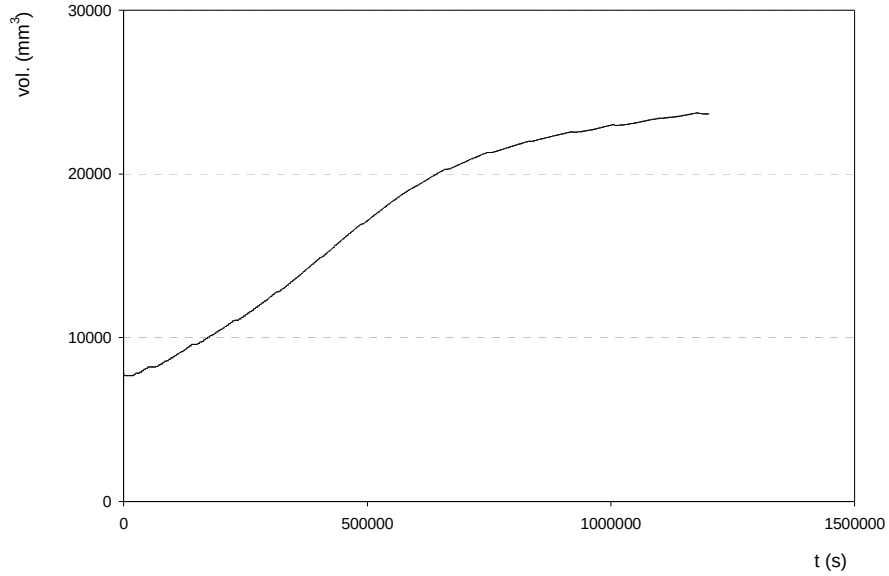


Figura 5.30 - Evolução do volume de água ao longo do tempo antes da fase de consolidação (amostra 3859tla)

A permeabilidade pode também ser estimada pela equação de consolidação. Assumindo a incompressibilidade do fluido e das partículas sólidas, a taxa de variação de volume no decurso da consolidação é dada pelo laplaciano da pressão nos poros:

$$\frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} = -\frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u \quad (5.7)$$

Para um material elástico e isotrópico, a deformação volumétrica ε_{vol} é dada como uma função da tensão efectiva média $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$:

$$\varepsilon_{vol} = \frac{p'}{K'} \quad (5.8)$$

onde K' é o módulo volumétrico drenado.

A relação entre a tensão efectiva média e a tensão efectiva vertical permite chegar à seguinte expressão:

$$p' = \frac{3K'}{4G + 3K'} \sigma'_v \quad (5.9)$$

Notando que o módulo edométrico $E_d = (4G + 3K') / 3$ e que a deformação vertical é igual à deformação volumétrica numa situação de carregamento edométrico, a equação anterior pode ser rescrita como:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_v = \frac{\sigma'_v}{E_d} = m_v \sigma'_v \quad (5.10)$$

onde ε_v é a deformação vertical e m_v é o índice de compressibilidade. Pelo princípio da tensão efectiva a equação 5.7 torna-se:

$$\begin{aligned}\frac{\partial}{\partial t} [p - u] &= -K' \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u \\ \frac{\partial}{\partial t} [\sigma_v - u] &= -E_d \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u\end{aligned}\quad (5.11)$$

A tensão total e a pressão nos poros tornam-se não acopladas assumindo que a tensão total permanece constante no decurso de todo o processo de consolidação, ou seja, $\partial p / \partial t = 0$. Como a drenagem das amostras se dá somente pelos topos, o escoamento ocorre apenas na direcção axial. Como consequência o operador laplaciano degenera na derivada na direcção axial, ou seja, $\nabla^2 u = \partial^2 u / \partial x^2$, onde x define a direcção axial. A equação anterior torna-se:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (5.12)$$

em que c_v é o coeficiente de consolidação. A permeabilidade pode agora ser determinada usando a equação:

$$\begin{aligned}k &= c_v \frac{\gamma_w}{K'} \quad (\text{para condição geral isotrópica}) \\ k &= c_v \frac{\gamma_w}{E_d} \quad (\text{para condição unidimensional})\end{aligned}\quad (5.13)$$

Procedeu-se à estimativa da permeabilidade pela expressão 5.13 para a condição geral isotrópica em três ensaios da série 3623. Foi usado o método logarítmico para determinar o coeficiente de consolidação. Nos patamares de carga até à tensão final de consolidação foram obtidos valores de permeabilidade variando entre $k = 1,02 \times 10^{-10}$ e $k = 7,25 \times 10^{-11}$ e $k = 7,74 \times 10^{-11}$ e $k = 1,90 \times 10^{-11}$, nas amostras 3623tb e 3623tc, respectivamente e $k = 3,80 \times 10^{-11}$ m/s na amostra 3623td. Os valores são da mesma ordem dos obtidos nos ensaios edométricos, sendo cerca de uma ordem de grandeza superiores aos obtidos na fase de circulação de água através da amostra, como seria de esperar uma vez que nesta fase as amostras já se encontram saturadas.

Na Figura 5.31 apresenta-se a variação da deformação volumétrica em função da tensão efectiva média de consolidação para cada incremento de tensão para os ensaios indicados. Cada valor da deformação volumétrica corresponde ao valor final nos patamares de carga onde se conseguiu identificar o fim da consolidação primária. A relação é aproximadamente linear indicando claramente que todo o carregamento imposto se localiza na zona de comportamento sobreconsolidado.

A representação da deformação volumétrica em função do logaritmo da tensão efectiva de consolidação (Figura 5.32) permite a obtenção do parâmetro κ dos modelos de estados críticos (capítulo 6). Os valores obtidos são de 0,017 e 0,0089, da ordem do valor de 0,0083, estimado a partir da média dos coeficientes de recompressibilidade dos ensaios edométricos (expressão 6.56).

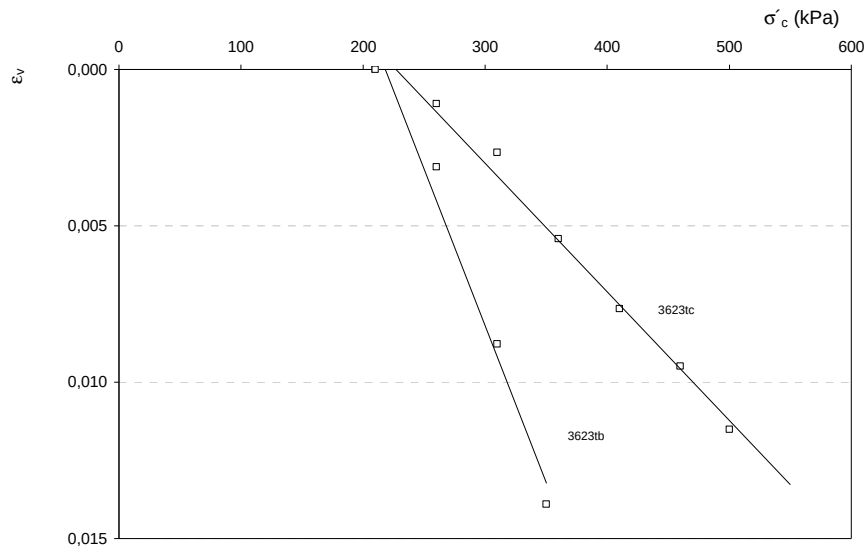


Figura 5.31 - Evolução da deformação volumétrica com a tensão de consolidação (ensaio 3623b e 3623c)

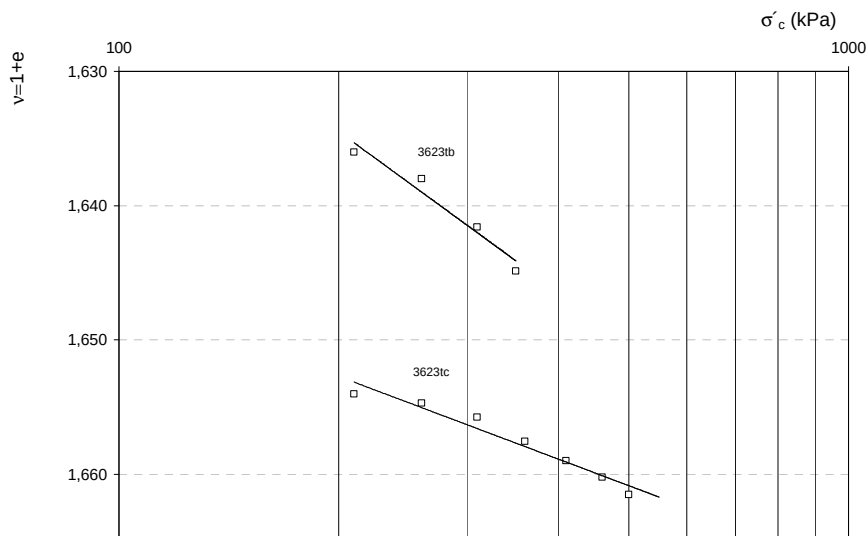


Figura 5.32 - Curva de compressibilidade isotrópica da amostra da amostra (ensaio 3623b e 3623c)

5.6.3 Apresentação de resultados dos ensaios de corte triaxial convencionais

Os ensaios de corte convencionais foram realizados a uma velocidade de deformação axial constante de 0,005mm/min, a que corresponde uma taxa de deformação axial $\dot{\varepsilon}_a \cong 5,1\%/dia$. A selecção desta velocidade de corte teve como referência valores utilizados no *Imperial College* para materiais de granulometria fina (Zdrakovic e Jardine, 1997). A taxa de deformação imposta teve também por base uma tentativa de uniformização das pressões neutras medidas no topo e na base da amostra ao longo de um primeiro ensaio de corte para teste do sistema. A minimização dos efeitos viscosos foi, também, um dos principais motivos para a selecção de uma velocidade de corte relativamente reduzida para estes ensaios, uma vez que os efeitos da taxa de deformação (*rate sensitivity*) nas propriedades de resistência e deformabilidade das argilas em condições não drenadas, diminuem com a taxa de deformação, como foi já referido no capítulo 3 (Sheahan *et al.*, 1996).

No Quadro 5.9 apresenta-se um resumo de informações relativas aos ensaios de corte triaxial.

Quadro 5.9 - Dados relativos aos ensaios triaxiais de corte convencional

amostra	origem	$\Delta V/V_s$ (%)	$\Delta V/V_c$ (%)	σ'_c (kPa)	B (%)	cp (kPa)	e_i
3623ta	Amostrador	2,98	-	234	87,1	430	0,646
3626tb	Amostrador	6,35	-0,43	376	86,7	430	0,636
3859tla	S3	2,66	-	164	95	452	0,764
3626tc	Amostrador	4,76	-1,31	610	93,3	320	0,654
3868tb	S3	4,03	-1,43	434	83,3	593	0,452
3868tc	S3	4,66	-2,2	578	82,5	497	0,454

$\Delta V/V_s$ (%) variação de volume na fase de circulação de água e saturação da amostra

$\Delta V/V_c$ (%) variação de volume na fase de consolidação

5.6.3.1 Ensaios triaxiais convencionais

Mostram-se os resultados dos ensaios não drenados de corte triaxial convencionais das argilas da *Formação de Benfica*. Apresentam-se separadamente os referentes aos ensaios das amostras 3623 e 3859tla (primeira série) e das amostras 3868 (segunda série), dado que correspondem claramente a materiais diferentes em termos de resistência e deformabilidade. Na Figura 5.33 ilustram-se as trajectórias de tensão no espaço p' ($(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$)- q ($\sigma_1 - \sigma_3$), obtidas na primeira série. Na Figura 5.34 mostra-se a evolução do módulo de rigidez axial secante não drenado, E , na Figura 5.35 a evolução da tensão de corte, q , e na Figura 5.36 do excesso de pressões intersticiais, Δu , em função da extensão axial, ε_a (%), nas mesmas amostras. Nas Figuras 5.37 a 5.40, apresentam-se gráficos idênticos, para a segunda série. Todos os registos foram adquiridos com um intervalo de 10 segundos entre leituras consecutivas.

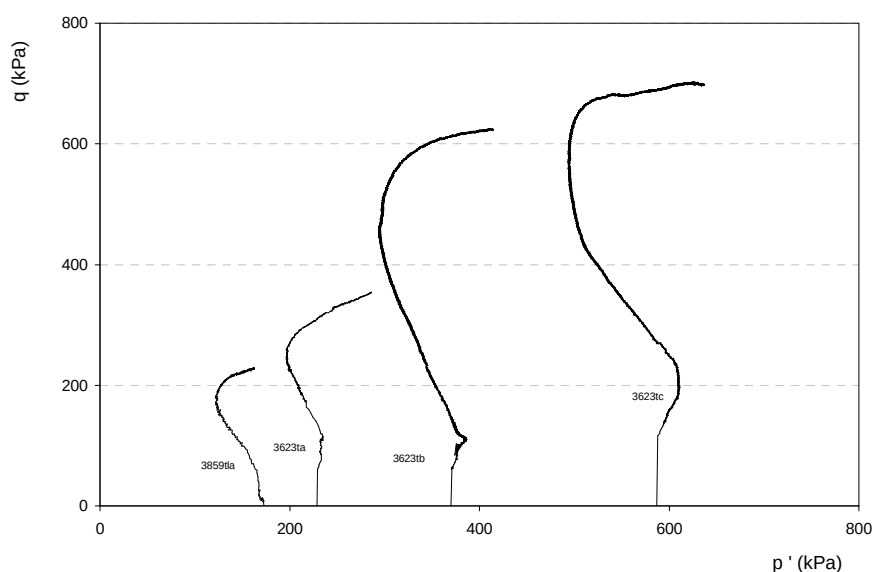


Figura 5.33 - Trajectórias de tensão no espaço p' - q (amostras 3623 e 3859tla)

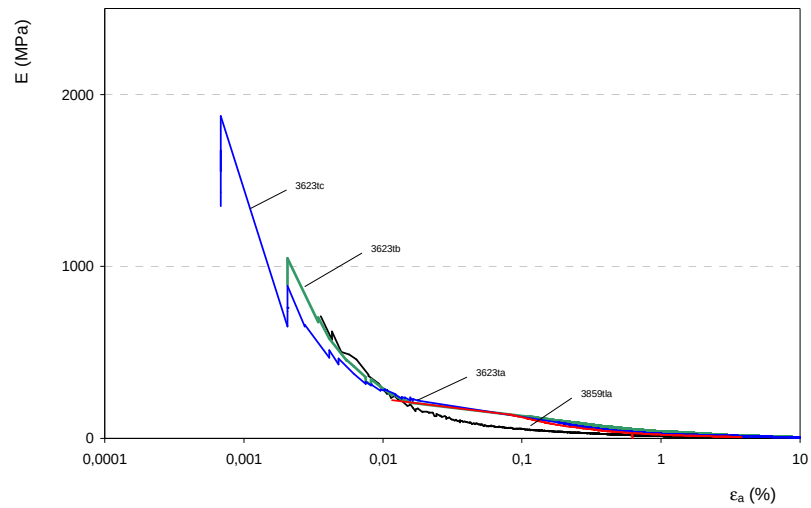


Figura 5.34 - Relações $E - \varepsilon_a (\%)$ (amostras 3623 e 3859tla)

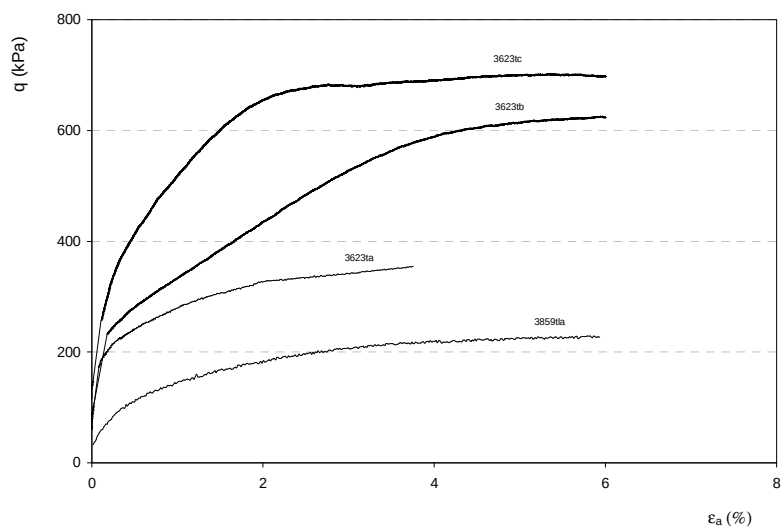


Figura 5.35 - Relações $q - \varepsilon_a (\%)$ (amostras 3623 e 3859tla)

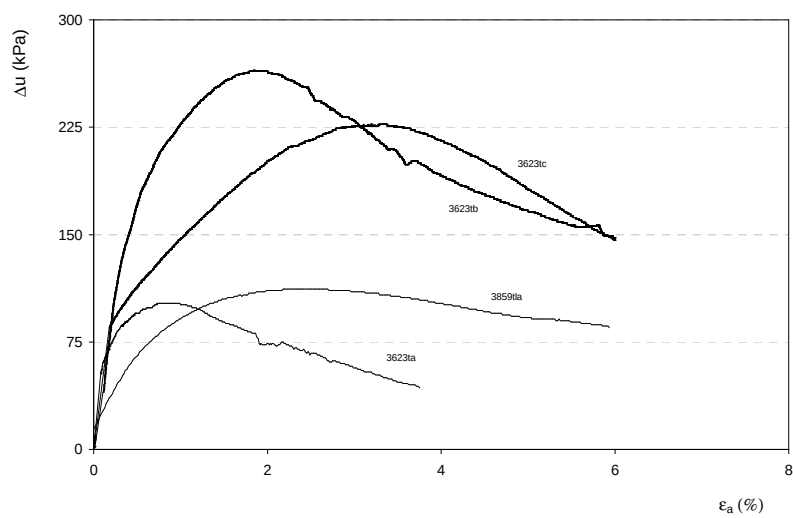


Figura 5.36 - Relações $\Delta u - \varepsilon_a (\%)$ (amostras 3623 e 3859tla)

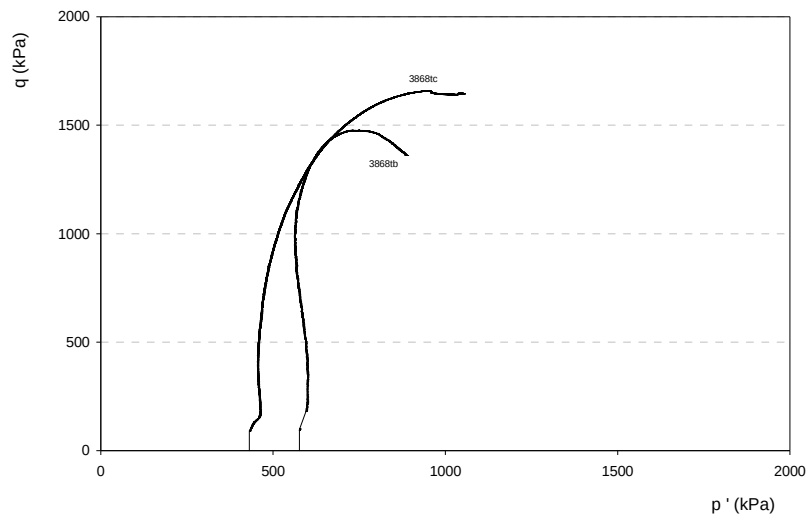


Figura 5.37 - Trajectórias de tensão no espaço p' - q (amostras 3868)

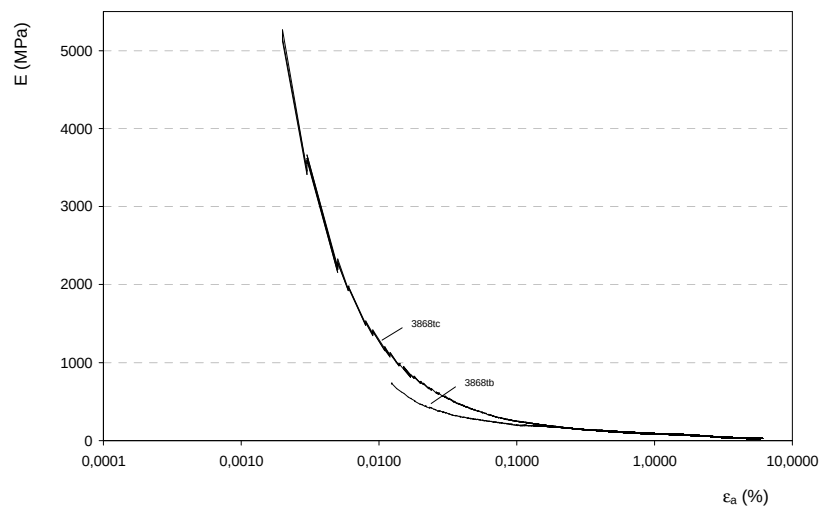


Figura 5.38 - Relações $E - \varepsilon_a$ (%) (amostras 3868)

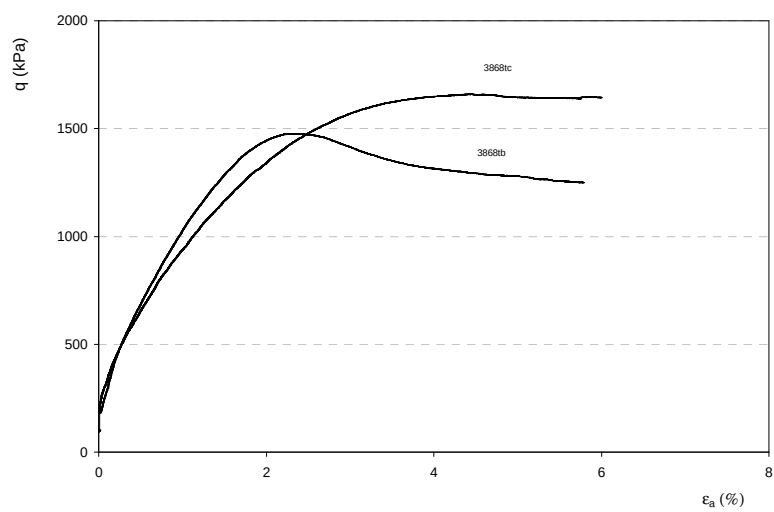


Figura 5.39 - Relações $q - \varepsilon_a$ (%) (amostras 3868)

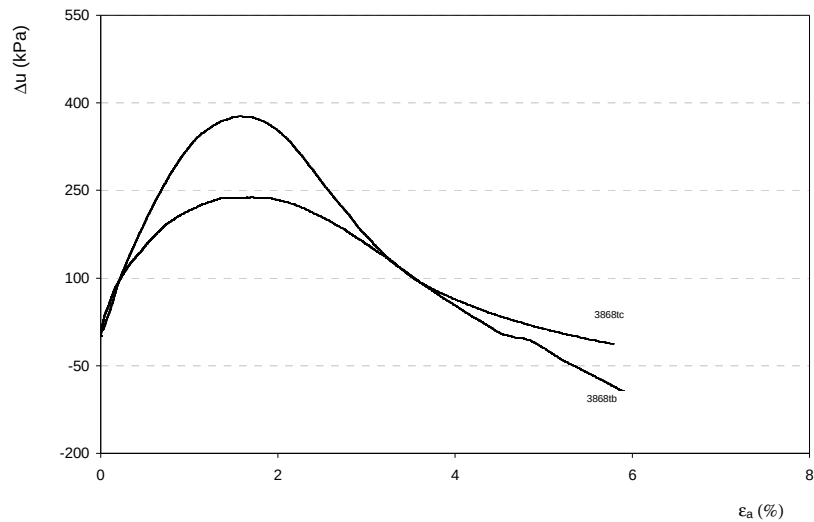


Figura 5.40 - Relações $\Delta u - \varepsilon_a (\%)$ (amostras 3868)

5.6.3.2 Ensaios triaxiais convencionais com medições locais de deformação

O ensaio 3859tla foi efectuado com sistemas de medição interna de carga e de deformação. Representam-se na Figura 5.41 as relações tensão-deformação obtidas com recurso aos dois modos de medição de deformação. Na Figura 5.42 comparam-se os módulos de deformabilidade determinados com recurso a medições externas e a medições locais sobre a amostra. Neste caso apresentam-se os módulos obtidos com as medições externas, a média dos dois transdutores locais e com o transdutor local axial 2. Verifica-se que a resposta nos dois transdutores axiais é significativamente diferente, o que se pode dever a heterogeneidades da amostra ou a pormenores da fixação destes dispositivos. Por outro lado, os módulos de deformabilidade obtidos por via dos registos com os *LVDTs* (da média ou do local axial 2) são bastante superiores aos calculados por meio de medições externas de deformação, especialmente na gama das pequenas deformações. Esta diferença diminui com o aumento do nível de deformação.

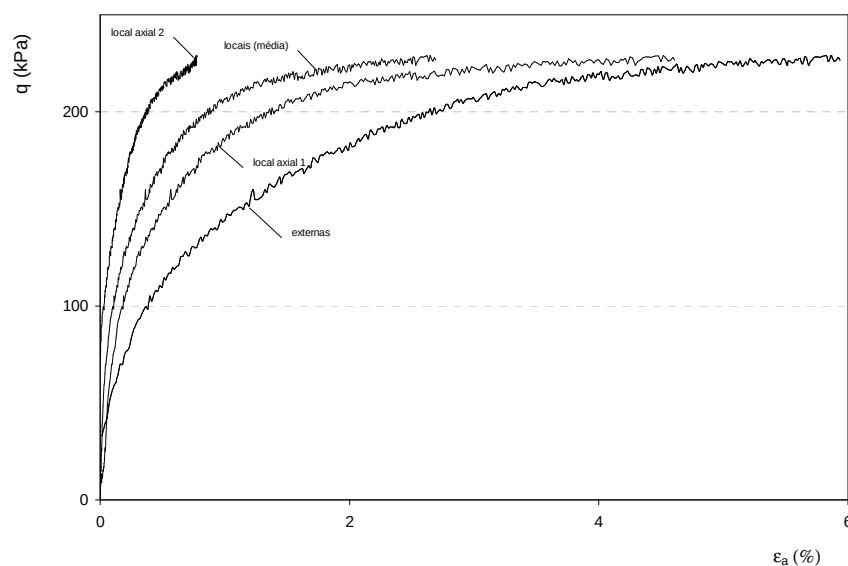


Figura 5.41 - Relações $q - \varepsilon_a (\%)$ para os diferentes dispositivos de medição da deformação axial (amostra 3859tla)

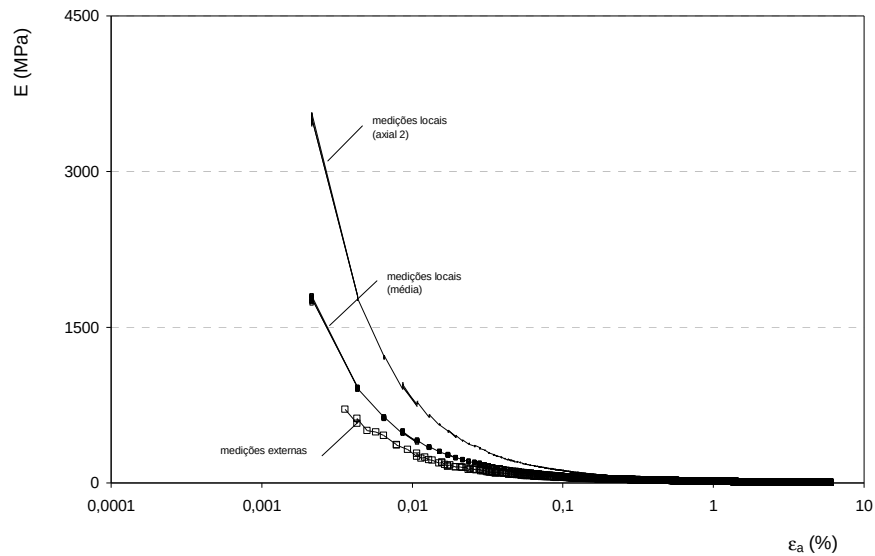


Figura 5.42 - Relações $E - \varepsilon_a (\%)$ com base em medições externas e locais (amostra 3859tla)

5.6.4 Análise dos resultados dos ensaios de corte triaxiais convencionais

Mostram-se na Figura 5.43 as superfícies de rotura obtidas nos quatro ensaios indicados. As amostras romperam segundo superfícies de corte bem definidas. As inclinações destas superfícies, nas três primeiras amostras são próximas de 30-32° com a horizontal. Na segunda série a rotura deu-se por superfícies sub-verticais com inclinações superiores a 60° (Figura 5.43d).

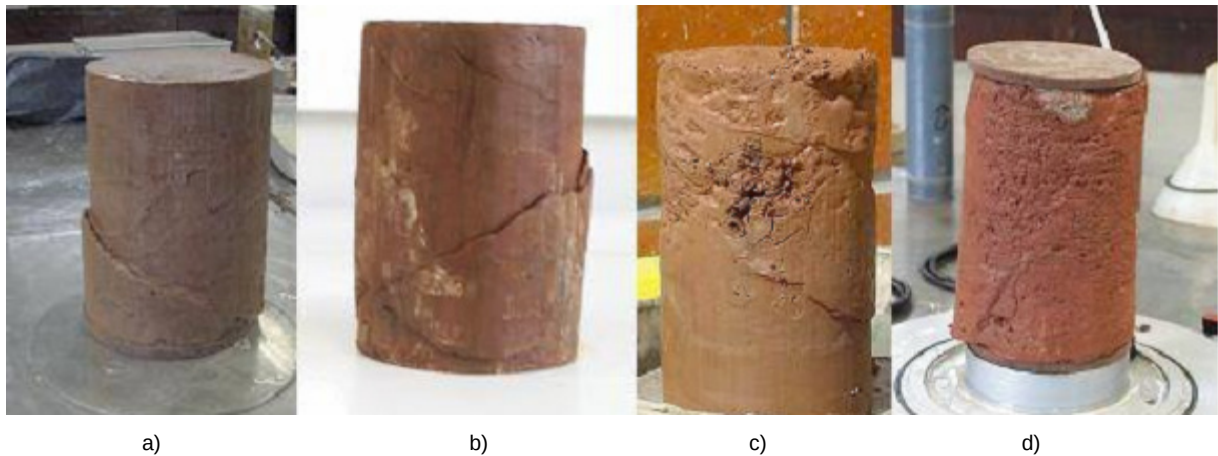


Figura 5.43 - Modos de rotura nos ensaios não drenados de corte triaxial a) amostra 3623ta, b) amostra 3623tb, c) amostra 3859tla e d) amostra 3868b)

No Quadro 5.10 apresenta-se um resumo de resultados dos ensaios. Os valores de rotura permitem obter a resistência não drenada, $c_u = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$, referindo-se ao instante em que a relação entre as tensões efectivas principais, σ'_1 / σ'_3 , é máxima.

Quadro 5.10- Resumo de resultados dos ensaios triaxiais não drenados convencionais

amostra	σ'_c (kPa)	t_{max} (kPa)	$E(0,01\%)$ (MPa)	$E(0,1\%)$ (MPa)	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	$\varepsilon_{af}(\%)$	A_f	c_u (kPa)	c_u/σ'_c
3623ta	234	177	223	45	3,6	1,51	0,43	145	0,62
3626tb	376	312	286	41	5,5	4,42	0,45	281	0,75
3626tc	610	349	284	52	3,3	2,85	0,48	331	0,54
3859tla	164	114	283 (389 [*])	54 (69 [*])	3,0	3,08	-	104	0,63
3868tb	434	830	1155	245	8,9	2,1	0,18	794	1,83
3868tc	578	738	724	197	9,0	1,71	0,29	685	1,18

$t_{max} = (\sigma_y - \sigma_x)_{max} / 2$; *valores obtidos com medições internas de deformação

As trajectórias de tensão obtidas nos ensaios são típicas de solos sobreconsolidados. Na primeira série identifica-se um comportamento inicial contractante, caracterizado por uma diminuição da tensão média efectiva p' , ao que se segue uma fase dilatante, onde a tendência para um aumento de volume se manifesta por uma diminuição na pressão intersticial. Na segunda série verifica-se a ocorrência de um troço de comportamento linear seguido por um comportamento dilatante, induzido pelo decurso do corte. Este comportamento é típico de solos fortemente sobreconsolidados. Nesta última série foram produzidos excessos de pressões neutras negativos.

A resistência ao corte aumenta com a tensão efectiva média na primeira série. No espaço $s'-t$, os resultados obtidos nas primeiras amostras permitem definir uma envolvente de rotura caracterizada por uma coesão de 43kPa e um ângulo de atrito de 26°, em termos de tensões efectivas. Na segunda série o número de amostras ensaiadas não foi suficiente para a determinação daqueles parâmetros.

Em média os valores da deformação axial na rotura rondam os 2,6%.

As relações E/c_u situam-se na gama entre 858 a 2721, para valores de deformação axial de 0,01%, e entre 146 e 519 para deformações axiais de 0,1%. Estes últimos valores situam-se na gama dos valores propostos por Duncan e Buchgnani (1976) para os índices de plasticidade e graus de sobreconsolidação correspondentes.

Relações c_u/σ'_v típicas de solos sobreconsolidados podem ser obtidas por via da conhecida expressão de Jamiolkowski (1985):

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_{sc}}} \right) = (0,23 \pm 0,04) OCR^{0,8} \quad (5.14)$$

Na primeira série de ensaios, utilizando o valor de OCR de 5,9, obtém-se para a relação acima 0,79 (ou 1,12), próxima da média obtida nos ensaios, que é de 0,64. Porém, no caso da segunda série utilizando o valor de OCR correspondente, o valor obtido para a mesma relação é de 0,49 (ou de 0,70), significativamente inferior à relação obtida nos ensaios que é de 1,51. Esta diferença indicia algumas reservas no valor de OCR estimado por via do edómetro de alta pressão. Para a relação $(c_u/\sigma'_v)_{sc}$ indicada obter-se-ia um do grau de sobreconsolidação da ordem de 6, ou 10, a que corresponderiam tensões de pré-consolidação substancialmente superiores e mais consistentes com os valores de deformabilidade e resistência obtidos nesta série. E ainda, eventualmente, valores de K_0 superiores.

Aparentemente não se verifica um aumento da rigidez com a tensão efectiva de consolidação o que será devido a erros das medições externas para muito pequenas deformações. Os valores da rigidez para pequenos níveis de deformação obtidos por medições internas são substancialmente superiores aos registados por transdutores externos. Por outro

lado, a degradação da rigidez com o aumento da deformação é mais acentuada com este tipo de registos. Note-se que o valor do módulo de deformabilidade obtido por via dos *LVDTS* para deformações axiais da ordem de 0,002% (cerca de 1803MPa para a média dos dois transdutores) e é da ordem do registado nos ensaios *cross-hole* aos 17m, relacionado o módulo de rigidez G com o módulo de deformabilidade E pela expressão da teoria da elasticidade $E = 2G(1+\nu) = 2978\text{MPa}$, o que pode indicar a pouca perturbação induzida nas amostras nas fases que precedem o corte.

5.6.5 Selecção das trajectórias de tensão e procedimentos de ensaio nos ensaios triaxiais de fluência

No decorrer da escavação de um túnel profundo num meio linear elástico e isotrópico caracterizado por $K_0 = 1$ em condições de deformação plana, não há alteração das tensões médias octaédricas ocorrendo trajectórias de corte puro em extensão e compressão, no tecto e no hasteal, respectivamente. Em ensaios triaxiais com trajectórias convencionais o corte das amostras efectua-se sem que se alterem as tensões horizontais, produzindo uma modificação da tensão média igual a um terço do incremento da tensão distorcional, não representando as trajectórias obtidas em pontos em redor de um túnel nas condições referidas. Com um ajuste contínuo da tensão horizontal é possível que no aparelho de corte triaxial tais trajectórias sejam seguidas. Tendo-se assumido que $K_0 = 1$ no terreno em questão, foram seguidas para os ensaios triaxiais de fluência trajectórias de corte puro em compressão.

5.6.6 Apresentação de resultados dos ensaios de corte triaxial de fluência

Foram realizadas duas séries de ensaios triaxiais não drenados de fluência em amostras consolidadas isotropicamente a diferentes níveis de tensão. As amostras de solo foram submetidas ao corte por aumento progressivo da tensão distorcional, q , mantendo a tensão total média, p ($(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$), inalterada. A sequência de carregamento imposta alternou fases de acréscimo do nível de tensão distorcional de 30kPa ou 50kPa, na primeira série, e de 100kPa, na segunda série, impostas a uma velocidade de deformação de 0,05mm/min (considerada relativamente rápida), com fases de fluência de 24 horas de duração a q constante. O objectivo dos ensaios é o de avaliar a influência do nível de tensão distorcional na evolução das deformações ao longo do tempo. No decurso dos ensaios foram efectuados registos com intervalos de 10 segundos.

No Quadro 5.11 apresenta-se um resumo de informação referente aos ensaios de fluência realizados.

Quadro 5.11 - Dados relativos aos ensaios triaxiais de fluência

amostra	origem	$\Delta V/V_s$ (%)	$\Delta V/V_c$ (%)	σ'_c (kPa)	B (%)	cp (kPa)	e_i
3623td	Amostrador	3,39	-1,63	427	86	358	0,594
3857ta	S3	2,49	-	198	93,3	516	0,522
3859tlb	S3	3,40	-	163	96,6	511	0,727
3857tb	S3	3,39	-0,45	372	100	397	0,452
3857tc	S3	2,64	-0,13	592	100	313	0,454

5.6.6.1 Ensaios triaxiais de fluência

As trajectórias $p'-q$ obtidas na primeira série de ensaios não drenados de fluência mostram-se na Figura 5.44. Na Figura 5.45 apresenta-se a evolução da tensão distorcional q , em função da extensão axial ε_a (%) e nas Figuras 5.46 e 5.47 ilustra-se a evolução de ε_a (%) e de Δu no decurso do tempo, para os mesmos ensaios. Nas Figuras 5.48 a 5.51 mostram-se idênticas representações, para a segunda série de ensaios.

Verificou-se nalguns ensaios uma resposta pouco rígida para os patamares iniciais devido a um deficiente encosto do êmbolo ao topo da amostra. Em alguns ensaios (3857ta e 3859tlb), e com maior expressão em determinados patamares de carga, o sistema de actuação não conseguiu manter constante o nível de tensão de desvio, ocorrendo variações ao longo do tempo que não se podem considerar desprezáveis.

Com excepção do ensaio 3859tlb, em que foram utilizadas medições internas de deformação e o ensaio terminou antes da rotura, todos os ensaios foram conduzidos até às fases de fluência secundária ou terciária. Nos casos em que, decorrido o intervalo de fluência a taxa de deformação da amostra não diminuiu, optou-se por estender a duração destes patamares.

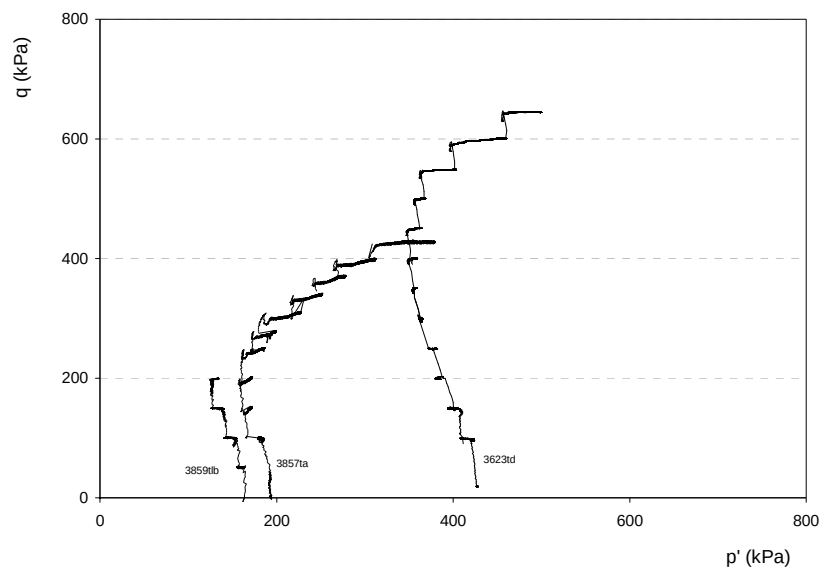


Figura 5.44 - Trajectórias de tensão no espaço p' - q no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3623td e 3857ta)

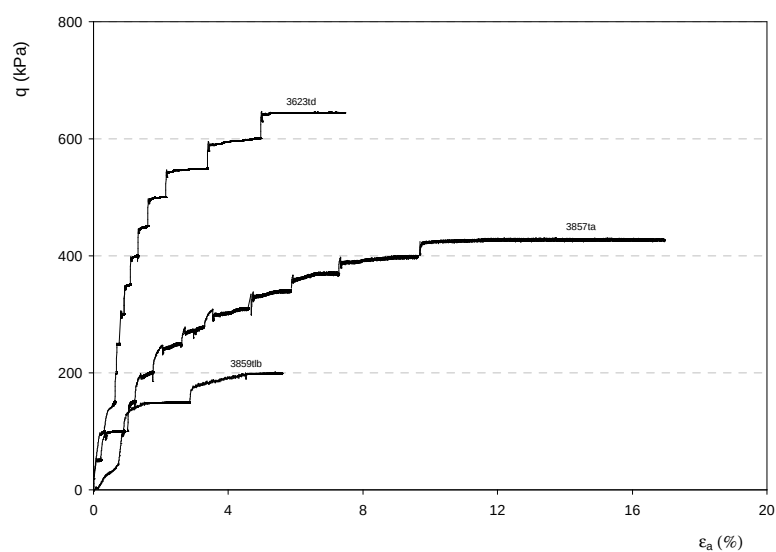


Figura 5.45 - Relações $q - \epsilon_a$ (%) no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3623td e 3857ta)

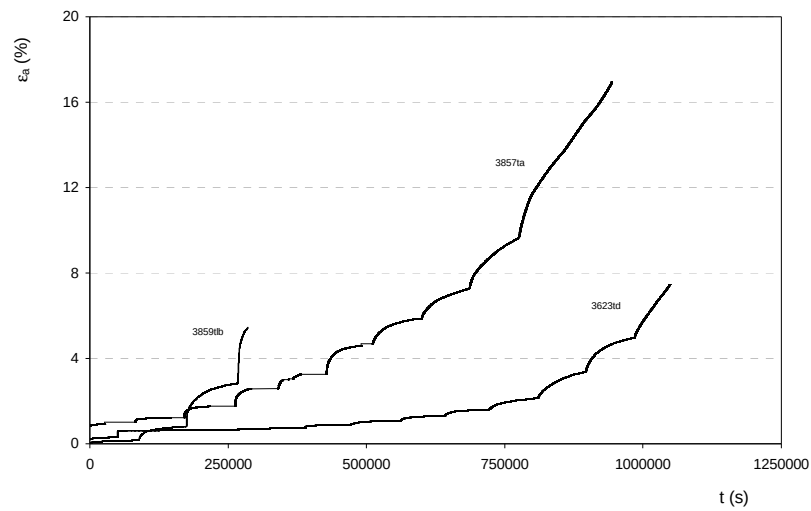


Figura 5.46 - Relações $\varepsilon_a(\%) - t$ no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3623td e 3857ta)

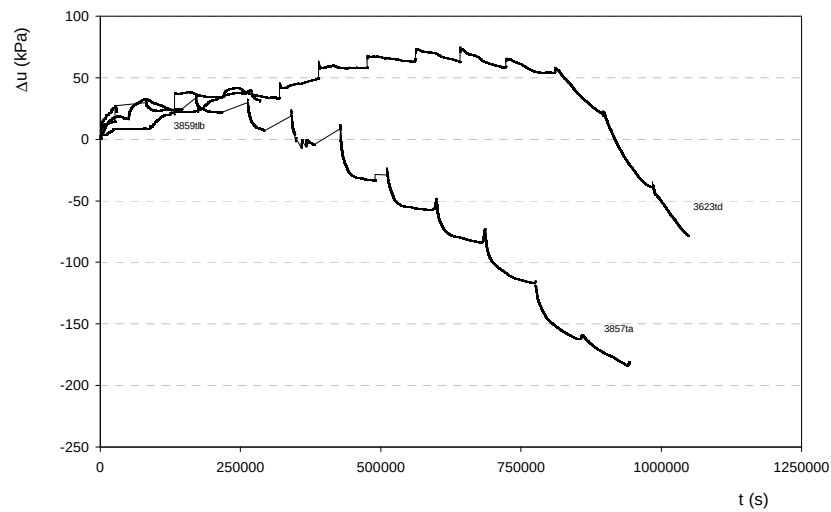


Figura 5.47 - Relações $\Delta u - t$ no decurso dos ensaios de fluência (3623td e 3857ta)

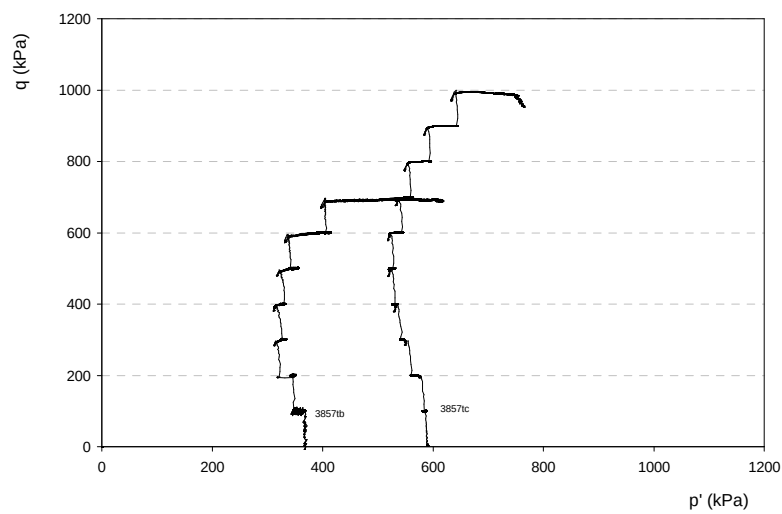


Figura 5.48 - Trajectórias de tensão no espaço $p'-q$ no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3857tb e 3857tc)

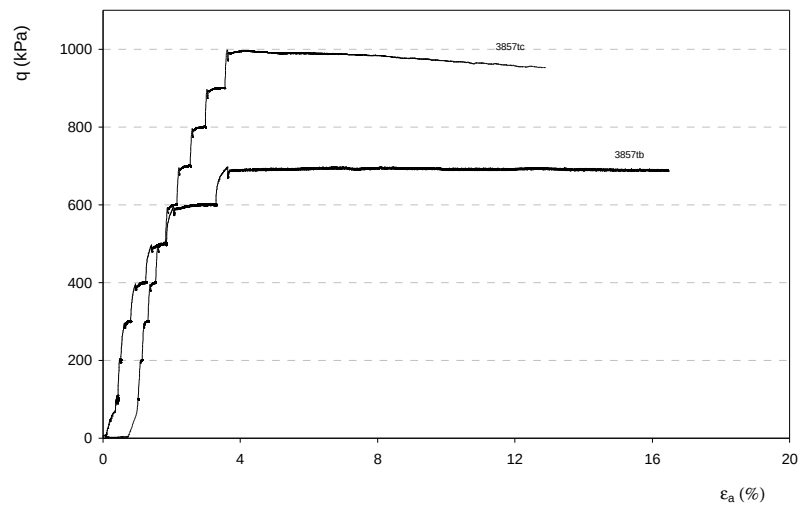


Figura 5.49 - Relações $q - \varepsilon_a$ (%) no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3857tb e 3857tc)

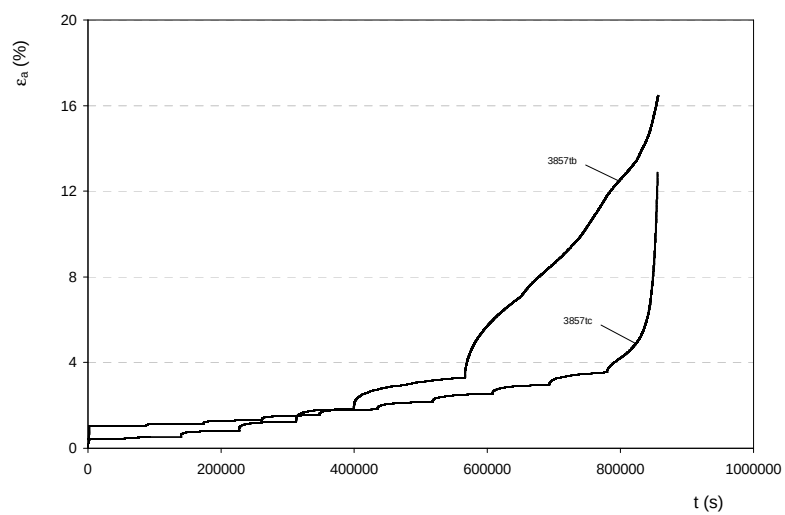


Figura 5.50 - Relações ε_a (%) - t no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3857tb e 3857tc)

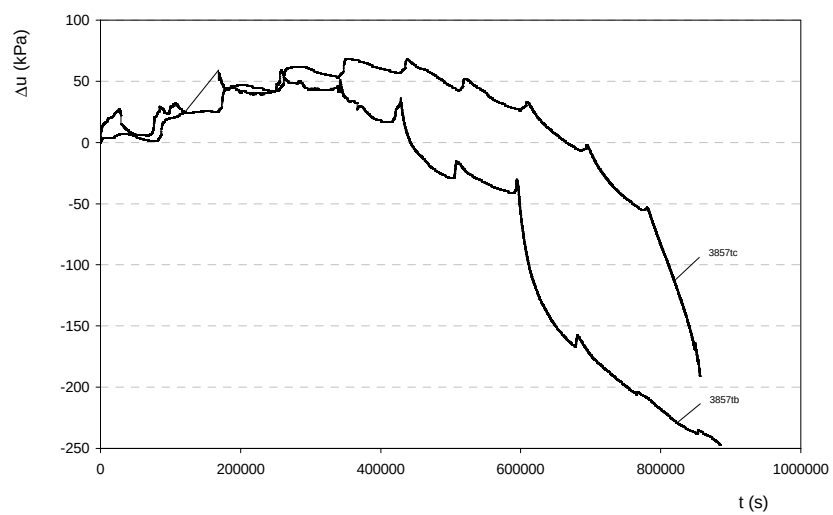


Figura 5.51 - Relações $\Delta u - t$ no decurso dos ensaios de fluência (amostras 3857tb e 3857tc)

5.6.6.2 Ensaios triaxiais de fluência com medições locais de deformação

Ilustra-se nas Figuras 5.52 e 5.53, para o ensaio 3857tb, a evolução ao longo do tempo da deformação nos três dispositivos de medição da deformação axial e nos três dispositivos de medição local de deformação, respectivamente. No primeiro caso verifica-se um nível de concordância muito satisfatório entre os dois sistemas de medição, sendo muito próximos os valores registados externamente com os valores registados no transdutor local axial 1. Por outro lado, as deformações radiais medidas localmente são consistentes com as medidas axialmente, isto é, como a variação volumétrica é nula a relação entre a deformação radial e a deformação axial é de $\varepsilon_r = -\varepsilon_a / 2$.

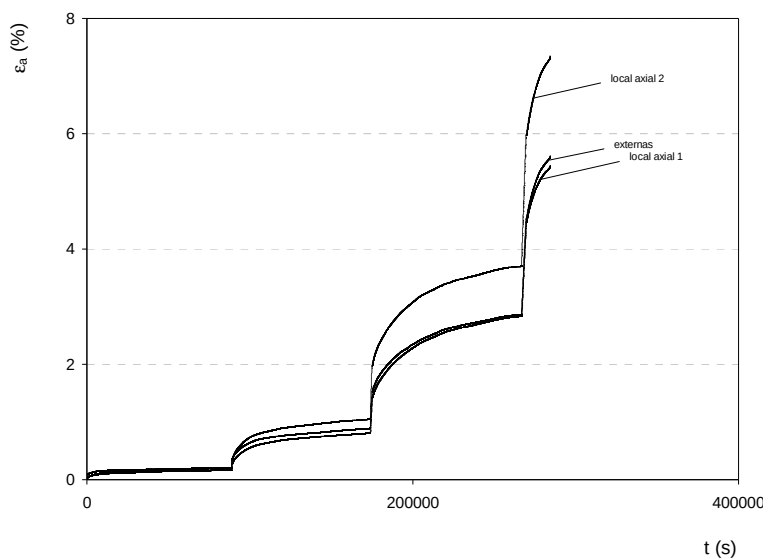


Figura 5.52 - Relações $\varepsilon_a(\%) - t$ no decurso do ensaio de fluência para os diferentes dispositivos de medição da deformação axial (amostra 3857tlb)

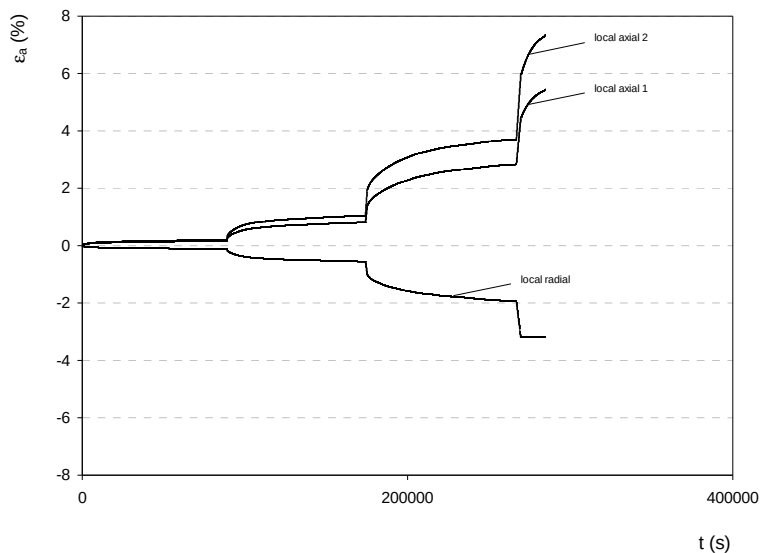


Figura 5.53 - Relações $\varepsilon_a(\%) - t$ no decurso do ensaio de fluência para os diferentes dispositivos de medição interna da deformação (amostra 3857tlb)

5.6.7 Análise dos resultados de corte triaxial de fluência

Como se pode observar, neste conjunto de ensaios, e tal como esperado, a deformação por fluência aumenta claramente com o nível de tensão distorcional q . Para os níveis inferiores de q , a evolução de ε_a com o tempo é pouco significativa e a taxa de deformação axial $\dot{\varepsilon}_a$, após os instantes iniciais, praticamente se anula. Para níveis superiores de q , a deformação axial começa a assumir uma expressão importante ao longo do tempo. Em alguns ensaios alcançou-se uma fase de fluência caracterizada por um aumento linear da deformação no decurso do tempo (taxa de deformação constante), sendo que nos restantes se verificou uma clara aceleração da taxa de deformação ao longo do tempo, levando a uma rotura por fluência do material. Observaram-se assim, três tipos de comportamento nos patamares de tensão distorcional constante: taxa de deformação axial decrescente, constante ou crescente, que reproduzem as fases de fluência primária, secundária e terciária, respectivamente.

A forma das trajectórias p' - q é idêntica à obtida nos ensaios de corte convencionais, típica de solos argilosos sobreconsolidados, isto é, no início do corte observa-se um comportamento contractante, até ao designado ponto de mudança de fase, ao que se segue um comportamento dilatante até à rotura. O aumento da tensão efectiva média p' , especialmente nos patamares de fluência de tensão de corte mais elevada, provocou um amolecimento do material bastante mais significativo do que o ocorrido nos ensaios a taxa de deformação constante. No entanto, estes ensaios foram conduzidos até níveis de deformação substancialmente superiores.

A análise da evolução das pressões neutras no decurso do tempo permite verificar que nos primeiros patamares de fluência se verifica um ligeiro acréscimo da pressão neutra ao longo do tempo, a que corresponde uma diminuição da tensão efectiva média. Nas fases mais avançadas do ensaio p' aumenta significativamente ao longo do tempo resultado do desenvolvimento de incrementos negativos de pressões intersticiais. Assim, o tempo provoca neste tipo de argilas sobreconsolidadas uma relaxação de tensões em termos volumétricos devido a um acréscimo diferido de Δu , para os níveis mais baixos de q , tendo posteriormente um efeito de adensamento (aumento da tensão efectiva média p') devido a um efeito acentuado de dilatância e consequente decréscimo de Δu . Este comportamento foi já observado por outros autores (Tavenas *et al.*, 1978). Uma vez que todas as amostras foram submetidas ao corte puro, todos os excessos de pressões nos poros foram induzidos pelas tensões de corte impostas, ou seja, nenhuma porção do excesso de pressões neutras foi desenvolvida devido a alterações na tensão média. Além do efeito da dilatância também o comportamento anisotrópico do material pode induzir excessos de pressão intersticial.

Outra conclusão importante retira-se da análise das Figuras 5.45 e 5.49, onde se pode observar uma forte dependência da magnitude das deformações de fluência relativamente à tensão média de consolidação para o mesmo patamar de carga. Efectivamente, as amostras consolidadas a níveis de tensão inferior exibem deformações superiores para o mesmo nível de q . A mesma tendência se verifica no amolecimento para um determinado patamar.

Constata-se da análise dos resultados dos ensaios a elevada rigidez na resposta do material (incluindo os níveis mais elevados de tensão de corte), no carregamento após a realização de patamares de fluência. Este comportamento de alteração da rigidez devido a alterações súbitas na taxa de deformação foi já observado por muitos investigadores e referido na secção 3.4.5 é típico de geomateriais.

Utilizando igualmente o critério da relação máxima entre as tensões efectivas principais mostra-se na Figura 5.54 as relações entre $s'-t$, incluindo agora os ensaios de fluência (com excepção do ensaio 3859tlb em que não se terá alcançado esta fase). Em termos de resistência ao corte não se observam diferenças significativas na série de ensaios de fluência e os ensaios realizados a taxa de deformação constante. Pode-se assim concluir que o comportamento do

terreno é essencialmente controlado pelo nível de tensão e não pelo nível de deformação. Usando o conjunto dos ensaios de corte triaxial foram obtidos para os parâmetros de resistência do modelo de Mohr-Coulomb: 28,2°, para ângulo de atrito, e 21,5kPa para a coesão.

No Quadro 5.12 apresenta-se um resumo da informação obtida no conjunto dos ensaios de fluência. São indicados os módulos de deformabilidade no primeiro patamar de carga (excluindo o patamares onde se verificou um encosto deficiente do êmbolo que facilmente se identificam nas figuras), E_{ini} , e o módulo de deformabilidade no último patamar de carga antes da rotura, E_{fin} . É também indicada a taxa de deformação na fase de fluência secundária $\dot{\epsilon}_{af}$.

As relações $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ e c_u/σ'_{vc} , são da ordem das obtidas para os ensaios de corte convencionais e típicas de solos sobreconsolidados. No entanto, os módulos de deformabilidade E_{ini} são significativamente superiores aos obtidos nos ensaios de corte convencional. Note-se que os módulos indicados em alguns casos não se referem ao primeiro patamar de carga devido ao referido deficiente encosto do êmbolo. É de supor que a taxa de deformação imposta, superior à dos ensaios de corte convencional, tenha tido um efeito significativo na grandeza da constante referida. É também de salientar a rigidez muito elevada obtida no último patamar de carga, E_{fin} , mais elevada que a obtida inicialmente (com excepção do ensaio 3623td), portanto ocorridas já deformações muito significativas, denotando o efeito do aumento da tensão média no módulo de rigidez. A relação E_{fin}/E_{ini} é de 1,47, 1,40, 1,10 e 1,97, para os ensaios 3857ta, 3857tb, 3857tc e 3859tlb, respectivamente. Esta relação é tanto mais elevada quanto maior o amolecimento e consequente aumento da tensão efectiva média.

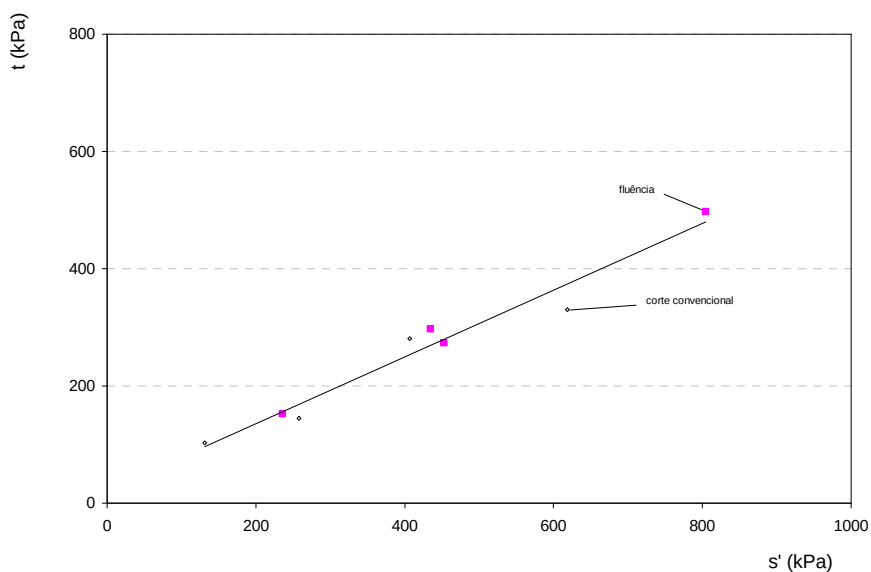


Figura 5.54 - Envoltória de rotura nos ensaios triaxiais convencionais e de fluência no espaço s' - t

Quadro 5.12 - Resumo de resultados dos ensaios triaxiais não drenados de fluência

Amostra	σ'_c (kPa)	t_{max} (kPa)	E_{ini} (MPa)	E_{fin} (MPa)	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	ϵ_{af} (%)	$\dot{\epsilon}_{af}$ (%/min)	c_u (kPa)	c_u/σ'_{vc}
3623td	427	325	680	624	4,03	2,17	$6,17 \times 10^{-4}$	273	0,64
3857ta	198	215	217	319	4,7	3,46	$1,31 \times 10^{-4}$	152	0,77
3857tb	372	325	952	1331	5,3	2,04	$4,87 \times 10^{-5}$	297	0,80
3857tc	592	500	2717	2982	4,2	3,63	$7,88 \times 10^{-3}$	497	0,81
3859tlb	163	198	190	374	2,1	4,52(5,22*)	-	99	0,61

Na Figura 5.55 mostra-se a relação do módulo de deformabilidade inicial E_{ini} com a tensão isotrópica de consolidação bem como um ajuste dos pontos representativos dos vários ensaios. Verifica-se que o ajuste obtido por uma relação de tipo exponencial, típica para geomateriais para as grandezas indicadas, é muito satisfatório o que pode indicar também o bom nível da qualidade dos registos efectuados. Esta tendência de aumento do módulo de deformabilidade com a tensão média clarifica as observações efectuadas em relação aos ensaios a taxa de deformação constante.

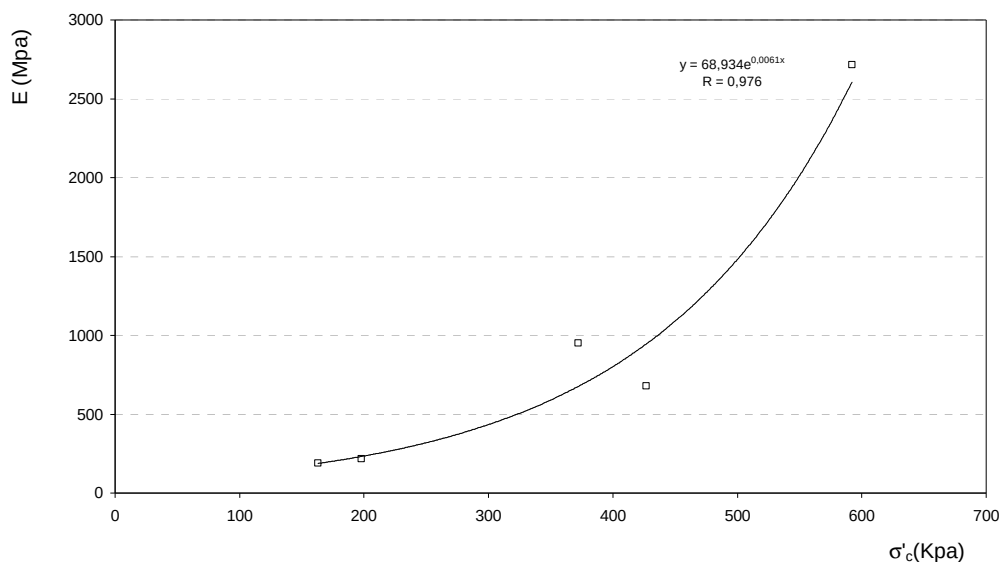


Figura 5.55 - Relação entre o módulo de deformabilidade E_{ini} e a tensão de confinamento isotrópica σ'_c

5.7 Ensaios não drenados de corte torsional

5.7.1 Selecção das trajectórias de tensão

As trajectórias de tensão em pontos localizados no tecto/soleira e hasteais no decurso da execução de um túnel, foram já apresentadas no Capítulo 2, para o caso de um túnel circular profundo num meio isotrópico, linear e elástico. Nas análises em estado plano de deformação as trajectórias envolvem a variação do nível de tensão distorcional, q , mantendo constante a tensão média, p , para o caso de $K_0 = 1$. Em ensaios triaxiais com controlo independente das tensões axial e radial, dentro dos limites impostos pelas grandezas controladas neste sistema de ensaio, podem ser aplicadas a uma determinada amostra este tipo de trajectórias de tensão, tal como foi efectuado nos ensaios anteriormente apresentados.

No decurso da construção de um túnel as trajectórias de tensão no terreno são na realidade mais complexas e de natureza tridimensional. O aparelho de corte torsional ao permitir controlar de forma independente quatro grandezas, possibilita uma melhor aproximação das trajectórias referidas. Não fazendo a análise recair sobre a inclinação do ângulo α (entre a tensão principal máxima e a vertical), que permite investigar a anisotropia do terreno, tema que se exclui do âmbito do presente trabalho, o aparelho de corte torsional permite ainda o controlo independente das três tensões principais. Tomando partido das potencialidades deste sistema de ensaio foram submetidas ao corte duas amostras cilíndricas ocas segundo trajectórias de tensão a que correspondem valores do ângulo de Lode diferentes dos correspondente aos planos triaxiais ($\pm \pi/6$). Estes ensaios visam obter uma melhor definição da função de cedência no plano deviatórico para efeitos de modelação numérica.

A relação entre as três tensões principais pode ser quantificada pelo parâmetro $b(=(\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3))$, como já se referiu em 5.4.3.1. Nas Figuras 5.56 e 5.57 mostra-se, para o tecto e os hasteais a evolução de b no decurso da escavação, para o caso do túnel mencionado para valores de K_0 de 0,6, 1 e 1,5. Como se verifica, este parâmetro, que permite quantificar a variação da tensão intermédia, pode variar no decurso da escavação entre os valores de 1 e 0, a que correspondem estados de compressão e de extensão triaxial, respectivamente. Assim, para $K_0=1,5$ e $K_0=1$, b é inicialmente unitário porque a tensão intermédia é igual à máxima. No decurso da escavação b vai diminuindo. Para $K_0=1$, a variação é igual em todos os pontos em redor do túnel, após a passagem da frente e fora da sua zona de influência, b toma o valor de 0,5. Para $K_0=1,5$ nos hasteais a tensão radial é igual à tensão máxima, pelo que a sua anulação do decurso da escavação provoca uma variação superior do parâmetro b . Para $K_0=0,6$ o comportamento é recíproco do anterior, isto é, a variação é superior no tecto.

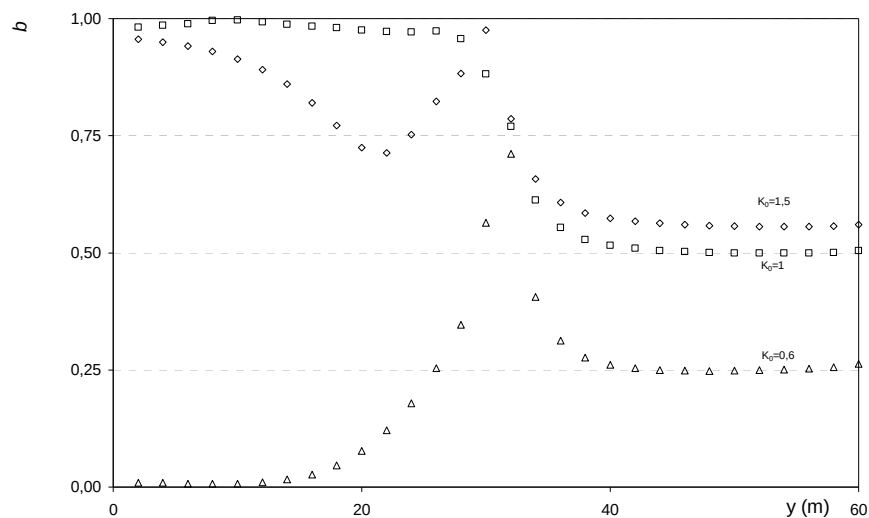


Figura 5.56 - Evolução do parâmetro b em função da distância à frente para três valores de K_0 (tecto/soleira)

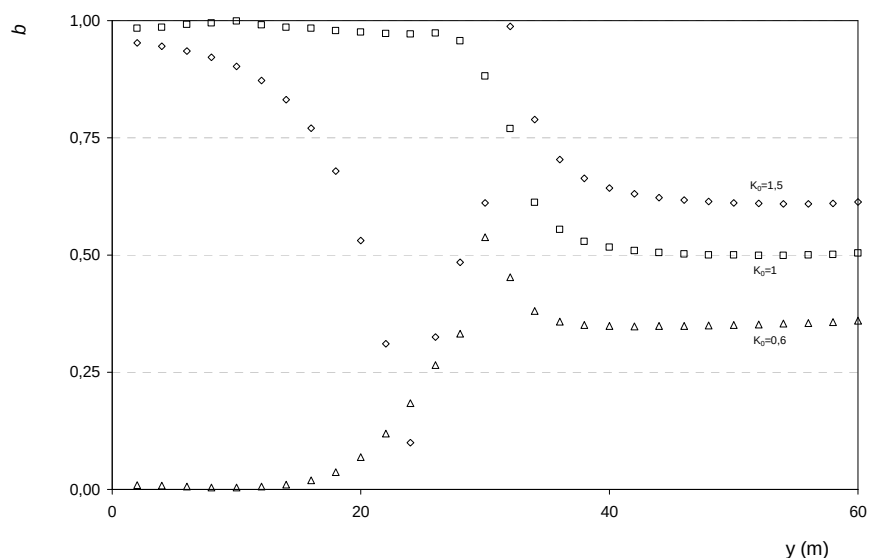


Figura 5.57 - Evolução do parâmetro b em função da distância à frente para três valores de K_0 (hasteais)

É importante notar também que, após a escavação e fora da zona de influência da frente, o parâmetro b é sempre diferente de 0 ou 1, valores correspondentes aos estados triaxiais de tensão. Pelo que, análises a longo prazo, fora da zona de influência da frente não podem na realidade ser bem aproximadas por estados triaxiais. No caso de $K_0=1$ e

para condições não-drenadas ($\nu \cong 0,5$), tem-se que $b=0,5$ após a escavação, valor a que corresponde, para as condições referidas, um estado plano de deformação.

No primeiro ensaio realizado foi seguida a designada trajectória de corte proporcional controlada por deformação. Neste tipo de trajectória as tensões normais actuantes no plano horizontal transversal à amostra, σ_r e σ_θ , mantêm-se constantes e iguais a p_i e p_e , sendo o corte imposto apenas por aplicação de um momento torsor. Como consequência do aumento da tensão de corte torsional $\tau_{z\theta}$, aumentam simultaneamente as tensões principais máxima e mínima. No decurso do corte o ângulo de Lode e parâmetro b variaram porque foi aplicada uma pequena força vertical F_z . Caso esta força fosse nula, ocorreria a situação em que $b=0,5$ a que corresponderia um ângulo de Lode de $\theta = 0^\circ$.

No segundo ensaio (controlado por tensão), o corte foi imposto tomando partido da independência entre as pressões externa e interna. A trajectória de corte, é igualmente caracterizada por aumento de q mantendo p constante para um ângulo de Lode θ de 15° . O ensaio foi realizado para um ângulo entre a tensão vertical máxima e a vertical α de 10° .

A fórmula de Cardano permite determinar as tensões principais em função do ângulo de Lode:

$$\sigma_i = p - \frac{2}{3} q \sin\left(\theta + (i-2)\frac{2}{3}\pi\right) \quad i = 1, 2, 3 \quad (5.15)$$

Pela definição de $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$ é então possível relacionar directamente este parâmetro com θ , de acordo com:

$$b = \frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{3} - 3 \tan \theta}{\sqrt{3} + \tan \theta} \right) \quad (5.16)$$

Ao ângulo de Lode referido corresponde assim a $b=0,317$.

Não-uniformidades da tensão e da deformação que ocorrem na amostra de cilindro oca como resultado da curvatura e restrições nos topos. Estas não uniformidades resultam também da diferença entre as pressões externa e interna. A selecção de uma geometria adequada (aproximar a relação entre o raio interno e externo da unidade) permite minimizar estas heterogeneidades (Hight *et al.*, 1983). As trajectórias de tensão seguidas e em particular os valores adoptados de α e b determinam a diferença entre a pressão interna p_i e externa p_e a impor a amostra. A selecção de um valor elevado de α limita a diferença entre as duas pressões referidas, no entanto a resposta pode ser afectada pela anisotropia do material. Reciprocamente um valor reduzido de α impõem uma maior diferença entre p_i e p_e , aumentando deste modo as heterogeneidades ao longo da espessura da amostra. Esta diferença de pressões influencia o nível de não uniformidades resultantes da curvatura dos topos fixos.

Partindo do pressuposto que o terreno é isotrópico, ou seja as propriedades materiais não variam com a direcção do carregamento imposto nem com a orientação da amostra, verifica-se que em termos de ensaio é mais vantajoso proceder inicialmente a uma rotação da tensão principal máxima o que permite tirar partido da torção e mais facilmente impor o corte à amostra. Por este motivo foi seleccionado para o segundo ensaio um valor de $\alpha=10^\circ$. Procedeu-se a uma rotação dos eixos principais de tensão efectuados para uma dada tensão de confinamento. Em seguida procedeu-se ao corte das amostras.

5.7.2 Preparação das amostras

Como facilmente se depreende a preparação de amostras cilíndricas ocas numa argila natural reveste-se de grandes dificuldades. Com efeito, executar, manter a integridade e minimizar a perturbação de uma amostra de cilindro oco de 2cm de espessura é uma tarefa especialmente difícil. Para a execução destas amostras recorreu-se ao apoio de um técnico especializado que utilizou um torno mecânico e um conjunto de ferramentas especialmente fabricadas para este efeito. Nas Figuras 5.58 e 5.59 mostra-se a sequência de operações adoptada para a realização destes ensaios. Esta sequência foi estabelecida após uma série de insucessos, nos quais, por motivos diversos não se conseguiu a execução de amostras.



Figura 5.58 - Cravação do amostrador metálico com o diâmetro correspondente ao diâmetro exterior final e realização do furo interior

A sequência de operações estabelecida para a execução das amostras cilíndricas ocas foi a seguinte:

- corte da amostra no tubo de porta-amostra de pvc e sua colocação no torno mecânico de eixo de rotação horizontal;
- realização de cortes no tubo de pvc e cravação de um amostrador de aço de parede delgada com o diâmetro final da amostra;
- colocação do amostrador no torno mecânico e furação do interior da amostra com o auxílio de brocas com diâmetros sucessivamente crescentes até obtenção do diâmetro interior definitivo, (ligeiramente superior ao diâmetro do pedestal porta-provetes);
- suporte provisório do interior do furo com um tubo plástico e extracção por pressão do amostrador de aço, com recurso a ferramentas especialmente concebidas para o efeito, e novamente com o apoio do torno;
- colocação da amostra no pedestal porta-provetes;

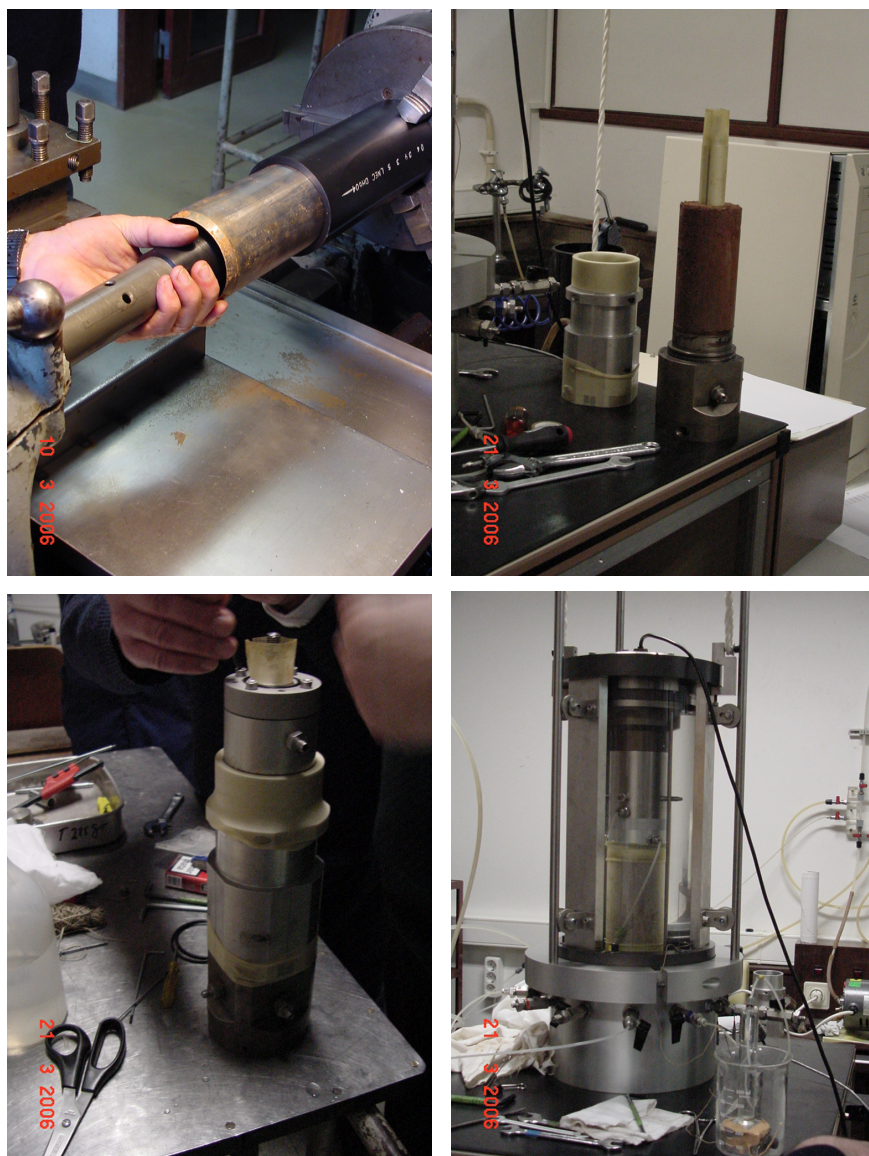


Figura 5.59 - Extração da amostra, sua colocação no pedestal porta-provetes e no sistema de corte torsional

5.7.3 Procedimentos de ensaio e apresentação dos resultados dos ensaios de corte torsional

Nas fases que antecederam o corte foram seguidos os mesmos procedimentos que nos ensaios de corte triaxial. A amostra foi saturada lentamente sob uma tensão efectiva constante e igual a 200kPa. A contrapressão aumentou 24kPa/dia até ao valor final.

No Quadro 5.11 apresenta-se um resumo de informação referente aos ensaios de de corte torsional.

Quadro 5.13 - Dados relativos aos ensaios torsionais de fluência

Amostra	origem	$\Delta V/V_c$ (%)	σ'_c (kPa)	B (%)	c_p (kPa)	e_i
3865tsa	S3	2,3	199,7	100	500,2	0,535
3865tsb	S3	5,9	201,5	100	443,5	0,475

As trajectórias de corte impostas no ensaio de corte torsional foram semelhantes às realizadas nos ensaios triaxiais de fluência, ou seja, níveis alternados de acréscimo da tensão deviatórica, mantendo a tensão média constante, a uma taxa relativamente rápida, com patamares de fluência a q constante, com duração de 24 horas ou superior. No primeiro

ensaio as grandezas experimentais p_e, p_i e F_z , mantiveram-se constantes no decurso de todo o ensaio. Tendo-se feito corresponder a velocidade de deformação axial imposta nas fases de corte nos ensaios triaxiais de 0,005mm/min, a uma velocidade de rotação de 0,002rad/min para aplicação do momento torsor T . No segundo ensaio, uma vez que foi um ensaio controlado por tensão, fez-se corresponder o tempo de duração de cada fase de carga ao tempo que decorreu em média no ensaio precedente (7 minutos).

A interpretação dos ensaios no aparelho de corte torsional é feita considerando a amostra como um elemento simples. O estado de tensão obtido em cada instante é convertido para o sistema de coordenadas cilíndricas com base nas expressões indicadas no Anexo I. Parte-se do pressuposto que o terreno é isotrópico, ou seja as propriedades materiais não variam com a direcção do carregamento imposto nem com a orientação da amostra.

Para o primeiro ensaio são representadas na Figura 5.60 as evoluções das tensões principais e na Figura 5.61 a evolução do ângulo de Lode θ e de b , em função da tensão de corte torsional $\tau_{z\theta}$. Para o segundo ensaio apresentam-se as evolução das tensões principais, das tensões σ_r , σ_θ e σ_z , das pressões interna e externa e de θ e b , igualmente em função de $\tau_{z\theta}$ (Figuras 5.62 a 5.65). Nas Figuras 5.66 e 5.67 ilustra-se a evolução da tensão de desvio q em função da rotação das amostras e a evolução destas últimas no decurso do tempo dos dois ensaios de fluência. Note-se que neste caso o invariante q é definido no espaço de tensão generalizado de acordo com a equação 6.4. As trajectórias de tensões p' - q são representadas na Figura 5.68.

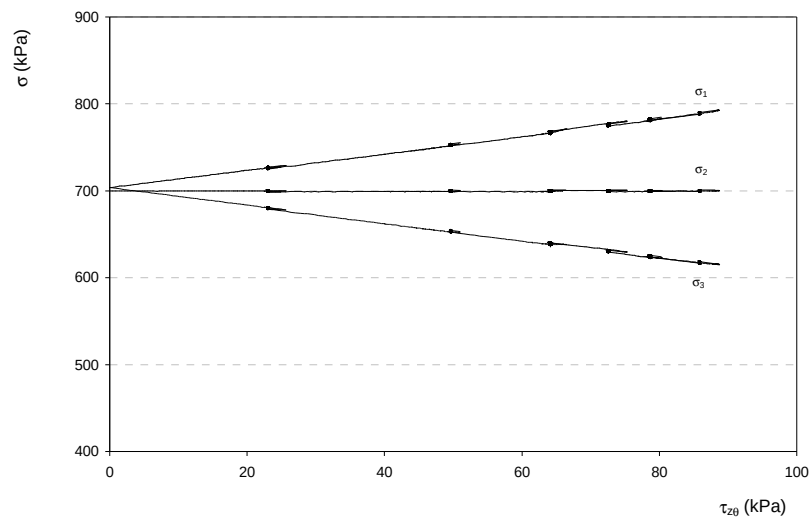


Figura 5.60 - Evolução das tensões principais em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsa)

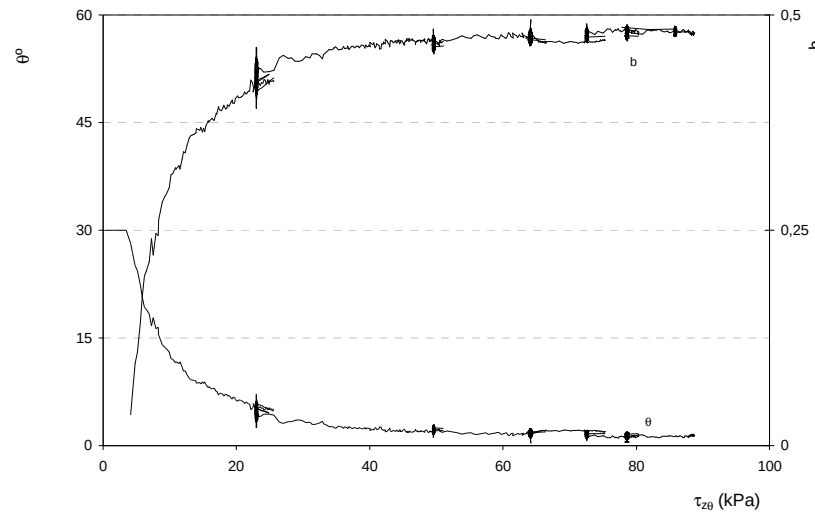


Figura 5.61 - Evolução de θ e b em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsa)

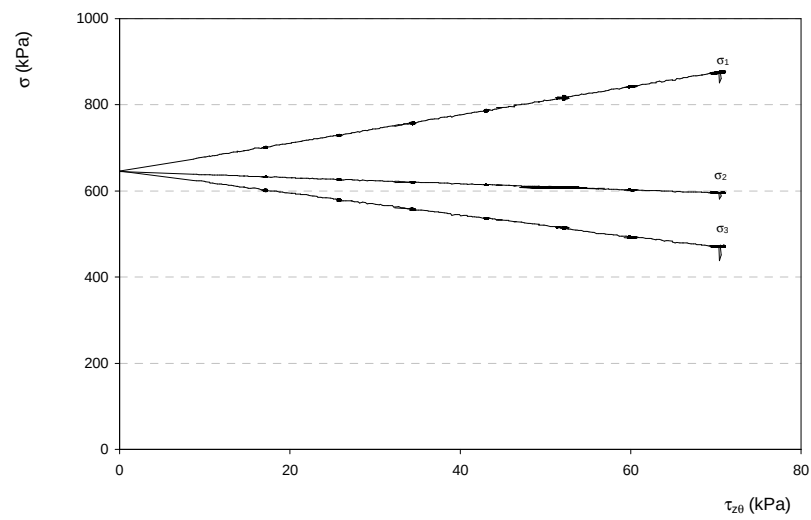


Figura 5.62 - Evolução das tensões principais em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsb)

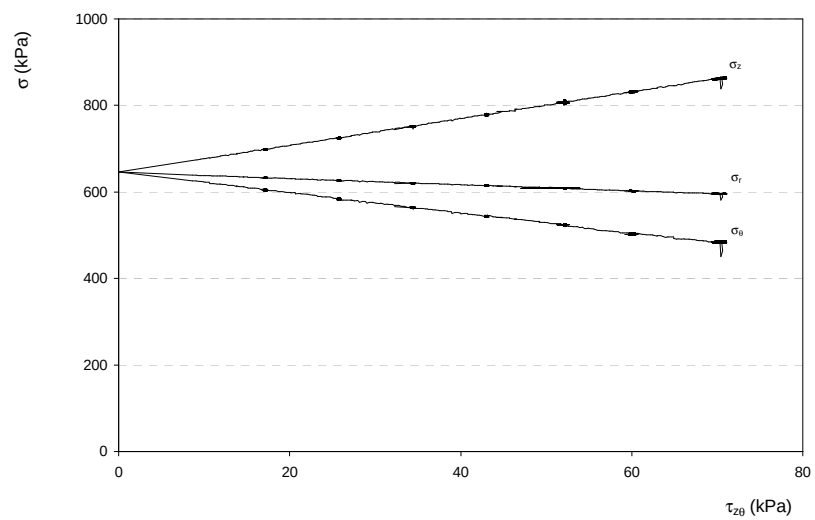


Figura 5.63 - Evolução das tensões σ_r , σ_θ e σ_z em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsb)

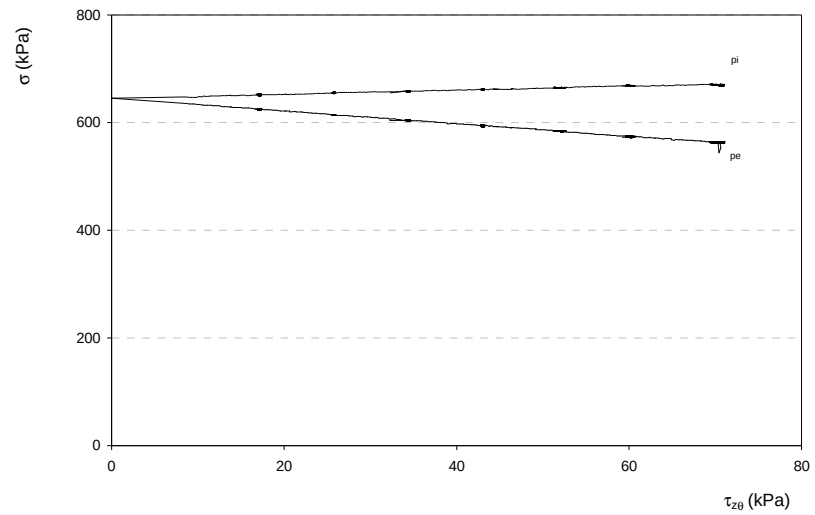


Figura 5.64 - Evolução das pressões interna e externa em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostra 3865tsb)

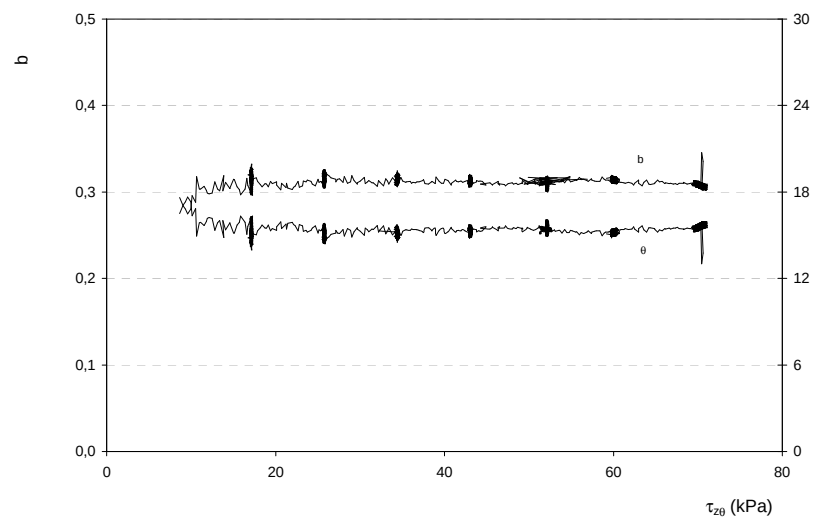


Figura 5.65 - Evolução de θ e b em função da tensão de corte $\tau_{z\theta}$ (amostras 3865tsa e 3865tsb)

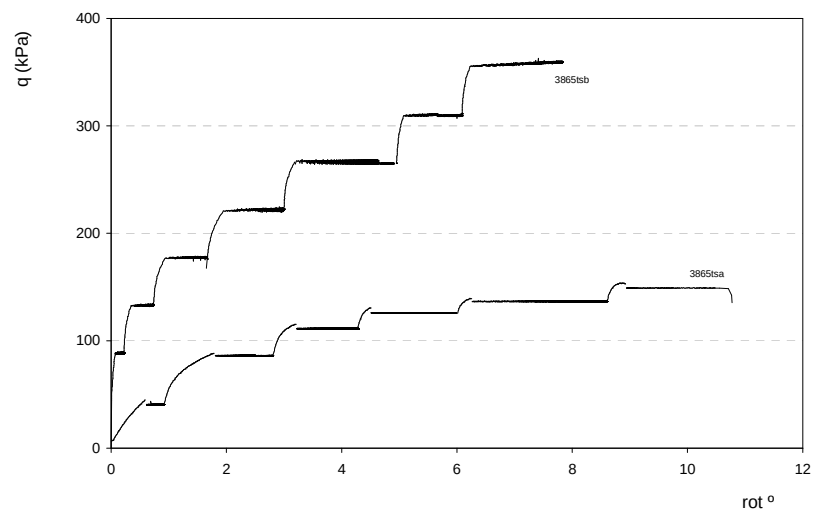


Figura 5.66 - Relações q - rot° no decurso dos ensaios torsionais de fluência (amostras 3865tsa e 3865tsb)

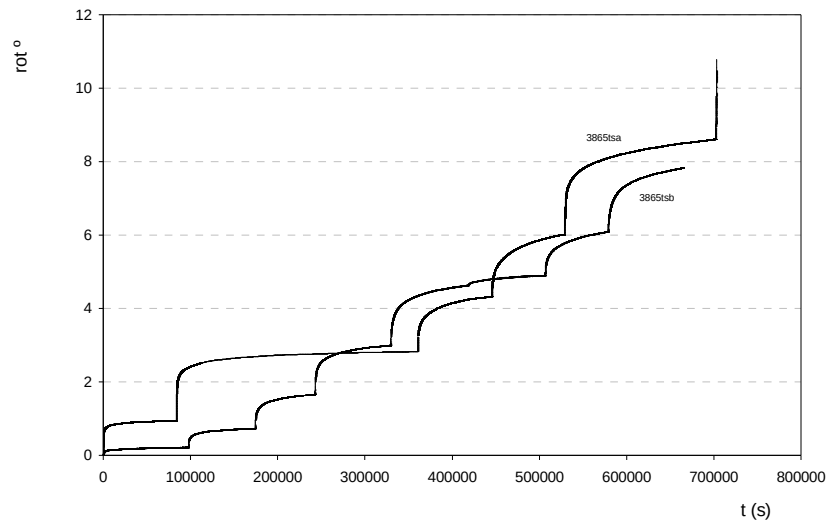


Figura 5.67 - Relações rot° - t no decurso dos ensaios torsionais de fluência (amostras 3865tsa e 3865tsb)

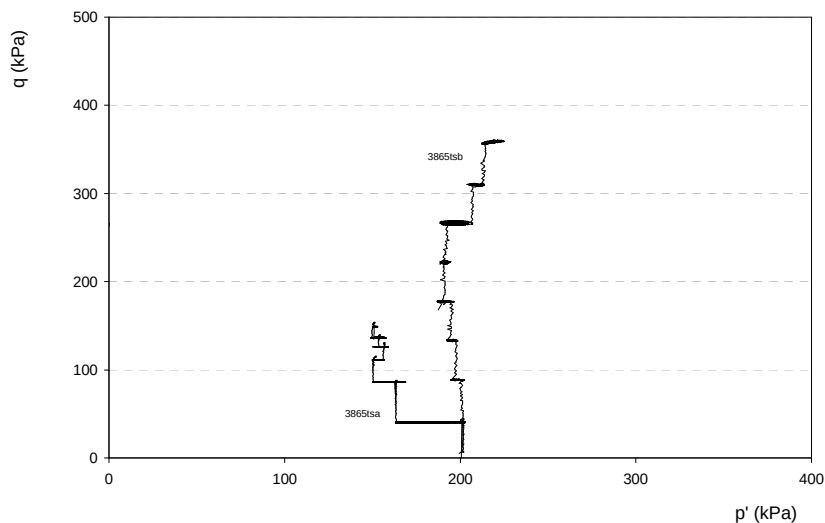


Figura 5.68 - Trajectórias de tensão no espaço p' - q nos ensaios de corte torsional (amostras 3865tsa e 3865tsb)

5.7.4 Análise dos resultados dos ensaios de corte torsional

No primeiro ensaio verificou-se uma súbita aceleração da rotação assim como uma quebra brusca do momento torsor aplicado. O ensaio terminou numa fase precoce quando o provete exibiu ainda um comportamento contractante. A observação visual posterior mostrou que a amostra se encontrava ainda praticamente intacta, confirmando-se que não estaria próxima de uma fase de rotura. Supõem-se que terá ocorrido um deslizamento da placa de topo em relação à amostra, por falta de adesão, questão que, por lapso, não foi devidamente equacionada antes do início do ensaio.

Tomando como referência os valores de $\tau_{z\theta}$ obtidos nos ensaios precedente o corte foi imposto no segundo ensaio tomando partido da diferença das pressões interna e externa e da inclinação da tensão máxima com a vertical. A força vertical crescente aplicada permitiu que se tivessem alcançado níveis de q substancialmente superiores sem que tivesse sido vencido o atrito entre a placa de topo e a amostra de solo. No segundo ensaio foi atingido um nível de tensão distorcional mais elevado assim como um comportamento dilatante, no entanto a taxa de deformação era ainda negativa.

O servo-controlo do sistema de actuação foi muito eficaz, tendo apenas ocorrido pequenas oscilações na tensão distorcional nos patamares de fluência. Por outro lado, a comparação com as trajectórias de tensão obtidas no ensaio de corte triaxial (Figura 5.69) indicia a pequena perturbação induzida pelo processo de realização das amostras ocas.

Qualitativamente o comportamento foi semelhante ao verificado nestes ensaios, onde as amostras exibiram um comportamento inicialmente contractante, verificando-se em seguida uma tendência para aumento de volume. Nos patamares de fluência a rotação da amostra ao longo do tempo aumenta com o nível de tensão aplicada. Os níveis de rotação alcançados no segundo ensaio foram inferiores uma vez que o carregamento imposto impôs também importantes deformações nas outras componentes do tensor das deformações.

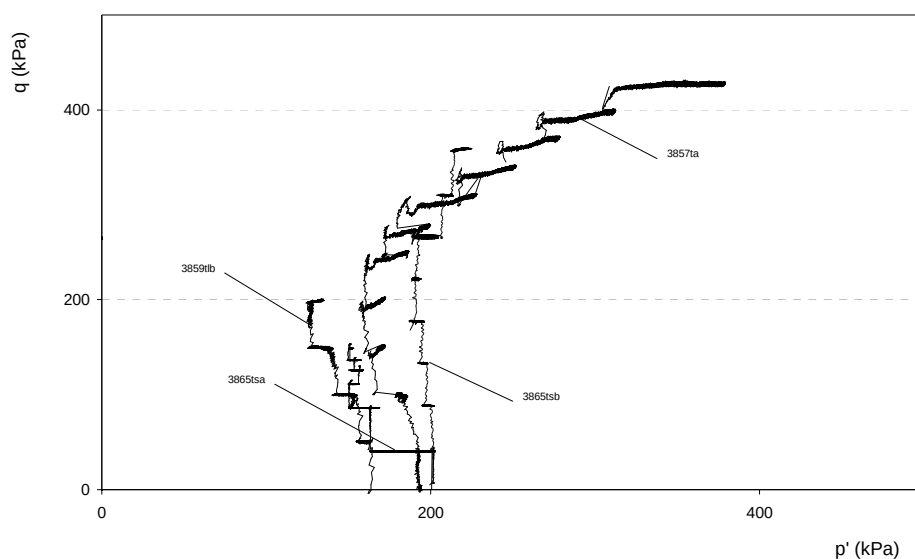


Figura 5.69 - Trajectórias de tensão obtidas nos ensaios torsionais e triaxiais

Mostra-se na Figura 5.60 pormenores da amostra 3865tsb no final do ensaio. É bem visível na grelha marcada na membrana a distorção experimentada pela amostra cilíndrica.

O módulo de distorção no plano da parede da amostra cilíndrica $G_{z\theta}$ pode ser obtido relacionando a tensão de corte $\tau_{z\theta}$ com a distorção dada por:

$$\gamma_{z\theta} = \frac{2\theta}{3H} \frac{r_e^3 - r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} \quad (5.17)$$

em que r_i e r_e são o raio interno e externo, respectivamente.

Na Figura 5.71 mostra-se a evolução do módulo de rigidez com a distorção no decurso dos ensaios de corte torsional. Os resultados referentes às menores deformações obtidos no segundo ensaio podem ser comparados com os ensaios cross-hole, evidenciando a perturbação induzida pelo processo de preparação das amostras não terá sido suficiente para alterar a rigidez para muito pequenas deformações.

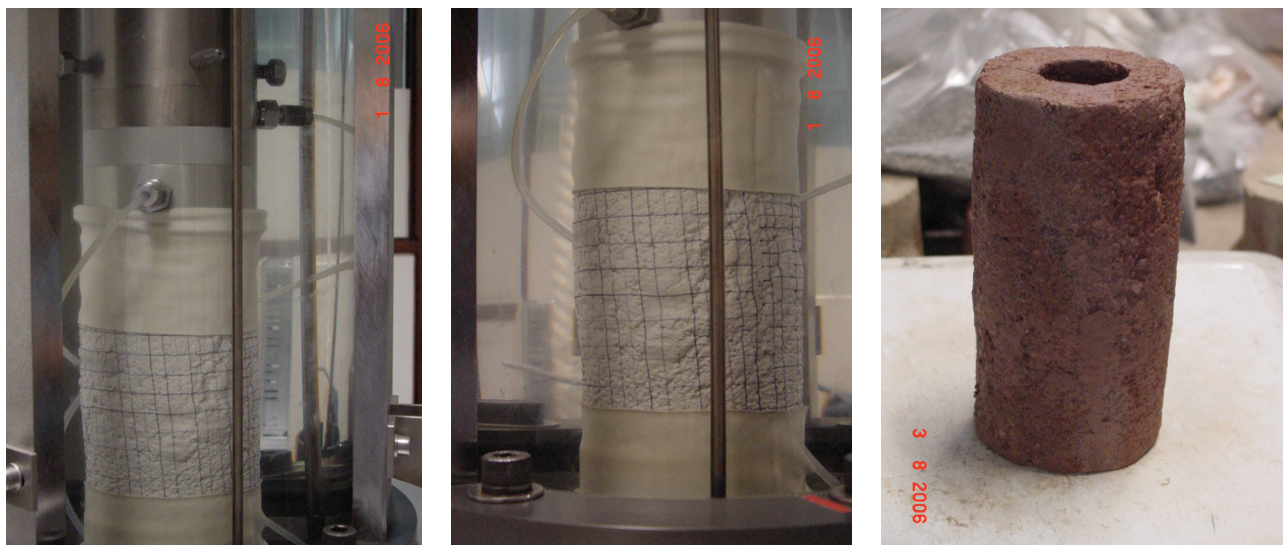


Figura 5.70 - Pormenores da amostra 3865tsb no final do ensaio

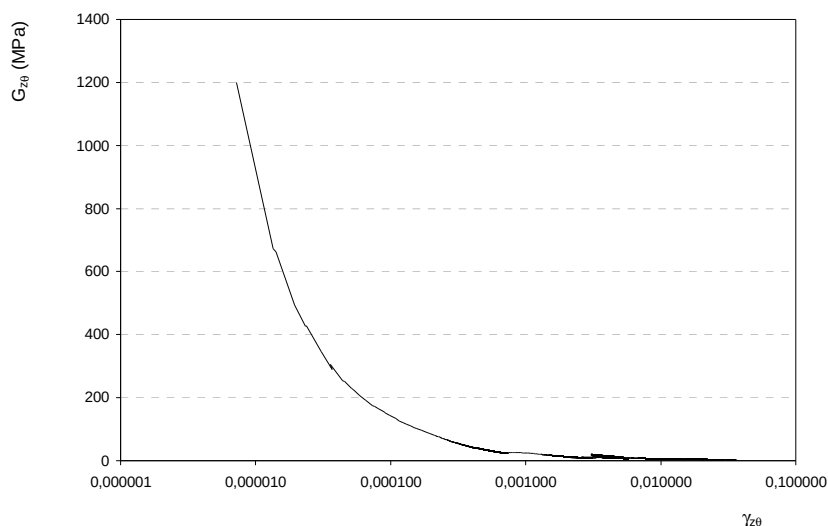


Figura 5.71 -Evolução do módulo de distorção $G_{z\theta}$ em função da distorção $\gamma_{z\theta}$ nos ensaios de corte torsional

5.8 Apreciação global dos resultados

Foram apresentados resultados de uma série de ensaios efectuados para caracterização do comportamento de argilas da *Formação de Benfica*, unidade geológica com expressão importante no concelho de Lisboa. As amostras foram recolhidas de amostras na zona da Estação do Sr. Roubado na fase de construção desta estrutura Metropolitano de Lisboa por meio de amostradores, ou, mediante a realização de furos de sondagem. A realização de ensaios de prospecção geofísica de tipo *cross-hole* nos furos de sondagem permitiu definir a rigidez do terreno para baixos níveis de deformação.

A caracterização, na fase inicial, englobou a realização de análises mineralógicas, ensaios de identificação, ensaios de expansibilidade e ensaios de compressão de tipo edométrico. Os terrenos ensaiados correspondem solos predominantemente argilosos e siltosos com plasticidade média a elevada. O seu potencial de expansão é apreciável,

conforme o demonstraram as análises mineralógicas e os ensaios de expansibilidade. Os resultados efectuados no servo-edómetro do LNEC permitiram obter parâmetros de compressibilidade.

Foram também efectuados ensaios de corte triaxial de tipo não drenado segundo trajectórias convencionais consolidados isotropicamente a diferentes níveis de tensão. As fases que precederam a consolidação das amostras para ensaio foram efectuadas a uma tensão efectiva igual a uma tensão de expansão média de modo a minimizar alterações importantes na estrutura da amostra. As determinações da permeabilidade deste terreno, nas fases que precedem o corte, calculadas directamente através do fluxo que atravessa as amostras antes da fase de saturação ou na fase de consolidação, indicaram valores reduzidos de permeabilidade na gama de 17×10^{-12} a 102×10^{-10} m/s. Foram obtidas trajectórias de tensão típicas de solos sobreconsolidados ou muito sobreconsolidados. Em termos de resistência os resultados dos ensaios de corte revelaram diferenças muito significativas nos dois materiais ensaiados, indiciando elevada heterogeneidade. Os valores de deformabilidade obtidos, na primeira série, foram em média de 270MPa e 50MPa para níveis de deformação axial de 0,01% e 0,1%, respectivamente. A utilização de um sistema de medições locais de força e deformação sobre as amostras de solo mostrou diferenças significativas para a rigidez na gama das pequenas deformações.

Para estudo do comportamento dependente do tempo foram efectuados ensaios de corte triaxial sob amostras submetidas a corte puro consolidadas isotropicamente a diferentes níveis de tensão. No decurso do corte foram efectuadas sucessivas paragens de cerca de 24h, mantendo o nível de tensão distorsional q constante, até ser atingida a rotura por fluência, caracterizada por uma taxa de deformação axial constante ou crescente. Verificou-se que o terreno exhibe um comportamento de relaxação, caracterizado por uma diminuição da tensão média ao longo do tempo, para níveis mais reduzidos da tensão de corte e posteriormente, com o aumento de q um adensamento que se vai tornando progressivamente mais acentuado até à rotura por fluência. Constatou-se a influência da tensão de consolidação na grandeza das deformações por fluência para o mesmo nível de tensão de corte. Em todas as fases de carregamento após fluência a terreno exibiu uma resposta muito rígida, próxima da rigidez elástica permitindo o estabelecimento de uma lei de tipo exponencial para determinação da rigidez em função da tensão média.

Globalmente os ensaios triaxiais não drenados segundo trajectórias convencionais e de fluência não diferiram muito em termos de resistência relativamente aos ensaios de corte convencional. Note-se que os ensaios de deformação controlada foram efectuados a uma taxa reduzida.

O estudo do comportamento no tempo foi também realizado para estados generalizados de tensão no espaço octaédrico por recurso ao aparelho de corte torsional do LNEC. Para tal foram executadas amostras cilíndricas ocas com 2cm de espessura nas argilas rijas da *Formação de Benfica*. A possibilidade de variação do ângulo entre a tensão principal máxima e a vertical e da tensão intermédia são possibilitados por este sistema de ensaio. Foi investigado, neste caso, o comportamento sob trajectórias de tensão no espaço octaédrico caracterizadas por ângulos de Lode de 0° e 15° , a que correspondem valores de b de 0,5 e 0,317, respectivamente. Analogamente, ao procedimento seguido nos ensaios triaxiais de fluência, foi efectuado o corte não drenado com a realização de patamares de fluência para q constante. A sobreposição das trajectórias de tensão obtidas no sistema de corte torsional com as do sistema de corte triaxial indicam a pequena perturbação induzida pelo processo de realização das amostras. Os resultados indicaram uma resposta satisfatória. A realização com sucesso destes ensaios em amostras de argila no seu estado natural vem proporcionar uma mais valia muito significativa no estudo do comportamento e na modelação constitutiva deste tipo de materiais.

Capítulo 6 Formulação de dois modelos constitutivos viscoplásticos (elasto-viscoplástico e elastoplástico-viscoplástico) baseados no conceito de *overstress*. Simulação numérica dos ensaios

6.1 Introdução

No capítulo anterior foi efectuado um estudo de caracterização de um terreno argiloso sobreconsolidado baseado em ensaios de laboratório, tendo em vista a caracterização do seu comportamento tensão-deformação-tempo. A avaliação das suas consequências ao nível da resposta estrutural de uma obra subterrânea passa agora pela modelação numérica dos seus aspectos mais relevantes. Com este objectivo, apresenta-se neste capítulo o estudo numérico empreendido para a reprodução dos principais aspectos daquele comportamento por via de relações constitutivas incrementais. Utilizam-se dois modelos em tensões efectivas baseados nos princípios da mecânica dos solos dos estados críticos e no conceito de *overstress*. Os modelos são isotrópicos e aplicáveis a solos coesivos. A sua implementação foi efectuada no programa de diferenças finitas FLAC (Itasca, 2000).

O primeiro modelo constitutivo consiste numa extensão do modelo *Cam-clay modificado* para a viscoplasticidade. De acordo com este modelo no interior da superfície de cedência o comportamento do terreno é elástico e independente do tempo, uma vez alcançada a superfície de cedência manifesta-se a viscoplasticidade, passando a ocorrer deformações irreversíveis dependentes do tempo. Procedeu-se a uma correcção da superfície de cedência na zona super-crítica, para melhor reproduzir o comportamento do terreno quando submetido a trajectórias de tensão nesta zona do espaço de tensões, e a uma extensão para estados de tensão generalizados. O segundo modelo implementado foi proposto por Kaliankin e Dafalias (1990a). Baseia-se nos conceitos de superfície envolvente do espaço de tensões e apresenta uma estrutura elastoplástica-viscoplástica. O conceito de base inerente a este modelo reside no facto de permitir a ocorrência de deformações não-elásticas em pontos no interior da superfície envolvente. O acoplamento entre a plasticidade e a viscoplasticidade no interior da superfície envolvente diferencia-o da formulação clássica da viscoplasticidade pura (sem acoplamento) ou de formulações envolvendo a plasticidade e a viscoplasticidade com uma superfície de cedência (acoplamento apenas para estados de tensão nessa superfície de cedência).

Após a descrição dos conceitos e da formulação das relações constitutivas referidas, efectuam-se alguns testes de verificação para as implementações explícitas efectuadas. Procedeu-se, por último, ao ajuste dos principais resultados obtidos nos ensaios de laboratório, designadamente dos ensaios triaxiais a taxa de deformação controlada e a tensão controlada.

Todas as tensões referidas neste capítulo são tensões efectivas.

6.2 O método das diferenças finitas

Os modelos foram implementados no programa FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*), da sociedade Itasca, na sua versão bidimensional. O programa integra um modo de resolução explícita das equações da mecânica aplicada. Foi desenvolvido para análise dos problemas não lineares da mecânica aplicada à geotecnia.

O método das diferenças finitas é um dos métodos mais antigos de resolução numérica de um sistema de equações diferenciais. A solução numérica é única, para determinadas condições iniciais e de fronteira. A maioria dos métodos que utilizam as diferenças finitas adopta uma discretização do meio em malhas exclusivamente rectangulares. A

aproximação adoptada pela Itasca baseia-se no método de Wilkins (1964), que permite formular as equações de diferenças finitas, qualquer que seja a forma do elemento. Pode-se aplicar a qualquer geometria da fronteira e fazer variar as propriedades de um elemento para o outro. Deste ponto de vista, o método é tão versátil quanto o método dos elementos finitos.

No método das diferenças finitas uma série de equações governativas é directamente substituída por expressões algébricas escritas em termos de tensões ou deformações em pontos discretos do espaço, as variações definidas nos pontos de discretização não necessitam de funções de forma, como no caso dos elementos finitos. A malha é constituída por quadriláteros sendo cada um dividido em dois pares de elementos triangulares (a, b) e (c, d), como se mostra na Figura 6.1. A força exercida sobre um nó é tomada como a média das forças para cada dois pares de triângulos, o que permite assegurar uma resposta simétrica sob carregamento simétrico. O mesmo se passa para os deslocamentos nodais.

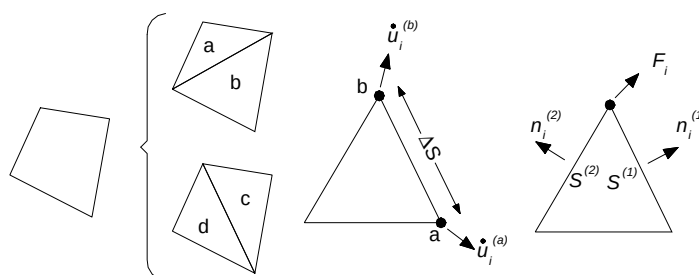


Figura 6.1 - Princípio de dissociação dos quadriláteros em dois pares de elementos triangulares (Itasca, 2000)

O programa emprega elementos lagrangeanos, donde a geometria é actualizada a cada passo. Esta propriedade permite tratar os problemas em grandes deslocamentos, sem algoritmo suplementar.

O programa distingue-se essencialmente pelo seu esquema de resolução explícita, que permite não combinar as matrizes elementares, possibilitando assim um ganho substancial de espaço de memória. Com efeito, apenas são armazenadas as variáveis no fim de cada intervalo de tempo, e não a matriz de rigidez como para o caso dos elementos finitos.

Princípio de resolução numérica pelo método explícito

Na sua origem o método de resolução explícita inspira-se no princípio da propagação e dissipação de energia cinética no interior de um corpo deformável em movimento. O sistema de resolução explícita integra este fenómeno físico considerando as equações da dinâmica do movimento.

O desequilíbrio induzido por uma modificação do estado de tensão numa zona localizada, vai propagar-se no conjunto do sistema. Neste contexto, o objectivo do método explícito com elementos lagrangeanos é o da resolução de um problema estático (elastoplástico) ou quase-estático (viscoplástico) por intermédio das equações da dinâmica. A Figura 6.2 indica a função destas equações na sequência de cálculo percorrida num intervalo de tempo Δt .

O processo de resolução inicia-se com a equação do movimento que fornece um novo campo de velocidades nodais após integração das acelerações ao longo do intervalo de tempo, $\Delta t/2$, como ilustrado na Figura 6.2. Posteriormente por uma segunda integração sobre o segundo intervalo de tempo, $\Delta t/2$, obtém-se o campo de deslocamentos nodais.

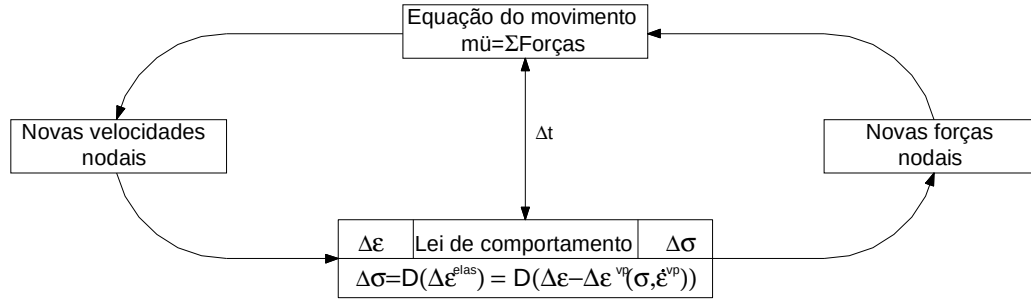


Figura 6.2 - Esquema de cálculo explícito para um intervalo de tempo Δt (Billaux e Cundall, 1993)

Recorde-se brevemente que para um sólido deformável num referencial lagrangiano, a equação de movimento de Newton é expressa por:

$$\rho \frac{\partial u_i^*}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (6.1)$$

onde ρ é a massa volúmica, u_i^* é o vector velocidade nodal, x_j é o vector posição do ponto considerado, g_i corresponde ao vector de aceleração gerado pelas forças de volume, σ_{ij} corresponde ao tensor das tensões e t ao tempo.

A deformação tensorial, $\Delta \varepsilon_{ij}$, alcançada pelo sólido no intervalo de tempo Δt , escreve-se então:

$$\Delta \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i^*}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j^*}{\partial x_i} \right) \Delta t \quad (6.2)$$

O novo tensor das tensões é então deduzido da taxa de deformação tensorial fazendo intervir a lei de comportamento do material. As novas forças nodais correspondentes permitem calcular as acelerações ao fim do intervalo de tempo Δt .

Em cada compartimento do esquema apresentado na Figura 6.3, as variáveis são incrementadas a partir do seu valor saído do ciclo de cálculo precedente. Esta hipótese é justificada se o intervalo de tempo for suficientemente pequeno de modo a que o desequilíbrio gerado num elemento não se possa propagar para os vizinhos durante esse mesmo intervalo de tempo.

Se o processo de resolução explícita não for incondicionalmente estável, é necessário definir um certo intervalo de tempo crítico, que não deve ser ultrapassado. Billaux e Cundall (1993) adoptaram este procedimento baseando-se na ideia de que a velocidade da onda de cálculo deve permanecer sempre superior àquela da onda física, o que permite fixar as variáveis durante a duração de um ciclo de cálculo.

O sistema torna-se, assim, instável durante as primeiras fases de cálculo, mas os caminhos de tensão e de deformação são determinados a cada passo. Assim, para constituir um algoritmo operacional, os movimentos do sólido devem ser amortecidos de maneira a que se alcance o mais rapidamente possível um estado de desequilíbrio residual negligenciável perante o estado de tensão inicial.

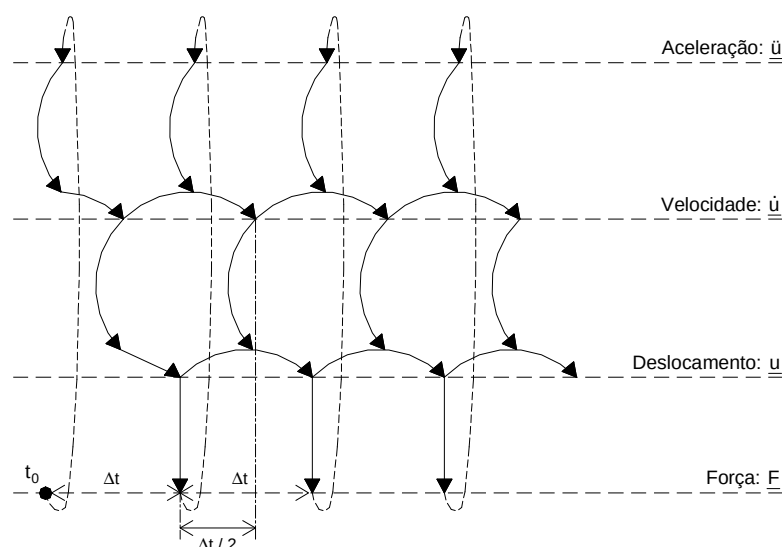


Figura 6.3 - Esquema das diferentes etapas ocorrentes no decurso de um cálculo explícito (Itasca, 2000)

O critério de estabilidade, que permite controlar o estado de equilíbrio de todo o sistema, é baseado na força máxima desequilibrada. O utilizador do programa define a força abaixo da qual o desequilíbrio residual é suposto satisfatório. No entanto, este critério conduz inevitavelmente a um número de ciclos de cálculo importante, o que torna o método explícito pouco eficaz para problemas lineares e para pequenos deslocamentos.

Assim formulado o método de resolução implementado no programa FLAC apresenta propriedades que é possível confrontar com aquelas do método implícito, que é geralmente utilizado nos elementos finitos. No Quadro 6.1 é descrita essa comparação.

Quadro 6.1 - Comparação dos métodos de resolução explícito e implícito

Método explícito	Método implícito
O tempo de cálculo deve ser inferior a um dado intervalo de tempo crítico para assegurar a estabilidade da solução	A estabilidade da solução é incondicional para os esquemas clássicos de resolução
As leis de comportamento não lineares são tomadas em conta sem qualquer outro algoritmo iterativo suplementar	Um procedimento iterativo complementar é necessário para tomar em conta comportamentos fortemente não lineares
Nenhum amortecimento artificial é introduzido em cálculo viscoplástico ou dinâmico	Um amortecimento numérico dependente do tempo é indispensável para tratar os casos viscoplásticos ou dinâmicos
Nenhuma matriz é armazenada e a memória RAM necessária é mínima	Uma matriz de rigidez deve ser armazenada, o que necessita de uma grande capacidade de memória
Um cálculo em grandes deslocamentos não necessita de qualquer algoritmo suplementar graças aos elementos lagrangianos	Cálculos suplementares são muitas vezes necessários para satisfazer as condições de cálculo em grandes deslocamentos

6.3 Extensão de um modelo de estados críticos para a viscoplasticidade. Formulação do modelo

6.3.1 Filosofia do modelo

A tentativa de modelar matematicamente o comportamento obtido nos ensaios laboratoriais para sua posterior aplicação a problemas de valores na fronteira passou, numa primeira fase, pela implementação explícita de um modelo constitutivo elasto-viscoplástico. Consiste numa extensão de um modelo de estados críticos para a viscoplasticidade,

baseada nos conceitos da teoria de *overstress* já apresentados na secção 4.5.2.1. Pretende reproduzir o comportamento tensão-deformação-tempo de terrenos argilosos.

O pressuposto de base deste modelo é que os efeitos viscosos se tornam visíveis apenas após o material entrar em cedência permitindo que o estado de tensão num determinado ponto ultrapasse esta superfície, representada na Figura 6.4 por f_s (superfície de cedência estática), até uma superfície hipotética f_d (superfície de cedência dinâmica). A distância entre estas duas superfícies define o designado *overstress*. Os efeitos viscosos não se manifestam no domínio elástico, isto é, não há deformações viscosas a ocorrer no interior da superfície de cedência estática. Por sua vez as deformações não elásticas são dependentes do tempo.

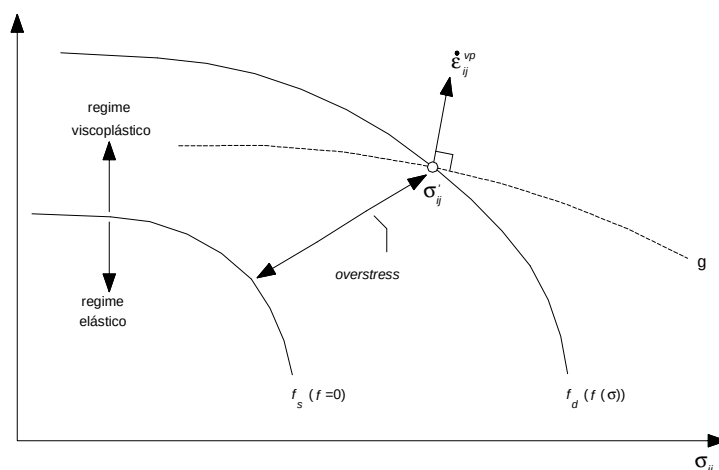


Figura 6.4 - Estado de tensão no ponto P localizado na superfície de cedência dinâmica f_d e overstress F (distância entre o ponto P e a superfície de cedência estática f_s)

O modelo é definido por uma lei de fluxo associada e por uma superfície de cedência correspondente à do modelo *Cam-clay modificado*, na qual se introduziu uma correcção da forma da superfície de cedência para a zona super-crítica e para estados de tensão generalizados. A taxa de deformação elástica é obtida a partir das condições de elasticidade não-linear referentes ao modelo de estados críticos. Por sua vez, a taxa de deformação viscoplástica é definida por uma lei de fluxo que integra uma função de *overstress* e um parâmetro de viscosidade. A lei de endurecimento é definida por via do incremento da taxa de deformação volumétrica viscoplástica.

6.3.2 Formulação do modelo de estados críticos para o comportamento independente do tempo

O modelo *Cam-clay modificado* é um modelo elastoplástico incremental que permite incorporar aspectos relevantes do comportamento de geomateriais. Este modelo assume um lugar de destaque nas leis constitutivas que caracterizam estes materiais (Roscoe *et al.*; 1958; Schofield e Wroth, 1968; Wood, 1990). As suas características incluem uma forma particular de elasticidade não linear e um comportamento com endurecimento governado pela deformação volumétrica plástica. Nenhuma resistência à tracção é oferecida por este modelo.

Lei elástica incremental

O modelo é expresso em termos de três variáveis: a tensão efectiva média, p , a tensão de desvio, q , e o volume específico, v . As componentes de tensão generalizadas p e q são definidas como:

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{kk} \quad (6.3)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}} \sqrt{s_{ij} s_{ij}} \quad (6.4)$$

em que $s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$ representa a parte deviatória do tensor das tensões.

As variáveis incrementais de deformação associadas com p e q são o incrementos de deformação volumétrico, $d\varepsilon_v$, e distorcional, $d\varepsilon_q$, definidos como:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{kk} \quad (6.5)$$

$$d\varepsilon_q = \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{de_{ij} de_{ij}} \quad (6.6)$$

em que $de_{ij} = d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_v / 3 \delta_{ij}$ representa a parte distorcional do tensor dos incrementos de deformação.

O volume específico v é definido como:

$$v = \frac{V}{V_s} = 1 + e \quad (6.7)$$

onde V_s é o volume das partículas sólidas, assumidas incompressíveis, contidas num volume V do solo. A relação incremental entre a deformação volumétrica, ε_v , e o volume específico tem a forma:

$$d\varepsilon_v = - \frac{dv}{v} \quad (6.8)$$

A partir de um volume específico inicial v_0 , pode-se escrever para pequenos incrementos de deformação:

$$v = v_0 (1 - \varepsilon_v) \quad (6.9)$$

onde ε_v é a deformação volumétrica acumulada.

A expressão incremental da lei de Hooke nas suas componentes volumétrica, dp , e distorcional, ds_{ij} , pode ser obtida usando as partes incrementais elásticas volumétrica e deviatória dos tensores de deformação:

$$ds_{ij} = 2G de_{ij}^e \quad (6.10)$$

$$dp = K d\varepsilon_v^e \quad (6.11)$$

onde $ds_{ij} = d\sigma_{ij} - dp \delta_{ij}$.

O módulo volumétrico tangente K , indicado na equação 6.16 é actualizado para reflectir uma lei não linear obtida experimentalmente a partir de ensaios de compressão isotrópica. Os resultados típicos de um ensaio deste tipo são mostrados num esquema semi-logarítmico na Figura 6.5.

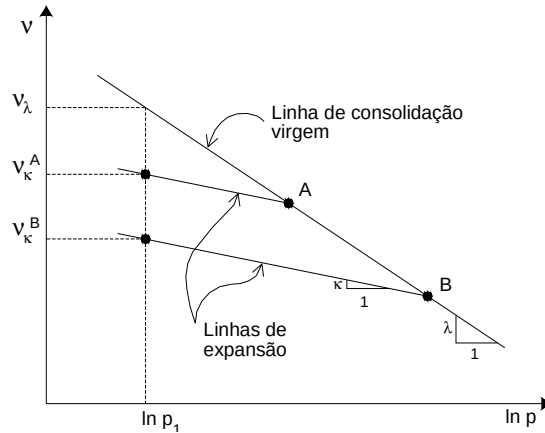


Figura 6.5 - Linhas de consolidação virgem e linhas de expansão para um ensaio de compressão isotrópico

À medida que a pressão de consolidação p aumenta, o volume específico v do material diminui. Se o ponto representativo do estado de tensão se mover ao longo da linha de consolidação virgem, a variação de v é definida pela equação:

$$v = v_{\lambda} - \lambda \ln \frac{p}{p_1} \quad (6.12)$$

onde λ é um parâmetro do material e v_{λ} é o volume específico na pressão de referência p_1 .

Por sua vez, uma excursão de descarga-recarga, a partir do ponto A ou B (Figura 6.5), conduzirá o ponto ao longo da linha elástica de expansão de inclinação κ .

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln \frac{p}{p_1} \quad (6.13)$$

onde κ é uma constante material, e o valor de v_{κ} para uma determinada linha, depende da localização do ponto na linha de compressão virgem.

A alteração recuperável do volume específico, dv^e , pode ser expressa de forma incremental após diferenciação da equação anterior:

$$dv^e = \kappa \frac{dp}{p} \quad (6.14)$$

Obtendo-se, após a divisão de ambos os membros por v , a relação entre a alteração elástica do volume e a alteração da pressão média:

$$dp = \frac{vp}{\kappa} d\varepsilon_v^e \quad (6.15)$$

Tomando em conta a equação 6.11, obtém-se para o módulo volumétrico tangente:

$$K = \frac{vp}{\kappa} \quad (6.16)$$

Sob uma condição de carregamento mais geral, representada por um ponto A, localizado abaixo da linha de compressão virgem no plano $(v, \ln p)$ é seguida uma trajectória elástica ao longo da linha de expansão. A tensão média na intercepção da linha de expansão e da linha de compressão virgem é definida como a tensão de pré-consolidação, p_c . O incremento de alteração de volume plástico Δv^p corresponde à distância vertical entre as linhas de expansão (associadas aos pontos A e A'), como se mostra na Figura 6.6. Podendo-se escrever usando notação incremental:

$$\Delta v^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\Delta p_c}{p_c} \quad (6.17)$$

Após divisão de ambos os termos por v e comparando com a equação 6.8, obtém-se:

$$\Delta \varepsilon_v^p = -\frac{\Delta v^p}{v} = \frac{\lambda - \kappa}{v} \ln \frac{p_c}{p_{c0}} \quad (6.18)$$

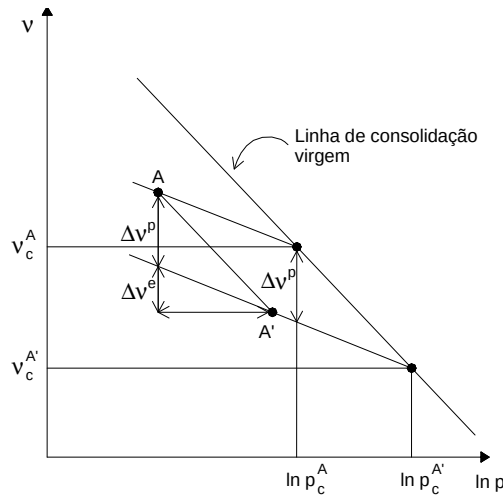


Figura 6.6 - Alteração volumétrica plástica correspondente a uma variação incremental da tensão de pré-consolidação

sendo p_{c0} a tensão de pré-consolidação inicial.

Alterações volumétricas elásticas ocorrem sempre que a tensão média se altera, enquanto que alterações plásticas de volume apenas quando se verificam alterações da tensão de pré-consolidação. A evolução destas últimas é determinada pela lei de endurecimento.

Funções de cedência

A função de cedência do material para um determinado valor da tensão de pré-consolidação p_c , tem a forma:

$$f = q^2 + M^2 p(p - p_c) \quad (6.19)$$

onde M , o declive da linha de estados críticos, é uma constante material (Schofield e Wroth, 1968). A função de cedência $f=0$ é representada por uma elipse de eixo horizontal p_c e eixo vertical Mp_c . A função de cedência não depende do ângulo de Lode, definindo um elipsóide de revolução no espaço das tensões principais. A sua intersecção com um plano deviatório ($p=\text{constante}$) define uma circunferência.

O modelo assume uma lei de fluxo associada pelo que os incrementos de deformação plástica são normais à superfície de cedência. A lei de endurecimento, que especifica a variação do tamanho daquela superfície, é determinada pelas variações do estado de compressão isotrópica, como representado na Figura 6.7.

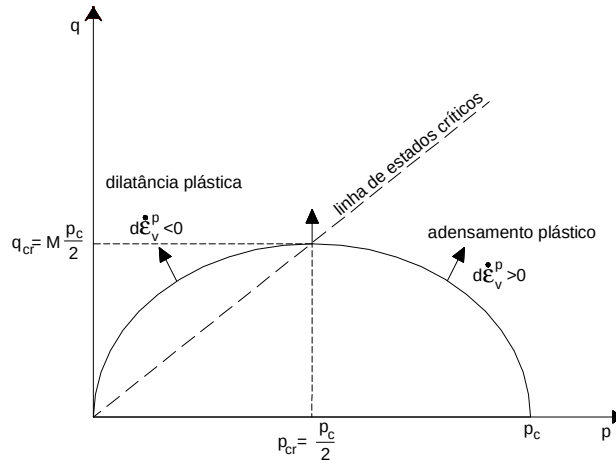


Figura 6.7 - Função de cedência no modelo *Cam-clay* modificado

Considerando agora a equação 6.18 em termos diferenciais, por intermédio da sua linearização obtém-se:

$$d\varepsilon_v^p = -\frac{d}{dp_c} (\Delta\varepsilon_v^p) dp_c = \frac{\lambda - \kappa}{\nu p_c} dp_c \quad (6.20)$$

O incremento de p_c (lei de endurecimento) é determinado pelo incremento da deformação volumétrica plástica. De acordo com a lei de fluxo, o mesmo incremento de deformação volumétrica plástica assume a forma:

$$d\varepsilon_v^p = \gamma \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) \quad (6.21)$$

Igualando as duas equações anteriores é possível relacionar o incremento da variável interna responsável pelo endurecimento, dp_c , com o multiplicador plástico, γ , da seguinte forma:

$$dp_c = \gamma \frac{\nu}{\lambda - \kappa} p_c \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) \quad (6.22)$$

Como se verifica que:

$$\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) = 3 \frac{\partial f}{\partial p} \quad (6.23)$$

onde $\partial f / \partial p$ é a projecção sobre o eixo dos p da normal à curva de cedência no espaço (p, q) . Se a componente horizontal da normal à superfície for na direcção positiva do eixo dos p , o incremento da deformação plástica é positivo, o ponto localiza-se na designada zona sub-crítica (dilatância negativa) e há endurecimento (expansão do domínio elástico), como se mostra na Figura 6.7. Caso contrário há dilatância e amolecimento (contração do domínio elástico), o ponto localiza-se na zona super-crítica. No ponto correspondente a $p_{cr} = p_c/2$ e $q_{cr} = M p_c/2$, a normal à superfície de cedência é paralela ao eixo do q , uma vez que a lei de fluxo é associada a taxa de deformação volumétrica plástica anula-se. Como resultado da lei de endurecimento, a pressão de consolidação p_c não se altera. O ponto material correspondente alcançou o estado crítico no qual deformações de corte não limitadas ocorrem sem alteração no volume específico ou nível de tensão.

Pela aplicação da condição de consistência assegura-se que o estado de tensão permaneça sobre a superfície de cedência durante o carregamento plástico, resultando:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial p_c} dp_c = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl} \left(d\epsilon_{kl} - d\gamma \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \right) + \frac{\partial f}{\partial p_c} d\gamma \frac{v}{\lambda - \kappa} p_c \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) = 0 \quad (6.24)$$

Resolvendo em ordem ao multiplicador plástico γ e substituindo os valores correspondentes à função de cedência e à lei elástica, obtém-se após alguma manipulação algébrica:

$$\gamma = \frac{(2p - p_c) \left(\frac{vp}{\kappa} \right) d\epsilon_v + \frac{6G}{M^2} s_{ij} de_{ij}}{vp(2p - p_c) \left(\frac{p_c}{\lambda - \kappa} + \frac{2p - p_c}{\kappa} \right) + 12 \frac{G}{M^4} q^2} \quad (6.25)$$

A lei constitutiva diferencial é assim dada pela seguinte equação:

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl} \left(d\epsilon_{kl} - \langle \gamma \rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \right) = \frac{vp}{\kappa} [d\epsilon_v - \langle \gamma \rangle (2p - p_c)] \delta_{ij} + 2G \left[de_{ij} - \langle \gamma \rangle \frac{3}{M^2} s_{ij} \right] \quad (6.26)$$

Resumindo, num processo controlado pela deformação incremental $d\epsilon_{ij}$, para um estado de tensão σ_{ij} , tal que $f(\sigma_{ij}, p_c) = 0$, calcula-se o valor do multiplicador γ e em seguida os incrementos da tensão e da variável interna responsável pelo endurecimento.

6.3.3 Modificação da elipse do modelo *Cam-clay* modificado para a zona super-crítica

Como têm revelado numerosos resultados experimentais, o modelo *Cam-clay modificado* sobreestima a resistência do solo na zona super-crítica, o que constitui uma importante limitação para o caso da reprodução do comportamento de solos argilosos sobreconsolidados, tal como é o caso do terreno em estudo. Na abordagem adoptada por este modelo, em que se pressupõe a ocorrência de efeitos viscosos apenas fora da superfície de cedência, a sobrestimação da resistência nesta zona do espaço de tensões pode resultar, conseqüentemente, numa limitação para uma adequada avaliação dos efeitos do tempo. Por este motivo, procedeu-se a uma correcção da forma da superfície de cedência visando uma estimativa mais correcta da resistência do terreno quando submetido a trajectórias de tensão na zona de comportamento dilatante.

A alteração da forma da superfície de cedência inclui também uma translação σ_t , tanto da superfície de cedência como da linha de estados críticos ao longo do eixo p , que permite a modelação de uma parcela de coesão, assim como uma correcção para outros estados de tensão que não o triaxial (Maranha, 1997).

Uma alteração de coordenadas permite mais facilmente introduzir estas alterações nas relações constitutivas. A superfície de cedência define-se agora como:

$$f(\sigma_{ij}) = (\bar{q} - \bar{p})^2 + L(\bar{q} - \bar{p}_c/2)\bar{p} = 0 \quad (6.27)$$

em que $\bar{q} = q/M$, $\bar{p} = p + \sigma_t$, $\bar{p}_c = p_c + \sigma_t$ e $\sigma_t = c/\tan\phi$. O parâmetro L assume o valor 2 quando o estado de tensão está abaixo da linha de estados críticos, ou seja, quando $\bar{p} \leq \bar{p}_{cr}$, e é uma função de μ , caso contrário. Por sua vez, μ é um parâmetro de achatamento que pode variar entre 0 e 1. Se for igual a 1 a superfície de cedência será a mesma que a do modelo *Cam-clay* e se for 0, então a superfície de cedência na zona super-crítica será igual à própria linha de estados críticos.

A elipse achatada é mostrada na Figura 6.8. O parâmetro μ é definido como a relação e/c . Impondo que a elipse tenha uma tangente horizontal no ponto C e uma tangente vertical no ponto O, é possível obter a seguinte relação entre L e μ :

$$L = \frac{4\mu}{1 + \mu} \quad (6.28)$$

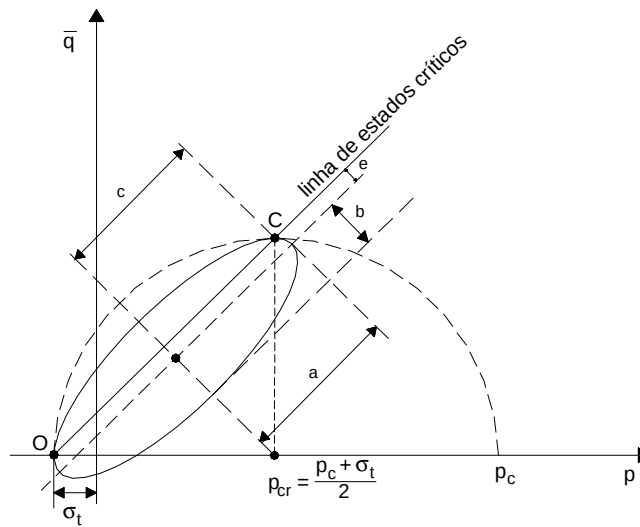


Figura 6.8 - Modelo de estados críticos com a superfície corrigida para uma elipse achatada na zona super-crítica (Maranha, 1997)

A função de cedência para o modelo tridimensional assume a mesma forma funcional que a versão para estados triaxiais, adicionalmente, porém é introduzida a dependência do ângulo de Lode θ , expressa como:

$$\bar{q} = \frac{q}{M(\theta)} = \frac{q}{M_c g(\theta)} \quad (6.29)$$

onde M_c é a inclinação da linha de estados críticos num meridiano de compressão ($q = M_c p$).

Para o caso mais simples $g(\theta)=1$, e f descreve um círculo num plano deviatório.

Na formulação estabelecida por William e Warnke (1975) esta função descreve um arco elíptico, tal que $g'(\pi/6)=g'(-\pi/6)=0$, isto é, a linha não tem vértices. Obtém-se assim uma transição suave entre $g(-\pi/6)=k$ e $g(\pi/6)=1$. k é a relação entre o valor da linha e estados críticos num meridiano de extensão e um meridiano de compressão ($k=M_e/M_c$). A dependência de Lode é dada por:

$$g(\theta) = \frac{2(1-k^2)\cos\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) + (2k-1)\sqrt{4(1-k^2)\cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) + 5k^2 - 4k}}{4(1-k^2)\cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) + (2k-1)^2} \quad (6.30)$$

Esta dependência do ângulo de Lode é quase indistinguível das superfícies de rotura implicitamente definidas por Lade e Duncan (1975) e Matsuoka e Nakai (1974). Neste último caso k é o mesmo que o dado pela superfície de rotura de Mohr-Coulomb.

$$k = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (6.31)$$

Enquanto que na superfície proposta por Lade e Duncan (1975) k é um parâmetro adicional. Há evidências experimentais de que esta forma da superfície de cedência no plano deviatório está em melhor concordância com a rotura observada tanto para areias como para argilas, do que o critério de Mohr-Coulomb (Lade, 1988).

A formulação elíptica de William e Warnke é convexa na gama $k=1/2$ (correspondendo a $\phi=90^\circ$) a $k=1$ (quando $\phi=0$) (Figura 6.9), tal como mostrado em Bardet (1990).

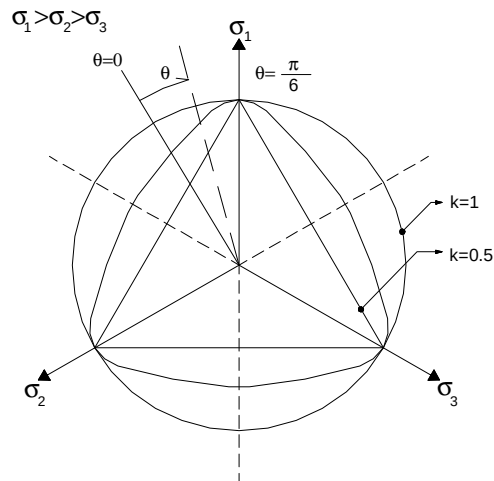


Figura 6.9 - Seção de Willam e Warnke no plano triaxial

O gradiente da função de cedência, para as situações referidas, resulta (Maranha, 1997):

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = A s_{ik} s_{kj} + B s_{ij} + C \delta_{ij} \quad (6.32)$$

com:

$$A = -\frac{9g'(\theta)[2(\bar{q}-\bar{p})+L\bar{p}]}{2M_c g^2(\theta)q^2 \cos(3\theta)} \quad (6.33)$$

$$B = \frac{3}{2}[2(\bar{q}-\bar{p})+L\bar{p}]\left[\frac{1}{M_c g(\theta)q} + \frac{27g'(\theta)\det(s_{ij})}{2M_c g^2(\theta)q^4 \cos(2\theta)}\right] \quad (6.34)$$

e

$$C = \frac{1}{3}\left[2(\bar{p}-\bar{q})+L\left(\bar{q}-\frac{\bar{p}_c}{2}\right)\right] + \frac{g'(\theta)}{M_c g^2(\theta)\cos(3\theta)}[2(\bar{q}-\bar{p})+L\bar{p}] \quad (6.35)$$

Duas situações surgem quando as expressões dadas para o gradiente se tornam singulares. Uma é quando o estado de tensão é isotrópico, isto é $q = 0$, caso em que A , B e C tomam os seguintes valores:

$$A = B = 0$$

e

$$C = \frac{1}{3}\left[2(\bar{p}-\bar{q})+L\left(\bar{q}-\frac{\bar{p}_c}{2}\right)\right] \quad (6.36)$$

A outra situação acontece quando o estado de tensão está num plano triaxial de compressão ou extensão, ou seja, $\theta = \pm \pi/6$, casos em que A e C assumem os mesmos valores do que no caso de tensão isotrópica e B é agora dado por:

$$B = \frac{3}{2qM_c g(\theta)}[2(\bar{q}-\bar{p})+L\bar{p}] \quad (6.37)$$

Na Figura 6.10 mostra-se um exemplo da superfície de cedência corrigida para os parâmetros indicados (Maranha, 1997).

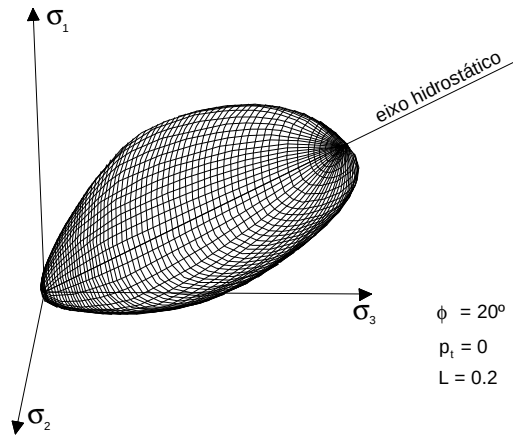


Figura 6.10 - Função de cedência do modelo de estados críticos com correcção da elipse na zona super-crítica e dependência do ângulo de Lode

6.3.4 Extensão do modelo de estados críticos para a viscoplasticidade: formulação

Enquanto que na formulação clássica a evolução da função de cedência é determinada pela condição de consistência. A lei constitutiva elasto-viscoplástica de tipo *overstress* não impõe tal restrição, uma vez que o estado de tensão pode ultrapassar aquela superfície. Nesta forma de viscoplasticidade a taxa de deformação é decomposta numa parcela elástica e numa parcela inelástica designada de viscoplástica. É assim possível tomar em conta a dependência da resistência não drenada de solos coesivos em relação à taxa de deformação. Tem-se que:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \quad (6.38)$$

onde $\dot{\epsilon}_{ij}$ é o tensor da taxa de deformação total. A parte viscoplástica, ou irreversível, representa a combinação dos efeitos viscoso e plástico.

Aplicando a lei elástica:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}^e = D_{ijkl} (\dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\epsilon}_{kl}^{vp}) \quad (6.39)$$

A taxa de deformação viscoplástica assume a forma:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle \Phi[f(\sigma_{ij})] \rangle \frac{\partial g(\sigma_{ab})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (6.40)$$

Como já foi referido (4.3.2): η é um parâmetro de viscosidade que introduz a dimensão física tempo no problema, Φ é a função de *overstress* ou núcleo viscoso, g é uma função de potencial, que neste caso corresponde à superfície de cedência do modelo *Cam-clay*, cujo gradiente no espaço das tensões define a direcção da taxa de deformação, $f(\sigma_{ij}) = 0$ é a função que delimita o domínio elástico e $\Phi(f)$ é uma função definida como:

$$\langle \Phi(f) \rangle = \begin{cases} 0 & ; \quad f \leq 0 \\ \Phi(f) & ; \quad f > 0 \end{cases} \quad (6.41)$$

O funcional $\langle \Phi(f) \rangle$, para um material com endurecimento, é uma função positiva monotonicamente crescente com f e $\Phi(0) = 0$. Só estados de tensão fora do domínio elástico, em que $f > 0$, dão origem a deformações viscoplásticas, de magnitude tanto mais elevada quanto maior for o valor de f .

De acordo com o critério matemático descrito acima para a independência do tempo (da taxa de deformação), tem-se para a viscoplasticidade de Perzyna:

$$F(\lambda \dot{\epsilon}_{ij}) = D_{ijkl} (\lambda \dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\epsilon}_{kl}^{vp}) \neq \lambda D_{ijkl} (\dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\epsilon}_{kl}^{vp}) = \lambda \dot{\sigma}_{ij} \quad (6.42)$$

Ou seja, a menos que a função $\Phi(f)$ seja homogénea de grau 1 relativamente a $\dot{\epsilon}_{ij}$, os modelos viscoplásticos são dependentes do tempo. Por outro lado, no caso da elastoplasticidade:

$$F(\lambda \dot{\epsilon}_{ij}) = D_{ijkl} [\lambda \dot{\epsilon}_{kl} - \langle \dot{\gamma} \rangle \dot{\epsilon}_{kl}^p] = D_{ijkl} \left[\lambda \dot{\epsilon}_{kl} - \left\langle \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} D_{mnrs} \lambda \dot{\epsilon}_{rs}}{K_p + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ab}} D_{abcd} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{cd}}} \right\rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \right] = \lambda \dot{\sigma}_{ij} = \lambda F(\dot{\epsilon}_{ij}) \quad (6.43)$$

em que o módulo plástico K_p não depende de $\dot{\epsilon}$ o que confirma a independência deste relativamente à deformação.

A lei de endurecimento neste caso é governada pela taxa de deformação viscoplástica, ou seja:

$$\dot{\epsilon}_v^{vp} = \frac{\lambda - \kappa}{\nu p_c} \dot{p}_c \quad (6.44)$$

em que $\dot{p}_c$ é a taxa da variável interna (da tensão de pré-consolidação).

Resposta sob determinadas situações de carregamento

Um ensaio de fluência obtém-se mantendo a tensão constante, $\dot{\sigma}_{ij} = 0$. Supondo que o estado de tensão se localiza fora da superfície de cedência tem-se que $f(\sigma_{ij}) > 0$. A taxa de deformação resultante é dada por:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}^e = 0 \Rightarrow \dot{\epsilon}_{kl}^e = 0 \Rightarrow \dot{\epsilon}_{kl} = \dot{\epsilon}_{kl}^{vp} \quad (6.45)$$

e portanto a taxa de deformação total iguala a taxa de deformação viscoplástica.

No caso de a fluência ocorrer em condições não-drenadas, aplica-se a restrição adicional de variação volumétrica nula $\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_{kk} = 0$. A tensão total não varia enquanto que a pressão neutra (e consequentemente a tensão efectiva) pode variar. O princípio da tensão efectiva conjugado com a condição $\dot{\sigma}_{ij} = 0$ implica:

$$\begin{cases} \dot{s}_{ij} = \dot{s}'_{ij} = 0 \\ \dot{p} = \dot{p}' + \dot{u} = 0 \Rightarrow \dot{p}' = -\dot{u} \end{cases} \quad (6.46)$$

Se a elasticidade for isotrópica e linear tem-se para a componente deviatória

$$\dot{s}_{ij} = \dot{s}'_{ij} = 2G \dot{\epsilon}_{ij}^e = 2G (\dot{\epsilon}_{ij} - \dot{\epsilon}_{ij}^{vp}) = 0 \Rightarrow \dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} - \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_{kk}^{vp} \delta_{ij} = \frac{1}{\eta} \langle \Phi(f) \rangle \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{1}{3} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kk}} \delta_{ij} \right) \quad (6.47)$$

Relativamente à taxa de deformação volumétrica tem-se:

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^{vp} = 0 \Rightarrow \dot{\epsilon}_v^e = -\dot{\epsilon}_v^{vp} \quad (6.48)$$

Resultando para a tensão efectiva média:

$$\dot{p}' = K \dot{\epsilon}_v^e = -K \dot{\epsilon}_v^{vp} \Rightarrow \dot{p}' = -K \frac{1}{\eta} \langle \Phi(f) \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kk}} \quad (6.49)$$

Como $K > 0$, $\eta > 0$ e $\langle \Phi(f) \rangle > 0$ é a parte isotrópica do gradiente da função de potencial plástico que define a variação da tensão média efectiva, determinando a variação da pressão neutra. Assim:

$$\begin{cases} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kk}} < 0 \text{ (dilatância positiva)} \Rightarrow \dot{p}' > 0 \text{ e } \dot{u} < 0 \\ \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kk}} = 0 \text{ (dilatância nula)} \Rightarrow \dot{p}' = 0 \text{ e } \dot{u} = 0 \\ \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kk}} > 0 \text{ (dilatância negativa)} \Rightarrow \dot{p}' < 0 \text{ e } \dot{u} > 0 \end{cases} \quad (6.50)$$

Sob condições de relaxação a taxa de deformação é mantida fixa $\dot{\epsilon}_{ij} = 0$, supondo que o estado de tensão se localiza fora da superfície de cedência $f(\sigma_{ij}) > 0$. Verifica-se, neste caso que:

$$\dot{\sigma}_{ij} = -D_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}^{vp} \Rightarrow \dot{\epsilon}_{ij}^e = -\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \quad (6.51)$$

6.3.5 Determinação dos parâmetros do modelo

Constante de atrito M - é o declive da linha de estados críticos; pode ser obtida por uma série de ensaios triaxiais (drenados ou não drenados com medição de pressões neutras). Estes ensaios devem ser levados até grandes deformações para garantir que os valores finais de p_{cr} e q estejam próximos da linha de estados críticos. A inclinação da linha de melhor ajuste da relação $q - p_{cr}$ será o parâmetro M .

M está relacionado com o ângulo de atrito em tensões efectivas ϕ' da função de cedência de Mohr-Coulomb. Contudo, uma vez que a linha de estados críticos do modelo *Cam-clay* é dependente da tensão intermédia σ_2 enquanto a de Mohr-Coulomb não, a relação entre M e ϕ' será diferente para diferentes valores de σ_2 na cedência. Para ensaios de compressão triaxial:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (6.52)$$

enquanto que para ensaios de extensão:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \quad (6.53)$$

Inclinação das linhas de compressão virgem e de expansão, λ e κ - idealmente estes dois parâmetros devem ser obtidos de ensaios triaxiais de compressão isotrópica ($q = 0$), com várias excursões de descarga. A inclinação da linha de compressão virgem numa representação $v - \ln p$ é λ . A inclinação de uma excursão de descarga na mesma representação será o parâmetro κ .

Dados experimentais mostram que a relação entre a tensão efectiva horizontal e a vertical (K_0) é constante no decurso da compressão unidimensional (Brinkgreve e Vermeer, 1992). Uma vez que $p = \sigma_v(1 + 2K_0)/3$ ao longo da linha de

compressão unidimensional, a inclinação de $v - \ln p$ ao longo da linha de consolidação normal será igual à inclinação de $e - \ln \sigma_v$.

O índice de compressão C_c é calculado como a inclinação de $e - \log \sigma_v$. Assim, o parâmetro λ será:

$$\lambda = C_c / \ln(10) \quad (6.54)$$

Dados experimentais mostram que ao longo de uma linha de expansão num ensaio edométrico K_0 não é constante, de modo que uma estimativa de κ baseada no coeficiente de expansão C_s , será apenas uma aproximação.

$$\kappa \approx C_s / \ln(10) \quad (6.55)$$

Relações entre κ e λ da ordem de $1/5$ a $1/3$ são frequentemente obtidas.

Tensão de pré-consolidação inicial p_{c0} - a tensão de pré-consolidação determina o tamanho inicial da superfície de cedência (equação 6.19):

Se a amostra tiver sido submetida a uma trajectória de carregamento isotrópica, p_{c0} será a máxima tensão efectiva alcançada. Se a amostra tiver sido submetida a outras trajectórias não isotrópicas, p_{c0} terá que ser calculada a partir dos máximos valores de p e q ($p_{\max}$ e $q_{\max}$):

$$p_{c0} = p_{\max} + \frac{q_{\max}^2}{M^2 p_{\max}} \quad (6.56)$$

Valores iniciais do volume específico, v_0 e do *módulo volumétrico* K - dada uma tensão efectiva p_0 , o volume específico inicial v_0 , deve ser consistente com a escolha dos parâmetros κ , λ , p_1 e p_{c0} . O valor inicial v_0 deve ser calculado para corresponder ao valor do volume específico correspondente a p_0 na linha de expansão através do ponto de consolidação normal para o qual $p = p_{c0}$. Da Figura 6.11 retira-se que:

$$v_0 = v_\lambda - \lambda \ln \left(\frac{p_{c0}}{p_1} \right) + \kappa \ln \left(\frac{p_{c0}}{p} \right) \quad (6.57)$$

O valor inicial do módulo volumétrico, por seu lado, é dado por:

$$K = \frac{v_0 p_0}{\kappa} \quad (6.58)$$

Valores dos parâmetros K e G - no modelo *Cam-clay* modificado o valor do módulo volumétrico corrente muda como uma função do volume específico e da tensão média de acordo com a equação 5.16.

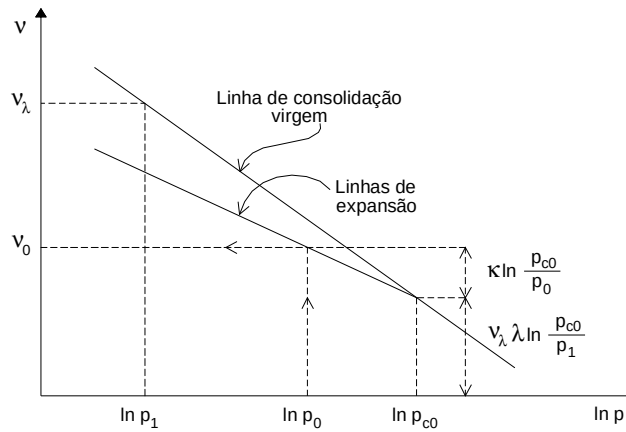


Figura 6.11 - Determinação do volume específico inicial

Relativamente ao comportamento distorcional consideram-se, em geral, duas opções. Na primeira o módulo de distorção G é considerado constante, resultando num coeficiente de Poisson ν variável:

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} \quad (6.59)$$

ou uma relação K/G constante, que corresponde também a ν constante e implica um módulo de distorção igualmente directamente proporcional à tensão média p .

$$G = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 - 2\nu)} \quad (6.60)$$

6.4 Implementação e verificação do modelo de estados críticos

6.4.1 Verificação para um carregamento edométrico

Carregamento controlado por deformação

A primeira verificação para o modelo numérico implementado refere-se a uma solicitação de tipo edométrico de um elemento com 1m de lado em estado plano de deformação sem pressão intersticial. Procede-se a um carregamento a taxa de deformação vertical constante de $\dot{\epsilon} = 0,5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. A base do elemento é fixa e as deformações horizontais estão impedidas. Nas análises numéricas utilizaram-se as seguintes constantes materiais (associadas aos ensaios edométricos apresentados na secção 5.5.1): $\lambda = 0,065$, $\kappa = 0,017$, $M = 102$ e $p_c = 1000 \text{ kPa}$. O incremento de tempo para a fluência, $crdt$, utilizado nos cálculos foi de 0,01s. A função de *overstress* considerada foi a correspondente ao valor da função de cedência, ou seja:

$$\langle \Phi(f) \rangle = \begin{cases} 0 & ; f \leq 0 \\ f & ; f > 0 \end{cases} \quad (6.61)$$

Na Figura 6.12, apresenta-se para o material proposto a relação entre o volume específico ν e a tensão efectiva média p no decurso do carregamento em função dos valores do coeficiente de viscosidade η indicados. Mostra-se na Figura 6.13 a evolução da deformação volumétrica viscoplástica, no decurso do tempo, também em função do coeficiente η . Note-se que a dimensão do parâmetro de viscosidade é determinada pela função $\Phi(f)$. Neste caso será uma função do quadrado da tensão, mais concretamente $\text{kPa}^2 \cdot \text{s}$.

Para coeficientes de viscosidade muito elevados, de acordo o modelo proposto, alcançam-se taxas de deformação viscoplásticas nulas, pelo que o modelo se aproxima de um modelo elástico. No modelo de Bingham tal equivale a anular as deformações no elemento reológico constituído pelo elemento viscoso e plástico colocados em série. Reciprocamente, para valores do coeficiente de viscosidade suficientemente reduzidos, o modelo constitutivo torna-se plástico e a sua dependência do factor tempo desaparece. A taxa de deformação será tal que a deformação plástica total se desenvolve instantaneamente, neste caso o modelo iguala o elastoplástico. A Figura 6.12 ilustra claramente estes dois limites de comportamento.

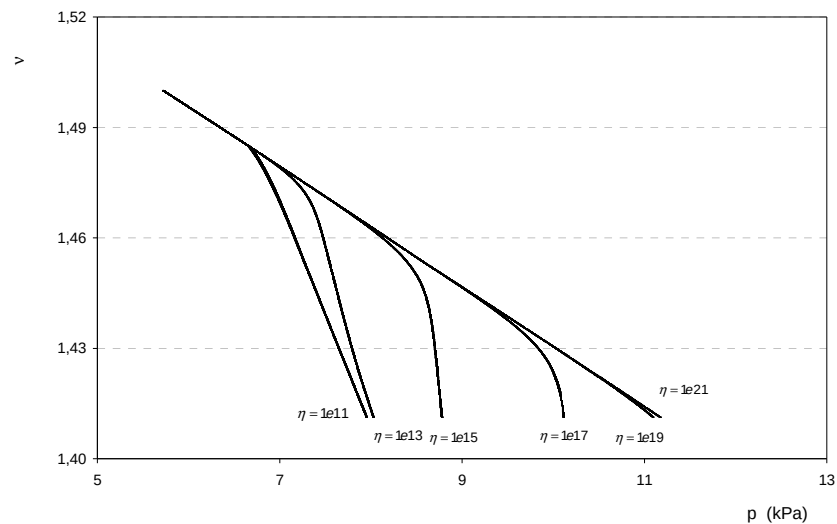


Figura 6.12 - Relações $\nu - \ln p$ em função de η para $\dot{\epsilon}$ constante

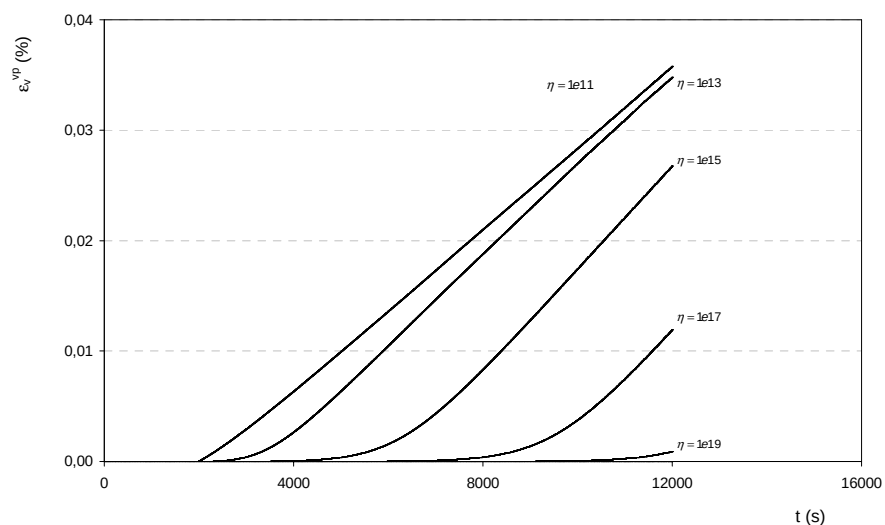


Figura 6.13 - Evolução da deformação volumétrica viscoplástica em função de η para $\dot{\epsilon}$ constante

Assim, para valores da viscosidade de $\eta = 10^{21}$ kPa².s a relação entre ν e p é linear afastando-se desta com a diminuição deste parâmetro. Para valores de η de 10^{11} kPa².s, a relação referida iguala a elastoplástica obtida pelo modelo de estados críticos, definida por dois segmentos de recta de declive κ , para valores da tensão média, inferiores à tensão de pré-consolidação, e λ , para valores de p superiores a p_c .

Comprova-se que o aumento da viscosidade provoca um endurecimento mais lento do material.

6.4.2 Verificação para um carregamento triaxial

O modelo foi também aplicado a solicitações de tipo triaxial. O carregamento imposto consistiu na aplicação de uma taxa de deformação axial constante de $\dot{\epsilon}_a = 10^{-5}$ s⁻¹ em condições não drenadas, de um elemento com 1m de lado em condições axisimétricas. Os parâmetros atribuídos ao terreno foram iguais aos utilizados anteriormente.

Foram considerados dois casos a partir de diferentes estados de consolidação isotrópica: no primeiro partiu-se de um estado de tensão na zona super-crítica ($p=200$ kPa) e no segundo de um estado de tensão na zona sub-crítica ($p=600$ kPa). O carregamento foi imposto para valores do parâmetro de viscosidade η entre 10^{12} e 10^{16} kPa².s. Os resultados da evolução da deformação axial ϵ_a em função da tensão distorcional q , são mostrados nas Figuras 6.14 e 6.15. As trajectórias de tensão no espaço p - q estão representadas na Figura 6.16, onde se mostra igualmente a superfície de cedência inicial. Nas Figuras 6.17 e 6.18 ilustra-se a evolução da pressão neutra com o deslocamento axial e nas Figuras 6.18 e 6.19 a evolução da taxa de deformação viscoplástica nas mesmas condições.

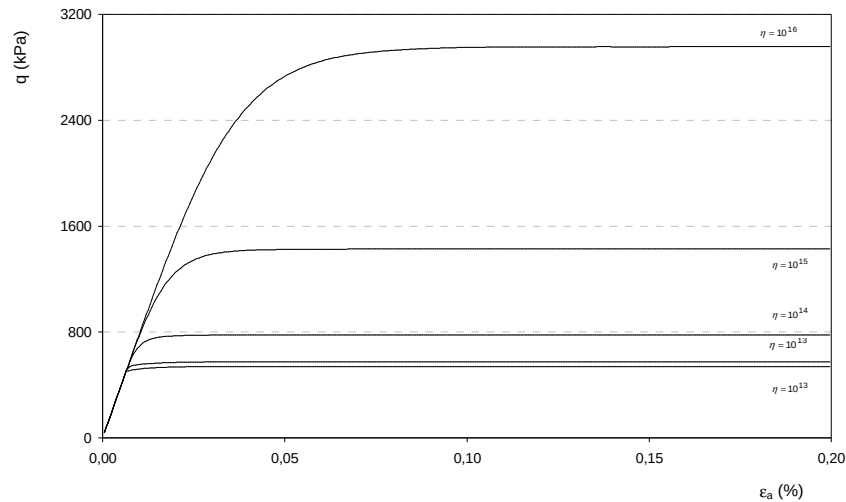


Figura 6.14 - Relações $q - \epsilon_a$ (%) em função de η (zona sub-crítica) para $\dot{\epsilon}$ constante

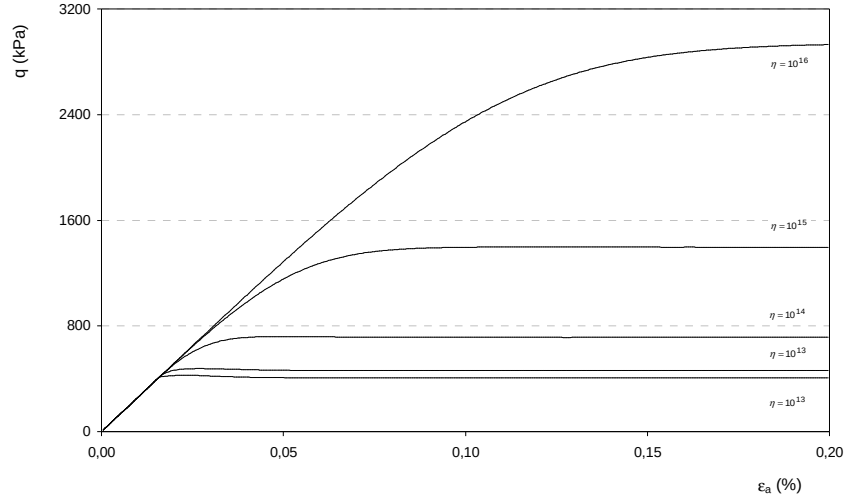


Figura 6.15 - Relações $q - \varepsilon_a$ (%) em função de η (zona super-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante

Como se pode verificar, para os valores mais elevados de η (a que corresponde uma taxa de deformação viscoplástica mais reduzida) a trajectória sai fora da superfície de cedência tendendo para a solução elástica, começando a aproximar-se desta superfície à medida que a viscosidade diminui. O aumento da resistência com a viscosidade, que resulta do aumento da taxa de deformação elástica e diminuição da taxa de deformação viscoplástica é também evidente. Para um valor suficientemente reduzido de η a trajectória iguala a referente à solução analítica da elastoplasticidade indicada pelas seguintes expressões (Wood, 1990):

$$p_{cr} = p_0 e^{(\lambda/\kappa - 1) \ln(2p_0/p_c)} \quad (6.62)$$

$$q_{cr} = Mp_{cr} \quad (6.63)$$

onde p_{cr} e q_{cr} , representam o valor da tensão média e da tensão distorcional no estado crítico.

Para condições não drenadas e trajectórias triaxiais convencionais a solução iguala a elastoplástica para coeficientes de viscosidade suficientemente elevados, neste caso de $\eta = 10^{20}$ kPa².s. A redução do coeficiente de viscosidade faz intervir a dependência do tempo. Na zona super-crítica, ao longo do tempo, a viscosidade introduz um amolecimento e uma redução do tamanho da superfície de cedência.

As pressões neutras aumentam até um valor máximo quando é alcançada a superfície de cedência, sendo tanto mais elevadas quanto mais elevado é o coeficiente de viscosidade. Na zona sub-crítica uma vez alcançado este máximo a pressão neutra mantém-se constante à medida que a superfície de cedência expande. Na zona super-crítica verifica-se a partir da altura em que se alcança a superfície de cedência um amolecimento que se traduz por uma redução das pressões neutras uma vez que o ensaio é de tipo não drenado (deformação volumétrica total nula). Para deformações viscoplásticas suficientemente elevadas (a que correspondem os valores de η inferiores) iguala-se a evolução das pressões neutras da solução elastoplástica.

A ocorrência de deformações viscoplásticas na zona super-crítica conduz à rotura, tal como se constata da análise da Figura 6.19. O aumento da deformação induzida pelo carregamento e a retracção da superfície de cedência devido ao amolecimento conduzem a um crescimento progressivo do nível de *overstress*, verificando-se um aumento da taxa de

deformação viscoplástica ao longo do tempo. Pelo contrário na zona sub-crítica, a expansão da superfície de cedência provocada pelo endurecimento, pode resultar um decréscimo da deformação viscoplástica ao longo do tempo, até à estabilização. No caso de o carregamento induzido ser suficientemente rápido a trajectória de tensões pode alcançar o previamente o estado crítico e atingir a rotura também nesta zona (Figura 6.18).

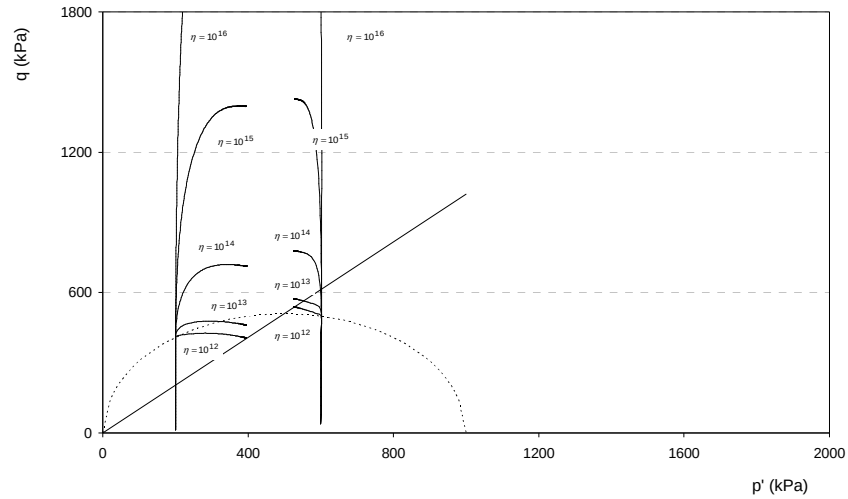


Figura 6.16 - Relações $p'-q$ em função de η para $\dot{\epsilon}$ constante

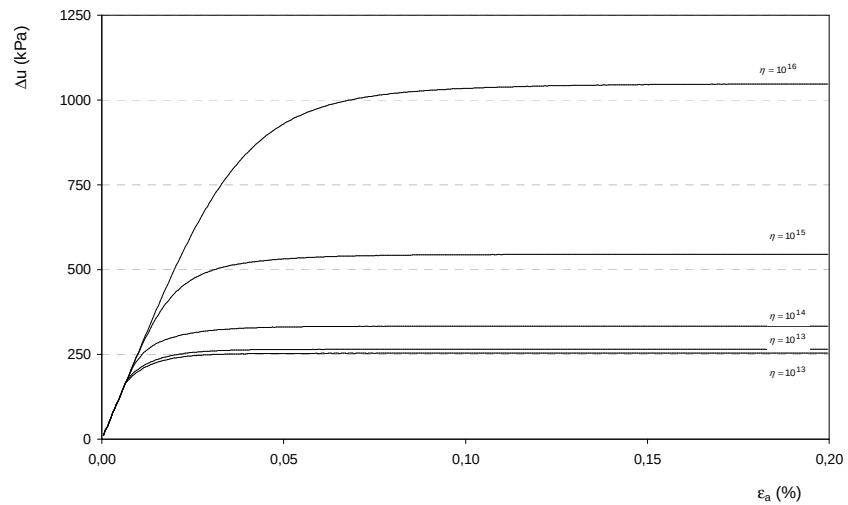


Figura 6.17 - Relações $\Delta u - \epsilon_a(\%)$ em função de η (zona sub-crítica) para $\dot{\epsilon}$ constante

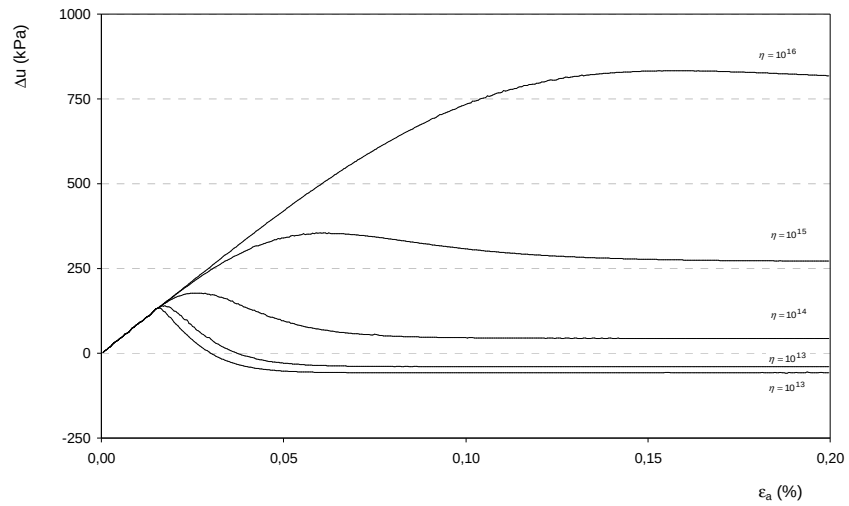


Figura 6.18 - Relações $\Delta u - \varepsilon_a (\%)$ em função de η (zona super-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante

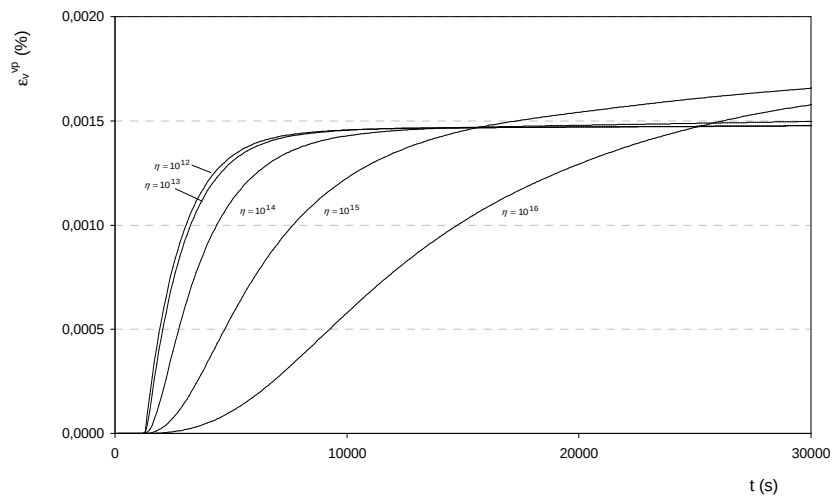


Figura 6.19 - Relações $\varepsilon_v^{vp} - t$ em função de η (zona sub-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante

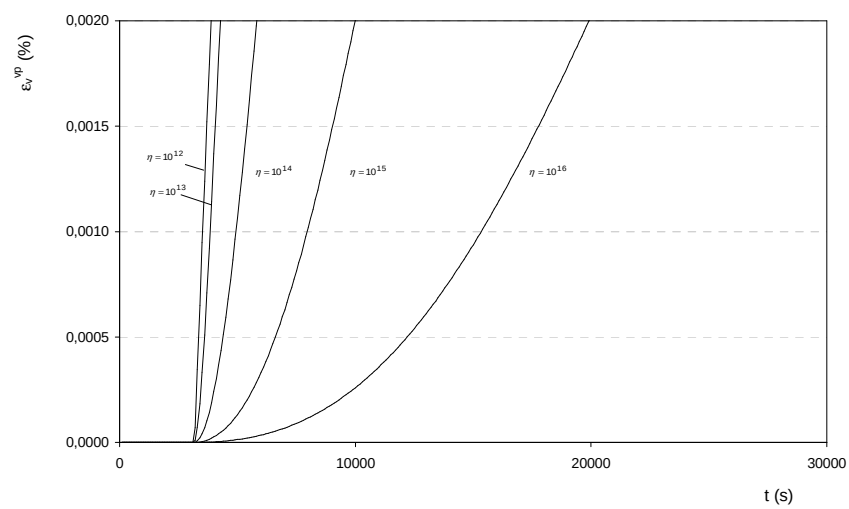


Figura 6.20 - Relações $\varepsilon_v^{vp} - t$ em função de η (zona super-crítica) para $\dot{\varepsilon}$ constante

6.4.3 Verificação da estabilidade da solução

Analisa-se a estabilidade da solução numérica variando o intervalo de tempo de integração para três situações não se considerando a presença de água. A primeira refere-se a uma situação de carregamento edométrico onde se atribui ao material as seguintes propriedades: $\lambda = 0,06$, $\kappa = 0,016$, $M = 1,02$, $p_c = 1000$ kPa e um coeficiente de viscosidade $\eta = 10^{17}$ kPa².s. A partir de um estado de tensão inicial caracterizado por $p=100$ kPa foi aplicada instantaneamente uma tensão vertical de 17500kPa. A resposta apresenta-se na Figura 6.21 para diferentes intervalos de integração.

Utilizando agora as constantes materiais $\lambda = 0,065$, $\kappa = 0,017$, $M = 1,02$, $p_c = 1000$ kPa e $\eta = 10^{24}$ kPa².s e para uma solitação triaxial, analisa-se a convergência da solução para estados de tensão na zona super-crítica e sub-crítica. Assim, no primeiro caso partindo de um estado de tensão inicial hidrostático com $p=400$ kPa aplicou-se uma tensão distorcional $q=750$ kPa (Figura 6.22). Ao longo do tempo verifica-se o amolecimento progressivo do material. A solução converge rapidamente. Partindo agora de um estado de tensão caracterizado por $p=800$ kPa e impondo $q=750$ kPa a solitação induz agora um endurecimento progressivo do material que se traduz por uma diminuição da deformação ao longo do tempo, tal como se mostra na Figura 6.23.

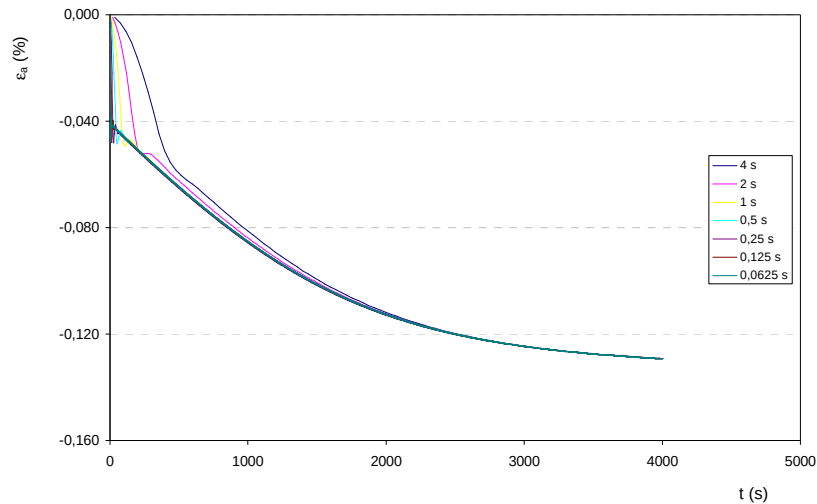


Figura 6.21 - Evolução da deformação axial em função do tempo para carregamento edométrico para diferentes intervalos de tempo

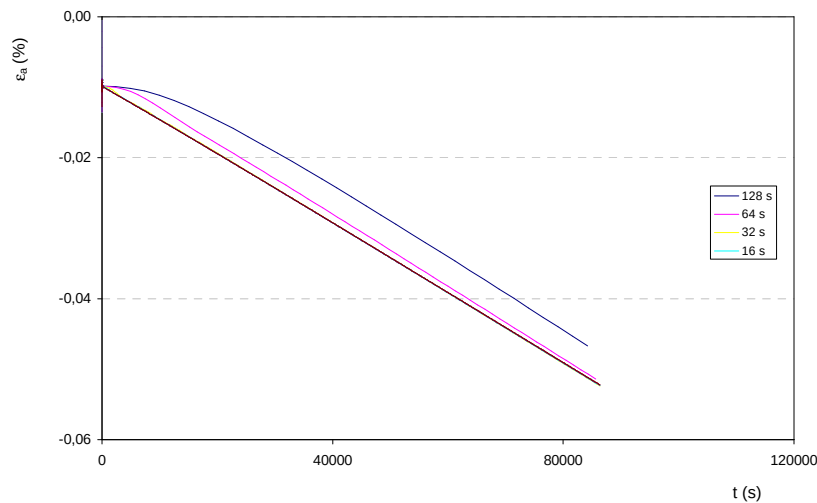


Figura 6.22 - Evolução da deformação axial em função do tempo para um estado de tensão triaxial (zona super-crítica) para diferentes intervalos de tempo

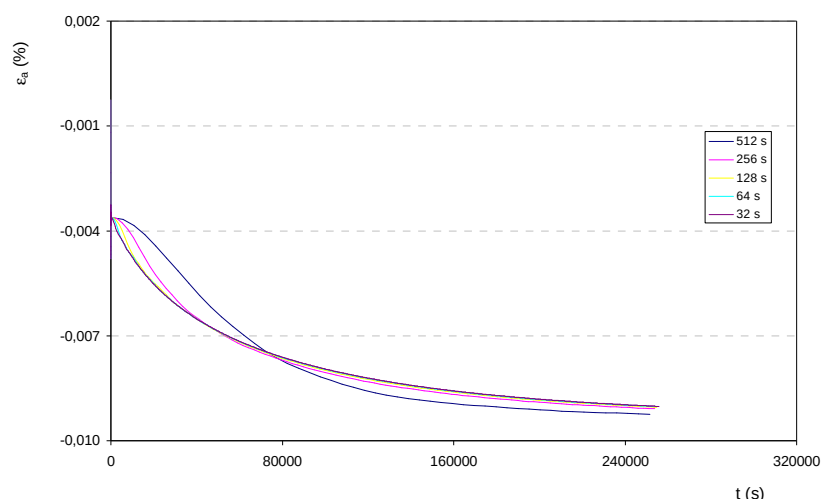


Figura 6.23 - Evolução da deformação axial em função do tempo para um estado de tensão triaxial (zona sub-crítica) para diferentes intervalos de tempo

Verifica-se a convergência para uma solução única com a diminuição do intervalo de tempo de integração para todas as situações.

6.5 O modelo elastoplástico-viscoplástico de tipo superfície envolvente no espaço de tensões de Kaliakin e Dafalias

6.5.1 O conceito de superfície envolvente

É apresentada a formulação e descrita a implementação de um modelo constitutivo isotrópico baseado nos conceitos de superfície envolvente do espaço de tensões. O modelo, proposto por Kaliakin e Dafalias (1990a), apresenta uma estrutura acoplada elastoplástica-viscoplástica. A sua principal característica é que, ao contrário do que acontece com o modelo anteriormente descrito, permite a ocorrência de deformações irreversíveis para regiões no interior da superfície envolvente.

Difere das formulações clássicas das superfícies de cedência elasto-viscoplásticas na medida em que a tensão está continuamente num estado inelástico com a possibilidade de combinação do comportamento plástico e viscoso, no interior ou sobre a superfície envolvente. Este modelo pode ser aplicado a solos coesivos normalmente consolidados e sobreconsolidados.

Uma descrição geral da resposta de solos coesivos, quer seja de um ponto de vista microscópico quer fenomenológico, não pode ser obtida apenas por meio da elastoplasticidade ou da viscoplasticidade. Devido à sua micro-estrutura estes solos devem ser modelados numa estrutura combinada e interligada entre a elastoplasticidade e a viscoplasticidade. Kaliakin e Dafalias (1990a) formularam um modelo elastoplástico-viscoplástico baseado nos conceitos de superfície envolvente no espaço de tensões (*bounding surface*), de estados críticos e de *overstress* de Perzyna. A sua primeira noção foi introduzida por Dafalias (1982, 1986). A superfície limite no espaço de tensões define uma fronteira entre duas zonas. O estado de tensão está sempre localizado na zona interior ou sobre a superfície, pelo contrário a zona exterior é uma zona interdita (Figura 6.24).

Os aspectos gerais do conceito de superfície envolvente associados com a plasticidade independente da taxa de deformação são referidos nesta secção, constituindo a base da subsequente extensão para a formulação elastoplástica-viscoplástica.

O estado do material é definido em termos do tensor das tensões σ_{ij} e de variáveis internas inelásticas q_n . A superfície envolvente no espaço das tensões é descrita por:

$$F(\bar{\sigma}_{ij}, q_n) = 0 \quad (6.64)$$

onde a barra indica o ponto imagem na superfície envolvente. O estado de tensão está sempre no interior ou sobre esta superfície. A cada σ_{ij} é atribuído um único ponto imagem $\bar{\sigma}_{ij}$ por uma lei de projecção que se torna igual à identidade se σ_{ij} estiver sobre a superfície. A lei de projecção, ilustrada na Figura 6.24, define-se analiticamente por:

$$\bar{\sigma}_{ij} = b(\sigma_{ij} - a_{ij}) + a_{ij} = b\sigma_{ij} + (1-b)a_{ij} \quad (6.65)$$

onde a_{ij} é o centro de projecção que permite obter a projecção radial $\bar{\sigma}_{ij}$ sobre a superfície. A variável b ($b \geq 1$) é determinada resolvendo a equação $F(\bar{\sigma}_{ij}, q_n) = F(b\sigma_{ij} + (1-b)a_{ij}, q_n) = 0$ relativamente a b . Uma consequência de assumir a lei de projecção radial é que é definida uma superfície de cedência homotética à superfície envolvente em relação a a_{ij} e passando por σ_{ij} , tal como mostrado na figura pelo círculo descontínuo. A direcção do carregamento plástico é definida pelo gradiente da função F no ponto imagem $\bar{\sigma}_{ij}$. Os módulos plásticos K_p e $\bar{K}_p$, associados com σ_{ij} e $\bar{\sigma}_{ij}$, respectivamente, relacionam-se com a distância, δ (entre σ_{ij} e $\bar{\sigma}_{ij}$), e r (entre $\bar{\sigma}_{ij}$ e a_{ij}). Como $r/\delta = b/(b-1)$, pode ser definida a seguinte relação:

$$K_p = \bar{K}_p + H \frac{\delta}{\langle r - s\delta \rangle} = \bar{K}_p + H \left\langle \frac{b}{b-1} - s \right\rangle^{-1} \quad (6.66)$$

onde H é uma função escalar de endurecimento e s ($s \geq 1$) é um parâmetro do modelo que representa a dimensão do núcleo elástico.

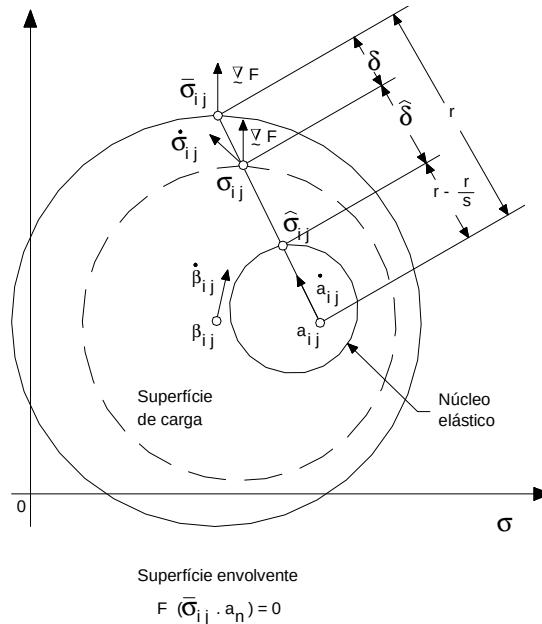


Figura 6.24 - Ilustração da lei de projecção radial e da superfície envolvente no espaço de tensões (Kaliakin e Dafalias, 1990a)

O núcleo elástico define o domínio de resposta puramente elástica. A condição de consistência não é respeitada nesta superfície, uma vez que o ponto representativo do estado de tensão pode atravessar esta fronteira com uma transição

elastoplástica suave para $\delta = r/s$. A presença do núcleo elástico permite simular correctamente a resposta ao carregamento cíclico. A resposta do modelo sob este tipo de solicitação foi analisada por Kaliakin e Dafalias (1989).

A grandeza K_p representa o módulo plástico associado ao estado de tensão corrente e $\bar{K}_p$ o módulo plástico na superfície envolvente associado ao estado de tensão imagem (para $b=1$). A expressão geral de $\bar{K}_p$ é obtida pela imposição da condição de consistência para a superfície $\dot{F} = 0$. K_p é obtido, não através da condição de consistência, mas interpolando $\bar{K}_p$ em função da distância entre σ_{ij} e $\bar{\sigma}_{ij}$.

Usando a mesma lei de projecção uma segunda imagem do estado de tensão $\hat{\sigma}_{ij}$ pode ser definida na fronteira do núcleo elástico. A distância entre σ_{ij} e $\hat{\sigma}_{ij}$, representada por $\hat{\delta}$ é utilizada para definir o conceito de *overstress* normalizado, $\Delta\hat{\sigma}$, particularmente importante na subsequente formulação da resposta viscoplástica. Esta quantidade define-se como:

$$\Delta\hat{\sigma} = \frac{\hat{\delta}}{r - \frac{r}{s}} = \frac{s}{b(s-1)} - 1 \quad (6.67)$$

6.5.2 Formulação geral elastoplástica-viscoplástica

Assumindo pequenas deformações e rotações, as taxas de deformação podem ser decompostas nas suas componentes elástica e inelástica, sendo que esta última é decomposta nas suas parcelas viscosa e plástica. As taxas das variáveis internas $\dot{q}_n$ são também decompostas numa parte viscosa e plástica, como por exemplo o centro de projecção $\dot{a}_{ij}$. Tal pode ser expresso analiticamente como:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^i = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^v + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (6.68)$$

$$\dot{q}_n = \dot{q}_n^v + \dot{q}_n^p \quad (6.69)$$

$$\dot{a}_{ij} = \dot{a}_{ij}^v + \dot{a}_{ij}^p \quad (6.70)$$

os índices e , i , v e p , denotam as componentes elástica, inelástica, viscosa e plástica, respectivamente.

Resposta elástica

A deformação elástica é dada por:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}^e \quad (6.71)$$

onde D_{ijkl} representa o tensor elástico.

Resposta viscoplástica

A resposta viscosa, $\dot{\epsilon}_{ij}^v$ e $\dot{q}_n^v$ é baseada na teoria de Perzyna (1966), por via da já referida tensão de *overstress* normalizada $\Delta\hat{\sigma}$. Tal como o núcleo elástico foi definido em conjugação com a resposta elastoplástica, pode ser definido um núcleo viscoso (no interior do qual não há comportamento viscoso) associado com $\dot{\epsilon}_{ij}^v$ e as diferentes

variáveis de estado $\dot{q}_n^v$. Por aplicação da equação 6.67 os valores de $\Delta\hat{\sigma}$ permitem obter as taxas $\dot{q}_n^v$ correspondentes. A importância do *overstress* nas equações incrementais é reflectida pelas funções escalares Φ_n ($\Phi_n > 0$ quando $\Delta\hat{\sigma} > 0$ e $\Phi_n = 0$ e $\Delta\hat{\sigma} \leq 0$). As leis de evolução da resposta viscosa são dadas por:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^v = \langle \Phi \rangle R_{ij}^v \quad (6.72)$$

$$\dot{q}_n^v = \langle \Phi_n \rangle r_n^v \quad (6.73)$$

$$\dot{a}_{ij}^v = \langle \Phi_a \rangle r_{ij}^v \quad (6.74)$$

onde $\langle \Phi \rangle$, $\langle \Phi_n \rangle$, $\langle \Phi_a \rangle$, R_{ij}^v , r_n^v e r_{ij}^v representam funções do estado.

Resposta plástica

Um ponto chave desta formulação elastoplástica-viscoplástica é a modificação da expressão do índice escalar de carga (multiplicador plástico) em relação à elastoplasticidade independente da taxa de deformação. Isto é conseguido combinando os estados de endurecimento plástico-viscoplástico no interior e sobre a superfície envolvente.

As equações incrementais de taxa de deformação para a resposta plástica são dadas por:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \langle \gamma \rangle R_{ij}^p \quad (6.75)$$

$$\dot{q}_n^p = \langle \gamma \rangle r_n^p \quad (6.76)$$

$$\dot{a}_{ij}^p = \langle \gamma \rangle r_{ij}^p \quad (6.77)$$

onde γ é o multiplicador plástico.

O multiplicador plástico é obtido a partir da equação de consistência que traduz a imposição de manter o estado de tensão imagem sobre a superfície envolvente durante o carregamento plástico, da seguinte forma:

$$\dot{F} = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} + \frac{\partial F}{\partial q_n} \dot{q}_n = 0 \quad (6.78)$$

$$\dot{F} = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} + \langle \gamma \rangle \frac{\partial F}{\partial q_n} r_n^p + \langle \Phi_n \rangle \frac{\partial F}{\partial q_n} r_n^v = 0 \quad (6.79)$$

Resultando:

$$\gamma = \frac{1}{\bar{K}_p} \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} + \langle \Phi_n \rangle \frac{\partial F}{\partial q_n} r_n^v \right) \quad (6.80)$$

com $\bar{K}_p = - \frac{\partial F}{\partial q_n} r_n^p$.

Recorrendo à lei de projecção:

$$\dot{\bar{\sigma}}_{ij} = b \dot{\sigma}_{ij} + (1-b) \dot{a}_{ij} = b \dot{\sigma}_{ij} + \dot{a}_{ij}^v (1-b) + \dot{a}_{ij}^p (1-b) \quad (6.81)$$

E substituindo na equação 6.82, resulta:

$$\gamma = \frac{1}{K_p} \left[\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} + \langle \Phi_n \rangle \frac{1}{b} \frac{\partial F}{\partial q_n} r_n^v - \langle \Phi_a \rangle \left(1 - \frac{1}{b} \right) \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} r_{ij}^v \right] \quad (6.82)$$

em que $K_p = - \left(\frac{1}{b} \frac{\partial F}{\partial q_n} r_n^p - \left(1 - \frac{1}{b} \right) \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} r_n^p \right)$

Na realidade K_p não é calculado pela expressão acima, mas sim interpolado a partir de $\bar{K}_p$ como se indica na equação 6.66.

O primeiro termo nas equações 6.80 e 6.82 é o mesmo que aparece nas equações da elastoplasticidade independente do tempo.

Resposta total

As equações constitutivas finais na forma directa são facilmente obtidas substituindo o inverso da equação 6.71, e as equações 6.72 a 6.74 e 6.75 a 6.77 nas equações 6.68 a 6.70 resultando que:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl} \left(\dot{\epsilon}_{kl} - \langle \Phi \rangle R_{kl}^v - \langle \gamma \rangle R_{kl}^p \right) \quad (6.83)$$

A expressão correspondente para o multiplicador plástico é obtida substituindo a equação 6.71 na equação 6.82 e usando as equações 6.68, 6.72 e 6.75:

$$\gamma = \frac{D_{ijkl} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\epsilon}_{kl} - \langle \Phi \rangle D_{ijkl} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} R_{kl}^v + \langle \Phi_n \rangle \frac{1}{b} \frac{\partial F}{\partial q_n} r_n^v - \langle \Phi_a \rangle \left(1 - \frac{1}{b} \right) \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} r_{ij}^v}{K_p + \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} D_{mnrs} R_{rs}^p} \quad (6.84)$$

6.5.3 Formulação para solos coesivos isotrópicos. Equações básicas para a isotropia

A formulação específica para solos isotrópicos coesivos numa estrutura de estados críticos é descrita em seguida.

Equações básicas para isotropia

Para a formulação isotrópica a dependência da superfície envolvente de σ_{ij} é expressa em termos de três invariantes de tensão, designadamente, o primeiro invariante I , a raiz quadrada do segundo invariante deviatórico J_2 , e o ângulo de Lode θ , definido em termos da relação da raiz cúbica do terceiro invariante deviatórico J_3 e de J . Estes parâmetros são definidos de acordo com as seguintes equações:

$$I = \sigma_{kk} \quad (6.85)$$

$$J = \left(\frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} \right)^{\frac{1}{2}} = \sqrt{J_2} \quad (6.86)$$

$$S = \left(\frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{ki} \right)^{\frac{1}{3}} = \sqrt[3]{J_3} = \sqrt[3]{\det(s_{ij})} \quad (6.87)$$

$$-\frac{\pi}{6} \leq \theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{S}{J} \right)^3 \right] \leq \frac{\pi}{6} \quad (6.88)$$

Uma secção meridional da superfície para um dado valor de θ mostra-se na Figura 6.25. Pode-se verificar a correspondência das diferentes quantidades com as da Figura 6.24. Verifica-se, também a existência de dois núcleos associados com a ocorrência de comportamento plástico e viscoplástico definido pelos dois parâmetros de zona s_v e s_p .

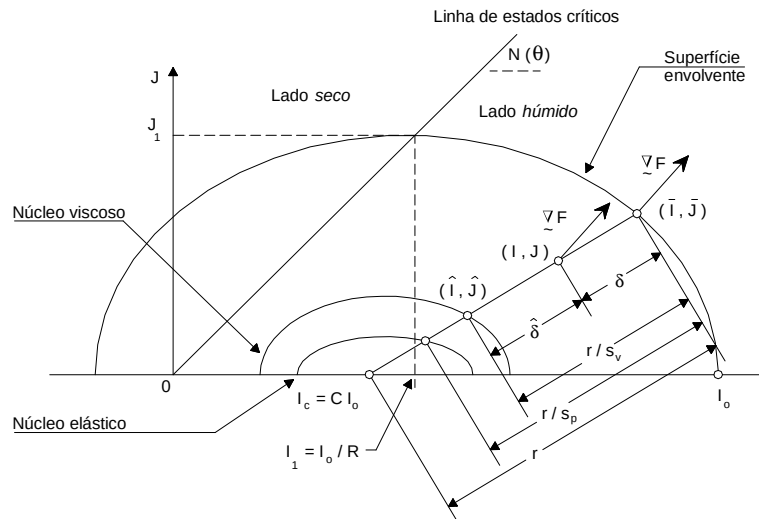


Figura 6.25 - Ilustração esquemática da lei de mapeamento radial e da superfície envolvente no espaço dos invariantes de tensão

O centro de projecção é um tensor isotrópico $a_{ij} = 1/3 I_c \delta_{ij}$, sendo I_c o seu valor principal no eixo dos I . Assim, a lei de projecção radial é analiticamente descrita por:

$$\bar{I} = b(I - I_c) + I_c \quad (6.89)$$

$$\bar{s}_{ij} = b s_{ij} \Rightarrow \bar{J} = bJ; \quad \bar{S} = bS; \quad \bar{\theta} = \theta \quad (6.90)$$

Se a superfície envolvente interceptar o eixo positivo dos I em I_0 , pode-se assumir que $I_c = C I_0$ é o centro de projecção, sendo C um parâmetro do modelo ($0 \leq C < 1$).

$$\bar{I} = b(I - C I_0) + C I_0 \quad (6.91)$$

A superfície envolvente experimenta um endurecimento isotrópico controlado por uma variável interna única que depende da variação inelástica da deformação volumétrica, $\dot{\varepsilon}_v^i = \dot{\varepsilon}_v^v + \dot{\varepsilon}_v^p$. Representado a taxa de variação do índice de vazios por $\dot{e}$, tem-se que $\dot{e} = \dot{e}^e + \dot{e}^i = \dot{e}^e + \dot{e}^v + \dot{e}^p$. As taxas $\dot{\varepsilon}_{kk}^i$ e $\dot{\varepsilon}_{kk}^i$ podem-se relacionar pela expressão:

$$\dot{e}^i = -(1+e_0)\dot{\varepsilon}_v^i = -(1+e_0)(\dot{\varepsilon}_v^v + \dot{\varepsilon}_v^p) \quad (6.92)$$

onde e_0 representa o índice de vazios inicial.

A evolução da superfície envolvente pode ser relacionada com o valor de I_0 , que representa uma medida da tensão de pré-consolidação do solo. Assumem-se relações lineares entre e e o logaritmo natural de I para ensaios de expansão e recompressão com base em resultados experimentais. As inclinações destas linhas são representadas pelos parâmetros de estados críticos λ e κ (Schofield e Wroth, 1968). Usando estes pressupostos pode-se estabelecer a seguinte relação:

$$\frac{dI_0}{de^i} = -\frac{\langle I_0 - I_L \rangle + I_L}{\lambda - \kappa} \quad (6.93)$$

Semelhante à lei de endurecimento do modelo *Cam-clay* substituindo I_0 por p_c e e^i por ε_v^p .

O parâmetro I_L representa um valor limite de I e I_0 , diferente de 0, abaixo da qual a relação entre I (ou I_0) e o índice de vazios se altera de logarítmica para linear. A introdução deste parâmetro permite anular a singularidade da rigidez elástica perto de $I=0$, resultante do amolecimento excessivo do material durante um processo de dilatância, no decurso do qual a superfície envolvente contrai. Esta equação permanece válida para e^i alterando de plástico para viscoplástico ou de uma combinação dos dois. Esta relação constitui a ligação básica do mecanismo de interacção entre do endurecimento plástico e viscoplástico.

Como $\dot{I} = 3K\dot{\varepsilon}_v$ o módulo de compressibilidade volumétrico é dado por:

$$K = \frac{(1+e_0)(\langle I - I_L \rangle + I_L)}{3\kappa} \quad (6.94)$$

6.6 Implementação do modelo para condições isotrópicas

6.6.1 Formulação

A forma específica da superfície envolvente consistindo numa única elipse foi desenvolvida por Kaliakin e Dafalias (1989) e é aqui usada. Versões anteriores do modelo com formas compostas desta superfície incluindo duas elipses e uma hipérbole, foram já utilizadas (Dafalias e Herrmann, 1986). A elipse, cujos parâmetros associados estão representados na Figura 6.25, define-se como:

$$F(\bar{I}, \bar{J}) = (\bar{I} - I_0) \left(\bar{I} + \frac{R-2}{R} I_0 \right) + (R-1)^2 \left(\frac{\bar{J}}{N} \right)^2 = 0 \quad (6.95)$$

O parâmetro N , é uma função do invariante de tensão θ que define a orientação da linha de estados críticos no espaço dos invariantes de tensão (Figura 6.25). R é uma constante do modelo que permite definir a forma da superfície e introduzir alguma resistência à tracção. Para $R=2$ a superfície envolvente coincide com a elipse do modelo *Cam-clay*.

A relação entre N e θ é definida pela seguinte equação:

$$N(\theta) = \frac{2\mu}{1 + \mu - (1 - \mu)\sin 3\theta} N_c \quad (6.96)$$

sendo $\mu = N_e/N_c$ a relação entre os valores de N em extensão e compressão triaxial. Para o caso de estados triaxiais de compressão $N_c = N(\pi/6)$ ou extensão $N_e = N(-\pi/6)$. Este parâmetro relaciona-se com o parâmetro M do modelo *Cam-clay* de acordo com: $N = M/(3\sqrt{3})$.

O primeiro passo para a aplicação do modelo consiste em determinar, a variável b que é função da distância do estado de tensão corrente à superfície envolvente, a partir da substituição de uma forma explícita de $\bar{\sigma}_{ij}$ (equações 6.91 e 6.95):

$$F(\bar{\sigma}_{ij}) = F(\bar{l}, \bar{J}, \bar{\theta}) = \hat{F}(l, J) = 0 \quad (6.97)$$

Como o centro de projecção fica sobre o eixo hidrostático $\bar{\theta} = \theta$.

Resultando:

$$\hat{F}(l, J) = [bl + (1-b)Cl_0 - l_0] \left[(bl + (1-b)Cl_0) + \frac{R-2}{R} l_0 \right] + (R-1)^2 \left(\frac{bJ}{N} \right)^2 = 0 \quad (6.98)$$

obtém-se uma equação quadrática em b :

$$A_I b^2 + A_{II} b + A_{III} = 0 \quad (6.99)$$

com $A_I = (l - Cl_0)^2 + \left(\frac{J}{N} \right) (R-1)^2 > 0$, $A_{II} = 2l_0(l - Cl_0) \left(C - \frac{1}{R} \right)$ e $A_{III} = l_0^2 (C-1) \left(C + \frac{R-2}{R} \right)$

da qual se retira a raiz positiva.

A grandeza do parâmetro b permite determinar a zona onde se localiza o estado de tensão actual. O estado de tensão σ_{ij} estará dentro da zona elástica e portanto o multiplicador plástico γ será nulo se:

$$\delta = \frac{(b-1)}{b} r > \frac{r}{s_p}; \quad b \geq \frac{s_p}{s_p - 1} \quad (6.100)$$

Neste caso a resposta é elástica. Se o estado de tensão estiver fora da zona elástica tem-se que $b < s/(s-1)$ e $F(\sigma_{ij}) < 0$ é necessário o cálculo do multiplicador plástico γ para actualizar a tensão σ_{ij} e a variável interna l_0 .

Se o núcleo viscoso for exterior ao núcleo elástico haverá ainda a ocorrência de deformações viscoplásticas se:

$$b \geq \frac{s_v}{s_v - 1} \quad (6.101)$$

Neste caso σ_{ij} e I_0 são igualmente actualizadas.

Actualização do estado de tensão fora do núcleo elástico

A condição de consistência tem que ser verificada na superfície envolvente, ou seja, $\bar{\sigma}_{ij}$ deve permanecer sobre $\dot{F} = 0$.

Esta condição traduz-se matematicamente por:

$$\dot{F}(\bar{\sigma}_{ij}, I_0) = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} + \frac{\partial F}{\partial I_0} \dot{I}_0 = 0 \quad (6.102)$$

sendo que:

$$\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} = \frac{\partial F}{\partial \bar{I}} \frac{\partial \bar{I}}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} + \frac{\partial F}{\partial \bar{J}} \frac{\partial \bar{J}}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} + \frac{\partial F}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial \bar{\theta}} \frac{\partial \bar{\alpha}}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \quad (6.103)$$

Para o caso de a superfície envolvente ser definida pela função referida, tem-se que:

$$\begin{cases} \frac{\partial F}{\partial \bar{I}} = 2\bar{I} + \left(\frac{R-2}{R} - 1 \right) I_0 \\ \frac{\partial F}{\partial \bar{J}} = \frac{(R-1)^2}{N^2} 2\bar{J} \\ \frac{\partial F}{\partial N} = -2(R-1)^2 \frac{\bar{J}^2}{N^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\partial \bar{I}}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} = \delta_{ij} \\ \frac{\partial \bar{J}}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} = \frac{1}{2\bar{J}} s_{ij} \\ \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} = \frac{\sqrt{3}}{2\bar{J} \cos 3\bar{\theta}} \left[\frac{1}{\bar{J}^2} \bar{s}_{ij} \bar{s}_{kj} - 3 \frac{\det(\bar{s}_{mn})}{2\bar{J}^4} \bar{s}_{ij} - \frac{2}{3} \delta_{ij} \right] \\ \frac{dN}{d\bar{\theta}} = \frac{6N_c \mu (1-\mu) \cos 3\bar{\theta}}{[1 + \mu + (\mu-1) \sin 3\bar{\theta}]^2} \\ \frac{\partial F}{\partial I_0} = \frac{R-2}{R} (\bar{I} - 2I_0) - \bar{I} \end{cases}$$

A lei de endurecimento é governada pela taxa de variação de I_0 , $\dot{I}_0$:

$$\dot{I}_0 = A \dot{\epsilon}_v^i \quad (6.104)$$

$$\text{com } A = (1 + e_0) \frac{\langle I_0 - I_L \rangle + I_L}{\lambda - \kappa}$$

e como:

$$\dot{\epsilon}_v^i = \dot{\epsilon}_v^p + \dot{\epsilon}_v^v = \langle \gamma \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} + \langle \phi \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} = (\langle \gamma \rangle + \langle \Phi \rangle) \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \quad (6.105)$$

tem-se que:

$$\dot{l}_0 = A(\langle \gamma \rangle + \langle \Phi \rangle) \frac{\partial F}{\partial \sigma_{kk}} \quad (6.106)$$

A função de escalar de *overstress* é definida para o modelo isotrópico como:

$$\Phi = \frac{1}{V} \exp\left(\frac{J}{NI}\right) \left(\frac{\hat{\delta}}{r - \frac{r}{s_v}}\right)^n \quad (6.107)$$

em que V e n são parâmetros do modelo.

Substituindo $\dot{l}_0$ na equação de consistência e resolvendo para o multiplicador plástico γ vem (semelhante à equação 6.80):

$$\gamma = \frac{1}{\bar{K}_p} \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} + \frac{\partial F}{\partial l_0} A \langle \Phi \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \right) \quad (6.108)$$

Em que $\bar{K}_p = -\frac{\partial F}{\partial l_0} A \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}}$ é o módulo plástico no ponto imagem $\bar{\sigma}_{ij}$

Recorrendo à projecção radial, substituindo $\dot{\bar{\sigma}}_{ij} = b \dot{\sigma}_{ij} + \frac{(1-b)}{3} CA(\langle \Phi \rangle + \langle \gamma \rangle) \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \delta_{ij}$ também na equação de consistência, e resolvendo em ordem a L tem-se:

$$\gamma = \frac{1}{K_p} \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{1}{b} A \langle \Phi \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \left(\frac{1-b}{3} C \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} + \frac{\partial F}{\partial l_0} \right) \right) \quad (6.109)$$

com $K_p = -\frac{1}{b} \bar{K}_p - \frac{(1-b)}{3b} CA \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \right)^2$, na realidade K_p não é dado por esta expressão mas é interpolado a partir de δ e $\bar{K}_p$, de acordo com a equação 6.66, como foi já referido.

Finalmente, substituindo a lei elástica:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}^e = D_{ijkl} (\dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\epsilon}_{kl}^p - \dot{\epsilon}_{kl}^v) = D_{ijkl} \left(\dot{\epsilon}_{kl} - \langle \gamma \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kl}} - \langle \Phi \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kl}} \right) \quad (6.110)$$

Usando a equação anterior e isolando γ , obtém-se a seguinte relação entre o multiplicador plástico e a taxa de deformação $\dot{\epsilon}_{ij}$:

$$\gamma = \frac{1}{K_p + \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} D_{ijkl} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kl}}} \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} D_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl} - \langle \Phi \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} D_{ijkl} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kl}} + \frac{1}{b} A \langle \Phi \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{mn}} \left(\frac{1-b}{3} C \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{mn}} + \frac{\partial F}{\partial I_0} \right) \right) \quad (6.111)$$

Lei de endurecimento modificada

Crucial para o desempenho da formulação de superfície envolvente para estados de tensão dentro da superfície é a determinação da função de endurecimento H incluída na equação 6.66 para o modelo de projecção radial. Esta função H define a forma das curvas tensão-deformação no decorrer do endurecimento plástico (ou amolecimento) para pontos no interior da superfície envolvente. Associada à expressão simplificada da superfície envolvente que aqui se descreveu está a seguinte forma de H (Kaliakin e Dafalias, 1989):

$$H = \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} p_a \left[h(\theta) z^{0,02} + h_0 (1 - z^{0,02}) \right] f \quad (6.112)$$

onde:

$$f = \frac{1}{2} \left[a + \text{sgn}(n_p) |n_p|^{1/w} \right] \text{ e } n_p = \frac{\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}}}{\sqrt{3 \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}}}}$$

p_a representa a pressão atmosférica. A variável z é definida como $z = J/J_1 = J/NI_1 = JR/NI_0$, e é um factor de peso em relação a h_0 e $h(\theta)$. A quantidade h_0 representa o parâmetro de endurecimento para estados na vizinhança imediata do eixo do I (para $z^{0,02} \approx 0$). Para pontos na superfície envolvente para os quais $z^{0,02} \approx 1$, o grau de endurecimento é definido por $h(\theta)$. A variação da magnitude de $h(\theta)$ de um valor de $h_c = h(\pi/6)$ (correspondente a um estado de compressão triaxial) para um valor de $h_e = h(-\pi/6)$ (correspondente a um estado de extensão triaxial) é definida por:

$$h(\theta) = \frac{2\mu}{1 + \mu - (1 - \mu) \sin 3\theta} h_c \quad (6.113)$$

onde $\mu = h_e/h_c$. A quantidade h_0 é tipicamente imposta igual à média entre h_c e h_e .

O factor mais importante da função H é o factor de endurecimento h , que varia com θ de acordo com a equação 6.113, sendo necessária a determinação de h_c e h_e em compressão e extensão, respectivamente.

Com o objectivo de satisfazer a consistência dimensional e para que as constantes h_c e h_e sejam adimensionais, propõe-se a seguinte modificação da função de interpolação (Maranha e Vieira, 2005):

$$H = \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} (10p_a)^3 \left[h(\theta) z^{0,02} + h_0 (1 - z^{0,02}) \right] f \quad (6.114)$$

Na implementação explícita assume-se que a taxa de deformação $\dot{\epsilon} = \Delta\epsilon/\Delta t$, é constante durante o intervalo Δt . Numa primeira fase é efectuado o cálculo da taxa de tensão $\dot{\sigma}_{ij}$:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl}\dot{\epsilon}_{kl}^e = K\dot{\epsilon}_v^e\delta_{ij} + 2G\dot{\epsilon}_{ij}^e \quad (6.115)$$

O módulo de compressibilidade volumétrica K é dado pela equação 6.94. Também neste modelo o módulo de distorção G pode ser constante com coeficiente de Poisson ν variável (equação 6.59) ou variável com ν constante (equação 6.60).

Em seguida determina-se o parâmetro b que define a zona em que se localiza o estado de tensão. Mesmo que $L=0$ pode acontecer que o valor de $\Phi > 0$ se $b < \frac{s_p}{s_p - 1}$ e $b > \frac{s_v}{s_v - 1}$. Neste caso o estado de tensão localiza-se numa zona viscoplástica. Isto só é possível se a superfície definida por s_p for interior à superfície definida por s_v .

Procede-se em seguida ao cálculo das componentes irreversíveis do tensor das taxas de deformação:

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_v^v = \langle \Phi \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \\ \dot{\epsilon}_{ij}^v = \langle \Phi \rangle \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} - \frac{1}{3} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \delta_{ij} \right) \\ \dot{\epsilon}_v^p = \langle \gamma \rangle \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \\ \dot{\epsilon}_{ij}^p = \langle \gamma \rangle \left(\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} - \frac{1}{3} \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{kk}} \delta_{ij} \right) \end{cases} \quad (6.116)$$

Para cada etapa de cálculo determinam-se as taxas $\dot{\sigma}_{ij}$ e $\dot{i}_0$ de modo que $\Delta\sigma_{ij} = \dot{\sigma}_{ij} \Delta t$; $\Delta i_0 = \dot{i}_0 \Delta t$. São assim actualizados o estado de tensão e a variável interna de acordo com.

$$\begin{cases} \dot{\sigma}_{ij} = K \left[\dot{\epsilon}_v - (\dot{\epsilon}_v^v + \dot{\epsilon}_v^p) \right] \delta_{ij} + 2G \left[\dot{\epsilon}_{ij} - (\dot{\epsilon}_{ij}^v + \dot{\epsilon}_{ij}^p) \right] \\ \dot{i}_0 = (1 + e_0) \frac{\langle I_0 - I_L \rangle + I_L}{\lambda - \kappa} (\dot{\epsilon}_v^v + \dot{\epsilon}_v^p) \end{cases} \quad (6.117)$$

Procedeu-se igualmente a uma implementação da versão elastoplástica do modelo, excluindo todos os termos que fazem intervir o comportamento dependente do tempo.

6.6.2 Resposta em condições não drenadas

Considere-se um ensaio triaxial de fluência não drenado numa amostra normalmente consolidada. Neste caso resulta $\dot{j} = 0$, sendo possível chegar às seguintes expressões (Kaliakin e Dafalias, 1990a):

$$\dot{i} = -g\langle \Phi \rangle K \frac{\partial F}{\partial I} \quad (6.118)$$

$$\dot{e}_{ij} = \langle \Phi \rangle \frac{1}{2J} s_{ij} \frac{\partial F}{\partial J} \quad (6.119)$$

As equações descrevem o conhecido fenómeno de aumento de e_{ij} com o decréscimo de I (com o correspondente aumento da pressão neutra) sob condições não drenadas abaixo da linha de estados críticos. O decréscimo de I é representado esquematicamente nas Figuras 6.26 e 6.27 por uma sequência de setas começando do ponto de início da fluência. As linhas a tracejado representam a correspondente expansão da superfície envolvente e do núcleo viscoso. Dependendo do tamanho do núcleo viscoso (determinado pelo valor do parâmetro s_v), da localização do centro de projecção (determinado pelo valor do parâmetro C) e do nível da tensão de desvio no decurso da fluência J_c , duas situações, esquematicamente representadas nas figuras referidas, são possíveis (Kaliakin e Dafalias, 1990a): 1) para pequenos valores de J_c a trajectória de tensões, no limite, contacta com o núcleo elástico. No decurso deste processo

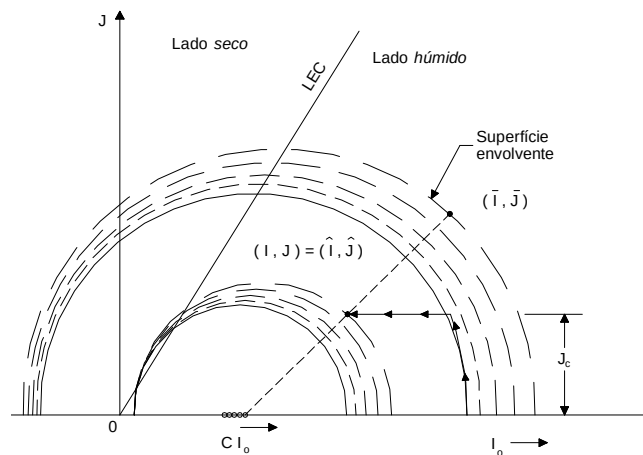


Figura 6.26 - Evolução da superfície envolvente e tensões efectivas no decurso do corte não drenado triaxial seguido de fluência terminando quanto o ponto de estado contacta com o núcleo elástico (Kaliakin e Dafalias, 1990a)

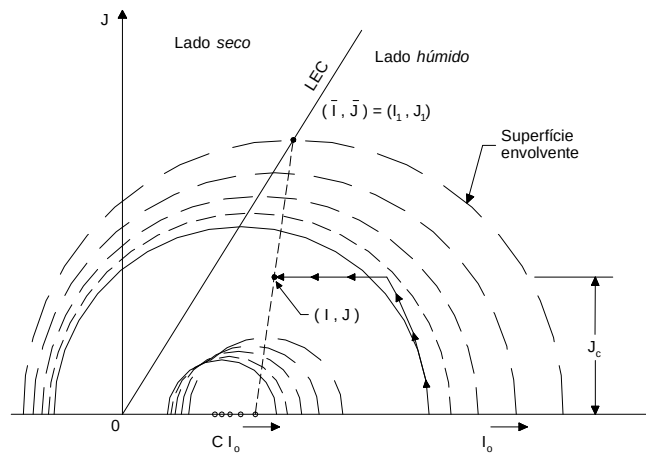


Figura 6.27 - Evolução da superfície envolvente e tensões efectivas durante o corte não drenado seguido de fluência terminando com o ponto imagem alcançando a linha de estados críticos (Kaliakin e Dafalias, 1990a)

$\Delta\hat{\sigma}$ diminui continuamente, resultando numa função de *overstress* Φ decrescente e uma taxa $\dot{e}_{ij}^V$ decrescente. O processo de fluência é dito ter estabilizado; 2) se J_c for suficientemente elevado ou s_v reduzido, o estado de tensão efectiva alcança uma posição em que o seu ponto imagem se torna a intersecção da superfície envolvente com a linha

de estados críticos, ocorrendo rotura por fluência. Neste ponto deformações puramente distorcionais são desenvolvidas, e não há posterior alteração em I ou no endurecimento da superfície envolvente.

6.6.3 Verificação da implementação do modelo elastoplástico-viscoplástico

6.6.3.1 Comportamento independente do tempo

Efectuam-se alguns testes para aplicação do modelo de superfície envolvente a situações específicas de carregamento e compara-se a resposta com os resultados obtidos por Dafalias e Herrman (1986).

Para calibração do modelo são necessárias 14 constantes, das quais 11 se associam ao comportamento independente do tempo. Recapitulando brevemente o significado destas constantes: κ , λ , ν ou G , $N_c = M_c / (3\sqrt{3})$ e $N_e = M_e / (3\sqrt{3})$, são as constantes materiais clássicas do modelo *Cam-clay*. R determina a forma da superfície envolvente em compressão ou extensão. Os restantes 4 parâmetros, C , s_p , h_c e h_e estão relacionados com a resposta para estados sobreconsolidados. O primeiro determina a posição do centro de projecção I_c , o segundo o tamanho do núcleo elástico e os últimos dois estão relacionados com o factor de endurecimento h . Este parâmetro impõe a magnitude de amolecimento no interior da superfície envolvente. Para valores suficientemente elevados de h é obida a resposta do modelo *Cam-clay*. Todas estas constantes podem ser determinadas por ensaios triaxiais para diferentes valores de OCR sob condições não drenadas.

No primeiro teste é analisado o efeito da variação dos parâmetros h e C para condições de carregamento não drenado e diferentes graus de sobreconsolidação. Os parâmetros utilizados, resultantes de calibrações efectuadas a uma mistura de caulino e bentonite, foram os seguintes: $\lambda = 0,15$, $\kappa = 0,02$, $N_c = N_e = 0,24$, $\nu = 0,3$, $R = 2,5$, $C = 0$, $s_p = 1$, $h_c = h_e = 40$. Ao índice de vazios inicial foi atribuído o valor de 0,62. Foi fixado o valor de I_L em 10kPa.

Efeito do parâmetro h

Na Figura 6.28 mostra-se a resposta prevista para as trajectórias de tensão não drenadas em compressão triaxial para um valor de OCR=2 e diferentes valores de h_c . Os resultados coincidem com os obtidos por Dafalias e Herrman (1986).

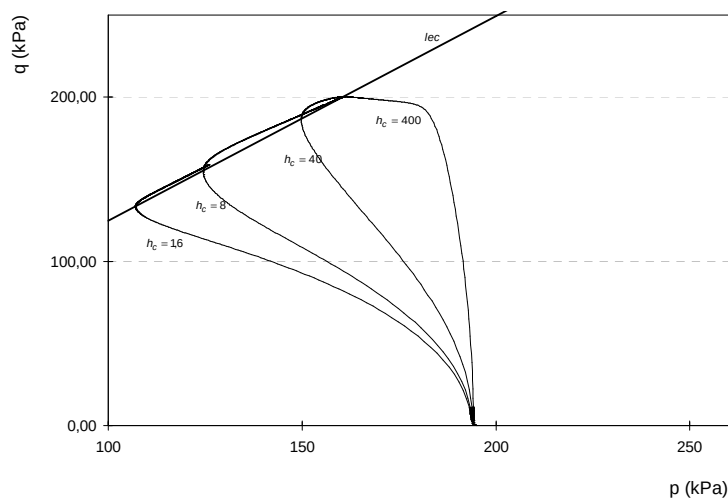


Figura 6.28 - Efeito da variação do parâmetro h_c na trajectória de tensões

Efeito do parâmetro C

Também a resposta obtida para diferentes posições do centro de projecção, fixando $h_c = 8$, que se mostra na Figura 6.29, iguala a obtida pelos autores referidos.

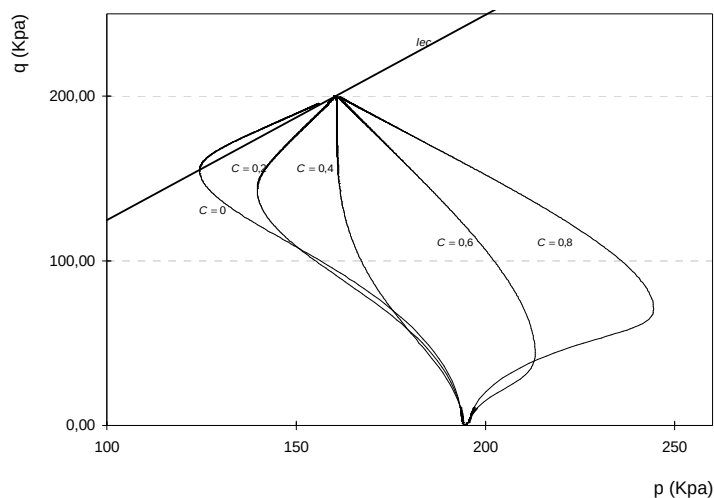


Figura 6.29 - Efeito da variação do parâmetro C na trajetória de tensões

6.6.3.2 Comportamento dependente do tempo

A capacidade de prever e simular a resposta elastoplástica-viscoplástica de solos coesivos isotrópicos foi também testada. O comportamento dependente do tempo, como já foi referido, entra na formulação através da função de escalar de *overstress*, (6.108). Aos parâmetros associados à versão elastoplástica do modelo adicionam-se agora s_v , V e n .

Simulação da resposta para carregamento edométrico

Investigou-se o efeito qualitativo da taxa de deformação na resposta do material sob carregamento edométrico. Foram utilizados os parâmetros indicados por Kaliakin e Dafalias (1990b) para a argila siltosa orgânica de São Francisco (*Bay Mud*). Os parâmetros considerados foram: $\lambda = 0,29$, $\kappa = 0,01$, $N_c = N_e = 0,144$, $\nu = 0,3$, $R = 2,55$, $C = 0,5$, $s_p = 2$, $h_c = h_e = 40$, $s_v = 2$, $V = 4,9 \times 10^7$ kPa.min e $n = 3,2$. O carregamento foi efectuado a partir de uma tensão de consolidação isotrópica de 100kPa. As taxas de deformação impostas variaram entre $\dot{\epsilon} = 5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ e $\dot{\epsilon} = 5 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$. Para comparação foi efectuada uma análise independente do tempo (Maranha e Vieira, 2005). Os resultados são apresentados na Figura 6.30.

É claro o efeito da taxa de deformação na resposta do material ao longo da totalidade da curva de compressão. No caso de ensaios a diferentes taxas de deformação, a resposta será tanto mais elevada quanto mais elevada for a velocidade de carregamento (menor deformação viscosa). No limite a deformação viscosa é nula e a resposta iguala a elastoplástica (ao contrário do que sucede no modelo anterior de acordo com o qual para deformação viscosa nula a resposta iguala a elástica), o que se pode confirmar pelos resultados mostrados na figura.

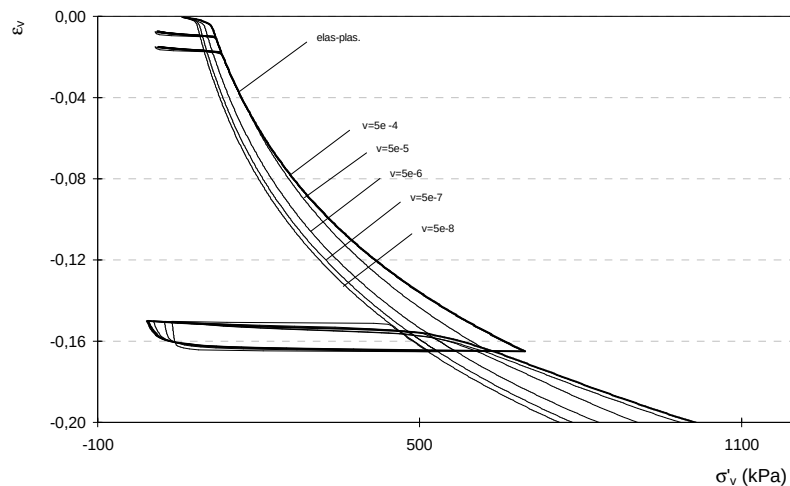


Figura 6.30 - Resposta para carregamento edométrico a diferentes taxas de deformação

Simulação da resposta de fluência não drenada

Os parâmetros indicados acima foram obtidos por Kaliakin e Dafalias (1990b) num ajuste aos resultados experimentais de ensaios não drenados de fluência efectuados por Arulanandan *et al.* (1971) em amostras da formação referida.

As amostras foram consolidadas isotropicamente para uma tensão de 196kPa e depois submetidas ao corte para 70, 50, 35 e 0% da tensão de corte máxima previamente determinada ($q_{max} = 157$ kPa). Foram posteriormente submetidas a condições de fluência não drenada mantendo constantes os níveis de tensão distorcional. Os resultados das simulações numéricas estão representadas nas Figuras 6.31, 6.32 e 6.33. Verifica-se que os resultados são idênticos aos obtidos para verificação pelos autores do modelo, que haviam apresentando, por sua vez, bom nível de ajuste com os resultados experimentais.

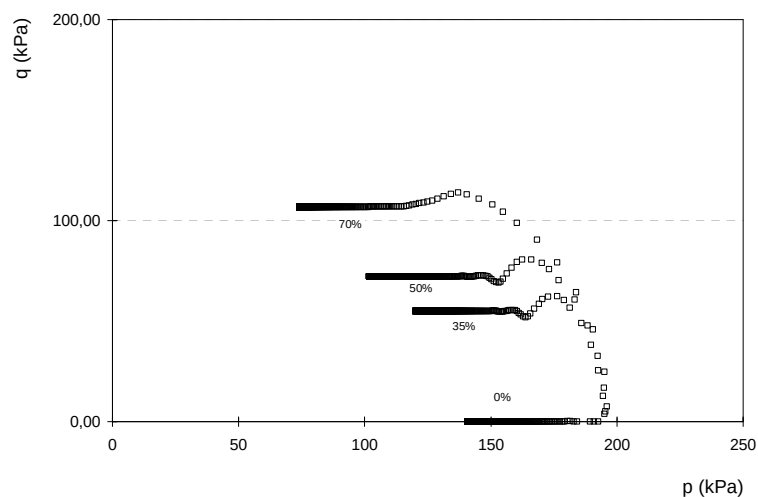


Figura 6.31 - Trajectórias de tensões efectivas para as argilas de São Francisco

Constata-se, tal como seria de esperar, que a grandeza das deformações de fluência é tanto maior quanto o nível da tensão de desvio aplicada. Em termos volumétricos a fluência provoca um efeito de relaxação (diminuição da tensão efectiva média). Para tensão de corte nula o efeito da fluência é também verificado o que se deve ao facto de o estado de tensão inicial se localizar fora do núcleo viscoso.

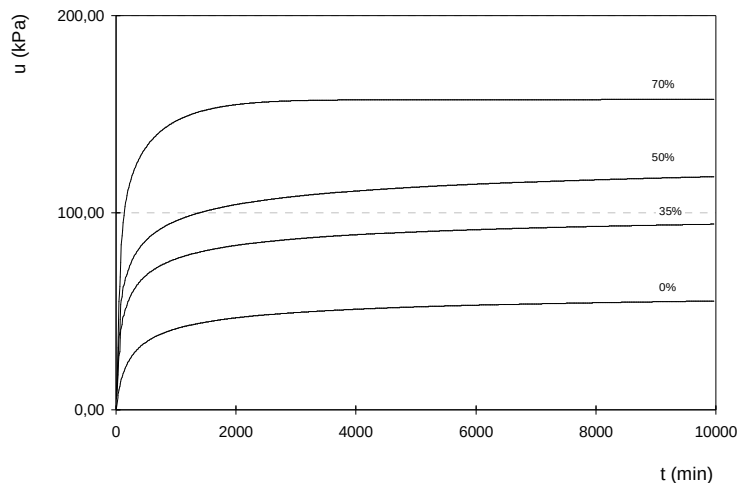


Figura 6.32 - Variação dos excessos de pressões neutras no decurso da fluência não drenada

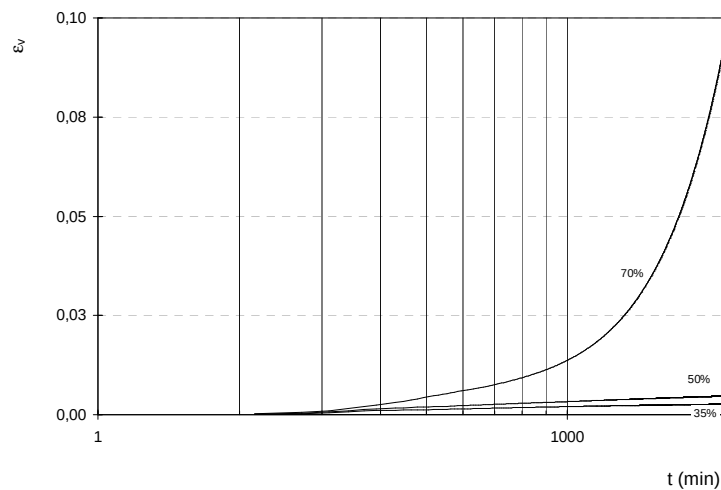


Figura 6.33 - Variação da deformação axial no decurso da fluência não drenada

6.6.3.3 Análise da convergência da solução

É agora analisada a convergência da resposta do modelo a duas situações de carregamento reduzindo progressivamente o intervalo de tempo de integração numérica. Para condições de carregamento triaxial foram impostos níveis de tensão, que resultaram em trajetórias na zona sub-crítica e super-crítica.

Para a situação de carregamento triaxial em condições drenadas os parâmetros do modelo tomaram os seguintes valores: $\lambda = 0,29$, $\kappa = 0,01$, $N_c = N_e = 0,277$, $\nu = 0,3$, $R = 2,55$, $C = 0,3$, $s_p = 1$, $h_c = h_e = 40$, $s_v = 1,1$, $V = 4,9 \times 10^7$ kPa.min e $n = 3,2$ e um nível de tensão de pré-consolidação definido por I_0 de 700 kPa. A partir de um estado de tensão inicial isotrópico de 80 kPa foi imposta instantaneamente uma tensão distorcional de 28,5 kPa. Na Figura 6.34 apresenta-se a evolução da deformação vertical em função do tempo. Verifica-se, como seria de esperar, que o amolecimento progressivo do material conduz a um aumento do nível de deformação com o tempo. Constata-se uma clara convergência da solução com a diminuição do intervalo de integração.

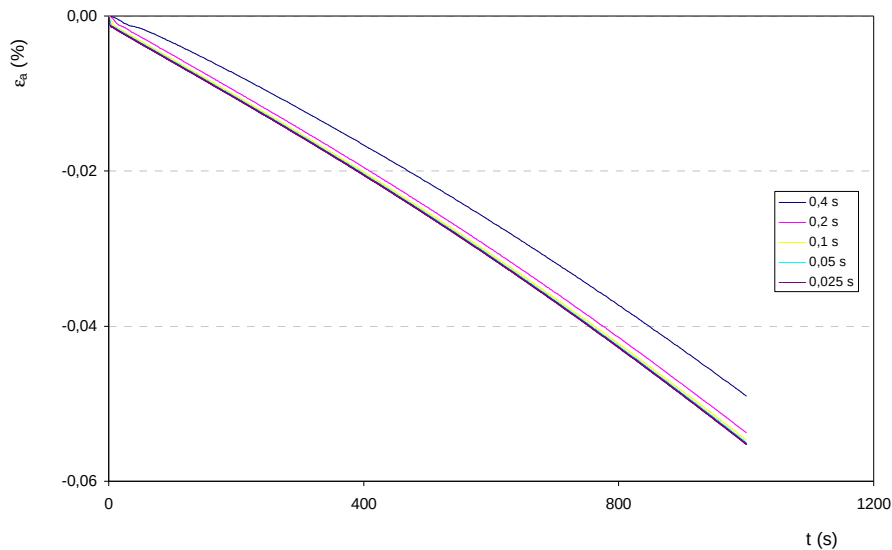


Figura 6.34 - Evolução da deformação axial em função do tempo para um estado de tensão triaxial (zona super-crítica) para diferentes intervalos de tempo

Alterando a posição do centro de projecção para $C=0$, a mesma solicitação resulta agora uma trajetória de tensões com uma imagem na zona sub-crítica da superfície envolvente. O endurecimento progressivo do material, conduz neste caso a uma deformação decrescente com o tempo e a uma tendência para a estabilização das deformações. A convergência é também evidente com a diminuição do intervalo de tempo (Figura 6.35).

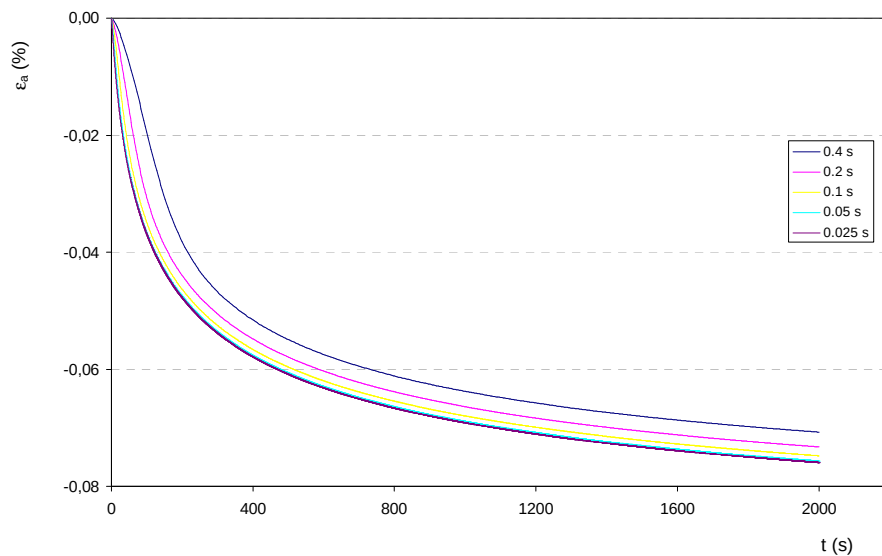


Figura 6.35 - Evolução da deformação axial em função do tempo para um estado de tensão triaxial (zona sub-crítica) para diferentes intervalos de tempo de integração

6.7 Simulação numérica dos ensaios de laboratório

6.7.1 Introdução

Apresenta-se nesta secção a modelação numérica dos ensaios de laboratório apresentados no capítulo anterior. Os ensaios de corte triaxial não drenados convencionais, com recurso ao modelo de superfície envolvente na sua versão elastoplástica, e os ensaios triaxiais não drenados de fluência, com recurso aos dois modelos.

6.7.2 Simulação com recurso ao modelo elasto-viscoplástico

6.7.2.1 Introdução

A estas relações constitutivas estão associados 4 parâmetros relativos ao modelo de estados críticos, λ , κ , M e p_c , que caracterizam o comportamento independente do tempo, e 1 parâmetro que descreve a resposta viscoplástica, η .

Os valores para os parâmetros de estados críticos utilizados foram estimados com base nos resultados apresentados no Capítulo 5. Nas primeiras análises efectuadas utilizaram-se os seguintes: $\lambda = 0,076$, $\kappa = 0,011$, $M = 1,121$ e $p_c = 1000 \text{ kPa}$. Foi considerada a opção K/G constante definida por um valor de $\nu = 0,3$. Os ensaios triaxiais de fluência foram modelados a partir das tensões isotrópicas de consolidação, seguindo-se toda a sequência de carregamento imposta, que alternou fases de acréscimo do nível de tensão distorcional e fases de fluência a q constante.

6.7.2.2 Simulação com recurso ao modelo sem correcção da elipse na zona super-crítica

As trajectórias de tensão referentes aos dois primeiros ensaios, juntamente com as obtidas pelo modelo, para os valores apontados das constantes materiais, mostram-se na Figura 6.36. Em todas as análises se considerou para a função de *overstress* o valor da função de cedência: $\Phi(f) = f$.

No interior da superfície de cedência o comportamento é elástico não ocorrendo variação da tensão efectiva média, ao contrário do que sucede nos ensaios. Verificou-se que no ensaio 3623td a resistência foi ligeiramente subestimada pela simulação numérica. No ensaio 3857ta a trajectória de tensão obtida não alcançou a superfície de cedência, pelo que, com o modelo numérico utilizado, foi sobrestimada a resistência e não foram previstas deformações ao longo do tempo. Em seguida, para o último patamar de fluência, fez-se variar o parâmetro de viscosidade entre $\eta = 10^{14}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ de modo a reproduzir a evolução da deformação axial obtida no ensaio 3623td, como se mostra na Figura 6.37. Obtém-se uma reprodução satisfatória da evolução da deformação ao longo do tempo para $\eta = 5 \times 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$.

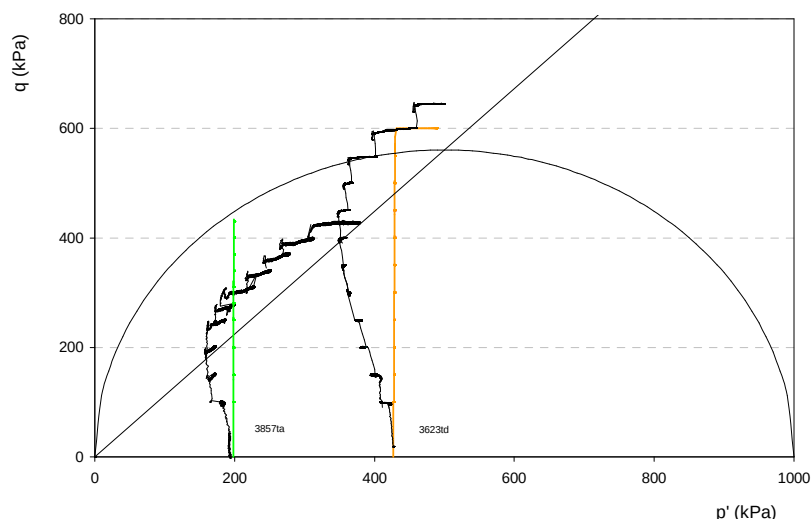


Figura 6.36 - Trajectórias de tensão p' - q obtidas nos ensaios 3857ta e 3623td e tentativa de reprodução com o modelo elasto-viscoplástico

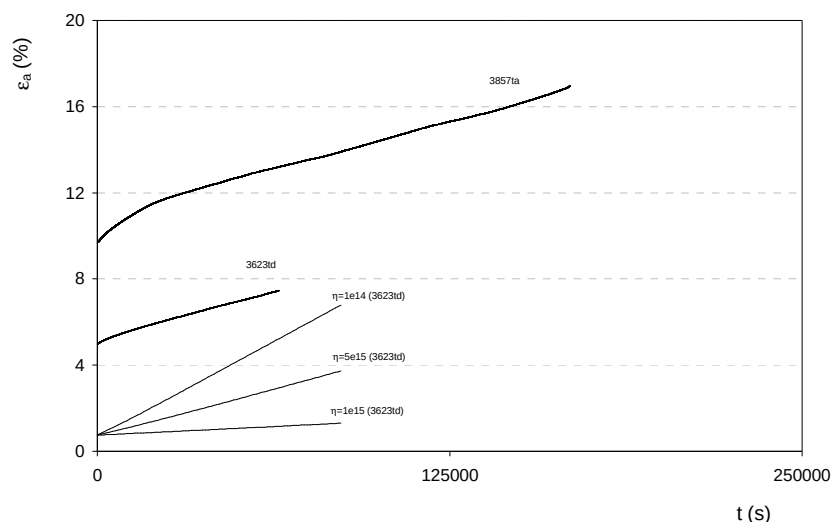


Figura 6.37 - Evolução das deformações ao longo do tempo para diferentes parâmetros de viscosidade (ensaio 3623td)

Os valores adoptados para as constantes do modelo não permitiram reproduzir o comportamento observado nos ensaios 3857tb e 3857tc. Com efeito a tensão de pré-consolidação teria que ter um valor substancialmente superior de modo a que os níveis de resistência e o comportamento dilatante obtidos no ensaio 3857tc pudessem ser mais adequadamente aproximados. Procedeu-se assim a um aumento do valor da tensão de pré-consolidação para $p_c = 1700$ KPa, conseguindo-se obter o nível de resistência do último ensaio referido. Porém, tal como anteriormente, a resistência para os níveis inferiores da tensão de pré-consolidação é largamente sobrestimada pelo modelo, como se pode verificar na Figura 6.38 em relação ao ensaio 3857tb.

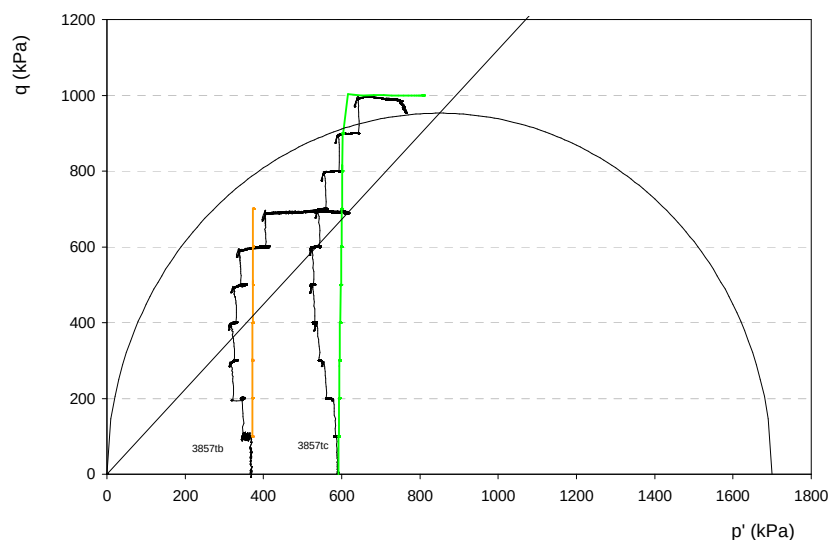


Figura 6.38 - Trajectórias de tensão p' - q obtidas nos ensaios 3857tb e 3857tc e tentativa de reprodução com o modelo elasto-viscoplástico

Em termos de evolução da deformação com o tempo, mostram-se na Figura 6.39 os resultados numéricos para diferentes valores de η . Para o ensaio 3857tc a fase de fluência secundária foi reproduzida para $\eta = 7 \times 10^{16}$ kPa².s. Mais uma vez no ensaio 3657tb não foram previstas por este modelo deformações de fluência.

Note-se que, no início da fase de fluência secundária, fase em que o modelo permite reproduzir o comportamento dependente do tempo caso seja ultrapassado o nível de resistência, os valores de deformação registados no ensaio são já substancialmente superiores aos obtidos numericamente. Tal deve-se essencialmente ao facto de na modelação numérica, no interior da superfície de cedência o comportamento ser elástico e não permitir reproduzir as deformações verificadas no ensaio ao longo dos sucessivos patamares de fluência. No entanto, pode haver também alguma contribuição de diferenças obtidas na deformação calculada nos patamares de carga.

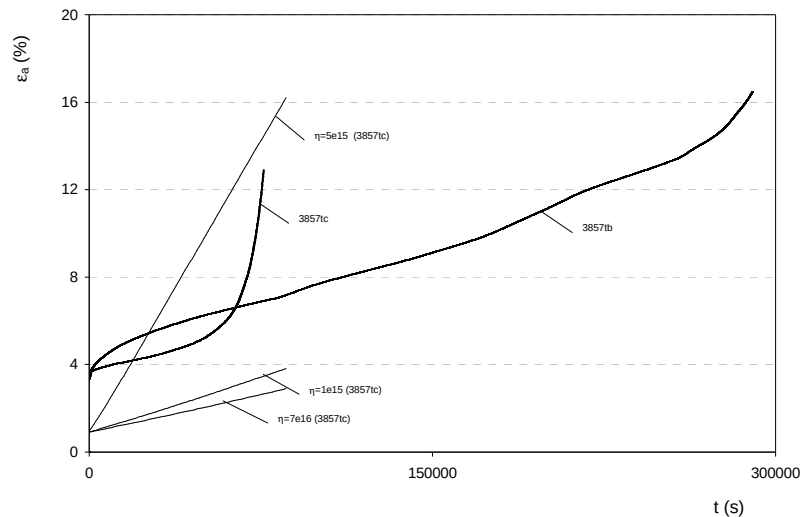


Figura 6.39 - Evolução das deformações ao longo do tempo para diferentes parâmetros de viscosidade (3857tc)

6.7.2.3 Simulação com recurso ao modelo com correcção da elipse na zona super-crítica

Como se verificou, a modelação efectuada sobrestima substancialmente a resistência das amostras para os níveis inferiores de tensão de consolidação, não permitindo a reprodução do comportamento diferido no tempo. Para tentar eliminar esta limitação procedeu-se a uma correcção da forma da superfície de cedência na zona super-crítica de modo a melhor definir os limites de resistência para valores inferiores da tensão média. Usando a correcção proposta em 6.3.3 e implementada numericamente na formulação explícita, fez-se variar o parâmetro L , diminuindo progressivamente o tamanho da superfície.

Em termos de resistência para os dois ensaios indicados o ajuste conseguido foi satisfatório como se pode verificar na Figura 6.40. Neste caso mantiveram-se as constantes indicadas na secção anterior e o parâmetro L tomou um valor de 0,365. Foi necessário proceder a uma nova correcção da tensão de pré-consolidação para $p_c = 2000$ KPa.

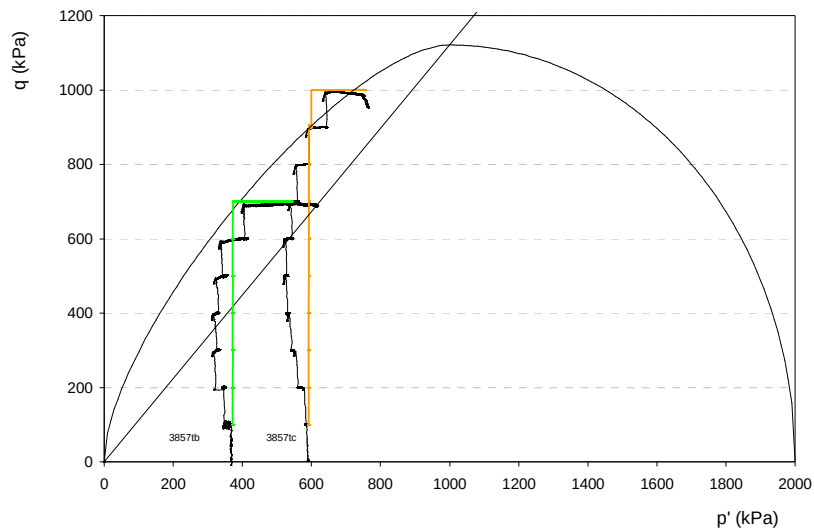


Figura 6.40 - Trajetórias de tensão p' - q obtidas nos ensaios 3857tb e 3857tc e tentativa de reprodução com o modelo elasto-viscoplástico com correcção da zona super-crítica

A possibilidade de ultrapassar a superfície de cedência permite a ocorrência de movimentos ao longo do tempo para os dois ensaios. O ajuste em termos de evolução da deformação no tempo foi obtido para $\eta = 2 \times 10^{14}$ e $\eta = 3 \times 10^{15}$ $\text{kPa}^2 \cdot \text{s}$, para os ensaios 3857tb e 3857tc, respectivamente (Figura 6.41).

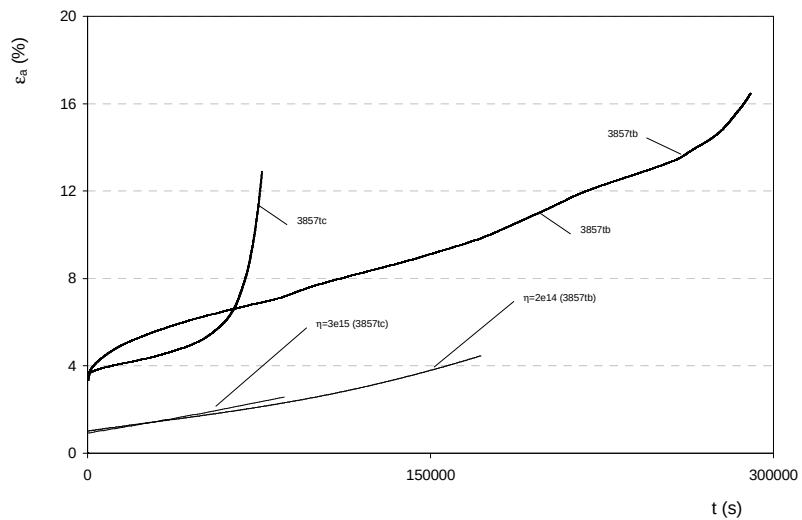


Figura 6.41 - Evolução da deformação ao longo do tempo (3857tb e 3857tc)

Para $L=0,27$ é conseguida uma melhor aproximação em termos de resistência para os 3 ensaios da série 3857 (Figura 6.42). Para a reprodução do comportamento diferido no tempo na fase de fluência secundária (Figura 6.43) são obtidos valores do parâmetro de viscosidade de $\eta = 2,5 \times 10^{14}$ e $\eta = 4 \times 10^{15}$ $\text{kPa}^2 \cdot \text{s}$, para os ensaios 3857tb e 3857tc, respectivamente. Para o ensaio 3857ta, uma vez que a superfície de cedência é apenas ligeiramente ultrapassada, o estado de tensão volta novamente para o interior desta superfície antes que se tenha dado um amolecimento significativo, não se conseguindo deste modo reproduzir a rotura por fluência ocorrida neste ensaio.

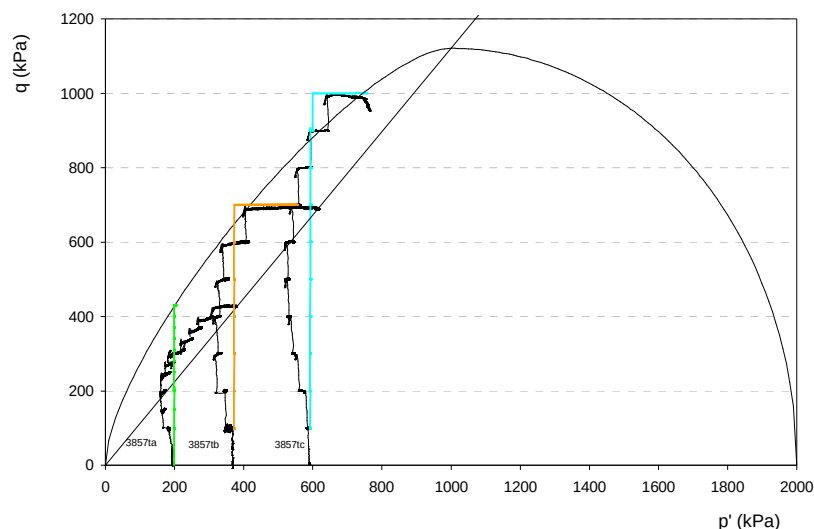


Figura 6.42 - Trajectórias de tensão p' - q obtidas nos ensaios 3857ta, 3857tb e 3857tc e tentativa de reprodução com o modelo elasto-viscoplástico com correcção da zona super-crítica

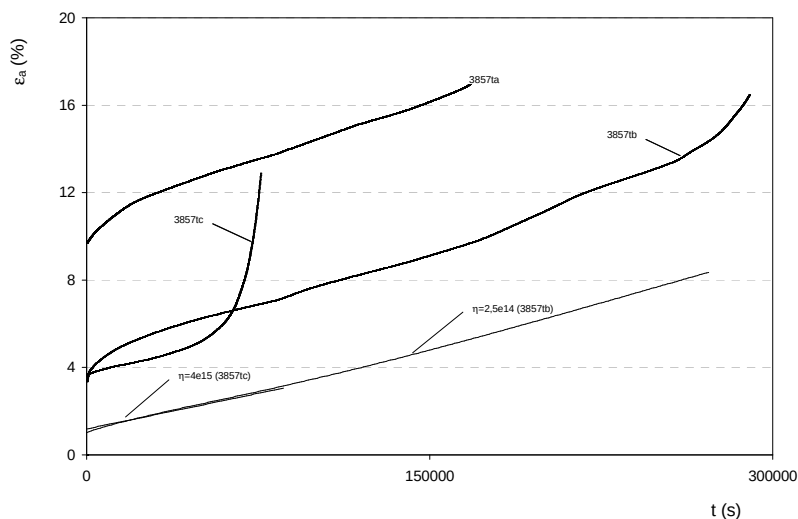


Figura 6.43 - Evolução da deformação ao longo do tempo (3857ta, 3857tb e 3857tc)

6.7.3 Simulação com recurso ao modelo elasto-plástico-viscoplástico

6.7.3.1 Introdução

Parâmetros elasto-plásticos do modelo

As constantes materiais elasto-plásticas do modelo de superfície envolvente incluem os parâmetros de estados críticos λ , κ , N_c e N_e , o módulo volumétrico elástico K (determinado em termos de κ e I , a partir da equação 6.94) e o módulo de rigidez elástico G (ou alternativamente o coeficiente de Poisson ν), como já foi referido.

Os parâmetros de configuração da superfície consistem no parâmetro R , que define a forma da superfície de cedência elíptica, no parâmetro de zona elástico s_p , que define a extensão do núcleo elástico, e no parâmetro C , que define a posição do centro da lei de projecção radial.

Os parâmetros de endurecimento h_c e h_e entram na expressão do módulo plástico, através da função H (equação 6.119) e controlam o grau de endurecimento ou amolecimento, que ocorre em estados de tensão no interior da superfície envolvente.

Parâmetros viscoplásticos do modelo

Com a possível excepção de C os parâmetros elastoplásticos estão inactivos no decorrer da determinação dos parâmetros viscoplásticos. Estes por sua vez incluem o parâmetro de zona viscoplástico s_v e os parâmetros n e V .

Valores apropriados de s_v e C são determinados ajustando os valores da máxima alteração em I . Esta determinação é efectuada independentemente de n e de V (Kaliakin e Dafalias, 1990b).

Para trajectórias de tensão que intersectem o núcleo viscoso, um aumento em s_v reduz o valor de $\Delta\hat{\sigma}$ e assim abranda a evolução viscoplástica da superfície envolvente, reduz a variação de pressões neutras e a deformação axial desenvolvida sob condições não drenadas.

Finalmente valores apropriados dos parâmetros V e n são determinados ajustando as histórias ao longo do tempo da pressão neutra e da deformação axial, com as observadas experimentalmente. Para valores pequenos destas constantes a taxa de deformação é quase independente do tempo, isto é, a resposta viscosa ocorre muito rapidamente. Por outro lado, se V for elevado a deformação viscoplástica é reduzida, resultando em pequenas alterações na resposta global com o tempo. Aumentos no parâmetro n têm uma influência similar na resposta do que o parâmetro V , embora variações no último tenham um efeito mais acentuado.

6.7.3.2 Simulação para comportamento independente do tempo

Procedeu-se numa primeira fase à utilização da versão elastoplástica do modelo - para comportamento independente do tempo - efectuando-se um ajuste dos ensaios de corte convencionais apresentados em 5.6.3.1. Os parâmetros de estados críticos foram os utilizados no modelo elasto-viscoplástico ($\lambda = 0,076$, $\kappa = 0,011$ e $M=1,121$). Foi também considerada a opção de ν constante e igual a 0,3, o que implica um módulo volumétrico K e um módulo de distorção G proporcionais à tensão média. Uma vez que se verificou anteriormente que o melhor ajuste dos ensaios foi obtido para uma tensão de $p_c = 2000\text{kPa}$, foi atribuído ao parâmetro I_0 o valor de 6000kPa .

Recorde-se que o parâmetro N se relaciona com M do modelo *Cam-clay* de acordo com a expressão: $N = M/(3\sqrt{3})$. Não se distinguiram constantes para compressão e extensão, considerou-se assim: $N_c = N_e = N$, tal como $h_c = h_e = h$.

Tentou-se o melhor ajuste variando os restantes parâmetros elastoplásticos. O parâmetro R , que define a forma da superfície elíptica e C a posição do centro de projecção, determinam a resistência a partir de um determinado estado de tensão isotrópico. O ajuste prosseguiu variando o tamanho do núcleo elástico s_p , que define a extensão da zona elástica e do parâmetro de endurecimento h .

Na Figura 6.44 mostram-se, para cada ensaio traxial da primeira série, dois dos melhores ajustes conseguidos para as trajectórias de tensão $p'-q$. Verifica-se que se consegue obter uma reprodução muito satisfatória destas trajectórias, especialmente para as três tensões de confinamento inferiores. No entanto, este ajuste não é conseguido para o mesmo conjunto de parâmetros notando-se um aumento do parâmetro de endurecimento h e do tamanho do núcleo elástico,

definido pelo parâmetro s_p , para as tensões de consolidação mais elevadas. Os parâmetros C e R , que melhor reproduzem os ensaios são também distintos para os dois primeiros e os dois últimos ensaios. Facilmente se pode observar que estes dois conjuntos de parâmetros não podem ser definidos pela mesma superfície elíptica, correspondendo eventualmente a materiais distintos.

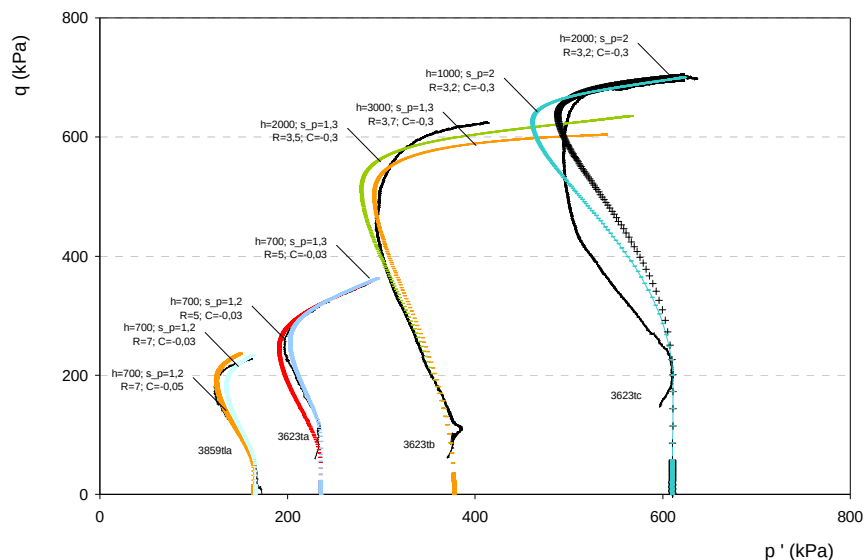


Figura 6.44 - Ajuste das trajectórias de tensão p' - q dos ensaios de corte convencionais (3623 e 3859) por via do modelo elastoplástico de tipo superfície envolvente

Na Figura 6.45 mostram-se novos ajustes aos ensaios de corte triaxial convencionais, neste caso referentes à série 3868. Também neste caso o modelo consegue reproduzir satisfatoriamente as trajectórias de tensão obtidas nos ensaios. Verifica-se, igualmente que a mesma série de parâmetros não permite o ajuste aos dois ensaios e que, além disso, as constantes obtidas são muito diferentes das referentes à primeira série. Sendo neste caso características de materiais substancialmente mais resistentes e menos deformáveis (valores de h e de I_0 superiores).

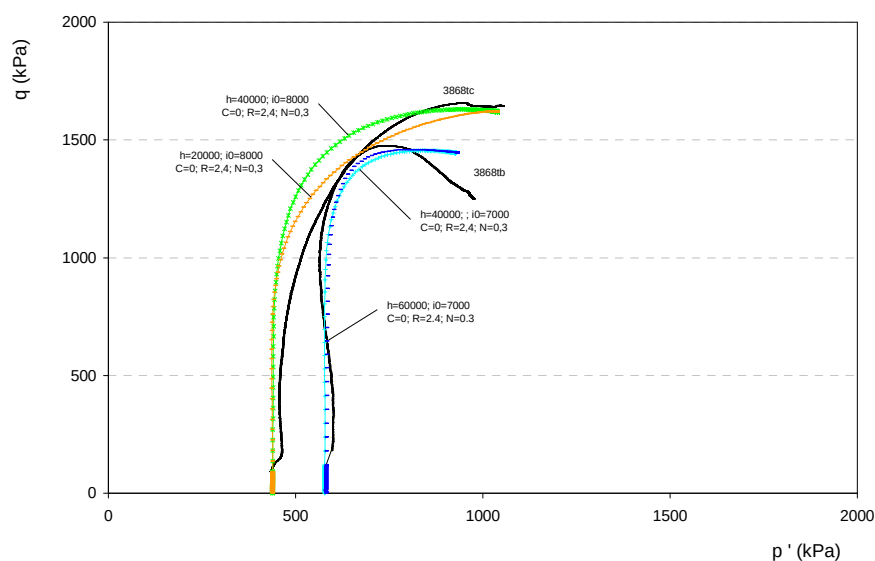


Figura 6.45 - Ajuste das trajectórias de tensão p' - q dos ensaios de corte convencionais (3868) por via do modelo elastoplástico de tipo superfície envolvente

6.7.3.3 Simulação para comportamento dependente do tempo

Mostra-se agora a reprodução do comportamento obtido nos ensaios de corte triaxial com patamares de fluência com a versão elastoplástica-viscoplástica do modelo de superfície envolvente.

As constantes materiais associadas à versão independente do tempo serviram como base inicial para estas simulações, tentando-se o ajuste fazendo variar as constantes: s_v , n e V . O ajuste efectua-se para cada ensaio para todos os patamares de fluência e para o tempo a eles associado. Concretamente para as trajectórias de tensão no espaço p' - q e para as relações entre a tensão distorcional e a extensão axial. Não foi utilizada nenhuma técnica de optimização para calibração dos parâmetros do modelo.

Os parâmetros elastoplásticos não intervêm no decorrer da determinação dos parâmetros viscoplásticos. A variação do parâmetro de endurecimento h tem influência nos patamares de carga, mas não nos patamares de fluência.

Numa primeira fase determina-se o valor de s_v e C , ajustando os valores previstos da máxima alteração em I . Para o parâmetro C foram tomados como referência os valores obtidos para os ajustes nos ensaios independentes do tempo.

Finalmente valores apropriados dos parâmetros V e n foram determinados ajustando as histórias da deformação axial ao longo do tempo e as trajectórias de tensão com as observadas experimentalmente.

Verificou-se que o melhor ajuste não foi obtido com os parâmetros anteriormente determinados, tendo-se procedido a alterações. Assim, no que se refere aos parâmetros que caracterizam o comportamento independente do tempo foram obtidos seguintes valores: para o ensaio 3857ta $h=2000$, $C=-0,03$ ou $C=-0,04$ e $R=2$, para o ensaio 3857tb $h=20000$, $C=-0,05$ e $R=2$, para o ensaio 3857tc $h=20000$, $C=-0,04$, $C=-0,05$ ou $C=-0,1$ e $R=2$ e, finalmente, para o ensaio 3623td $h=7000$, $C=-0,03$ ou $C=-0,04$ e $R=2$.

Nas Figuras 6.46 a 6.49 mostram-se as trajectórias de tensão obtidas nos ensaios juntamente com as simulações numéricas resultantes da aplicação do modelo de superfície envolvente referentes aos ensaios 3857ta, 3857tb, 3857tc e 3623td, respectivamente. As relações entre a tensão distorcional e a percentagem de extensão axial para os mesmos casos mostram-se nas Figuras 6.50 a 6.53. Nas figuras referidas são indicados os parâmetros resultantes do ajuste ao comportamento dependente do tempo.

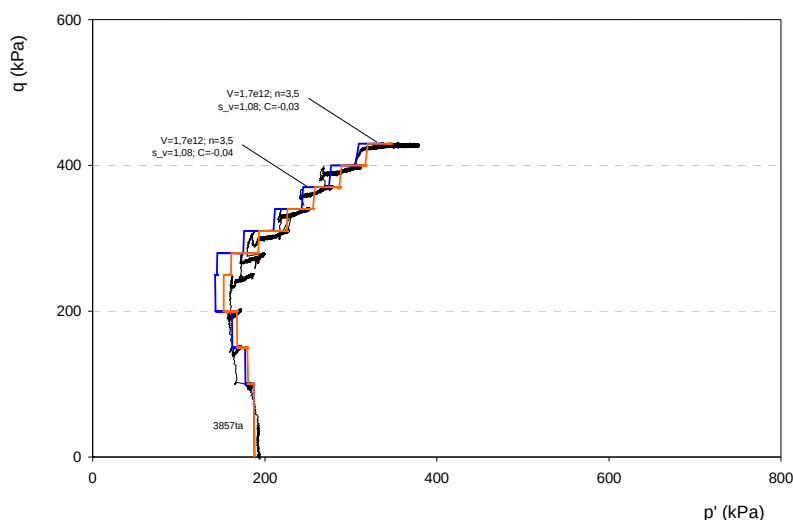


Figura 6.46 - Trajectória de tensão p' - q obtida no ensaio 3857ta e ajuste com o modelo elasto-viscoplástico

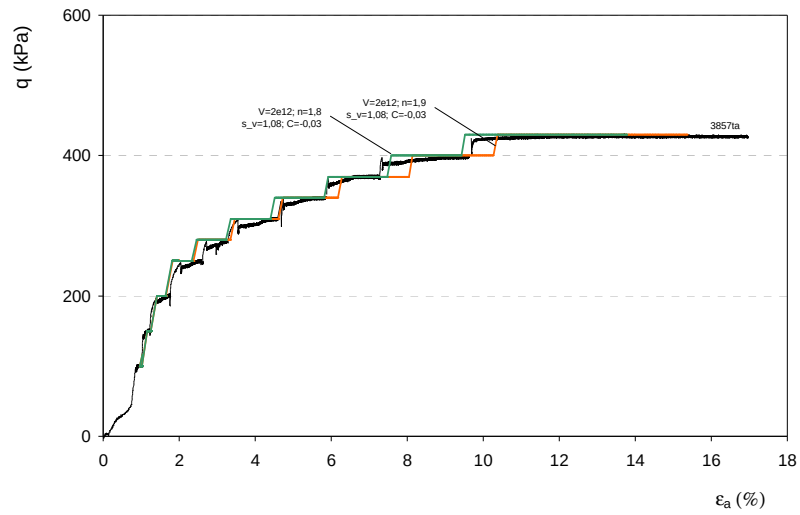


Figura 6.47 - Relação $q - \varepsilon_a$ (%) obtida no ensaio 3857ta e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico

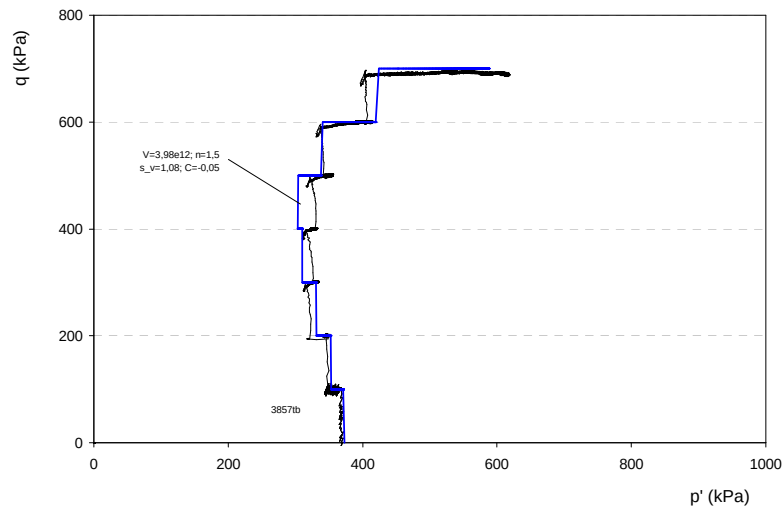


Figura 6.48 - Trajectória de tensão $p'-q$ obtida no ensaio 3857tb e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico

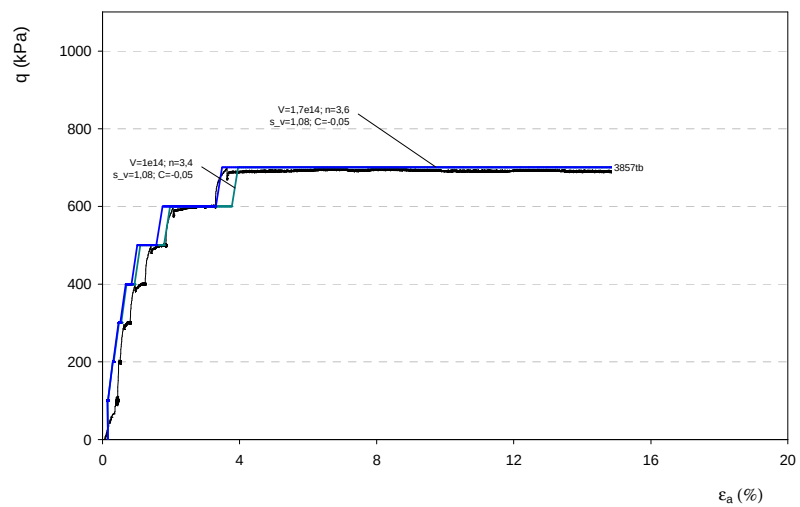


Figura 6.49 - Relação $q - \varepsilon_a$ (%) obtida no ensaio 3857tb e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico

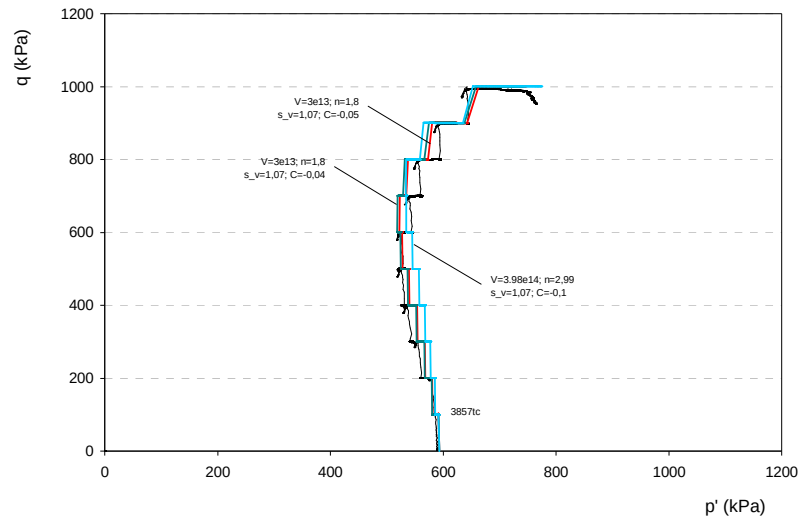


Figura 6.50 - Trajectória de tensão p' - q obtida no ensaio 3857tc e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico

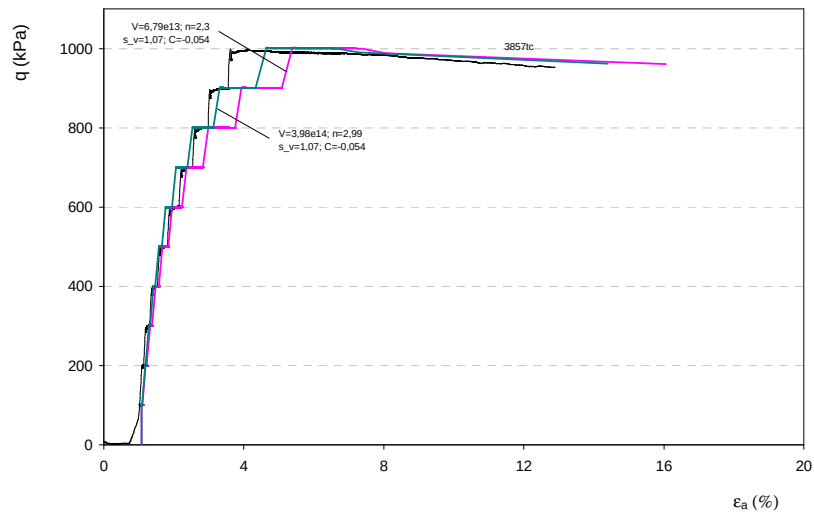


Figura 6.51 - Relação $q - \varepsilon_a (\%)$ obtida no ensaio 3857tc e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico

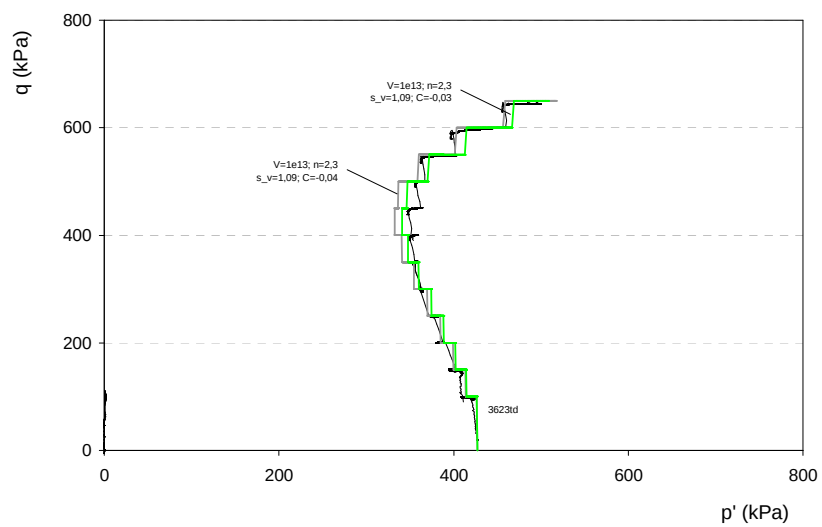


Figura 6.52 - Trajectória de tensão p' - q obtida no ensaio 3623tb e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico

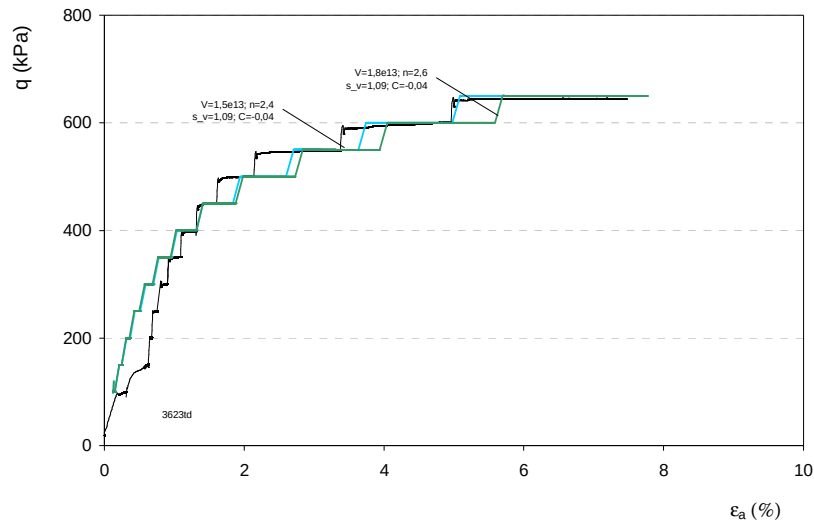


Figura 6.53 - Relação $q - \varepsilon_a (\%)$ obtida no ensaio 3623td e ajuste com o modelo elastoplástico-viscoplástico

Na fase inicial dos ensaios, devido ao nível de tensões imposto e a um encosto deficiente do êmbolo, foi observada uma rigidez inicial reduzida. No ensaio 3623td este facto é bastante evidente e impossibilitou um ajuste adequado na fase de arranque do ensaio.

No que respeita aos parâmetros elastoplásticos, a sua comparação com os obtidos para o comportamento independente do tempo, verificou-se que a maior diferença se referiu ao parâmetro de endurecimento h . Com efeito, a simulação de uma rigidez muito elevada, perto da rigidez elástica, obtida para todos os patamares de carregamento após fluência, apenas foi aproximada apenas para valores muito elevados de h , o que na versão elastoplástica do modelo corresponderia a uma trajectória de tensões vertical. Porém, nas etapas mais adiantadas do ensaio, onde já ocorreu um amolecimento significativo, mesmo os valores elevados do parâmetro de endurecimento utilizados não permitem reproduzir os níveis de rigidez elevados observado no carregamento após os patamares de fluência, o que constitui uma limitação do modelo.

Os valores obtidos para s_v são reduzidos, o que significa que o domínio no qual não ocorrem deformações de fluência é pequeno. De facto observa-se que ocorrem variações da tensão neutra e da deformação axial, ao longo do tempo, desde os primeiros patamares de fluência. Deste modo, também a dimensão do núcleo elástico, definido por s_p (que é inferior a s_v e no limite iguala este parâmetro) teve que ser alterado relativamente ao valor determinado previamente nos ensaios a taxa de deformação constante. Considerou-se a dimensão do núcleo plástico igual à do núcleo viscoso ($s_v = s_p$).

Globalmente os ajustes obtidos nos ensaios de fluência com este modelo são satisfatórios e permitem uma reprodução dos resultados dos ensaios substancialmente melhor do que a alcançada anteriormente, tanto ao nível das trajectórias de tensão como da evolução das deformações axiais ao longo do tempo. No entanto, tal como sucedeu na versão elastoplástica, uma única série de parâmetros não é suficiente para todos os ensaios. Tal facto poderá ser devido a heterogeneidades das várias amostras e eventualmente a uma dependência destes parâmetros de outros factores, tal como a tensão de confinamento. Acresce que o mesmo conjunto de parâmetros não permite o melhor ajuste para cada ensaio para as trajectórias de tensão e a evolução da deformação axial em função da tensão de corte ao longo do tempo. Os parâmetros viscoplásticos mostram-se no Quadro 6.2 e nas Figuras 6.54 e 6.55 em função da tensão de

consolidação. Em relação ao parâmetro V parece verificar-se uma correlação com a tensão de confinamento, ao contrário do que sucede com n .

Quadro 6.2 - Parâmetros viscoplásticos nos diferentes ensaios de fluência

amostra	σ'_c (kPa)	ajuste $q - \varepsilon_a$ (%)		ajuste $p' - q$	
		V (kPa ² .s)	n	V (kPa ² .s)	n
3857ta	198	2×10^{12}	1,8	$1,7 \times 10^{12}$	3,5
3857tb	372	$1,7 \times 10^{14}$	3,6	$3,98 \times 10^{12}$	1,5
3857tc	592	$3,98 \times 10^{14}$	3	3×10^{13}	1,8
3623td	358	$1,5 \times 10^{13}$	2,4	1×10^{13}	2,3

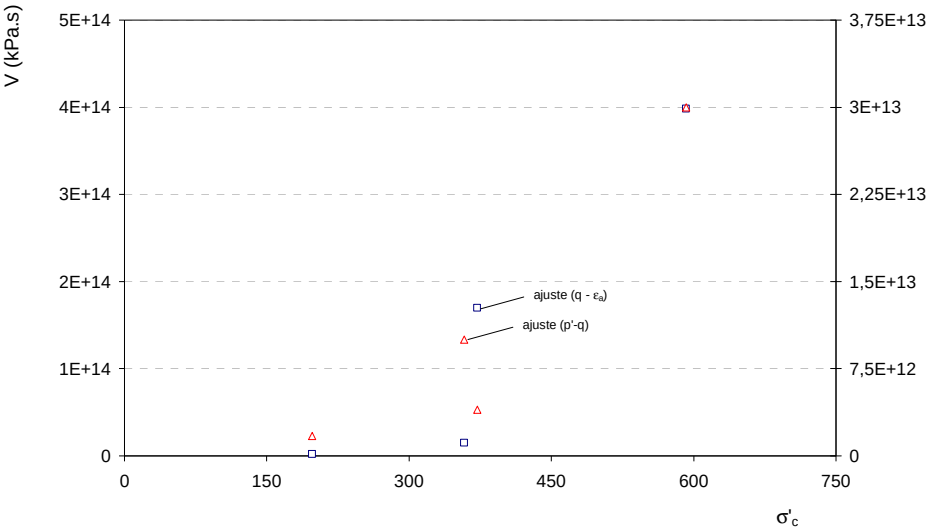


Figura 6.54 - Valores da constante V em função de σ'_c para os ensaios de fluência

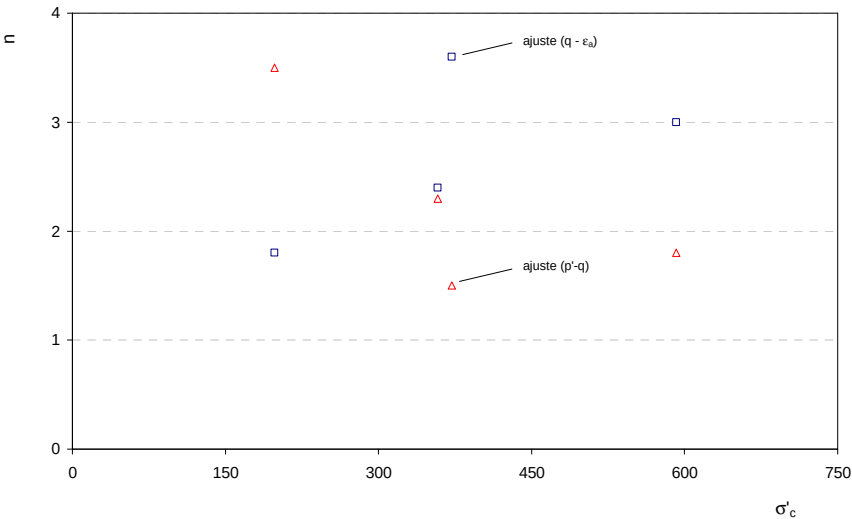


Figura 6.55 - Valores da constante n em função de σ'_c para os ensaios de fluência

Capítulo 7 Análise do comportamento observado de um túnel do Metropolitano de Lisboa

7.1 Introdução

Neste capítulo procede-se ao estudo do comportamento observado dos túneis dos 52º e 53º troços do Prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa, entre o Campo Grande e Odivelas. A observação destas estruturas, executadas pelo método sequencial em terrenos da *Formação de Benfica*, pôs em evidência uma evolução das deformações diferida no tempo, que se supõe estar relacionada, para além do avanço da frente de escavação, com as características viscosas do terreno envolvente à abertura. Efectuam-se análises estruturais dos referidos túneis, mediante a aplicação de diferentes modelos constitutivos, numa tentativa de reproduzir o comportamento tensão-deformação-tempo observado durante a fase de construção.

A preceder o estudo numérico apresentam-se as principais características da obra, no que se refere ao processo construtivo utilizado, o seu enquadramento geológico e geotécnico, bem como resultados obtidos no decorrer das actividades de observação.

Os estudos numéricos efectuados iniciam-se com a realização de análises tridimensionais em que se reproduz a sequência construtiva seguida em obra. Nesta fase, recorre-se a modelos constitutivos que não incluem o comportamento tensão-deformação dependente do tempo. Analisa-se a influência dos elementos estruturais de pré-suporte adiante da frente de escavação, de parâmetros que caracterizam o comportamento do terreno e da altura de recobrimento, no desempenho global da obra. Na impossibilidade de reproduzir o comportamento observado por via destas formulações, que reflectem a variação do estado de deformação apenas como função do efeito do avanço da frente de escavação, torna-se essencial fazer intervir o comportamento diferido do tempo do maciço. Para tal recorre-se às relações constitutivas viscoplásticas apresentadas no capítulo anterior. Como já foi referido em 2.2.2, apenas a modelação tridimensional permite simular adequadamente a interacção entre o maciço e o suporte. No entanto, o elevado esforço computacional requerido para reprodução dos efeitos viscosos, que tomam em conta comportamentos não-lineares e a variável tempo, resultam em cálculos extremamente demorados. Por este motivo, as análises do comportamento estrutural ao longo do tempo dos túneis realizam-se em estado plano de deformação, tendo-se aproximado os efeitos tridimensionais devidos ao avanço da frente de escavação pelo método da convergência-confinamento. Efectuam-se análises não drenadas e análises hidromecânicas acopladas. Com estas últimas pretende-se avaliar o efeito simultâneo da fluência e da consolidação do terreno argiloso. As simulações numéricas referem-se apenas à fase de escavação da abóbada e colocação do suporte provisório, uma vez que na fase subsequente de escavação da soleira e colocação do betão moldado as deformações apresentaram variações praticamente nulas ou deixaram de ser registadas.

7.2 Descrição da obra

7.2.1 Características gerais

Os túneis incluídos nos 52º e 53º troços do Prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa, entre o Campo Grande e Odivelas, objecto da presente análise, foram executados pelo designado método sequencial com recurso a betão projectado e outros meios de sustimento. A solução construtiva previu, antes do desmonte da secção, um reforço dos terrenos em avanço ou pré-suporte, por via da inclusão de enfilagens metálicas e colunas de *jet-grouting*, instaladas segundo o contorno da meia secção superior dos túneis.

As obras do Prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa entre o Campo Grande e Odivelas tiveram início em 1999, com a construção do poço de ataque de Odivelas. Este empreendimento veio permitir servir uma zona densamente povoada da cidade tendo sido estimado, na altura da sua concepção, para o troço Campo Grande - Odivelas um número de 25 000 passageiros no período de ponta da manhã e de 56 000 de tráfego médio diário.

A expansão da Linha Amarela englobou cerca de 5km de rede em exploração e cinco estações. A linha desenvolve-se para Norte, a partir do Campo Grande, atravessando as estações da Quinta das Mouras, Lumiar e Ameixoeira, sempre em subterrâneo e em viaduto a Calçada de Carriche. Segue em túnel até à estação do Senhor Roubado, interface com os transportes colectivos rodoviários, terminando em viaduto na estação de Odivelas (Figura 7.1).



Figura 7.1 - Metropolitano de Lisboa. Esquema da rede no início de 2006

Os túneis referidos perfazem cerca de 800m de extensão tendo sido executados com escavação parcializada da frente. O primeiro túnel tem início ao km 24+296,220, junto ao poço de ataque onde se iniciou a construção do túnel com escudo, e termina ao km 23+890,803, junto ao talude Nascente da Calçada de Carriche. O segundo, totalmente inserido no 53º troço, desenvolve-se entre o talude Poente da Calçada de Carriche, ao km 23+733,740, e o local da Estação do Senhor Roubado, ao km 23+388,164 (Figura 7.2). A secção transversal do túnel é composta na metade superior por um semicírculo de raio 4,35m e na metade inferior por uma directriz composta de raio 8,70m, com centro localizado no eixo vertical do túnel, e por uma transição de raio igual a 2,175m. O vão máximo e altura máxima do túnel são de, respectivamente, cerca de 10,1m e 8,6m. O recobrimento é variável alcançando um máximo de cerca de 45m, no túnel do 52º e 53º troços, e de cerca de 56m, no túnel do 53º troço.

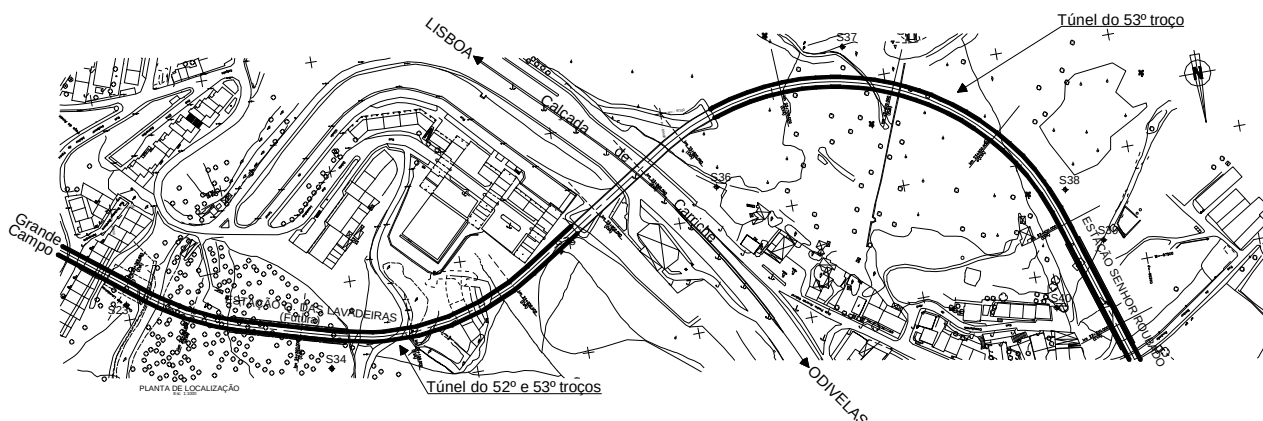


Figura 7.2 - Representação em planta dos túneis inseridos nos 52º/53º e do 53º troços

Nas Figuras 7.3 a 7.7 mostram-se diferentes fases de construção da obra em várias frentes.

7.2.2 Condições geológicas e perfil geotécnico

Uma descrição acerca da designada *Formação de Benfica* na zona, onde se inserem as obras subterrâneas em estudo neste capítulo, foi já efectuada na secção 5.2. A apreciação dos elementos de reconhecimento existentes, assim como os resultados obtidos da caracterização no âmbito destas obras do Metropolitano de Lisboa, permitiu concluir que a individualização de horizontes com características morfológicas diferenciadas e o estabelecimento de uma coluna estratigráfica não é compatível com a grande variabilidade vertical característica dos terrenos oligocénicos.

Os trabalhos de reconhecimento geológico-geotécnico das obras de Prolongamento da Linha Amarela, no troço Carriche-Odivelas (Geocontro, 1999) envolveram a realização de 17 sondagens, das quais cinco, cuja localização se indica nas Figuras 7.8 e 7.9, foram realizadas no local de implantação dos túneis: S₃₄ e S₃₅, na zona do túnel dos 52º e 53º troços, e S₃₆, S₃₇ e S₃₈, na zona do túnel do 53º troço. Estes trabalhos englobaram igualmente a realização de ensaios de caracterização. Na modalidade de ensaios de campo foram realizados ensaios de penetração dinâmica *SPT*, ensaios com o pressiómetro de *Ménard* e ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (LNEC, 1999). Foram também realizados ensaios de laboratório.



Figura 7.3 - Início dos trabalhos de escavação na frente 52/53 Poente

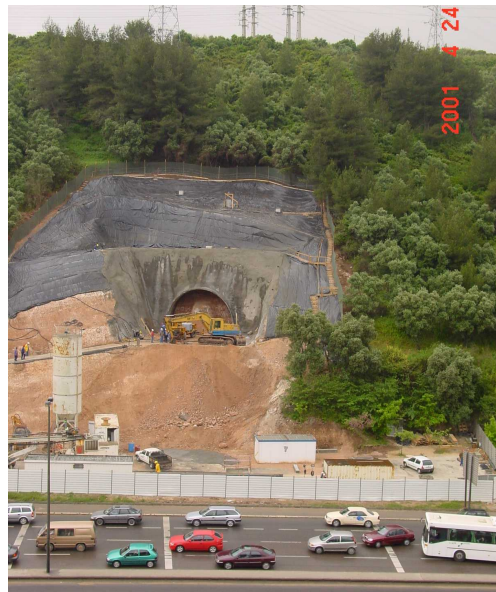


Figura 7.4 - Início dos trabalhos de escavação na frente 53 Nascente



Figura 7.5 - Escavação da meia secção superior junto ao emboquilhamento



Figura 7.6 - Escavação da meia secção superior



Figura 7.7 - Escavação da secção total

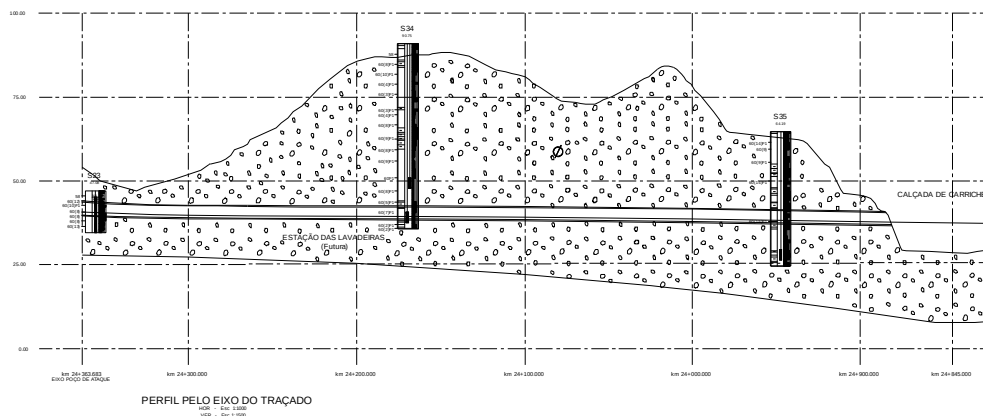


Figura 7.8 - Representação longitudinal do túnel inserido nos 52º/53º troços. Perfil geológico interpretativo

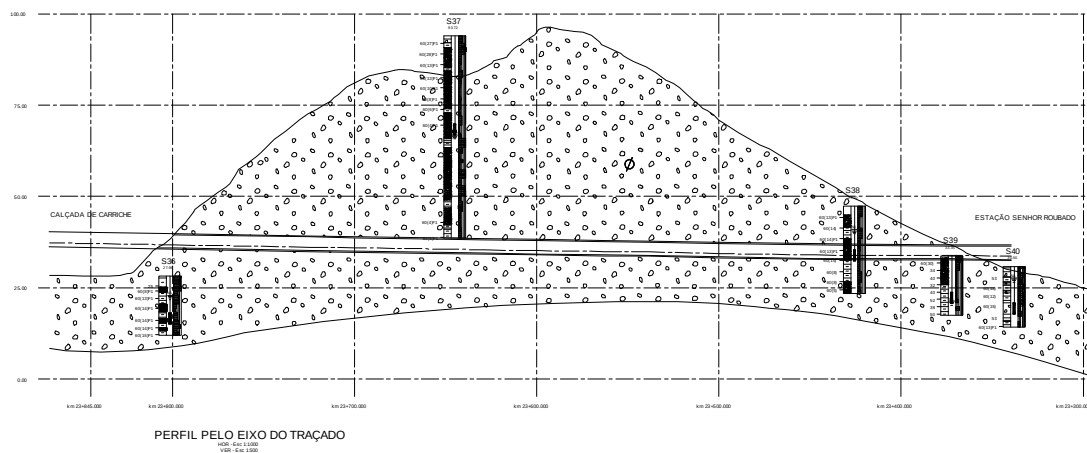


Figura 7.9 - Representação longitudinal do túnel do 53º troço. Perfil geológico interpretativo

A informação geológica recolhida nas sondagens permitiu concluir da sucessão estratigráfica de materiais litologicamente distintos e muito heterométricos que se podem agrupar globalmente em materiais de granulometria mais grosseira (arenitos conglomeráticos e conglomerados) e de granulometria mais fina (argilitos siltsos e siltitos argilosos mais ou menos arenosos) (Geocontrolo, 1999). Os terrenos apresentam tonalidades avermelhadas, por vezes esbranquiçadas, em especial no topo da formação (níveis superiores da Calçada de Carriche), observando-se com frequência fendas com *facies* estriadas, lustrosas e untosas ao tacto. De um modo geral, os ensaios revelaram tratar-se de formações de elevada resistência e baixa deformabilidade com características geotécnicas que se podem enquadrar na transição entre os solos rijos e as rochas brandas.

A *Formação de Benfica* foi enquadrada num único complexo geotécnico com alusão às litologias mais características: arenitos conglomeráticos e conglomerados (*facies* grosseira) e argilitos siltsos e siltitos argilosos mais ou menos arenosos (*facies* mais fina).

Para caracterização do maciço foi efectuada a determinação de alguns índices de qualidade usualmente atribuídos a maciços rochosos: percentagem de recuperação e estado de alteração. Nos terrenos de natureza areno-conglomerática as percentagens de recuperação obtidas nas sondagens situaram-se, na sua maioria, entre os 20% e os 60%. O número de pancadas obtido nos ensaios *SPT*, N_{SPT} , nestes terrenos situou-se entre 34 e 60; valores

característicos de solos compactos e muito compactos. Nas formações de granulometria mais fina foram encontrados materiais coesivos muito consolidados. As recuperações obtidas nestes materiais foram bastantes elevadas, com os valores mais frequentes entre 60% e 90%. Os ensaios *SPT* realizados indicaram elevada resistência, tendo-se obtido, quase exclusivamente, valores de N_{SPT} de 60 pancadas.

A estas formações estão geralmente associadas permeabilidades reduzidas. No entanto, podem localmente ocorrer níveis de permeabilidade mais elevados em interfaces litológicas contrastantes, materiais fissurados ou níveis predominantemente grosseiros. No que se refere ao nível de água registado nos piezómetros instalados nas sondagens, diferencia-se o obtido em S_{34} e S_{37} - zonas de grandes recobrimentos - onde se detectou a presença de água a cerca de 25m de profundidade, estes níveis correspondem a mais de 20m acima da abóbada do túnel. Nas restantes sondagens - S_{38} , S_{39} e S_{40} - (encosta da Estação do Senhor Roubado) os níveis de água foram localizados aos 6,4, 12,4 e 3m de profundidade, respectivamente. Sendo que estas últimas sondagens se referem a zonas de recobrimentos reduzidos, junto aos emboquilhamentos dos túneis.

Os ensaios de identificação revelaram a ocorrência quer de terrenos predominantemente arenosos (classificados como SC de acordo com a classificação unificada ASTM), quer de terrenos finos (classificados como de tipo CH). Na generalidade das amostras ensaiadas verificou-se uma forte tendência para a ocorrência de materiais plásticos (índices de plasticidade, I_p , elevados variando entre 30 e 50%, característicos de solos plásticos a muito plásticos). A determinação da actividade de Skempton confirmou a presença de solos activos na zona da Estação do Senhor Roubado e ainda na zona da Estação de Odivelas com valores entre 1,5 e 3,9 a indicar elevada instabilidade volumétrica. Os valores obtidos nos ensaios para os materiais de granulometria mais fina são consistentes com os apresentados no capítulo 5.

Os ensaios realizados com o pressiómetro autoperfurador, já referidos no capítulo 5, permitiram estimar para o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , um valor médio de 1,45, para profundidades entre os 15 e os 21m.

Com o recurso ao pressiómetro de tipo *Ménard* tentou-se a determinação *in situ* das características de deformabilidade e resistência das formações atravessadas. Com a sua realização obtiveram-se os módulos pressiométricos, E_M , que caracterizam os materiais na fase pseudo-elástica não sendo possível a determinação das pressões limite, p_l , correspondentes a um estado limite de rotura, face ao esgotar da capacidade do equipamento. Na zona dos túneis em estudo foram obtidos valores de $E_M = 258,2$, $E_M = 33,4$ e $E_M = 286,5$ MPa, respectivamente, na sondagem S_{36} , aos 15,1m de profundidade, na sondagem S_{39} , aos 33,4m e na sondagem S_{40} , aos 15,7m.

7.2.3 Processo construtivo

A construção dos túneis desenvolveu-se em quatro frentes. Os trabalhos iniciaram-se em Março de 2001 na frente junto ao poço de ataque da tuneladora. A escavação foi realizada em secções parciais - meia secção superior (soleira) e meia secção inferior (destroça) -, com um suporte inicial constituído por betão projectado, com cerca de 20cm de espessura, sobre rede electrossoldada e cambotas metálicas, espaçadas de 1,5m. O faseamento previa dois tipos de solução: soleira aberta e soleira fechada (execução de um arco invertido provisório) (Metropolitano de Lisboa, 2000a), que diferiam apenas nas duas primeiras fases de construção (Figuras 7.10 e 7.11). Em virtude da qualidade do terreno encontrado e dos resultados que foram sendo obtidos pelos dispositivos de observação no decorrer da obra, quase toda a extensão dos dois túneis foi executada sem recurso à realização da soleira provisória. O suporte definitivo de betão moldado, com 0,40m de espessura, foi instalado inicialmente na soleira e de seguida nos hasteais e abóbada.

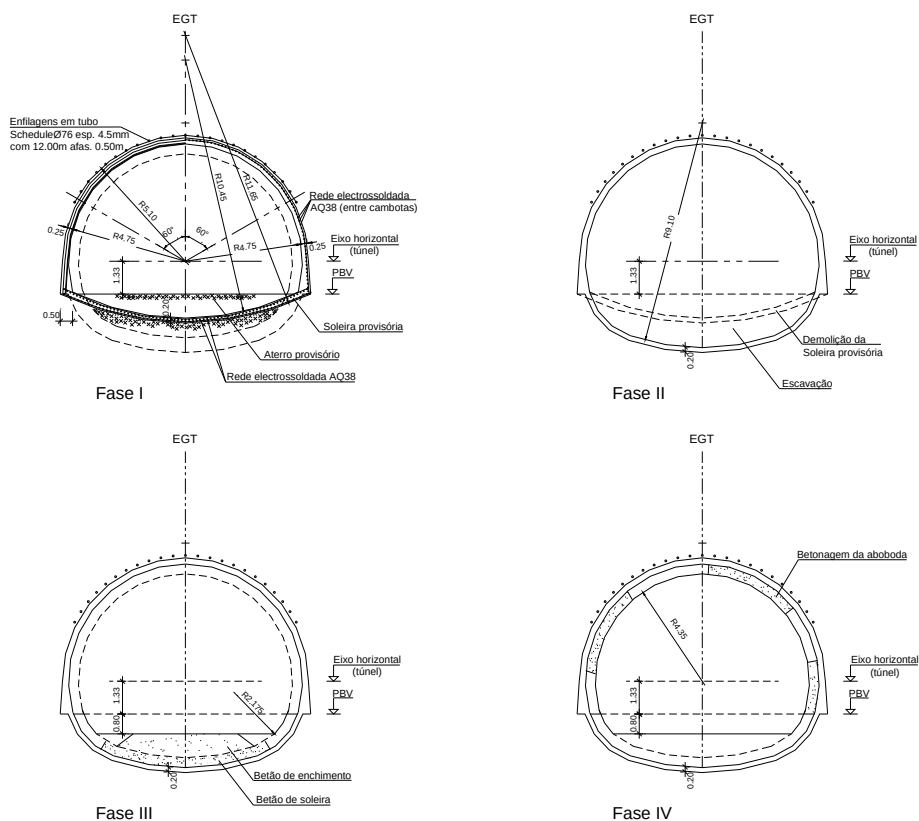


Figura 7.10 - Faseamento construtivo. Secção fechada

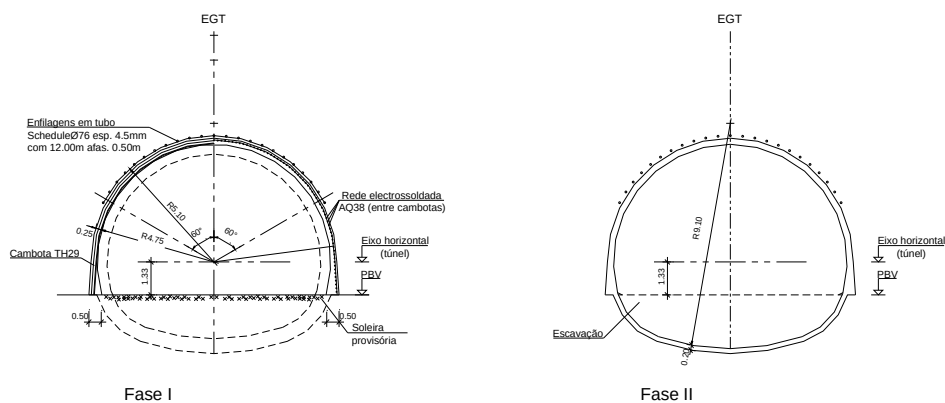


Figura 7.11 - Faseamento construtivo. Secção aberta

A escavação dos túneis foi precedida pela inclusão de enfilagens metálicas e colunas *de jet-grouting*, segundo o contorno da abóbada (Metropolitano de Lisboa, 2000b). Esta solução consiste na formação de colunas sub-horizontais de secção sensivelmente circular, obtidas mediante mistura do terreno natural com calda de cimento injectada no terreno a alta pressão e posterior introdução de uma armadura tubular metálica, que confere um reforço adiante da frente de escavação. Estes elementos estruturais foram instalados ao longo de 12m, com 3m de sobreposição e 5° de inclinação em relação à abóbada (Figura 7.12), tendo-se seguido à sua instalação a escavação do terreno em secções parciais. Para estabilização do maciço junto à frente foi deixado um núcleo central de terreno.

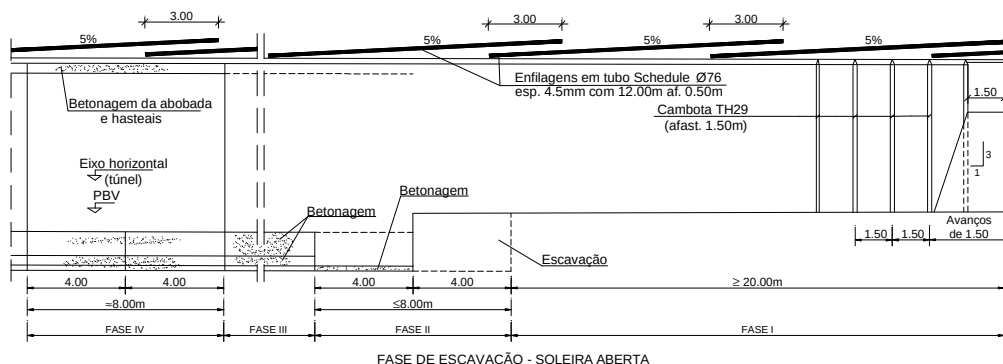


Figura 7.12 - Faseamento construtivo. Representação longitudinal

7.2.4 Observação da obra

7.2.4.1 Principais resultados da observação

A construção dos túneis em estudo processou-se, como já referido, em quatro frentes. O sistema de suporte inicial, constituído pelo pré-reforço da abóbada, betão projectado e cambotas metálicas permaneceu em algumas secções por alguns meses até à execução da soleira definitiva.

O sistema de observação montado para análise do comportamento estrutural da obra incluiu os seguintes dispositivos: alvos em edifícios, piezómetros, marcas de superfície, extensómetros, inclinómetros e secções de convergência (Metrotúnel ACE, 2001a e 2001b). À excepção destas últimas, que foram instaladas aproximadamente de 10 em 10m, os restantes dispositivos apenas se referem às primeiras secções junto aos emboquilhamentos, como se ilustra nas Figuras 7.13 a 7.16.

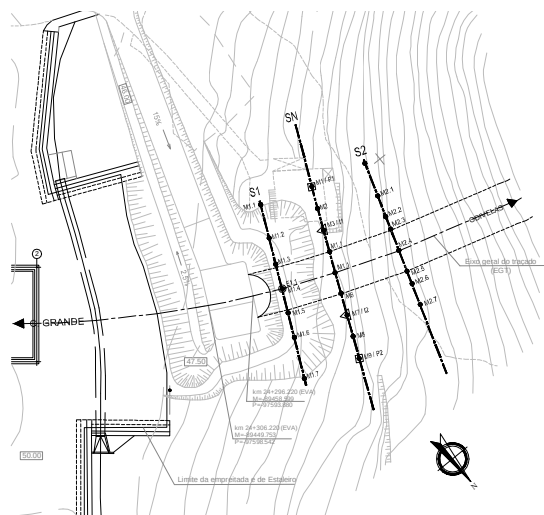


Figura 7.13 - Frente 52/53 Nascente - dispositivos de observação

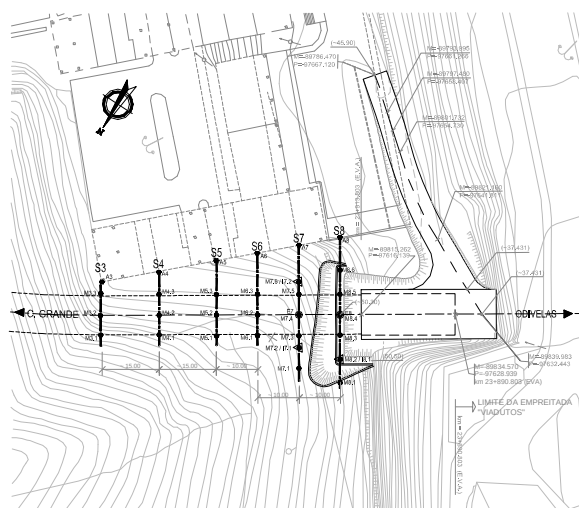


Figura 7.14 - Frente 52/53 Poente - dispositivos de observação

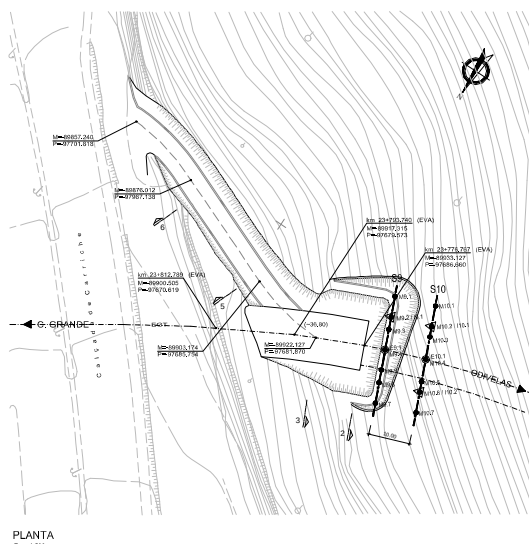


Figura 7.15 - Frente 53 Nascente - dispositivos de observação

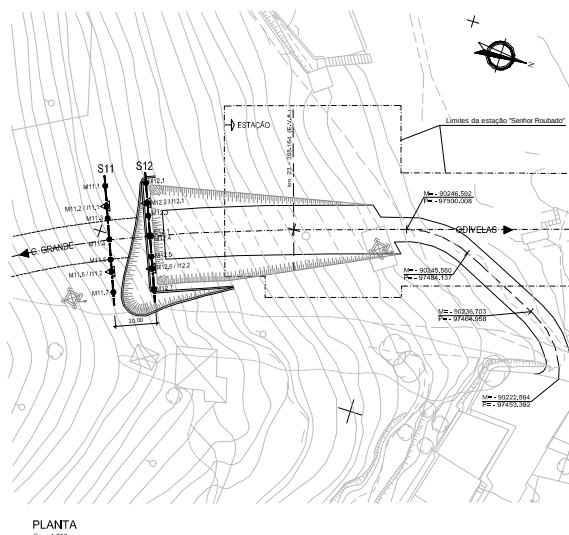


Figura 7.16 - Frente 53 Poente - dispositivos de observação

Apresenta-se em seguida um breve resumo dos resultados obtidos na observação da obra, nas suas quatro frentes.

Frente 52/53 Nascente

Nesta frente, nas marcas de superfície, foram inicialmente registados empolamentos que se crê terem sido devidos às injeções para a execução das colunas sub-horizontais de *jet-grouting*, na zona mais descomprimida, junto ao emboquilhamento (secções S1 e SN), que não evoluíram nos meses subsequentes. Os empolamentos foram confirmados por medidas extensométricas. Na secção seguinte (S2) este tipo de deformações não se verificou. As leituras efectuadas em dois piezómetros instalados na secção SN revelaram um rebaixamento do nível freático. Os inclinómetros indicaram movimentos muito pouco significativos.

Entre o PK24+289,41 e o PK24+045,06 foram instaladas 23 secções de convergências. Nesta frente, a soleira definitiva começou a ser colocada na zona da 23ª secção de convergência, zona que ficou apenas com o sistema de suporte provisório por 14 dias. Na 1ª secção, junto ao emboquilhamento, a soleira definitiva foi colocada em 25 de Setembro, pelo que esta secção permaneceu com o sistema de sustimento primário por cerca de 6 meses. Nas secções intermédias o intervalo de tempo antes do início da execução do suporte definitivo compreendeu-se entre os dois indicados.

Na Figura 7.17 mostram-se os resultados de medição de convergências da 10ª secção, estando indicadas as alturas em que se procedeu à instalação da soleira provisória e da soleira definitiva.

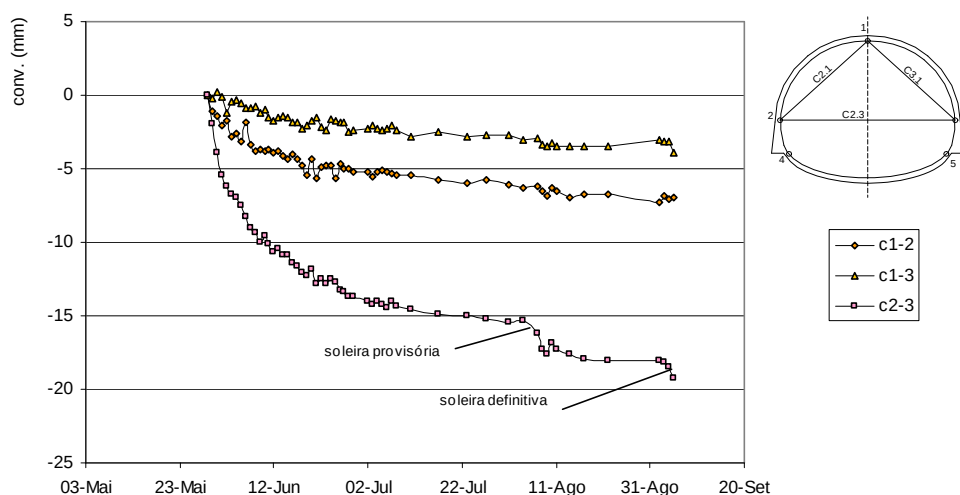


Figura 7.17 - Evolução no tempo das medidas de convergência na 10ª seção (52/53 Nascente) em função do tempo e do avanço da frente

Frente 52/53 Poente

Nesta frente observaram-se, nas marcas de superfície, pequenos assentamentos ou empolamentos, com máximos de 2mm. Os extensómetros revelaram a ocorrência de movimentos muito reduzidos. Os alvos colocados nos edifícios revelaram, igualmente, movimentos com pouca expressão.

Entre o PK23+918,8 e o PK24+032,56 foram instaladas nesta frente 11 seções de convergência. O início da escavação da zona da 1ª seção realizou-se em 28 de Maio e a soleira definitiva foi instalada em 26 de Julho. Na 11ª seção, o registo de convergências iniciou-se em 29 de Julho e em 7 de Agosto foi iniciada a betonagem da soleira definitiva.

Frente 53 Nascente

As marcas de superfície instaladas nesta frente revelaram a ocorrência assentamentos com pouca expressão que apresentaram uma pequena evolução no tempo. Os extensómetros confirmaram estes movimentos. Os registos inclinométricos indicaram pequenas deformações no sentido do túnel. Nesta frente foram instaladas 25 seções de convergência entre o PK23+771,26 e o PK23+525,06. A seção mais próxima do emboquilhamento (1ª seção) permaneceu com o suporte primário entre 30 de Abril e 31 de Agosto; cerca de 4 meses. Na 25ª seção, estas duas fases de construção processaram-se entre 29 de Agosto e 4 de Setembro.

Nesta frente foi colocada uma soleira provisória na 18ª seção, as evoluções das convergências mostram-se na Figura 7.18.

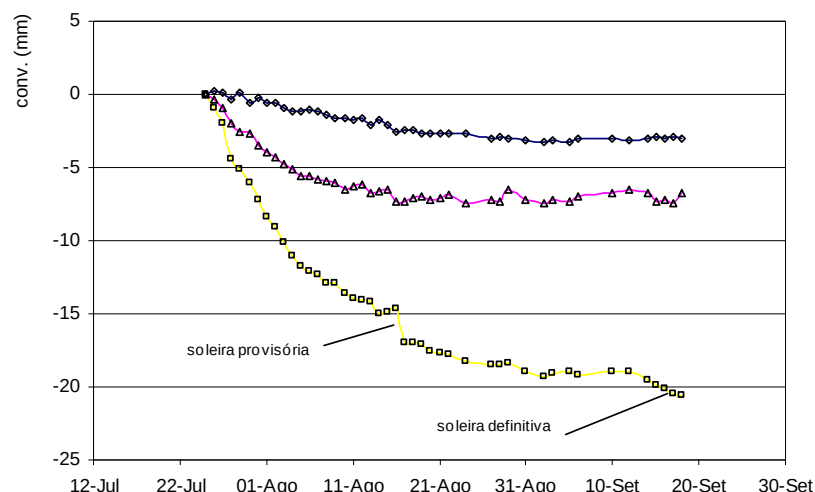


Figura 7.18 - Evolução no tempo das medidas de convergência na 18ª secção (53 Nascente) em função do tempo e do avanço da frente

Frente 53 Poente

Nas marcas de superfície, tal como na frente 52/53 Nascente, foram registados empolamentos que se crê estarem relacionados com as injecções efectuadas no decurso da instalação dos arcos de *jet-grouting*. Os extensómetros também indicaram a ocorrência de deformações com o mesmo sentido.

Nesta frente foram observadas 9 secções de convergência entre o PK23+423,16 e o PK23+506,47. A 1ª secção ficou somente com sistema de suporte primário entre 9 de Julho e 7 de Setembro e a 9ª entre 27 de Agosto e 4 de Setembro.

Velocidade de construção

A velocidade média de construção nas frentes 52/53 Nascente, 52/53 Poente, 53 Nascente e 53 Poente foi de 1,86; 1,57; 1,53 e 1,59m/dia, respectivamente.

Não se registou afluxo de água no decurso da construção.

7.2.4.2 Análise dos resultados da observação

Os resultados apresentados anteriormente permitem verificar que a execução dos túneis se processou sem a ocorrência de deformações apreciáveis à superfície nas zonas instrumentadas, excepto o caso dos empolamentos registados em algumas secções. Este comportamento deve-se, por um lado, à qualidade das formações atravessadas e, por outro lado, ao método construtivo utilizado. Porém, no que se refere às deformações registadas no terreno envolvente à escavação verificou-se uma evolução das convergências, designadamente das convergências horizontais em todas as secções. Esta evolução deveu-se, em parte ao avanço da frente de escavação, porém, de um modo geral a evolução destas grandezas processou-se por longos períodos e nitidamente fora da zona de influência da frente como se verá em seguida. Estas evoluções de movimentos diferidos no tempo prolongaram-se nalgumas secções até à instalação do suporte definitivo. Na sequência destas deformações, foi executado em alguns casos, um arco provisório de betão projectado, antes do desmonte da meia secção inferior.

Nas Figuras 7.19 e 7.20 apresenta-se a evolução das medidas de convergência horizontais em função do tempo para todas as secções Nascente e nas Figuras 7.21 e 7.22, mostra-se a mesma representação, mas agora em função do logaritmo do tempo. Verifica-se claramente, neste último tipo de representação, uma evolução aproximadamente linear típica dos mecanismos de fluência, tal como mostrado nos Capítulos 3 e 4. Distinguem-se nas figuras as secções de maior recobrimento, verificando-se que nestes casos ocorreu uma velocidade de deformação superior. Nos Quadros 7.1 a 7.4 indica-se um resumo de todas as secções com a indicação da altura de recobrimento e da velocidade média de construção.

Quadro 7.1 - Altura de recobrimento nas secções de convergência da frente 52/53 Nascente

Número da secção	Localização (PK)	Recobrimento (m)	Vel. Constr. (m/dia)
1 ^a	24+289,91	5	1,72
2 ^a	24+277,67	11	-
3 ^a	24+261,62	17	1,56
4 ^a	24+251,57	20	1,84
5 ^a	24+242,83	24	1,84
6 ^a	24+232,64	29	1,85
7 ^a	24+222,42	31	1,66
8 ^a	24+212,32	37	1,89
9 ^a	24+203,21	40	1,65
10 ^a	24+194,14	45	1,62
11 ^a	24+184,12	41	2,00
12 ^a	24+172,47	42	2,06
13 ^a	24+162,55	43	2,03
14 ^a	24+151,35	43	2,01
15 ^a	24+136,56	42	1,57
16 ^a	24+126,87	40	1,53
17 ^a	24+116,90	48	1,87
18 ^a	24+105,84	37	1,65
19 ^a	24+095,32	35	2,56
20 ^a	24+085,11	31	1,87
21 ^a	24+075,06	29	2,58
22 ^a	24+062,15	28	2,58
23 ^a	24+045,06	31	0,87

Quadro 7.2 - Altura de recobrimento nas secções de convergência da frente 52/53 Poente

Número da secção	Localização (PK)	Recobrimento (m)	Vel. Constr. (m/dia)
1 ^a	23+918,80	5	1,67
2 ^a	23+928,80	15	1,76
3 ^a	23+938,73	18	1,84
4 ^a	23+948,67	19	1,65
5 ^a	23+963,67	20	1,73
6 ^a	23+978,80	20	1,80
7 ^a	23+988,05	27	1,60
8 ^a	23+998,76	32	1,42
9 ^a	24+008,79	32	1,51
10 ^a	24+018,90	39	1,41
11 ^a	24+032,56	35	0,97

Quadro 7.3 - Altura de recobrimento nas secções de convergência da frente 53 Nascente

Número da secção	Localização (PK)	Recobrimento (m)	Vel. Constr. (m/dia)
1ª	23+771,76	15	2,05
2ª	23+761,76	20	2,07
3ª	23+751,76	24	2,07
4ª	23+741,57	27	2,08
5ª	23+731,43	31	2,12
6ª	23+721,56	35	2,21
7ª	23+711,16	39	2,24
8ª	23+701,04	41	2,23
9ª	23+686,32	42	2,21
10ª	23+676,17	42	2,37
11ª	23+666,12	42	2,36
12ª	23+659,91	41	2,63
13ª	23+647,43	42	1,87
14ª	23+637,57	44	2,71
15ª	23+627,12	46	2,22
16ª	23+616,08	50	2,16
17ª	23+604,22	53	1,99
18ª	23+593,38	54	1,99
19ª	23+583,92	52	1,90
20ª	23+574,90	52	1,85
21ª	23+564,60	49	1,95
22ª	23+554,34	50	1,94
23ª	23+543,24	47	2,30
24ª	23+533,57	42	2,00
25ª	23+523,06	42	1,87

Quadro 7.4 - Altura de recobrimento nas secções de convergência da frente 53 Poente

Número da secção	Localização (PK)	Recobrimento (m)	Vel. Constr. (m/dia)
1ª	23+423,16	5	1,81
2ª	23+433,16	11	1,75
3ª	23+443,68	15	1,99
4ª	23+456,72	17	1,78
5ª	23+466,92	21	1,53
6ª	23+476,87	24	1,56
7ª	23+486,94	27	1,45
8ª	23+496,38	30	1,40
9ª	23+506,47	34	1,10

Seleccionando três secções nas frentes 52/53 Nascente e 53 Nascente, para diferentes valores de recobrimento, mostra-se nas Figuras 7.23 a 7.26 a evolução das convergências horizontais (2-3 de acordo com a Figura 7.17) em função do tempo e da distância da secção de convergência à frente yc. Este último tipo de representação permite verificar claramente que as deformações se continuam a processar quando a frente de escavação se encontra a uma distância apreciável das respectivas secções de convergência.

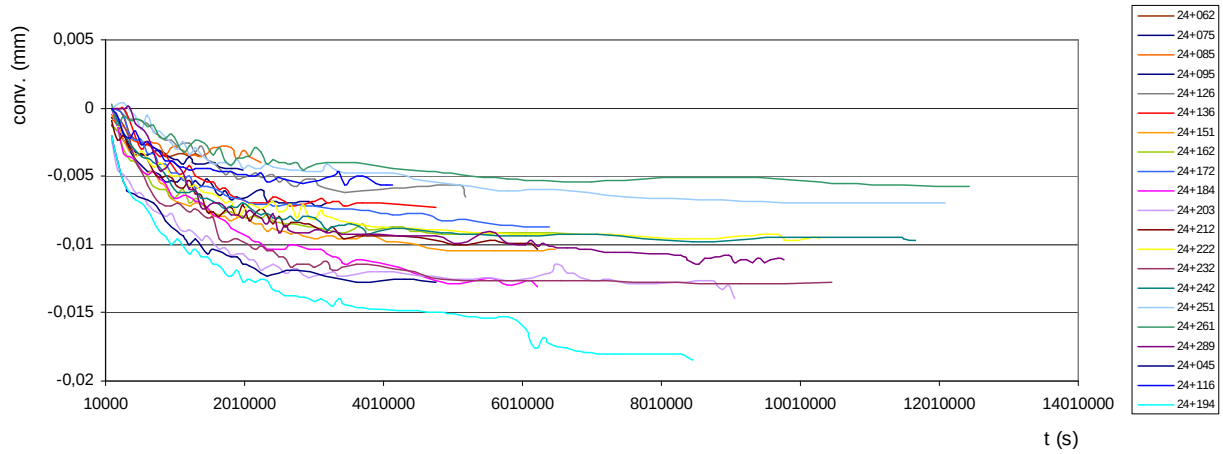


Figura 7.19 - Evolução das convergências horizontais em função do tempo nas secções da frente 52/53 Nascente

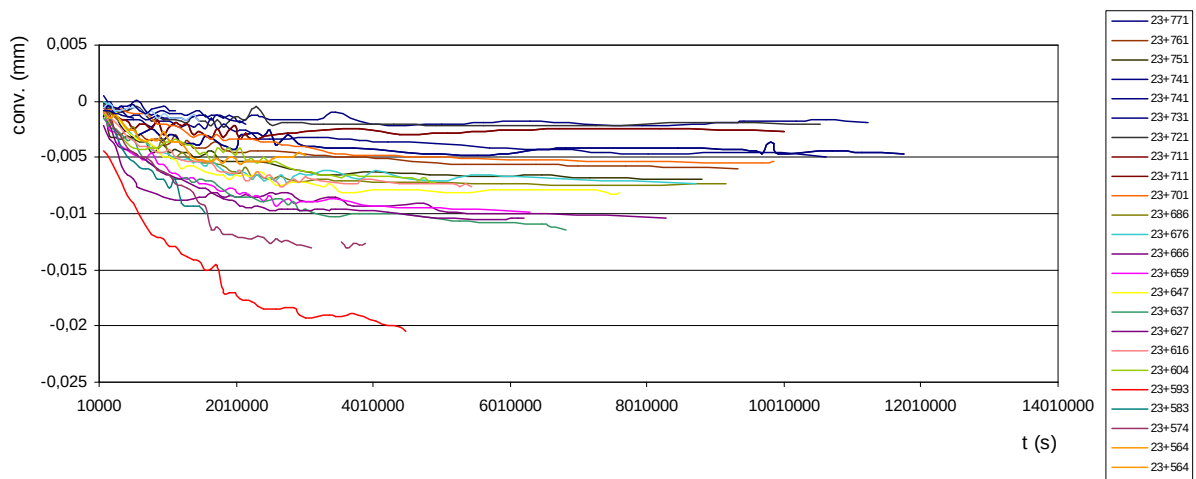


Figura 7.20 - Evolução das convergências horizontais em função do tempo nas secções da frente 53 Nascente

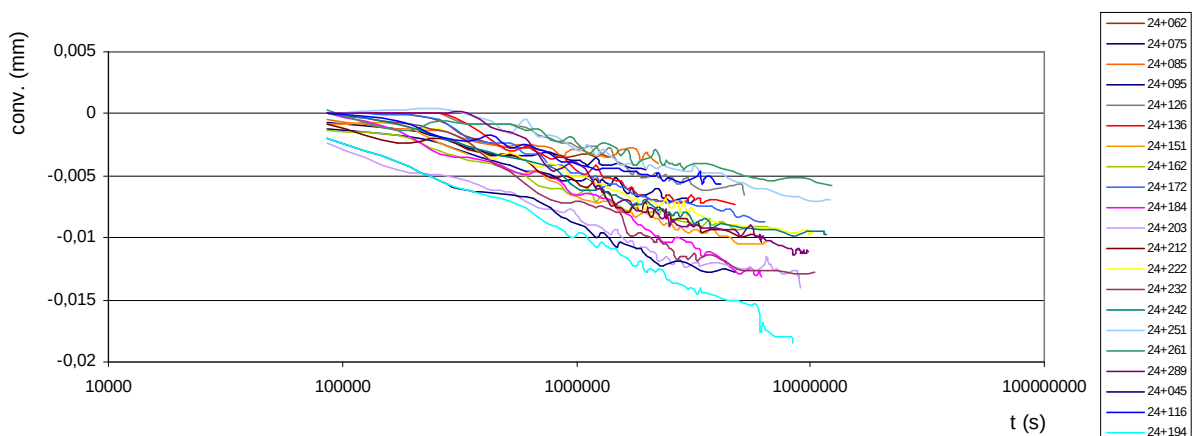


Figura 7.21 - Evolução das convergências horizontais em função do logaritmo do tempo nas secções da frente 52/53 Nascente

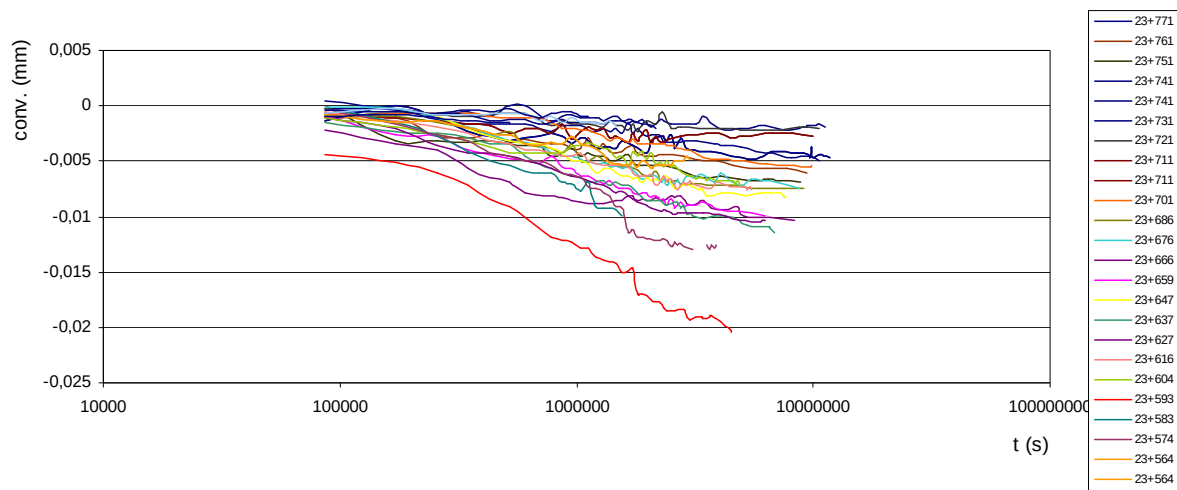


Figura 7.22 - Evolução das convergências horizontais em função do logaritmo do tempo nas secções da frente 53 Nascente

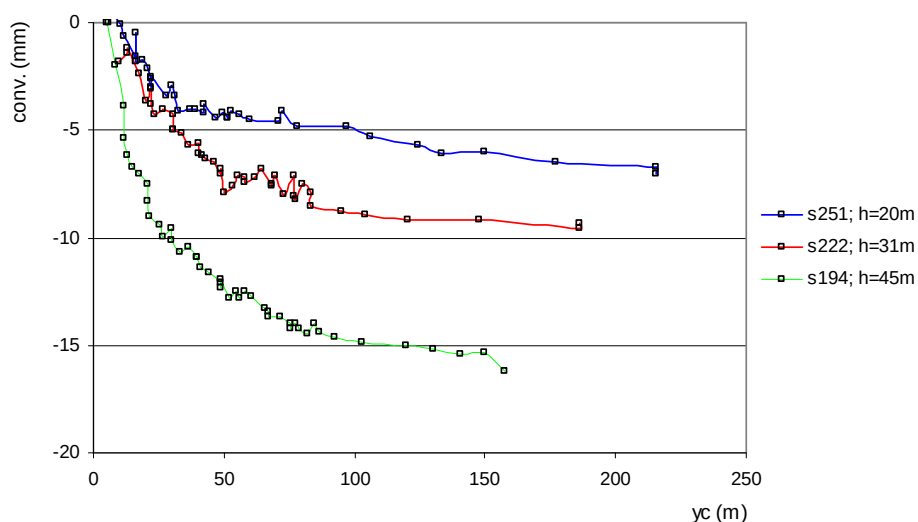


Figura 7.23 - Evolução das convergências horizontais em três secções na frente 52/53 Nascente em função da distância da frente à secção de convergência

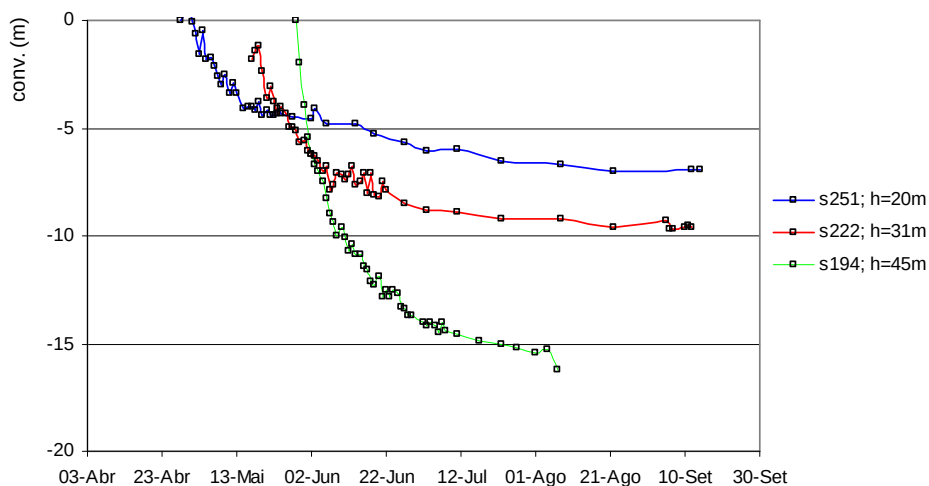


Figura 7.24 - Evolução das convergências horizontais em três secções na frente 52/53 Nascente em função do tempo

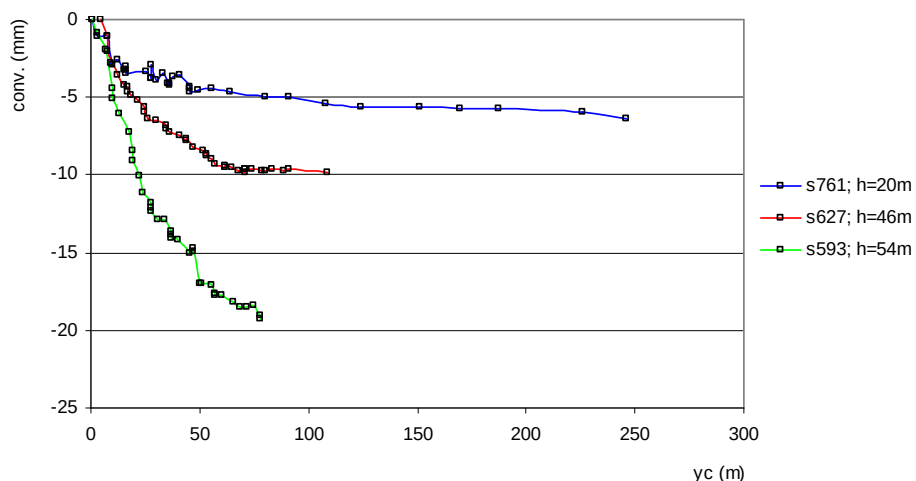


Figura 7.25 - Evolução das convergências horizontais em três secções na frente 53 Nascente em função da distância da frente à secção de convergência

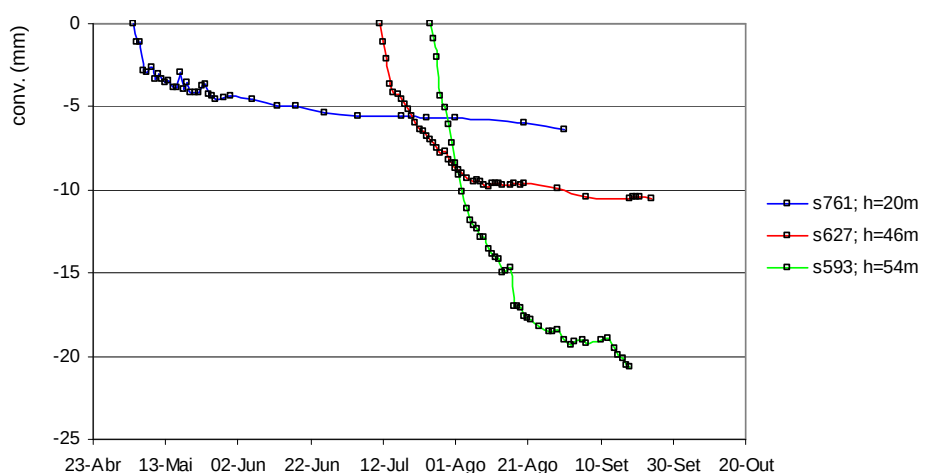


Figura 7.26 - Evolução das convergências horizontais em três secções na frente 53 Nascente em função do tempo

7.3 Análises numéricas tridimensionais

7.3.1 Introdução

Para simulação do comportamento estrutural da obra foi concebido um modelo tridimensional com o programa de diferenças finitas FLAC3D (Itasca, 2003). O problema foi tratado como simétrico relativamente ao plano vertical que contém o eixo do túnel. O modelo criado, que se apresenta na Figura 7.27, é constituído por cerca de 18 312 zonas e 20 634 pontos nodais (Vieira *et al.*, 2002; Leitão *et al.*, 2002). Abrange um domínio de 84m na direcção longitudinal e um recobrimento variável (30, 45 ou 55m), tentando reproduzir diferentes secções tipo.

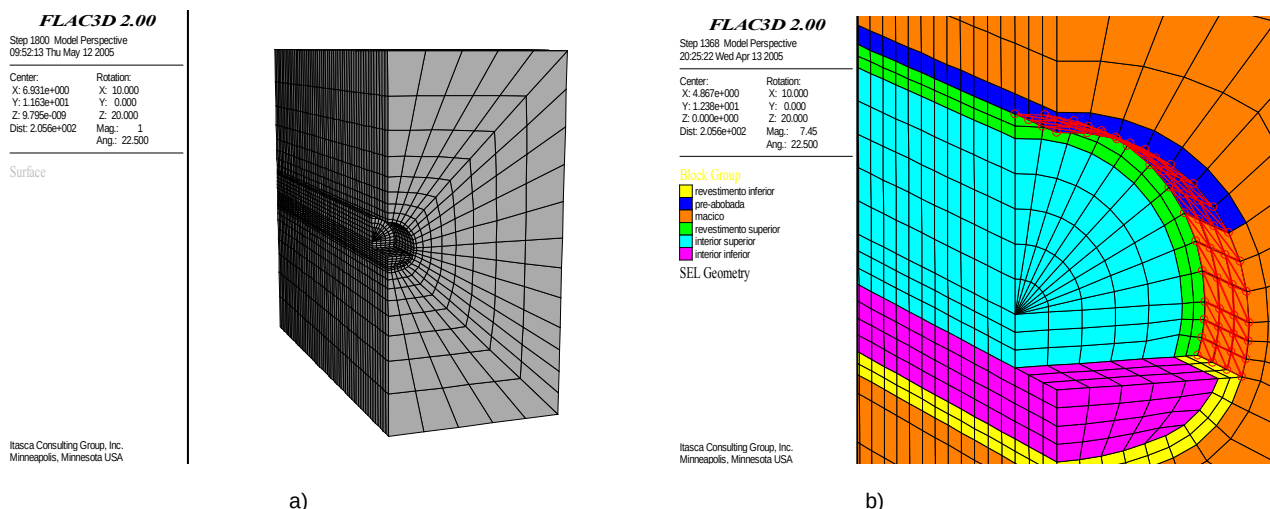


Figura 7.27 - Malha para as análises tridimensionais: a) vista global e b) detalhe na zona da abertura com identificação dos diferentes materiais envolvidos

7.3.2 Simulação do processo construtivo

A sequência de construção executada em obra, descrita anteriormente, foi simulada nos cálculos efectuados mediante a remoção ou introdução de elementos ou a alteração das suas propriedades. Numa primeira fase, após a definição do estado de tensão geoestático, foram alteradas as propriedades da fiada de elementos de 0,5m de espessura acima da abóbada do túnel ao longo de 12m, pretendendo-se simular o reforço por *jet-grouting*. Seguiu-se a remoção de elementos que representam a meia secção superior do túnel ao longo de 3m e a colocação de elementos de casca no interior da secção escavada com características de deformabilidade da ordem das do terreno envolvente (representando o betão projectado numa fase inicial de endurecimento ou o comprimento não revestido). Na fase seguinte procedeu-se à escavação de outro troço de 3m e colocação de novos elementos de casca. Simultaneamente foram alteradas as propriedades dos elementos de casca colocados inicialmente para valores intermédios de rigidez do betão projectado. Na terceira fase de escavação, alteram-se as propriedades de deformabilidade do suporte inicial: no segundo e no primeiro troços, para valores intermédios e finais de endurecimento, respectivamente. Este faseamento foi repetido até à escavação total da bancada do túnel. Posteriormente realizou-se a escavação da soleira e colocação do revestimento primário, segundo idêntico faseamento.

Nestas primeiras análises numéricas o comportamento do terreno foi considerado elástico linear perfeitamente plástico, definido até à rotura por um módulo de deformabilidade independente dos níveis de tensão e de deformação. Foram realizadas análises não drenadas em tensões totais sendo a rotura controlada pelo critério de Tresca. No que se refere às características da *Formação de Benfica* foram estabelecidos dois cenários com base nos resultados dos ensaios convencionais de corte triaxial. Nos cenários analisados o módulo de deformabilidade e a resistência não drenada tomaram os seguintes valores: $c_u=300\text{kPa}$ e $E=100\text{MPa}$ e $c_u=600\text{kPa}$ e $E=300\text{MPa}$. Os módulos de deformabilidade referem-se às gamas de deformação usualmente associadas a este tipo de obras (0,01-0,1%). Ao coeficiente de Poisson foi atribuído um valor de $\nu=0,45$ e o estado de tensão inicial estabelecido para $K_0=1$.

O suporte primário de betão projectado, com um comportamento linear elástico, foi caracterizado por um coeficiente de Poisson, $\nu=0,2$ e um módulo de elasticidade variável por forma a simular o endurecimento progressivo deste material: $E=400\text{MPa}$, na primeira fase, $E=1\text{GPa}$, na segunda fase, e $E=10\text{GPa}$, na terceira fase. A influência da zona reforçada adiante da frente, também caracterizada por um comportamento linear elástico $E=10\text{GPa}$ e $\nu=0,2$, foi analisada.

Nas Figuras 7.28 e 7.29 mostra-se a evolução dos deslocamentos radiais, u_r , em pontos localizados na parede do túnel no tecto e nos hasteais, para os dois cenários referidos, para uma secção localizada a 24m do início da escavação na direcção do eixo do túnel, em função do avanço da frente de escavação y . Os efeitos das características de resistência e deformabilidade são bastante evidentes. Verifica-se que os deslocamentos radiais aumentam com o recobrimento. Os deslocamentos radiais no tecto e nos hasteais são muito aproximados no caso do cenário de maior resistência e menor deformabilidade. Pelo contrário, para o cenário de menor resistência e maior deformabilidade os deslocamentos nos hasteais são superiores aos verificados no tecto, acentuando-se a diferença entre os dois com o aumento do recobrimento o que se deve ao aumento de zonas plastificadas em redor dos hasteais. A zona perturbada pela escavação, em todos os casos analisados, não excede extensões de cerca de 20 a 30m, excepto nos casos de maiores recobrimentos e para o cenário mais desfavorável. A grandeza das deformações obtidas em obra é mais próxima da obtida no segundo cenário analisado.

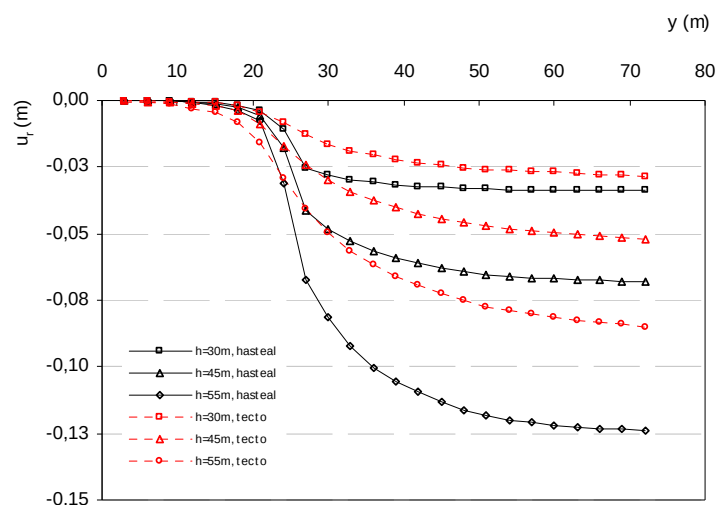


Figura 7.28 - Evolução dos deslocamentos radiais em função da distância à frente no tecto e hasteais ($c_u=300\text{kPa}$ e $E=100\text{MPa}$)

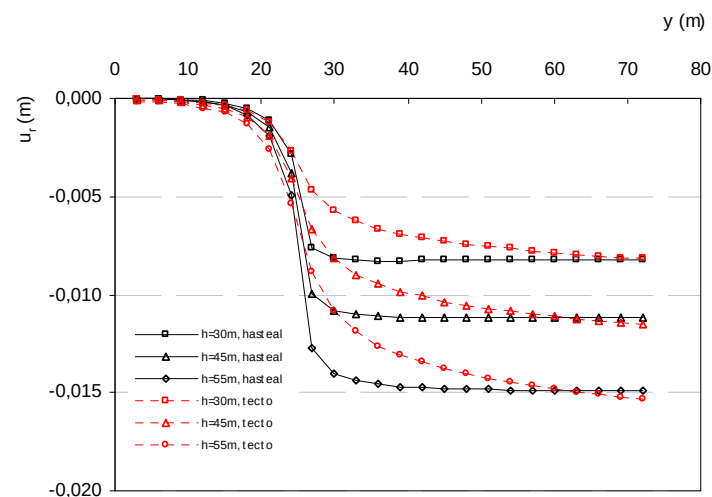


Figura 7.29 - Evolução dos deslocamentos radiais em função da distância à frente no tecto e hasteais ($c_u=600\text{kPa}$ e $E=300\text{MPa}$)

7.3.3 Análise do efeito das enfilagens de pré-reforço

Analisou-se o efeito do reforço por enfilagens adiante da frente para os dois cenários de resistência e de deformabilidade referidos anteriormente. Consideraram-se três casos, no primeiro não se contabilizou a existência

destes elementos estruturais, no segundo e no terceiro, foram admitidos valores de $E=1\text{GPa}$ e $E=10\text{GPa}$, respectivamente. Os deslocamentos radiais no tecto e nos hasteais em função de y para diferentes valores de recobrimento mostram-se nas Figuras 7.30 a 7.33.

Verifica-se que as enfilagens reduzem substancialmente as distorções do terreno na zona do tecto da escavação. Neste caso, a sua eficácia (relação entre o deslocamento radial para a situação de maciço sem enfilagens e de maciço reforçado com enfilagens para $E=10\text{GPa}$) é tanto mais evidente quanto menores forem as deformações induzidas (recobrimento mais reduzido), tendo ainda maior expressão para o cenário de menor deformabilidade. As enfilagens reduzem os deslocamentos verticais no tecto cerca de 87,5%, para a menor recobrimento e menor deformabilidade, e de 27%, para o recobrimento e deformabilidade mais elevados. Na zona dos hasteais para o cenário de menor deformabilidade as enfilagens de *jet-grouting* não têm praticamente efeito devido às plastificações importantes em torno do terreno. Para o segundo cenário, onde não há praticamente ocorrência de zonas plastificadas, as conclusões são substancialmente diferentes. Assim, a eficácia das enfilagens é significativa, reduzindo em cerca de 36% os deslocamentos radiais, para o situação de menor recobrimento, e de 27%, para o recobrimento mais elevado. A diferença entre os valores obtidos para os deslocamentos radiais para $E=1\text{GPa}$ e $E=10\text{GPa}$ é mais significativa nos cenários de menor deformação.

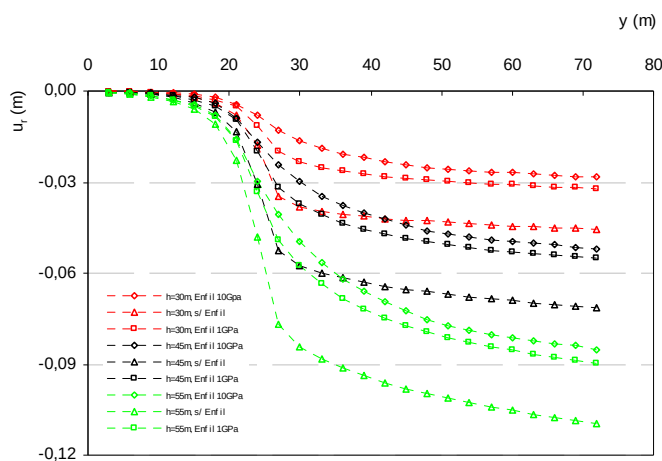


Figura 7.30 - Evolução dos deslocamentos radiais no tecto em função da distância à frente, em função da altura de recobrimento e do pré-suporte ($c_u=300\text{kPa}$ e $E=100\text{MPa}$)

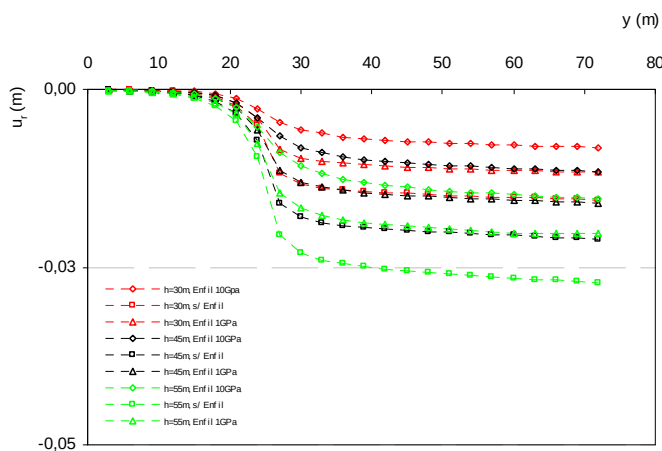


Figura 7.31 - Evolução dos deslocamentos radiais no tecto em função da distância à frente, em função da altura de recobrimento e do pré-suporte ($c_u=600\text{kPa}$ e $E=300\text{MPa}$)

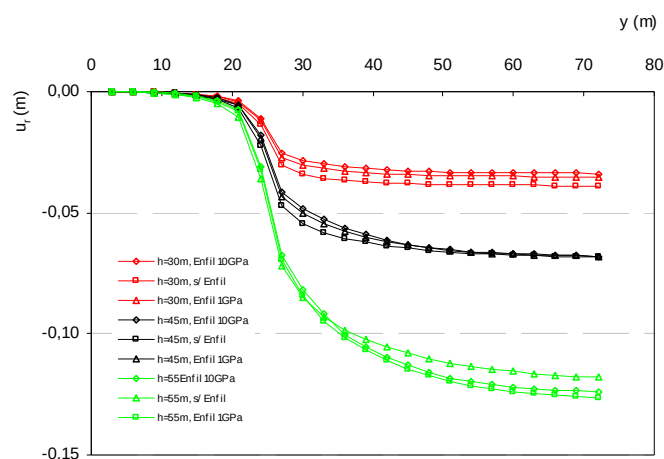


Figura 7.32 - Evolução dos deslocamentos radiais nos hasteais em função da distância à frente, em função da altura de recobrimento e do pré-suporte ($c_u=300kPa$ e $E=100MPa$)

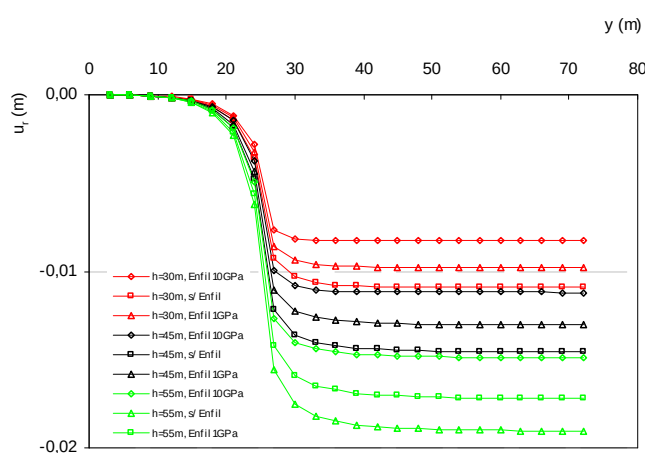


Figura 7.33 - Evolução dos deslocamentos radiais nos hasteais em função da distância à frente, em função da altura de recobrimento e do pré-suporte ($c_u=600kPa$ e $E=300MPa$)

7.3.4 Comparação entre os comportamentos observado e calculado. Análises lineares elásticas perfeitamente plásticas

Tenta-se nesta fase reproduzir as convergências observadas em obra no decurso da escavação da meia secção superior dos túneis, por via de análises não drenadas em tensões totais elásticas perfeitamente plásticas. Analisam-se as secções S222, S194 e S593, caracterizadas por recobrimentos de 30, 45 e 55m, respectivamente.

A evolução das convergências horizontais em função da distância da frente de escavação às secções de convergência y_c , para as situações indicadas, mostra-se nas Figuras 7.34 a 7.36, com base nas medições efectuadas em obra e nos resultados obtidos a partir das análises numéricas (para distâncias correspondentes à secção monitorizada). A tentativa de ajuste é efectuada para as primeiras fases de escavação, fazendo variar os valores de E e de c_u para valores da ordem dos obtidos nos ensaios de laboratório para o nível de deformações de corte impostas no terreno por este tipo de obras (0,01%-0,1%). As relações E/c_u situaram-se na gama 285-625 a que correspondem deformações da ordem das indicadas para os materiais ensaiados.

Como se pode verificar pela análise das figuras, para determinados valores de E e de c_u , consegue-se um ajuste razoável nos primeiros 20-30m (onde se faz sentir a influência da frente de escavação) com o modelo utilizado, fase a

partir da qual as deformações obtidas por via numérica praticamente se anulam. Este ajuste é obtido para valores de E/c_u na gama dos indicados, designadamente para valores de E de 100-200MPa e de c_u de 350-500kPa. Com os valores mais elevados da resistência e do módulo de deformabilidade ajustam-se melhor as deformações para os recobrimentos mais elevados. No entanto, a partir de distâncias da ordem de 15-30m é notória a incapacidade de reprodução do comportamento observado em obra com o modelo constitutivo utilizado.

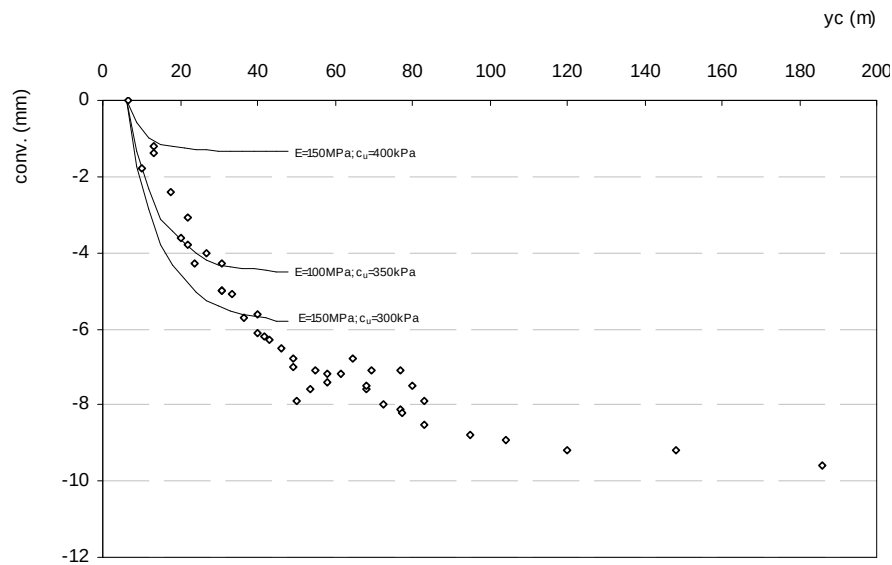


Figura 7.34 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos nas análises numéricas elásticas perfeitamente plásticas, S222

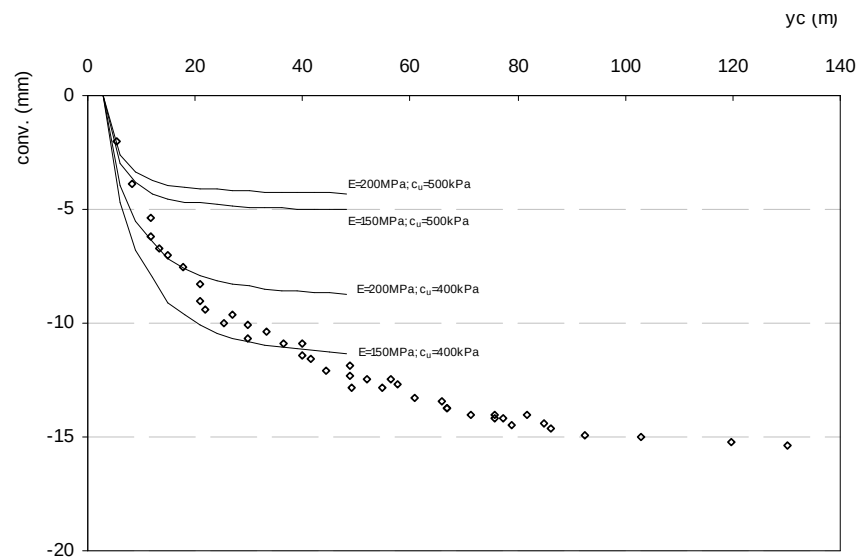


Figura 7.35 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos nas análises numéricas elásticas perfeitamente plásticas, S194

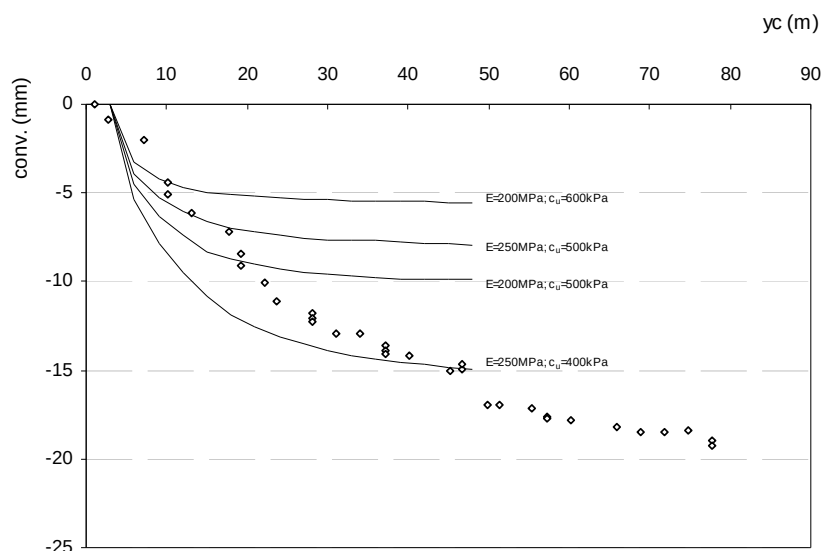


Figura 7.36 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos nas análises numéricas elásticas perfeitamente plásticas, S593

7.3.5 Estimativa do coeficiente de desconfinamento

Como se mostrou anteriormente, a evolução das convergências não se pode explicar unicamente pelo efeito do avanço da frente de escavação do túnel, sendo necessário fazer interferir o efeito do comportamento diferido do maciço. Um verdadeiro cálculo de interacção deve passar pela realização de análises tridimensionais. No entanto, cálculos viscosos que tomam necessariamente em conta comportamentos não lineares e a variável tempo, tornam-se muito dispendiosos em termos de tempo, pelo que o estudo que se segue, será efectuado por meio de análises em estado plano de deformação. Torna-se assim, necessário estimar o coeficiente de desconfinamento, ou seja, a parcela de forças resultantes da escavação libertada antes da colocação do suporte. Idealmente a estimativa deste parâmetro seria efectuada com base em medições no tecto do túnel ao longo do processo de escavação. Estas medidas seriam confrontadas com análises planas em que se reduziria gradualmente as forças resultantes da escavação até que se obtivessem valores da ordem dos medidos em campo antes da colocação do suporte. A inexistência deste tipo de registos no decurso da construção da obra em estudo determina o recurso a outro processo.

Exceptuando as secções próximas dos emboquilhamentos, não há registos de medições de deformação em redor do túnel, numa determinada secção, antes da passagem da frente de escavação, encontrando-se apenas disponíveis medições de convergências. A evolução das deformações segundo cordas que incluam a componente vertical é reduzida, eventualmente pelo sistema de reforço estrutural existente no tecto do túnel. Procedeu-se, deste modo, a uma estimativa da percentagem de libertação das forças resultantes da escavação por via da evolução dos deslocamentos horizontais do terreno. Para tal foram seleccionadas as curvas que melhor reproduziram a evolução das convergências nas análises tridimensionais, para as três secções indicadas em 7.3.4 (Figura 7.37). Em seguida efectuaram-se análises em estado plano de deformação em que se reduziu gradualmente a parcela das forças nodais equivalentes ao estado de tensão inicial no contorno do túnel para as mesmas condições de geometria e de características do terreno. A malha utilizada para as análises planas mostra-se na secção seguinte. Para a distância à frente correspondente à primeira leitura de convergências retira-se da análise tridimensional o deslocamento radial até aí obtido, para cada secção. Em

seguida faz-se corresponder a esse valor de deslocamento radial o valor obtido nas análises em deformação plana, representadas na Figura 7.38, retirando-se daí o respectivo valor do coeficiente de desconfinamento λ .

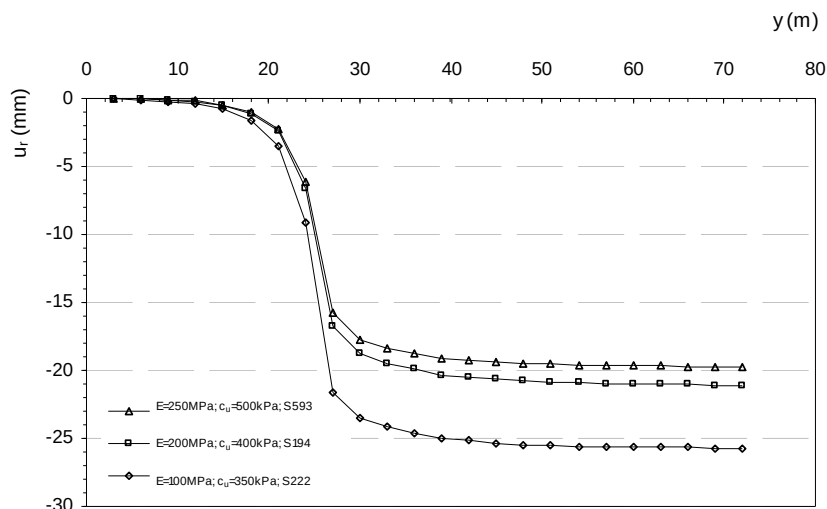


Figura 7.37 - Evolução dos deslocamentos radiais em função do avanço da frente de escavação (análises tridimensionais)

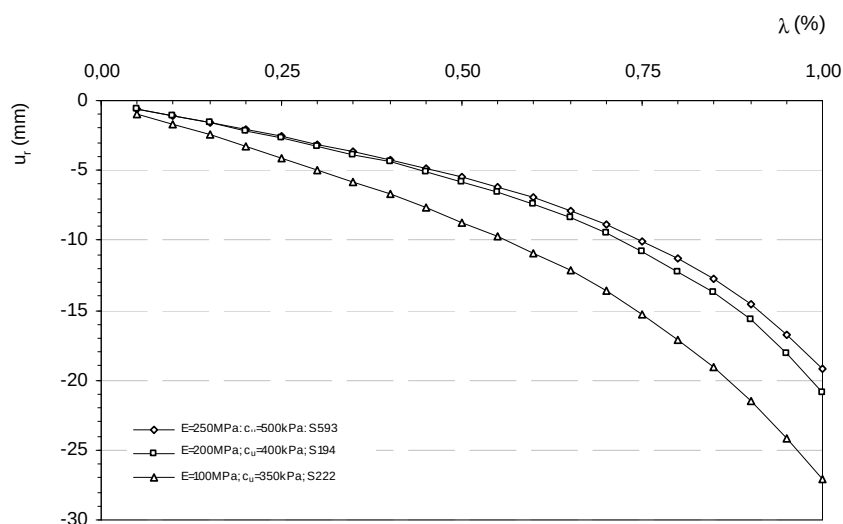


Figura 7.38 - Evolução dos deslocamentos radiais em função da percentagem da força resultante da escavação libertada (análises em estado plano de deformação)

Nas secções S222, S194 e S593 os deslocamentos radiais obtidos nos hasteais por via das análises tridimensionais, correspondem a coeficientes de desconfinamento, λ , de 37%, 56% e 71%, respectivamente, obtidos por análises planas. Obteve-se assim um coeficiente de desconfinamento médio de cerca de 55%. Verifica-se um aumento do coeficiente de desconfinamento com a altura de recobrimento.

7.4 Estudo do comportamento diferido no tempo. Análises em estado plano de deformação

7.4.1 Introdução

As análises numéricas tridimensionais apresentadas permitiram simular o faseamento de construção da obra, e tomar em conta a redistribuição de tensões no sentido longitudinal ao eixo do túnel. Mostrou-se a importância ao nível do

desempenho estrutural da obra da inclusão de elementos de pré-suporte, que aumentam a estabilidade da frente de escavação e diminuem o nível global de deformação do terreno envolvente ao túnel. A comparação dos resultados obtidos por via numérica, com os resultantes da observação da obra revelou, porém, que o modelo constitutivo utilizado não permitiu descrever a resposta estrutural da obra, em que se verificou um aumento progressivo ao longo do tempo das convergências no túnel, mesmo após a passagem da zona de influência da frente de escavação. Por este facto, procede-se em seguida à utilização dos modelos constitutivos implementados, cuja formulação se descreveu no capítulo anterior, para tentativa de reprodução do comportamento da obra.

O efeito tridimensional da proximidade da frente de escavação é tomado em conta pelo método da convergência-confinamento pela introdução de uma taxa de desconfinamento da ordem da estimada com base nas análises tridimensionais.

A malha utilizada está representada na Figura 7.39. O sistema de pré-reforço foi simulado por via de uma fiada de elementos de 0,3m de espessura aos quais foi atribuído um comportamento linear elástico caracterizado por um módulo de elasticidade de 10GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2. Uma vez que estes elementos foram colocados em obra com um avanço de 12m em relação à frente de escavação, considerou-se que todo o processo de escavação se efectuou ao abrigo deste sistema de pré-suporte. O revestimento de betão projectado foi representado por elementos de viga com as seguintes características: $E=10\text{GPa}$ e $\nu=0,2$. O faseamento adoptado nas análises numéricas foi o seguinte:

- Fase 0 - estabelecimento do estado de tensão inicial por aplicação do peso próprio e fixação do coeficiente de impulso em repouso K_0 e da posição do nível freático; inicialização dos deslocamentos.
- Fase 1 - escavação da meia secção superior, ao abrigo das enfilagens de reforço na pré-abóbada, com a correspondente libertação de uma parcela das forças resultantes na parede da escavação determinada pelo coeficiente de desconfinamento.
- Fase 2 - colocação do suporte de betão projectado na meia secção superior e libertação da restante parcela das forças resultantes da escavação.
- Fase 3 - fase de fluência correspondente ao comportamento a longo prazo.

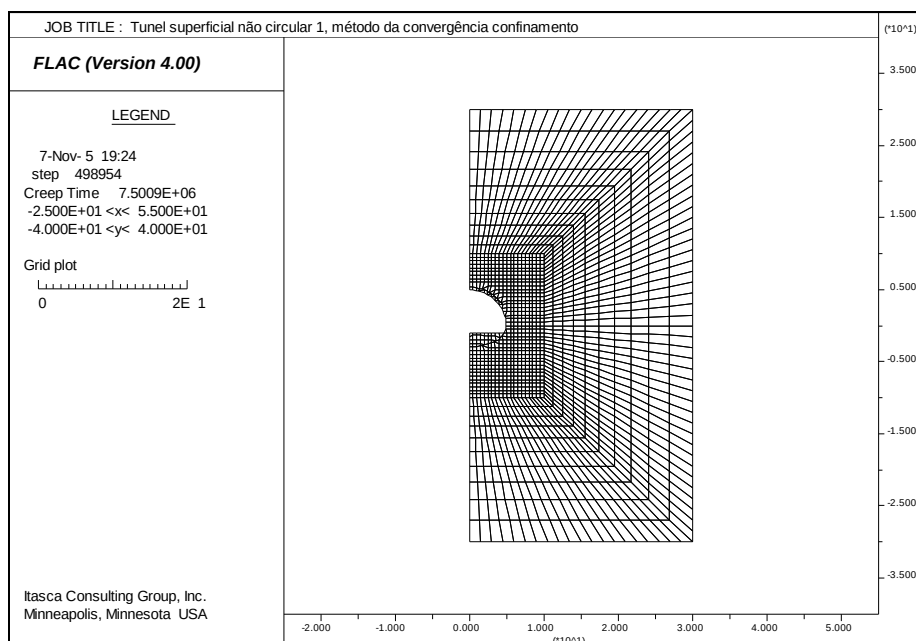


Figura 7.39 - Malha utilizada nas análises em estado plano de deformação

7.4.2 Análise do comportamento por via do modelo constitutivo elasto-viscoplástico

Analisa-se o comportamento estrutural do túnel adoptando para o terreno o modelo constitutivo elasto-viscoplástico. De acordo com este modelo para trajectórias de tensão localizadas no interior da superfície de cedência o comportamento do material segue a lei elástica não linear do modelo de estados críticos, sendo que as deformações viscoplásticas surgem quando em determinado ponto é alcançada a superfície de cedência.

Nas análises efectuadas em estado plano de deformação procede-se a uma libertação parcializada das forças resultantes da escavação de acordo com a sequência referida anteriormente. No caso de, em determinada fase de carregamento não ser ultrapassada a superfície de cedência, o cálculo prossegue até ao equilíbrio, sendo independente do tempo. Uma vez alcançada a superfície de cedência é introduzido o efeito do tempo através da função $\Phi(f) = f$.

Como resultado de uma carga aplicada subitamente a um determinado modelo há uma reacção de inércia. Se é desejável uma solução estática é importante minimizar estes efeitos transitórios. Os efeitos de inércia devidos à introdução de vazios no modelo podem ser minimizados reduzindo gradualmente as forças em torno dessa região. A taxa à qual as tracções na fronteira em torno do túnel são relaxadas permite controlar a taxa de escavação. Nas análises efectuadas a escavação é simulada reduzindo gradual e linearmente até zero a pressão na fronteira do túnel ao longo de um número de etapas ditado pela velocidade de construção e pelo intervalo de tempo de cada etapa.

Foram efectuadas oito séries de cálculos com recurso a este modelo que se indicam no Quadro 7.5. As constantes materiais consideradas correspondem às obtidas na fase de modelação apresentada no Capítulo 6 resultantes da calibração dos ensaios laboratoriais. L introduz a alteração da forma da superfície na zona super-crítica, sendo que $L=2$ corresponde à forma tradicional da elipse do modelo *Cam-clay*. As quatro primeiras séries correspondem a análises em condições não drenadas, sendo que não se considerou a correcção da superfície de cedência na zona super-crítica. Nas séries 5, 6 e 7 foi considerada esta alteração da forma da superfície de modo a melhor se reproduzir a resistência das argilas sobreconsolidadas. A série 8 corresponde a análises hidromecânicas acopladas onde foram utilizados valores de permeabilidade da ordem dos estimados nos ensaios. O objectivo desta última série de análises foi o de avaliar simultaneamente os efeitos da consolidação e da fluência no comportamento deformacional da estrutura subterrânea. Todos os cálculos foram efectuados para três alturas de recobrimento.

Quadro 7.5 - Cálculos efectuados com recurso ao modelo elasto-viscoplástico

Série	vel cons. (m/dia)	H (m)	p_c (kPa)	η (kPa ² .s)	K_0	L	Tipo de análise
1	1,5	30, 45, 55	1000	$10^{14}, 10^{15}, 10^{16}$	1	2	Não drenada
2	1,5	30, 45, 55	1700	$10^{14}, 10^{15}, 10^{16}$	1	2	Não drenada
3	0,75, 1,5 e 3	30, 45, 55	1000	10^{15}	1	2	Não drenada
4	0,75, 1,5 e 3	30, 45, 55	1700	10^{15}	1	2	Não drenada
5	1,5	30, 45, 55	2000	$10^{14}, 10^{15}, 10^{16}$	1	0,27	Não drenada
6	1,5	30, 45, 55	2000	$10^{14}, 10^{15}, 10^{16}$	0,75	0,27	Não drenada
7	1,5	30, 45, 55	2000	$10^{14}, 10^{15}, 10^{16}$	1,5	0,27	Não drenada
8	1,5	30, 45, 55	2000	$10^{14}, 10^{15}, 10^{16}$	1	0,27	Acoplada

O nível freático considerou-se a 20m acima do tecto do túnel. O coeficiente de desconfinamento adoptado ($\lambda = 0,5$) baseou-se nas análises efectuadas anteriormente.

Os resultados que se apresentam referem-se às convergências horizontais e momentos flectores no ponto 3 (Figura 7.17).

7.4.2.1 Análises sem correcção da forma da superfície na zona super-crítica. Influência do recobrimento, do coeficiente de viscosidade, da tensão de pré-consolidação e da velocidade de construção

Nas análises efectuadas supõe-se que a libertação do estado de tensão devida à escavação se processa ao longo de 20m, tendo sido consideradas três hipóteses para a velocidade de execução do túnel que enquadram a velocidade obtida na obra: 3m/dia, 1,5m/dia e 0,75m/dia. As forças resultantes da escavação são assim libertadas ao longo de 6,7, 13,3 ou 26,7 dias, daí resultando 57 888, 115 776 ou 231 552 etapas de cálculo de 10 segundos. Após esta fase desenrola-se o tempo de fluência que corresponde a 130000 etapas de 40 segundos (3 meses).

Adoptando a velocidade de construção média fez-se variar o parâmetro de viscosidade entre valores que limitam os obtidos nos ensaios ($\eta = 10^{14}$, 10^{15} e 10^{16} kPa².s) e a altura de recobrimento correspondente a diferentes secções da obra ($h=30$, 45 e 55m) para dois valores da tensão de pré-consolidação. Em seguida foi analisada a influência da velocidade de construção de acordo com os três valores indicados acima. Neste caso foi atribuída à viscosidade o valor de $\eta = 10^{15}$ kPa².s e foram feitas variar, igualmente, a altura de recobrimento e a tensão de pré-consolidação.

Influência do coeficiente de viscosidade e da tensão de pré-consolidação

Nas Figuras 7.40 a 7.42 mostra-se a evolução com o tempo das convergências horizontais para os três parâmetros de viscosidade e recobrimentos indicados. No decorrer do tempo indicado (desde a colocação do suporte) processa-se a libertação de metade das forças devidas à escavação e o subsequente período de fluência. Em seguida, nas Figuras 7.43 a 7.45, mostra-se a evolução dos momentos flectores para os mesmos casos. As zonas de rotura, ou seja em regime viscoplástico no final da análise numérica ou em fases precedentes (zonas que já voltaram ao regime elástico), são ilustradas nas Figuras 7.46, 7.48 e 7.50, e os contornos da tensão de pré-consolidação, nas Figuras 7.47, 7.49 e 7.51.

Para a segunda série de parâmetros indicados no Quadro 7.5, que difere da anterior apenas pela dimensão da superfície de cedência caracterizada por p_c , foram efectuadas as mesmas análises que se mostram nas Figuras 7.52 a 7.55, apenas para o caso referente ao maior recobrimento. Nos outros casos o efeito do tempo é muito reduzido uma vez que praticamente não se verificou a ocorrência de zonas em cedência.

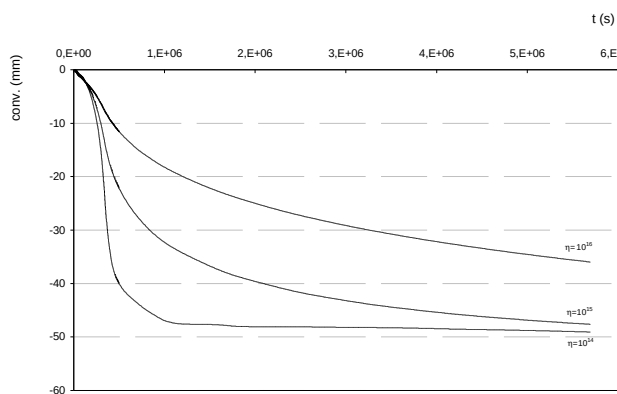


Figura 7.40 - Evolução das convergências horizontais com o tempo, para $h=55$ m, para três valores de η (s. 1)

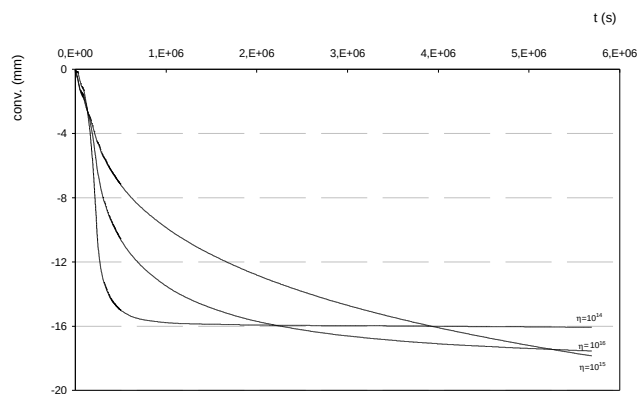


Figura 7.41 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=45$ m e para três valores de η (s. 1)

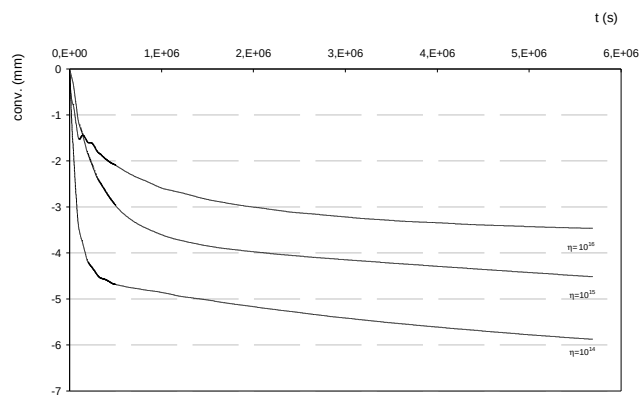


Figura 7.42 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=30\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)

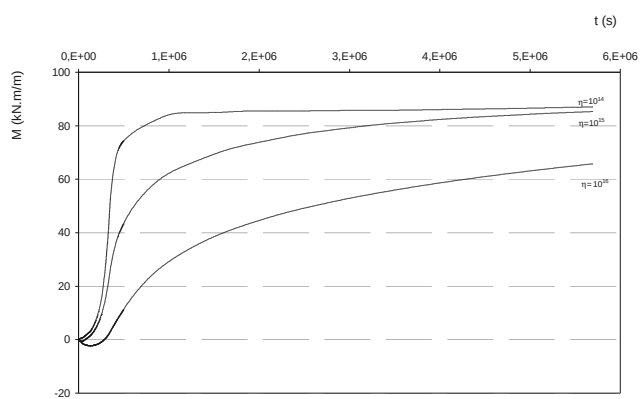


Figura 7.43 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)

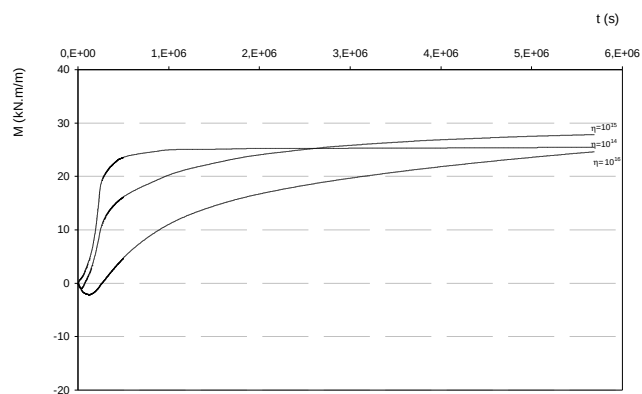


Figura 7.44 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=45\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)

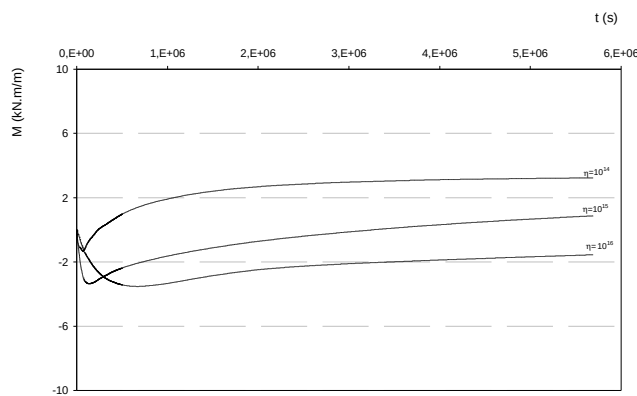


Figura 7.45 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=30\text{m}$ e para três valores de η (s. 1)

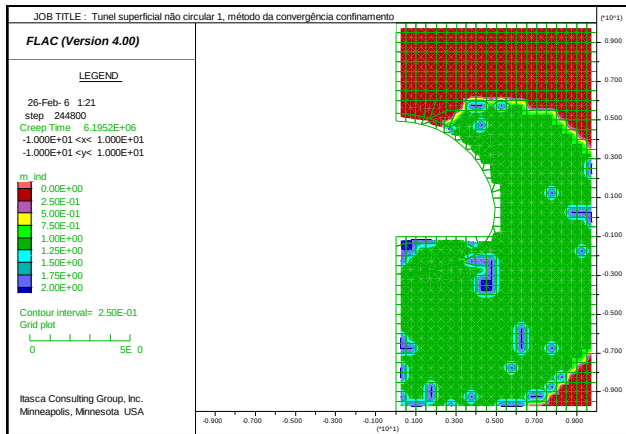


Figura 7.46 - Zonas em regime viscoplástico para $h=55\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)

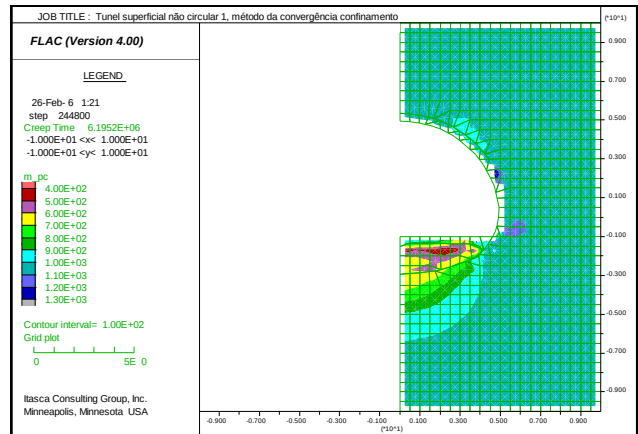


Figura 7.47 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)

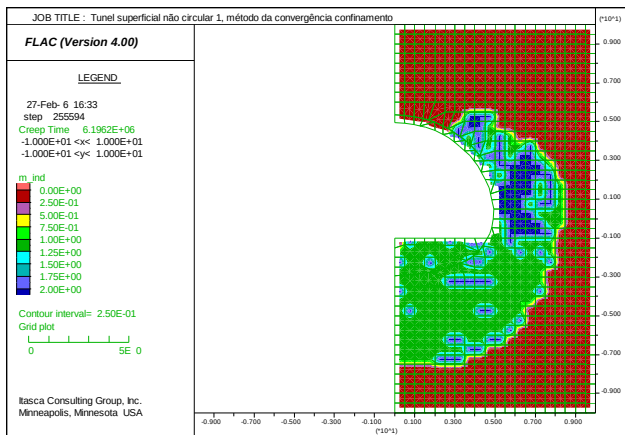


Figura 7.48 - Zonas em regime viscoplástico para $h=45\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)

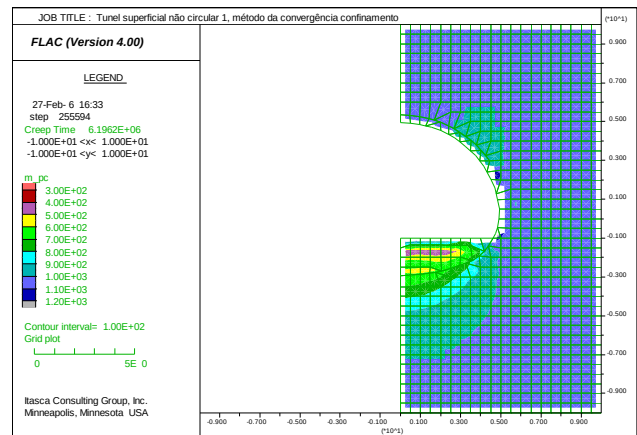


Figura 7.49 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=45\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)

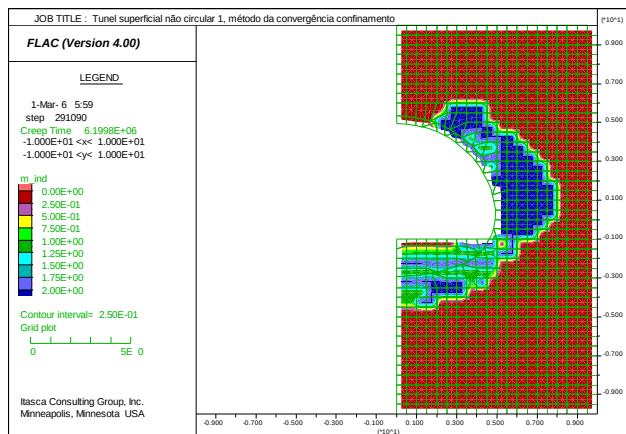


Figura 7.50 - Zonas em regime viscoplástico para $h=30\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)

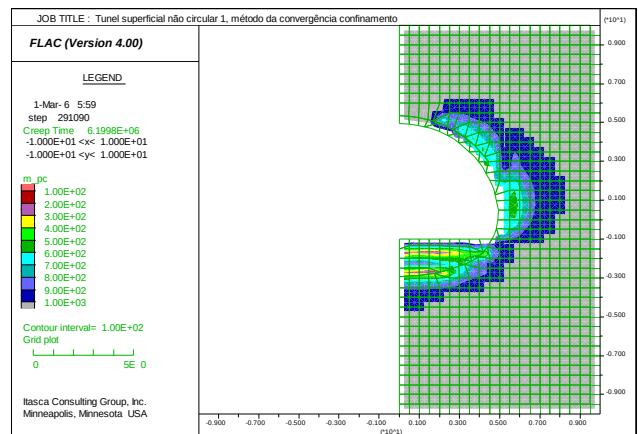


Figura 7.51 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=45\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 1)

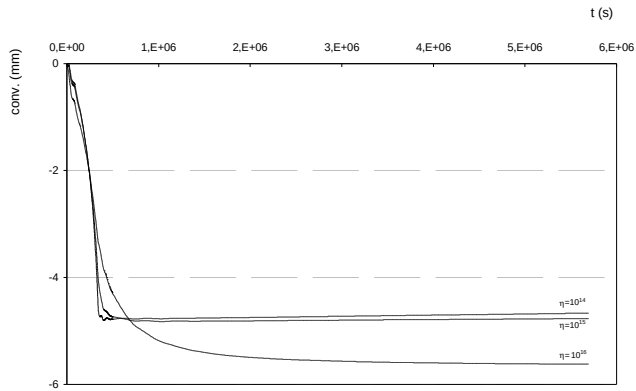


Figura 7.52 - Evolução dos deslocamentos radiais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η (c. 2)

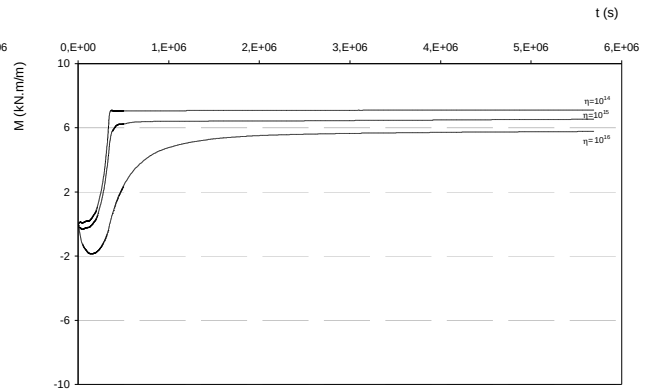


Figura 7.53 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η (c. 2)

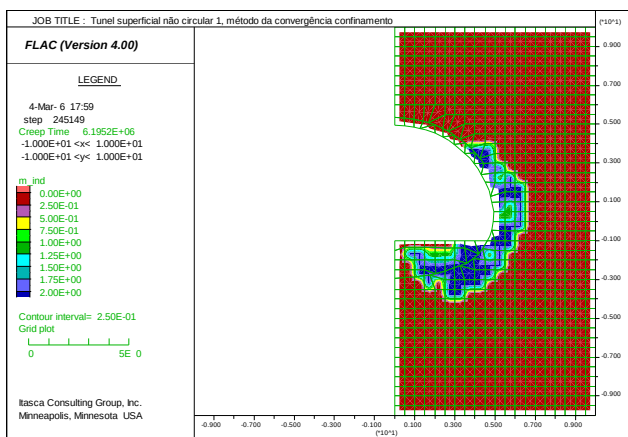


Figura 7.54 - Zonas em regime viscoplástico para $h=55\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2.\text{s}$ (s. 2)

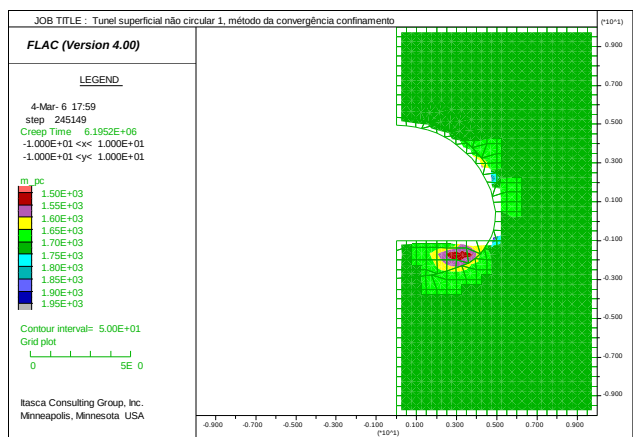


Figura 7.55 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2.\text{s}$ (s. 2)

A primeira constatação refere-se à forte dependência das convergências e dos momentos flectores da altura de recobrimento. Verifica-se igualmente uma significativa dependência do tempo uma vez que foram criadas importantes zonas em cedência viscoplástica em torno da escavação. As convergências obtidas na série 1 para $h=55\text{m}$ alcançam um valor máximo da ordem dos 50mm e são cerca de 10 vezes superiores às relativas a $h=30\text{m}$. Os momentos flectores são também fortemente influenciados pela altura de recobrimento. Como seria de esperar o coeficiente de viscosidade é igualmente determinante na resposta da estrutura subterrânea. Valores mais elevados de η aproximam o modelo do comportamento elástico resultando em menores convergências e momentos flectores para o caso do recobrimento mais elevado no final do período de tempo analisado. Para o valor do parâmetro de viscosidade mais elevado ($\eta = 10^{16} \text{ kPa}^2.\text{s}$) há ainda uma significativa dependência do tempo, concluindo-se que a resposta ainda estará longe da elástica. Ao contrário do que sucede para $\eta = 10^{14} \text{ kPa}^2.\text{s}$ em que, nos casos dos dois recobrimentos mais elevados, no final do período de fluência a dependência do tempo é quase nula. Globalmente para os dois recobrimentos mais reduzidos a dependência do tempo é substancialmente inferior à verificada para $h=55\text{m}$.

Nesta primeira série de cálculos, desenvolveram-se zonas em cedência viscoplástica cuja dimensão é fortemente influenciada pela altura de recobrimento, verificando-se a ocorrência de extensas zonas de amolecimento sob a soleira. A concentração de plastificações nesta zona torna evidente o efeito do pré-reforço na abóbada. Para $h=55\text{m}$, a zona em

cedência sob a soleira é da ordem dos 10m, e, no final do período de fluência para $\eta = 10^{15}$ kPa².s, praticamente todas as zonas se encontram ainda em regime viscoplástico (não regressaram à superfície de cedência), pelo que as deformações ao longo do tempo ainda se processam. Para $h=45$ m, o terreno na zona dos hasteais que entraram em cedência, encontra-se novamente em regime elástico, no entanto sob a soleira, uma importante zona se encontra ainda em regime viscoplástico. Para o recobrimento mais reduzido, as zonas onde no decorrer da escavação se ultrapassou a superfície de cedência, já se encontram na sua maioria novamente em regime elástico. A magnitude do amolecimento é muito significativa como se pode verificar nas Figuras 7.47, 7.49 e 7.51, daí resultando numa redução significativa da resistência no terreno nas zonas do maciço correspondentes.

Para o caso do valor mais elevado de da tensão de pré-consolidação p_c (série 2), tanto as convergências como os momentos flectores são substancialmente inferiores aos obtidos na primeira série. Praticamente só se verificou a ocorrência de zonas em cedência viscoplástica para o caso do maior recobrimento, mas cujo estado de tensão voltou na maior parte das zonas ao domínio do comportamento elástico ainda no decurso da escavação. Por este motivo, praticamente não se manifestou a ocorrência de deformações por fluência.

Influência da velocidade de construção

Em seguida apresentam-se os resultados das mesmas grandezas fazendo variar a velocidade de construção. Nas Figuras 7.56 a 7.61 mostra-se a evolução das convergências horizontais e dos momentos flectores, para as condições indicadas, para o caso da tensão de pré-consolidação inferior (série 3). Ilustra-se nas Figuras 7.62 e 7.63 a evolução das mesmas grandezas ao longo do tempo, para o caso do valor mais elevado da tensão de pré-consolidação (série 4) e apenas para $h=55$ m, pelo motivo já mencionado.

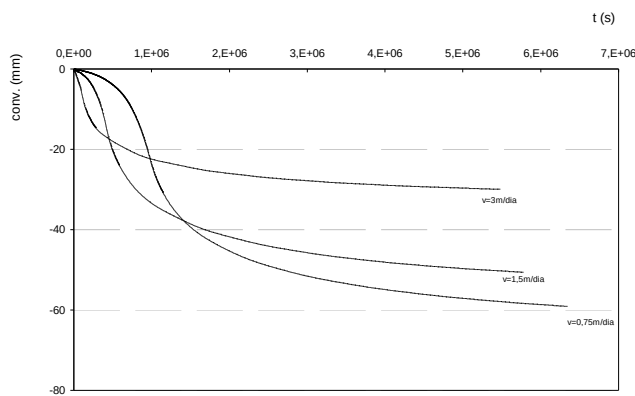


Figura 7.56 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=55$ m e para três velocidades de construção (s. 3)

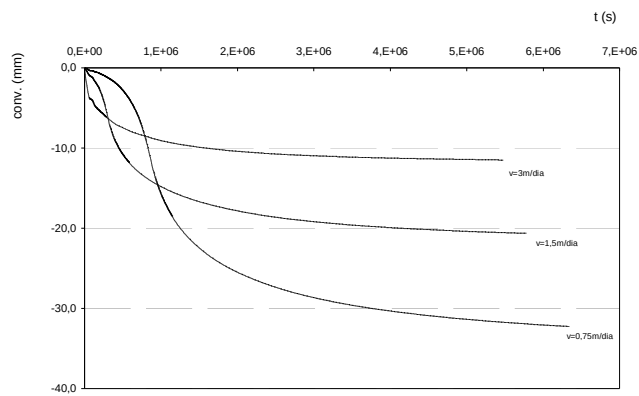


Figura 7.57 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=45$ m e para três velocidades de construção (s. 3)

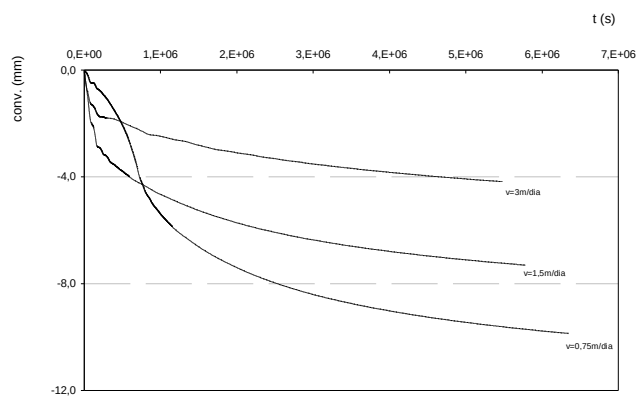


Figura 7.58 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=30\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)

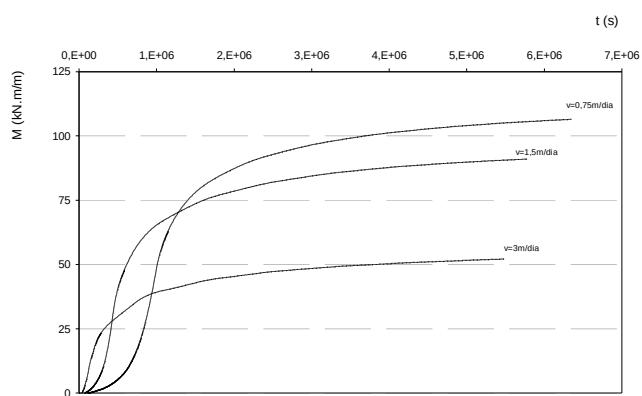


Figura 7.59 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)

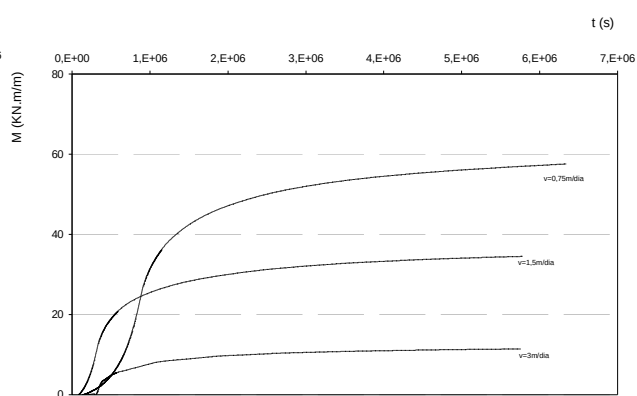


Figura 7.60 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=45\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)

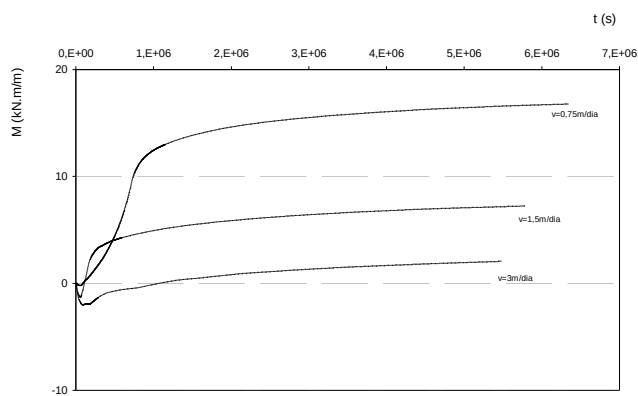


Figura 7.61 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=30\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 3)

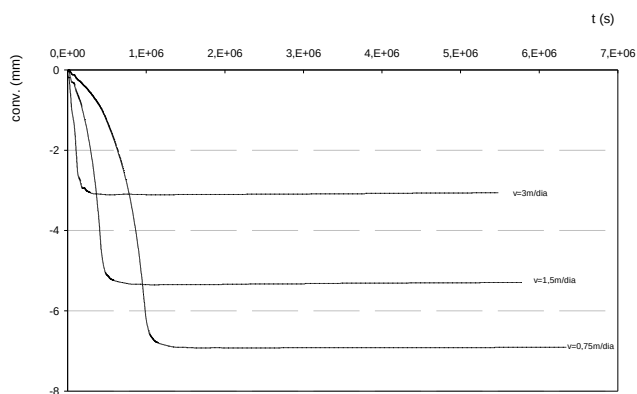


Figura 7.62 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 4)

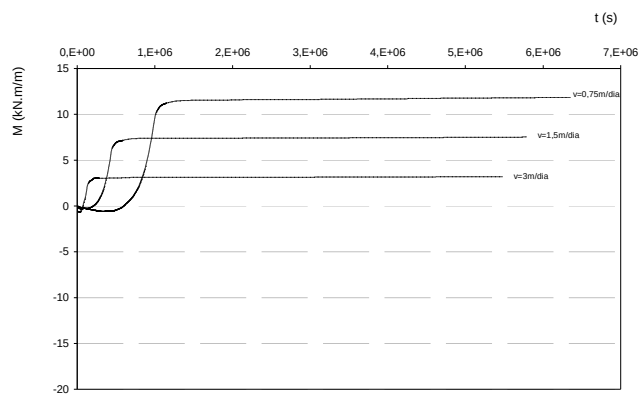


Figura 7.63 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três velocidades de construção (s. 4)

A ocorrência de extensas zonas em cedência viscoplástica para as condições dos cálculos da série 1 introduz uma forte dependência do tempo que é evidenciada pela influência da velocidade de construção na grandeza das deformações e nos momentos flectores. Contata-se que quando a velocidade de construção é superior os deslocamentos são inicialmente mais elevados porque a eles corresponde a libertação de uma parcela superior do estado de tensão inicial. No decurso do tempo, a taxa de deformação torna-se inferior para as velocidades de construção mais elevadas, porque o comportamento do terreno se aproxima mais do comportamento elástico e a rigidez do terreno é por consequência mais elevada. A velocidade de construção tem assim um efeito semelhante ao da redução do coeficiente de viscosidade, sendo o seu efeito mais significativo para os valores analisados. As convergências no final do tempo de fluência considerado, para $v=0,75\text{m/dia}$, são cerca de 2 a 3 vezes superiores às obtidas para $v=3\text{m/dia}$. A influência da velocidade de construção é ainda mais significativa nos momentos flectores no ponto do suporte analisado.

As análises numéricas referentes à quarta série evidenciam que a influência da velocidade de construção é apenas sentida no decurso da libertação do estado de tensão resultante da escavação, sendo que não há posterior evolução das grandezas ao longo do tempo. Tal deve-se ao facto de o terreno em redor da escavação se encontrar novamente em regime elástico não se verificando a ocorrência de posteriores deformações por fluência.

7.4.2.2 Análises com correcção da forma da superfície na zona super-crítica. Influência do recobrimento, do coeficiente de viscosidade e do coeficiente de impulso em repouso

Procedeu-se à realização de análises numéricas com base nos parâmetros indicados nas séries 5, 6 e 7 do Quadro 7.5, casos em que se efectuou uma correcção da forma da superfície na zona super-crítica. Correcção essa que, como se verificou em 6.7.2.3, permitiu uma melhor reprodução dos resultados dos ensaios de laboratório. Adoptando a velocidade de construção média fez-se variar o coeficiente de impulso em repouso ($K_0=1$, $K_0=0,75$ e $K_0=1,5$) e o coeficiente de viscosidade ($\eta=10^{14}$, $\eta=10^{15}$ e $\eta=10^{16}$ $\text{kPa}^2.\text{s}$), analisando-se novamente as três alturas de recobrimento.

Para o caso do recobrimento mais elevado mostra-se nas Figuras 7.64 a 7.66 a evolução ao longo do tempo das convergências horizontais para os três parâmetros de viscosidade e valores de K_0 indicados. Nas Figuras 7.67 a 7.69 mostra-se a evolução do momento flector para as mesmas condições. No caso de $\eta=10^{15}$ $\text{kPa}^2.\text{s}$ são representadas nas Figuras 7.70 a 7.72 as zonas em cedência para os três valores de K_0 analisados e nas Figuras 7.73 a 7.75 os

contornos da tensão de pré-consolidação para as mesmas condições. Relativamente aos restantes recobrimentos mantêm-se as conclusões referentes a $h=55\text{m}$ mas com menor expressão, pelo que os gráficos não são apresentados.

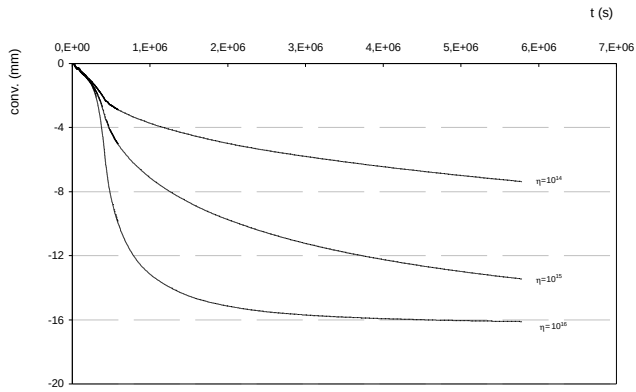


Figura 7.64 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=1$)

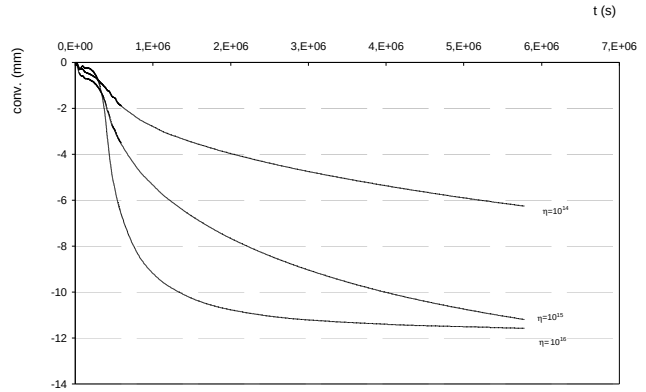


Figura 7.65 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=0,75$)

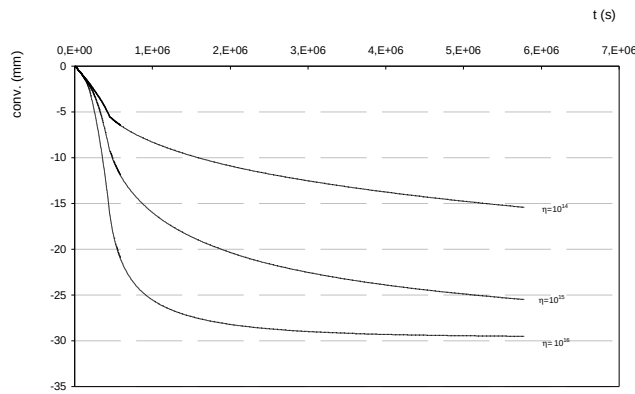


Figura 7.66 - Evolução das convergências horizontais com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=1,5$)

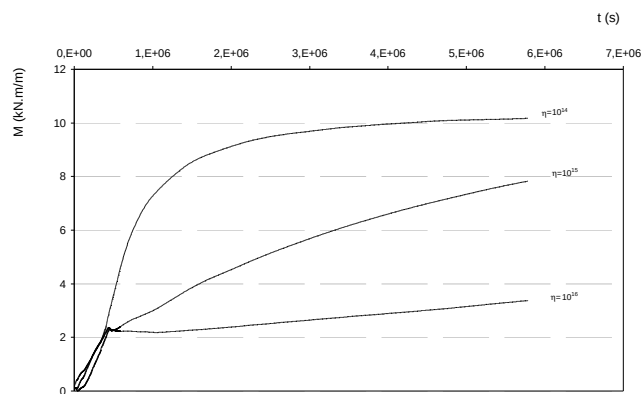


Figura 7.67 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=1$)

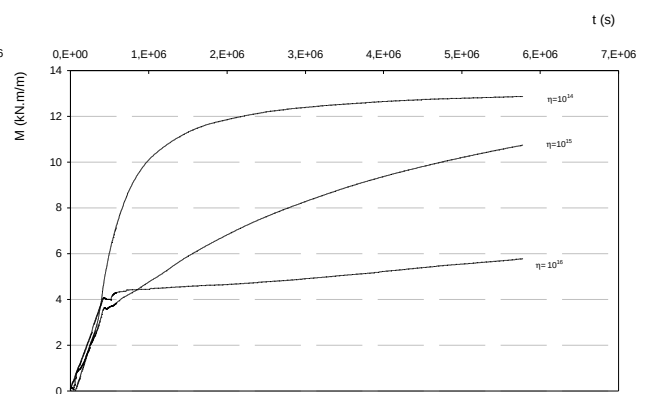


Figura 7.68 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=0,75$)

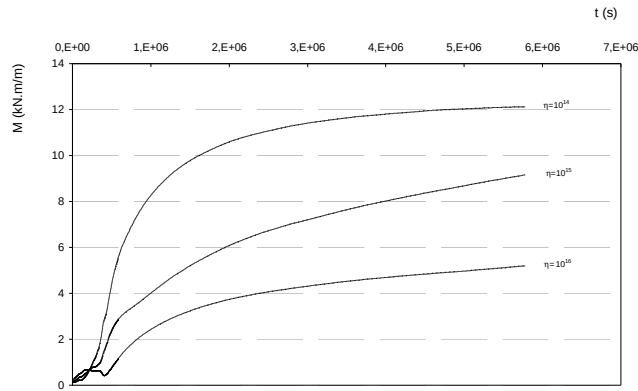


Figura 7.69 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ e para três valores de η ($K_0=1,5$)

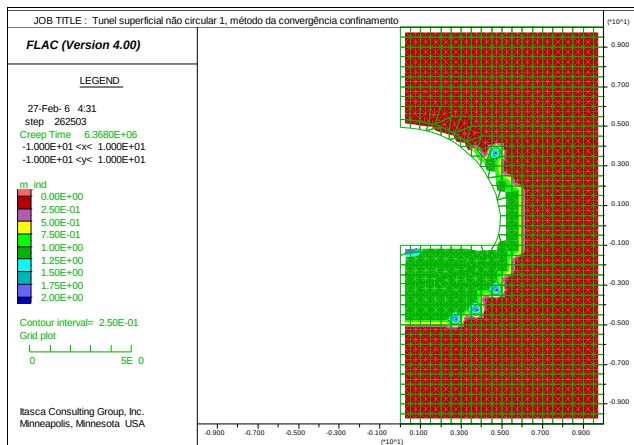


Figura 7.70 - Zonas em regime viscoplástico para $h=55\text{m}$ e $K_0=1$ ($\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$)

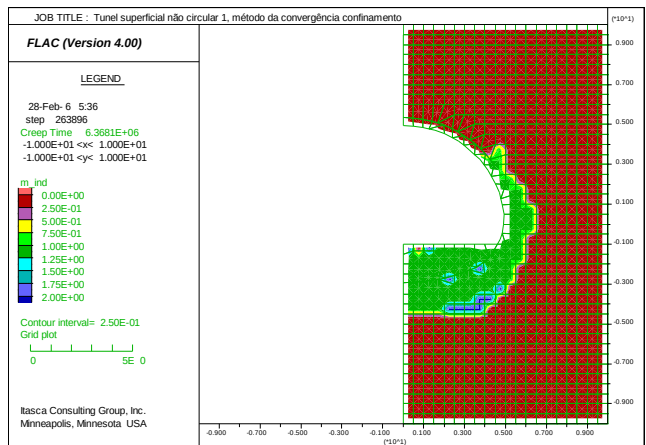


Figura 7.71 - Zonas em regime viscoplástico para $h=55\text{m}$ e $K_0=0,75$ ($\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$)

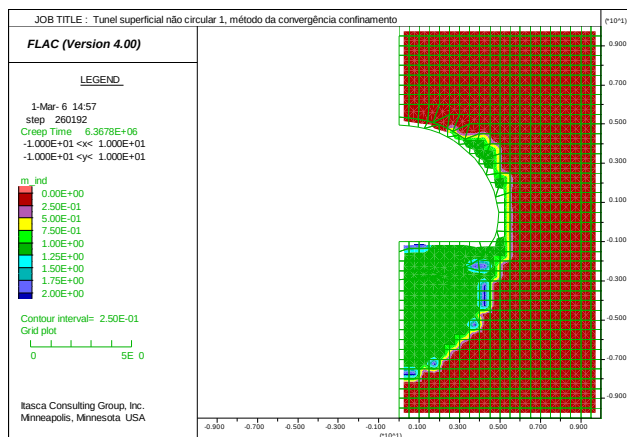


Figura 7.72 - Zonas em regime viscoplástico para $h=45\text{m}$ e $K_0=1,5$ ($\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$)

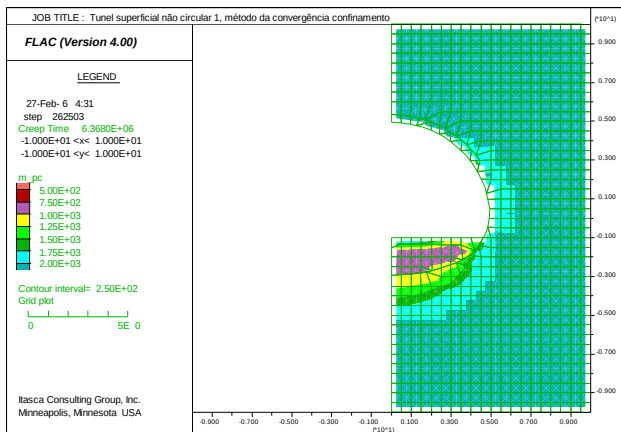


Figura 7.73 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$, $K_0=1$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 4)

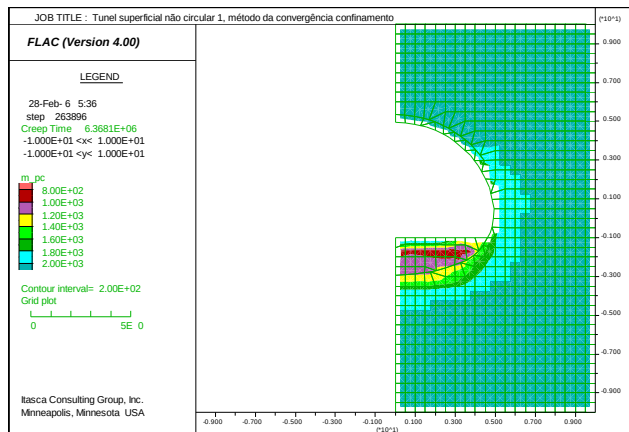


Figura 7.74 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$, $K_0=0,75$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 4)

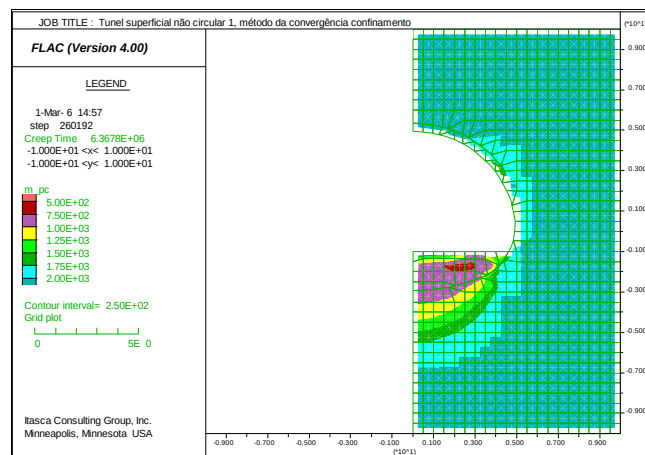


Figura 7.75 - Contornos da tensão de pré-consolidação para $h=55\text{m}$, $K_0=1,5$ e $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$ (s. 4)

A análise destes resultados permite constatar que para os parâmetros indicados se verifica uma forte dependência das convergências horizontais e dos momentos flectores com o tempo no ponto em análise. A influência do parâmetro de viscosidade é neste caso significativamente superior à verificada na série 1, onde não foi efectuada a correcção da forma da superfície de cedência. Sendo também apreciáveis, as zonas em cedência não são tão extensas como as ocorridas na primeira série de cálculos. O amolecimento é também significativo neste caso. Globalmente as deformações e os momentos flectores representados são enquadrados pelos obtidos nas séries 1 e 2.

O coeficiente de impulso, ao influenciar as trajectórias de tensão do terreno mostra-se também como um parâmetro determinante na avaliação destas grandezas. Quanto mais elevado o valor de K_0 mais extensas são as zonas em cedência sob a soleira uma vez que as trajectórias de extensão verificadas nesta zona (aumento da tensão circunferencial e diminuição da tensão radial) resultam em que seja alcançada mais facilmente a superfície de cedência a partir do estado de tensão inicial. As zonas plastificadas sob a soleira alcançam cerca de 3,5, 4 e 7,5m, para $K_0=0,75$, $K_0=1$ e $K_0=1,5$, respectivamente. Como se constata para o caso de $K_0=1,5$ as deformações ao longo do tempo assumem maior expressão. As convergências apresentam valores máximos da ordem dos 16mm, dos 26mm e dos 29mm, para o caso de $K_0=0,75$, $K_0=1$ e $K_0=1,5$ respectivamente. Neste caso a variação dos momentos flectores é menos significativa.

7.4.2.3 Análises hidromecânicas. Efeito simultâneo da fluência e da consolidação

Evidenciou-se até esta fase a importância das deformações ao longo do tempo devidas ao comportamento viscoso em termos não drenados. A consolidação do terreno envolvente ao túnel pode também desencadear movimentos diferidos no tempo. Para estudo do efeito simultâneo da difusão e da fluência na deformação em torno do túnel foi efectuada uma série de análises hidromecânicas acopladas. Os cálculos foram realizados para a situação de superfície de cedência com correcção na zona super-crítica, para as três alturas de recobrimento e para um parâmetro de viscosidade de $\eta = 10^{15} \text{ kPa}^2 \cdot \text{s}$. Fez-se variar o coeficiente de permeabilidade entre $k = 10^{-10}$, $k = 10^{-11}$ e $k = 10^{-12} \text{ m/s}$, valores que limitam os obtidos na caracterização efectuada no Capítulo 5. O suporte de betão projectado foi considerado impermeável. A evolução das convergências ao longo do tempo para as três alturas de recobrimento mostra-se nas Figuras 7.76 a 7.78.

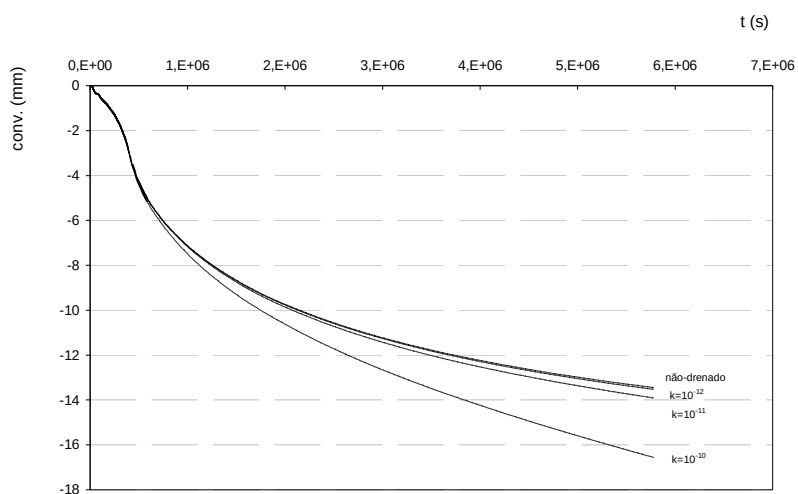


Figura 7.76 - Evolução dos deslocamentos radiais ao longo do tempo para a análise não-drenada e as análises hidromecânicas acopladas para $h=55\text{m}$

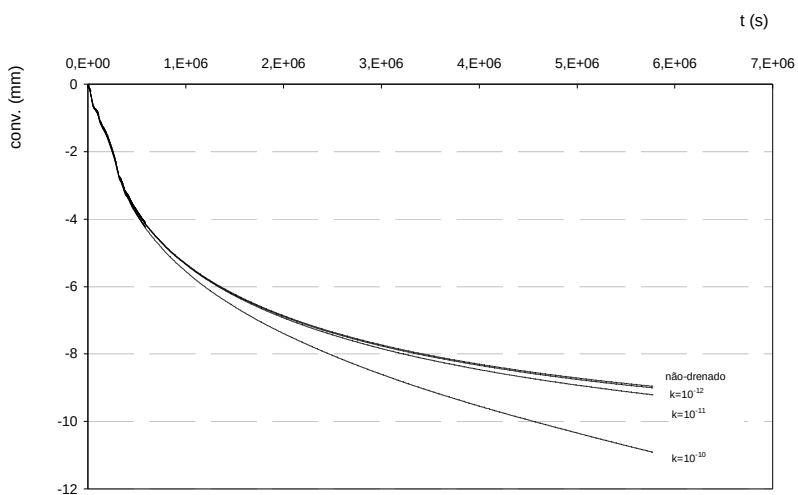


Figura 7.77 - Evolução dos deslocamentos radiais ao longo do tempo para a análise não drenada e as análises hidromecânicas acopladas $h=45\text{m}$

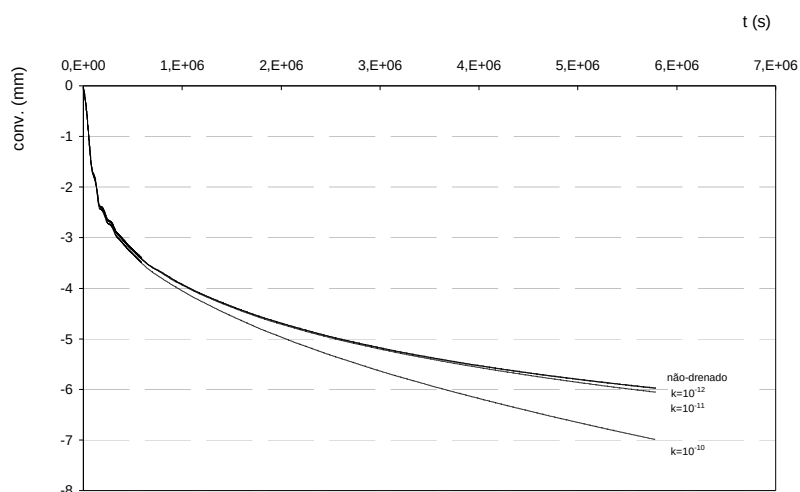


Figura 7.78 - Evolução dos deslocamentos radiais ao longo do tempo para a análise não drenada e as análises hidromecânicas acopladas $h=30\text{m}$

Os resultados das análises numéricas efectuadas permitem constatar que para as condições referidas e no tempo considerado as deformações devidas à fluência do material apresentam uma expressão superior às devidas à consolidação. As curvas de convergência para condições não drenadas são quase coincidentes com as que se obtêm usando os valores de permeabilidade de $k=10^{-12}$ e $k=10^{-11}$ m/s. Naquelas condições as deformações devidas à dissipação dos excessos de pressões intersticiais são negligenciáveis em comparação com as provocadas pela fluência. Porém, para $k=10^{-10}$ m/s a curva de convergências resultante da análise drenada destaca-se das restantes. Nesta situação, e no tempo considerado, o acréscimo de deformação devido à consolidação começa a alcançar uma expressão superior e a não ser desprezável face aos deslocamentos por fluência. Neste último caso, as deformações resultantes das análises acopladas são cerca de 20% superiores, face às deformações obtidas em termos não drenados.

7.4.2.4 Comparação com os resultados da observação

Os resultados até agora apresentados permitem concluir que, utilizando os parâmetros que melhor ajustam os resultados dos ensaios de fluência apresentados no capítulo anterior, a resposta do terreno envolvente à obra subterrânea é fortemente dependente do tempo. Evidenciam também a formação de zonas importantes em cedência viscoplástica sob a soleira. Utilizando os valores de permeabilidade obtidos nos ensaios de laboratório, constata-se que a influência da consolidação não é muito significativa no período de tempo de fluência considerado nas análises numéricas.

Tenta-se em seguida o ajuste dos resultados obtidos numericamente aos resultados da observação de campo. Tal como seria de esperar, a grandeza das convergências horizontais ao longo do tempo obtidas para os casos em que se procedeu à correcção da forma da superfície de cedência na zona super-crítica são os que melhor se aproximam das medições obtidas em obra. Nos restantes casos, as deformações ao longo do tempo são muito superiores ($p_c = 1000$ kPa), ou praticamente não se verificam ($p_c = 1700$ kPa).

Para a secção S593 a evolução no tempo das convergências mostra-se na Figura 7.79 para os valores de K_0 indicados e para um valor de $\eta = 10^{15}$ kPa².s. Assumindo uma relação exponencial entre a tensão de consolidação e o parâmetro de viscosidade (6.7.3.3), $\eta = 10^{15}$ kPa².s corresponde ao valor médio entre as tensões de consolidação relativas a

$\eta = 2,5 \times 10^{14}$ e $\eta = 4 \times 10^{15}$ kPa².s, obtidas no ajuste dos ensaios triaxiais (secção 6.7.2.3). Verifica-se que os resultados da observação são enquadrados com os obtidos numericamente para $K_0=1$ e $K_0=1,5$. Fazendo variar o valor do coeficiente de impulso em repouso entre os indicados anteriormente, constata-se que para valores da ordem de 1,30-1,35 se alcança um excelente ajuste com os resultados obtidos em campo.

Nas outras secções em estudo a concordância com os resultados de campo foi também excelente, mas nestes casos para valores ligeiramente superiores de K_0 , como claramente ilustram as Figuras 7.80 e 7.81, igualmente para $\eta = 10^{15}$ kPa².s. Nas secções S222 e S194 os melhores ajustes são obtidos para valores de K_0 na gama de 1,35-1,40 e 1,40-1,54, respectivamente. Esta tendência na variação do melhor ajuste para diferentes valores de K_0 com a altura de recobrimento é consistente com o aumento da tensão efectiva vertical em profundidade.

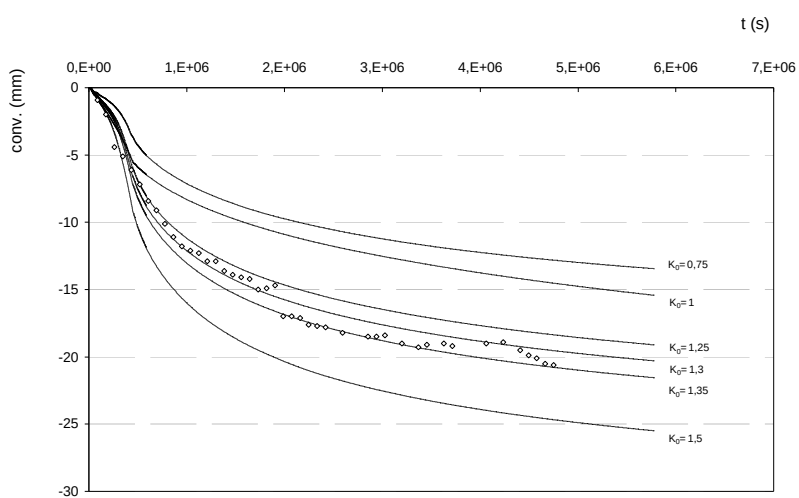


Figura 7.79 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos por via de análises numéricas elasto-viscoplásticas secção S593

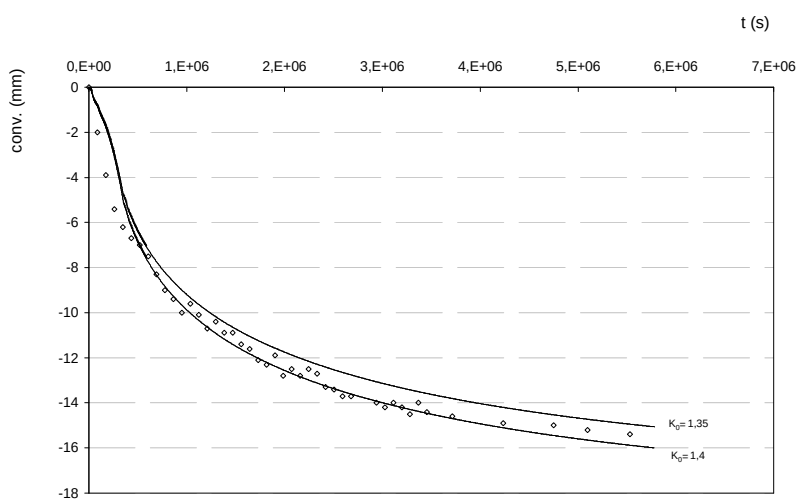


Figura 7.80 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos por via de análises numéricas elasto-viscoplásticas secção S222

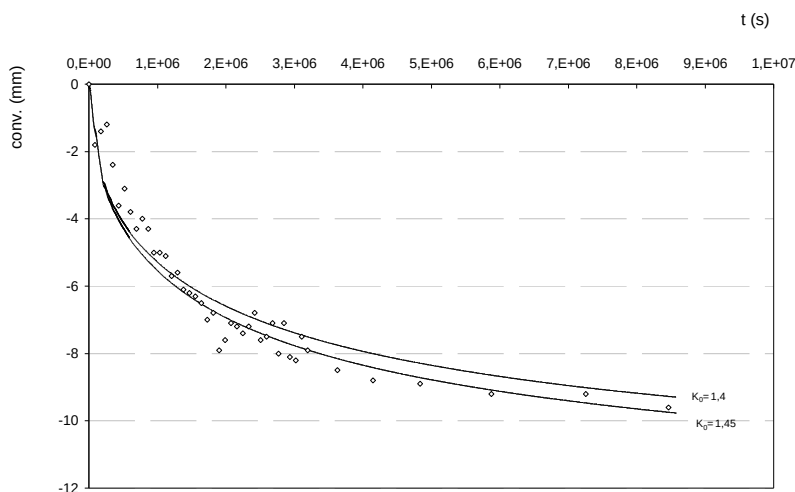


Figura 7.81 - Comparação entre os valores de convergências observados em obra e os obtidos por via de análises numéricas elasto-viscoplásticas secção S194

7.4.3 Análise do comportamento por via do modelo constitutivo elastoplástico-viscoplástico

Analisa-se em seguida o comportamento da obra subterrânea recorrendo às relações constitutivas elastoplástico-viscoplásticas e aos parâmetros de calibração obtidos nos ensaios.

7.4.3.1 Estabelecimento do estado de tensão inicial. Influência da dimensão do núcleo viscoso

De particular importância para as análises numéricas com recurso a este modelo é o estabelecimento da grandeza da constante s_v (que define a zona do espaço de tensões onde não ocorrem deformações por fluência). Coloca-se a questão de saber se todo o material geológico estará em equilíbrio no seu estado de tensão inicial, ou se experimenta ainda alguma deformação por fluência. Os valores do núcleo viscoso, s_v , obtidos do ajuste dos ensaios, indicam a ocorrência de deformações de fluência desde níveis reduzidos de tensão. Nesta situação, sob o estado de tensão inicial *in situ*, podem ocorrer deformações por fluência. Para avaliar a influência deste parâmetro foi efectuada uma primeira série de análises nas quais foram adoptados os valores de s_v resultantes da calibração dos ensaios, sendo que os níveis de deformação obtidos foram muito elevados. Procedeu-se em seguida ao estudo de duas situações distintas: 1) na primeira, a constante s_v foi estabelecida de modo a que toda a malha estivesse em equilíbrio no seu estado de tensão inicial; 2) na segunda foi considerado um valor de s_v constante em todo o domínio.

Na primeira situação analisada, em toda o malha o estado de tensão inicial tem que estar no interior do domínio viscoso. Assim, o valor do *overstress* deve ser nulo, ou seja:

$$\Delta\hat{\sigma} = 0 \quad (7.1)$$

Deste modo, de acordo com a expressão 6.69, tem-se que:

$$\frac{s_v}{b(s_v - 1)} - 1 = 0 \quad (7.2)$$

Resultando a seguinte relação entre s_v e b (relacionado com o estado actual de tensão):

$$s_v = \frac{b}{(b-1)} \quad (7.3)$$

Resulta assim um zonamento de toda a malha de acordo com a expressão indicada, obtendo-se um valor de s_v crescente em profundidade. Na segunda situação admitiu-se um valor constante de s_v em todo o domínio. Foram analisados valores de s_v de 1,3, 1,5 e 1,7.

Nas análises numéricas para os restantes parâmetros viscosos (associados com o ajuste $q - \varepsilon_a(\%)$) foram adoptados os seguintes valores: $n=2,7$, $C=-0,04$ (valores médios obtido nos ensaios) e $V = 3,1 \times 10^{13}$ kPa.s (resultante de variação exponencial com a tensão de consolidação). Os parâmetros associados ao modelo de estados críticos foram os mesmos que os utilizados anteriormente e foram considerados valores de $I_0 = 600$ kPa e de $K_0=1$.

Nas Figuras 7.82 a 7.84 mostra-se a evolução das convergências horizontais para os recobrimentos que têm vindo a ser analisados para os casos referidos. Para o momento flector as evoluções mostram-se nas Figuras 7.85 a 7.87.

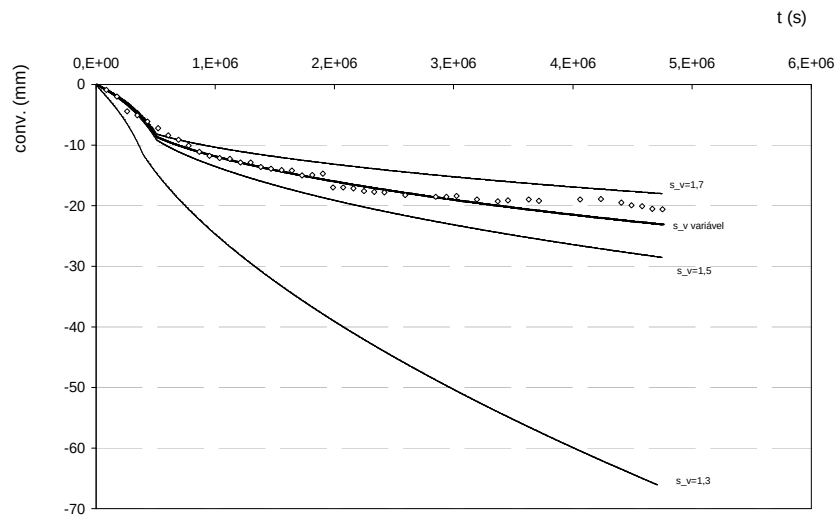


Figura 7.82 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=55m$ em função de S_v

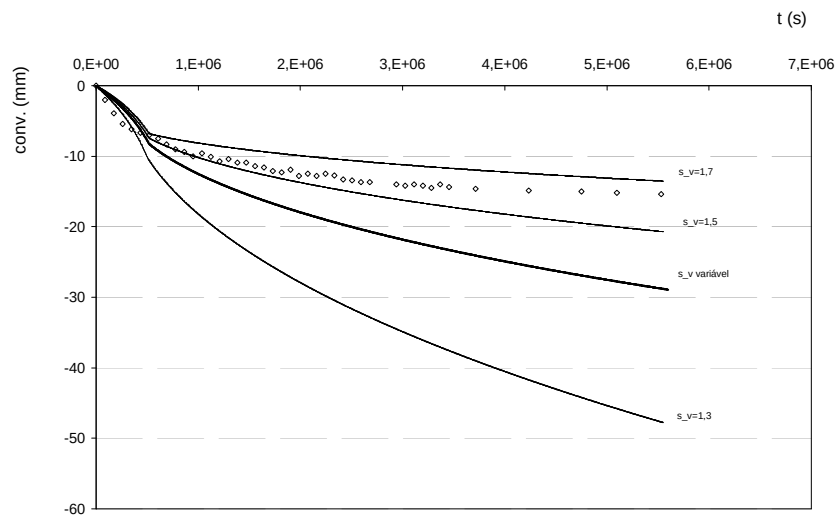


Figura 7.83 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=45m$ em função de S_v

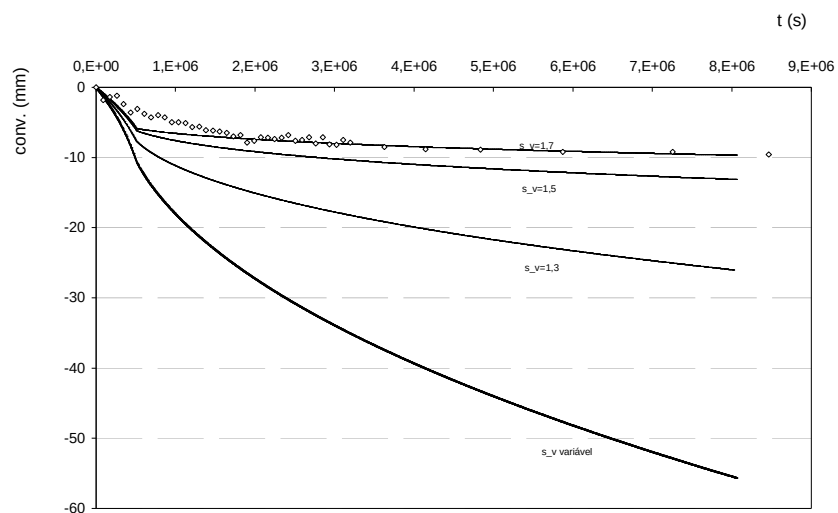


Figura 7.84 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=30\text{m}$ em função de S_v

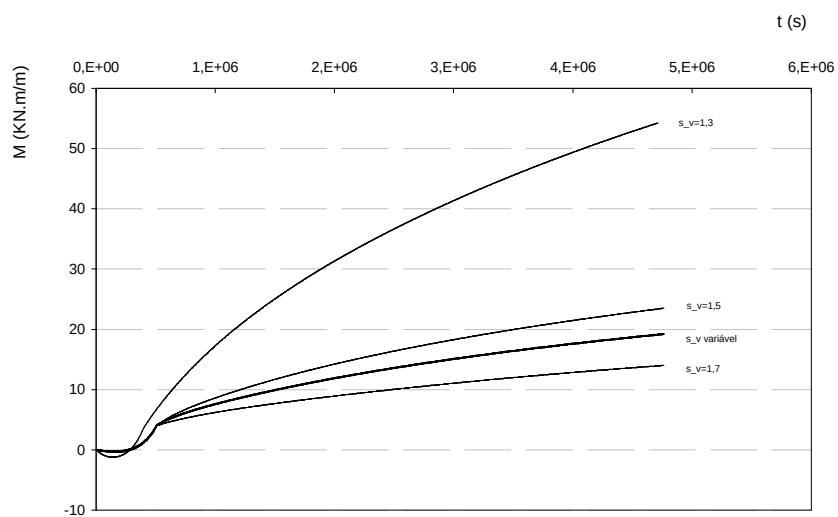


Figura 7.85 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ em função de S_v

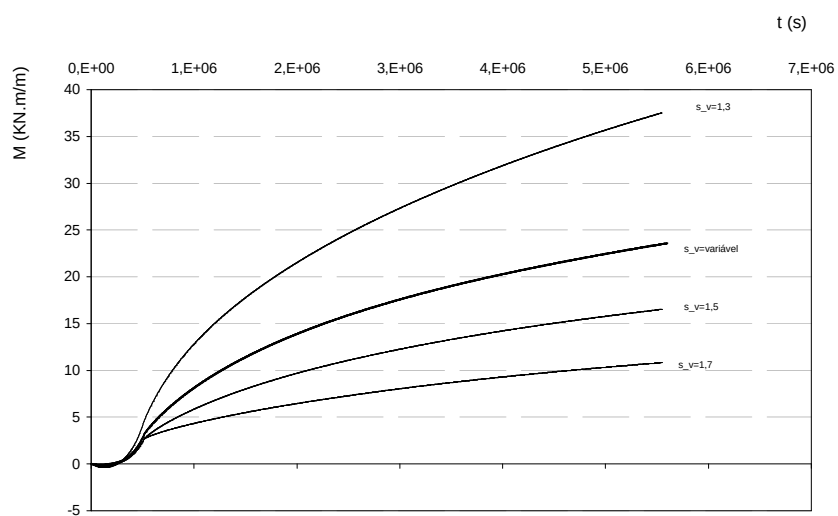


Figura 7.86 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=45\text{m}$ em função de S_v

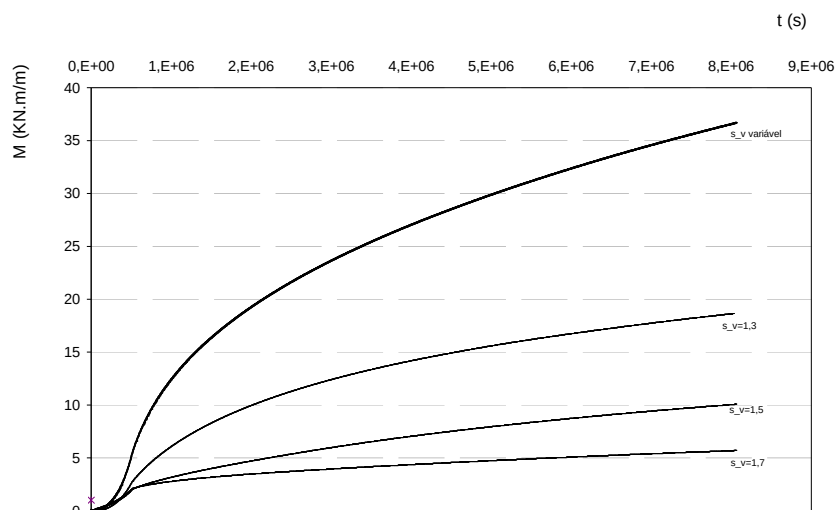


Figura 7.87 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=30\text{m}$ em função de S_v

Constata-se que também este modelo reproduz curvas de convergência do tipo das observadas em obra com a ocorrência de apreciáveis deformações por fluência. Porém a forma quadrática incluída na função de *overstress* para o modelo elasto-viscoplástico, ajusta melhor o andamento da curva de convergências do que a função incluída no modelo elastoplástico-viscoplástico (equação 6.107). No final do período de fluência considerado a taxa de deformação é ainda importante nestas análises. Os momentos flectores têm igualmente uma evolução muito significativa ao longo do tempo. As análises efectuadas evidenciam a importância do estabelecimento da dimensão do núcleo viscoso, isto é da zona do espaço de tensões no interior da qual se verificam deformações de fluência. Verifica-se que com o estabelecimento de um zonamento do domínio analisado, impondo $\Delta\hat{\sigma} = 0$ (e por consequência uma dimensão do núcleo viscoso crescente em profundidade) não se consegue reproduzir satisfatoriamente o comportamento observado. Com efeito, para esta situação obtêm-se deformações decrescentes com a altura de recobrimento, dado que ao nível da estrutura subterrânea a dimensão do núcleo viscoso é superior para recobrimentos mais elevados, o que é inconsistente com o comportamento observado em obra. Pelo contrário, para os valores de s_v da ordem de 1,5-1,7 consegue-se enquadrar os resultados obtidos na obra. No entanto, os valores deste parâmetro são significativamente superiores aos obtidos nos ensaios (da ordem de 1,08). Valores esses que resultariam em deformações excessivas, como foi referido. Estas diferenças verificadas nos valores da dimensão do núcleo viscoso podem indicar que as deformações ao longo do tempo obtidas nos primeiros patamares de fluência nos ensaios de laboratório se devam à perturbação induzida nos processos de amostragem. Outras hipóteses não são de excluir, tais como os valores atribuídos aos restantes parâmetros viscoplásticos e a função de *overstress* considerada.

7.4.3.2 Influência da forma da função de cedência no plano deviatório

O modelo de superfície envolvente implementado permite definir uma função de cedência de forma não circular no plano deviatório. A determinação do parâmetro μ possibilita o seu estabelecimento de acordo com a expressão já apresentada:

$$N(\theta) = \frac{2\mu}{1 + \mu - (1 - \mu)\sin 3\theta} N_c \quad (7.4)$$

A realização, inicialmente prevista, de uma série de ensaios de corte torsional tinha o objectivo de melhor definir a forma desta superfície, não tendo porém a informação obtida sido suficiente para o seu estabelecimento. Uma via alternativa

de obter uma estimativa do parâmetro μ consiste em calcular o valor de M em extensão, de acordo com a expressão 6.53 (para um ângulo de Lode de $-\pi/6$), determinando em seguida o correspondente valor de N . Utilizando a expressão anterior obtém-se para este caso um valor de $\mu=0,73$.

Para avaliar a influência da forma da superfície de cedência no plano deviatório efectuaram-se mais duas séries de cálculos, para $\mu=0,73$ e $s_v=1,5$ e $1,7$. Os resultados para as convergências horizontais e os recobrimentos que têm vindo a ser analisados mostram-se nas Figuras 7.88 a 7.90 e para os momentos flectores nas Figuras 7.91 a 7.93, juntamente com os referentes a $\mu=1$, caso em que a superfície de cedência no plano deviatório é circular.

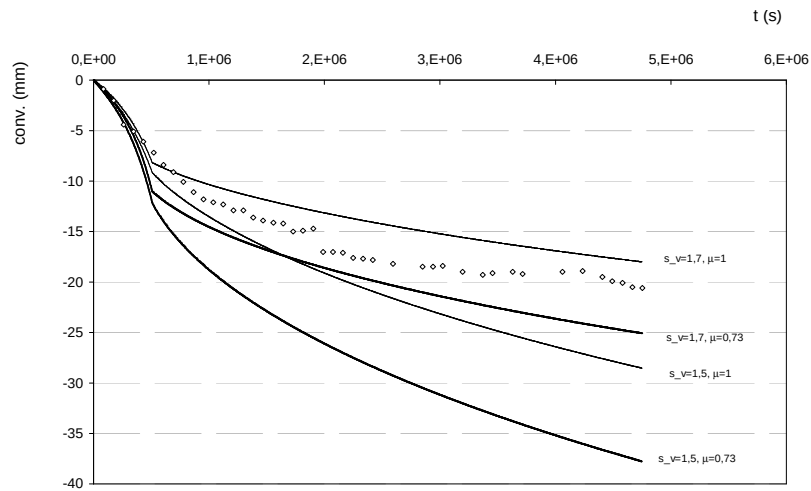


Figura 7.88 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=55m$ em função de S_v e μ

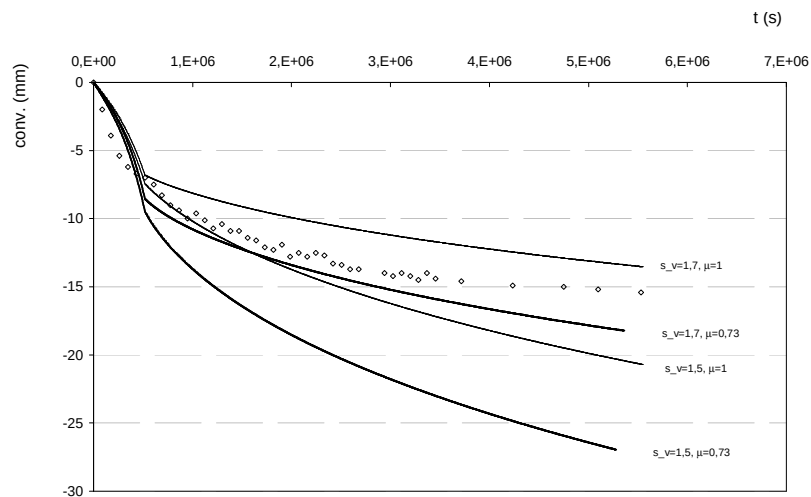


Figura 7.89 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=45m$ em função de S_v e μ

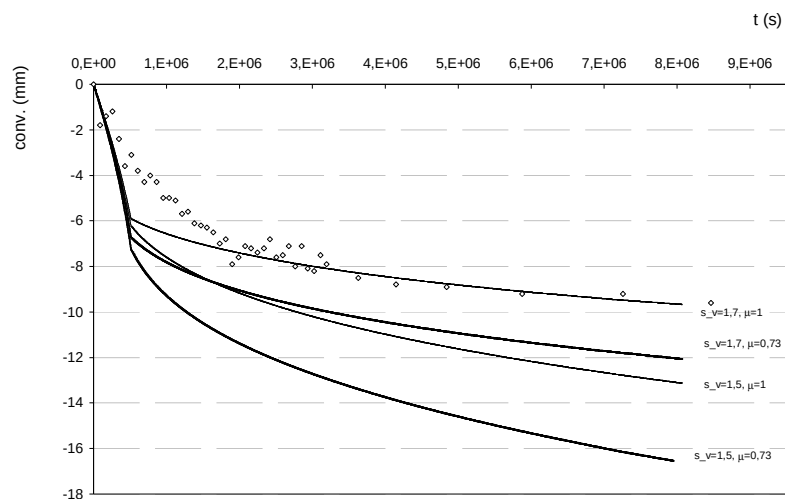


Figura 7.90 - Evolução das convergências radiais com o tempo para $h=30\text{m}$ em função de S_v e μ

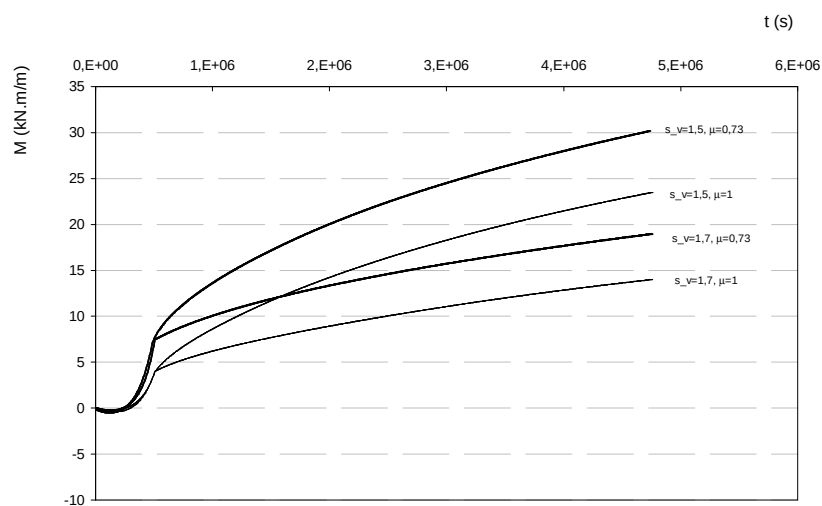


Figura 7.91 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=55\text{m}$ em função de S_v e μ

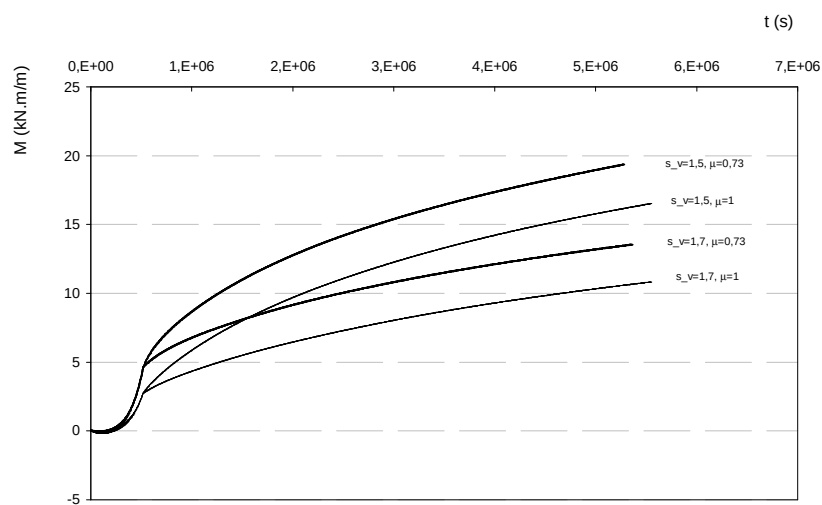


Figura 7.92 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=45\text{m}$ em função de S_v e μ

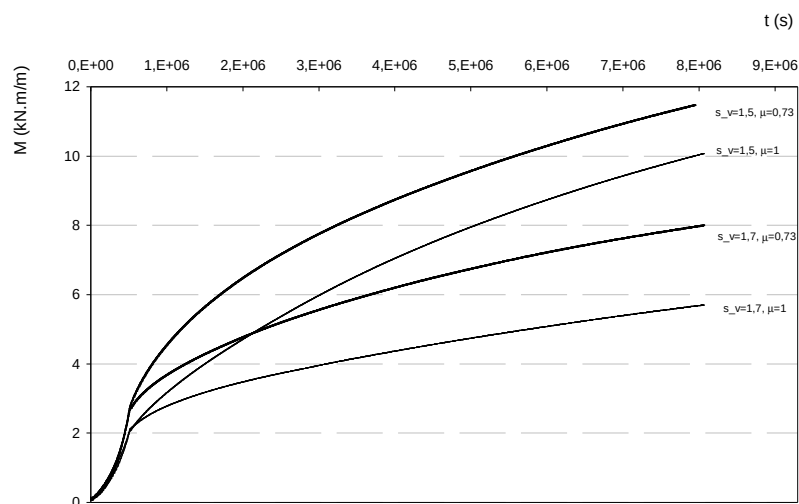


Figura 7.93 - Evolução dos momentos flectores com o tempo para $h=30\text{m}$ em função de S_v e μ

A análise das figuras referidas permite constatar que também a forma da superfície de cedência no plano deviatório influencia a grandeza das deformações ao longo do tempo. Esta diferença resulta em convergências superiores de 25 a 40%, para os casos analisados. A diferença em relação ao caso da superfície circular ($\mu=1$) é tanto mais significativa quanto mais elevado é o valor de s_v e mais elevado é o recobrimento. As curvas de convergências para $\mu=0,73$ e $\mu=1$ e $s_v=1,7$ são as que melhor aproximam os valores observados para os dois recobrimentos mais elevados. Para o caso de $h=30\text{m}$ o melhor ajuste é obtido para $\mu=1$. Fixando $\mu=0,73$ conseguir-se-ia, eventualmente, um melhor ajuste com o comportamento observado para valores de s_v um pouco superiores. Para o caso de $\mu=0,73$ e $s_v=1,7$ os momentos flectores no decurso do período de fluência aumentam em média cerca de 250% em relação ao fim da relaxação de tensões no suporte de betão projectado.

Refira-se que os melhores ajustes conseguidos por este modelo foram obtidos para $K_0=1$, ao contrário do que sucedeu com o modelo elasto-viscoplástico, onde os melhores ajustes foram alcançados para valores de K_0 superiores.

Capítulo 8 Considerações finais e perspectivas de trabalhos futuros

A apreciação do trabalho descrito sugere um conjunto de considerações e de perspectivas de desenvolvimento.

O estudo do comportamento diferido no tempo de túneis e a avaliação das condições de segurança respectivas são temas de grande actualidade, dada a crescente utilização do espaço subterrâneo em áreas urbanas. Assim, o objectivo principal deste trabalho foi o de desenvolver modelos numéricos baseados numa caracterização experimental laboratorial adequada, para efectuar estudos de previsão e de interpretação do comportamento ao longo do tempo de obras em túnel, e ainda apropriados para avaliação das condições de segurança e de funcionalidade destas obras.

A complexidade do comportamento reológico dos solos é conhecida. A introdução do factor tempo vem introduzir uma complexidade acrescida, porém, não negligenciável como se pretendeu mostrar. A dependência da velocidade de aplicação do carregamento, a importância dos efeitos de fluência e os efeitos viscosos, na sua generalidade, nos solos argilosos, e no caso presente, nos solos argilosos sobreconsolidados, pode resultar na ocorrência de deformações diferidas no tempo geralmente associadas a um amolecimento progressivo e perda de resistência do material.

O trabalho apresentado nesta dissertação de doutoramento, julga-se ter constituído um contributo para o conhecimento do comportamento diferido no tempo de solos argilosos, com as consequentes implicações no dimensionamento e segurança de obras de engenharia civil. Os estudos desenvolvidos apoiaram-se na revisão de bibliografia da especialidade, em actividades de carácter experimental, na aplicação de modelos numéricos baseados no método das diferenças finitas, que para tal foram implementados e, ainda na observação de uma obra do Metropolitano de Lisboa.

Assim, numa fase inicial de desenvolvimento, consubstanciada pelo segundo capítulo, foram referidas características gerais do comportamento de túneis em terrenos brandos. Foi referida a importância dos equilíbrios tridimensionais que se geram na frente de escavação e descrita a evolução dos estados de tensão e de deformação no terreno envolvente a um túnel. Aqueles que são geralmente considerados como os principais requisitos de projecto de túneis em terrenos brandos foram descritos e analisados.

Apresentou-se em seguida uma descrição fenomenológica dos efeitos diferidos no tempo em geomateriais. A descrição efectuada englobou os fenómenos de consolidação e de expansão, tendo essencialmente em vista o caso de obras em túnel. No que se refere aos efeitos viscosos, manifestados por fenómenos como a fluência, a relaxação e a dependência da taxa de deformação, foi apresentada uma descrição das principais tendências observadas numa abordagem de estados críticos e essencialmente baseada em estudos de laboratório. Este capítulo foi concluído com a referência a alguns casos históricos de túneis, onde a evolução das deformações ou das cargas no suporte ao longo do tempo tiveram uma expressão significativa que resultou, por vezes, na ocorrência de roturas na estrutura subterrânea.

O quarto capítulo foi devotado a uma apresentação das principais vias de modelação numérica de geomateriais especialmente dirigida para o caso de túneis. Além dos modelos hidromecânicos, que estudam o processo de difusão provocado por um determinado carregamento, foram distinguidos modelos baseados em conceitos empíricos, reológicos e tensão-deformação-tempo generalizados.

Numa posterior linha de desenvolvimento, apresentada no quinto capítulo, conduziu-se um estudo experimental sobre uma argila sobreconsolidada do oligocénico de Lisboa, tomando partido dos recursos do Departamento de Geotecnia do LNEC. A campanha incluiu ensaios geofísicos efectuados em furos de sondagem e, na modalidade de ensaios de laboratório, além de ensaios de identificação, ensaios de compressão no edómetro servo-controlado de alta-pressão do LNEC, ensaios de expansibilidade efectuados num edómetro corrente e ensaios de corte triaxial não drenados

consolidados isotropicamente a diferentes níveis de tensão segundo trajectórias convencionais e não convencionais (ensaio de fluência). A instalação de um sistema de medições locais sobre as amostras para ensaios triaxiais foi reveladora da qualidade das medições externas no decurso dos ensaios de fluência. Desenvolveu-se um procedimento de execução de amostras cilíndricas ocas para estudo de formações argilosas para ensaiar no equipamento de corte torsional. A execução de dois ensaios segundo trajectórias de corte não triaxiais caracterizadas por ângulos de Lode próximos de 0 e de 15 graus visou, por um lado fornecer alguma indicação sobre a forma da superfície de cedência dos solos em estudo, e por outro evidenciar as potencialidades deste sistema de ensaio, também no âmbito destes estudos. Os resultados dos ensaios de corte com patamares de fluência, conduzidos até à rotura, evidenciaram, além da conhecida influência do nível de tensão distorcional nas deformações por fluência, uma influência da tensão média. A amplitude das deformações e o amolecimento para níveis de tensão de corte próximos da rotura constatou-se ser muito importante. Os resultados dos ensaios mostraram, também, que a rigidez na recarga após a realização de patamares de fluência é da mesma ordem de grandeza da rigidez elástica, independentemente da deformação até aí ocorrida, revelando um comportamento essencialmente condicionado pelo nível de tensão.

A prossecução do trabalho envolveu a implementação explícita de dois modelos constitutivos baseados na teoria da viscoplasticidade, no conceito de *overstress* e nos princípios da mecânica dos solos de estados críticos permitindo, deste modo, a obtenção de deformações irreversíveis ao longo do tempo. O primeiro modelo implementado foi um modelo elasto-viscoplástico, consistindo numa extensão para a viscoplasticidade do modelo *Cam-clay modificado*. De acordo com este modelo, no interior da superfície de cedência o comportamento é elástico e independente do tempo, e uma vez ultrapassada a superfície de cedência manifesta-se o comportamento dependente do tempo, determinado pela distância entre o estado actual de tensão e a posição da superfície de cedência (*overstress*). Procedeu-se a uma correcção da superfície de cedência na zona super-crítica, particularmente importante para o caso do terreno em estudo. Com um grau de complexidade substancialmente superior, foi implementado um modelo de plasticidade contínua. Este modelo, de natureza elastoplástica-viscoplástica baseia-se nos conceitos de superfície envolvente do espaço de tensões e permite a ocorrência de deformações não elásticas no interior da superfície envolvente. A combinação entre a plasticidade e a viscoplasticidade no interior da superfície envolvente diferencia-o da formulação clássica da viscoplasticidade pura (sem acoplamento) ou de formulações envolvendo a plasticidade e a viscoplasticidade com uma superfície de cedência (acoplamento apenas para estados de tensão na superfície). Neste caso o *overstress* é definido pela distância entre o estado actual de tensão e o designado núcleo viscoso que limita o conjunto de estados de tensão para os quais não há deformações de fluência. A posição do núcleo viscoso pode coincidir ou não com a do núcleo elástico, que por sua vez engloba os estados de tensão para os quais não há a ocorrência de deformações plásticas. Com recurso às duas formulações constitutivas implementadas calibrou-se o conjunto dos ensaios de laboratório. Pôde constatar-se uma reprodução favorável dos padrões de comportamento evidenciados nos ensaios de laboratório por parte dos modelos constitutivos implementados, especialmente do modelo de tipo superfície envolvente, quer para o comportamento dependente quer para o comportamento independente do tempo.

As aplicações numéricas efectuadas no capítulo 7 demonstraram a incapacidade de reproduzir o comportamento observado de uma obra do Metropolitano de Lisboa no decurso da sua fase de construção, por parte de modelos que não façam intervir a dependência do tempo, designadamente com recurso a modelação tridimensional, com a qual foi simulado todo o processo construtivo. Por outro lado, mostrou-se que com a utilização das relações constitutivas descritas e parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório foi possível obter histórias de deformação ao longo do tempo que se confrontaram favoravelmente com os resultados obtidos no decurso da monitorização da obra em questão. Levaram-se a efeito algumas análises com as quais se pretendeu destacar a importância de diversos factores que afectam a resposta do terreno ao longo do tempo na sequência de uma escavação em túnel. Entre estes factores

incluem-se a altura de recobrimento, a velocidade de construção, o coeficiente de impulso em repouso, os parâmetros de viscosidade, a forma da superfície de cedência e a dimensão do designado núcleo viscoso no modelo de superfície envolvente. Assinale-se no entanto a dificuldade de prever adequadamente as deformações e consequentemente as cargas no suporte de túneis executados em formações argilosas sobreconsolidadas em virtude do grande número de factores que condicionam a resposta. Foram efectuadas análises acopladas hidromecânicas e de fluência que mostraram, para os valores de permeabilidade considerados, ter as deformações devidas ao comportamento viscoso do terreno uma expressão muito mais significativa do que as resultantes da consolidação, no espaço de tempo considerado.

A versatilidade e as potencialidades dos modelos propostos foram demonstradas. As comparações permitiram concluir que os modelos conseguiram reproduzir adequadamente os resultados observados nos ensaios e simular com a necessária aproximação o comportamento observado de uma obra. Identificaram-se os principais fenómenos envolvidos no processo, notando-se que no caso de solos sobreconsolidados e para as trajectórias de tensão analisadas o aumento de deformações por fluência está associado ao enfraquecimento e à degradação de rigidez do material que poderão levar a situações de rotura e consequentemente a uma diminuição da segurança ao longo do tempo.

Tendo-se evidenciado a importância da consideração do comportamento viscoso dos solos argilosos na avaliação da sua resposta no decorrer da execução de uma obra em túnel, numerosas novas questões se levantaram procurando-se a sua exposição e discussão. Tendo em atenção os numerosos factores que condicionam o comportamento diferido no tempo de geomateriais julga-se ser importante empreender estudos adicionais neste domínio.

Como perspectivas de linhas futuras de investigação recomenda-se a continuação da realização de estudos experimentais dos materiais geológicos, a realização de estudos de caracterização dos meios de suporte, em especial do betão projectado, e estudos numéricos complementados com técnicas de observação cada vez mais rigorosas, permitindo, designadamente, o registo de esforços no suporte.

A modelação constitutiva de processos diferidos no tempo constitui uma área de investigação que se encontra em fase de desenvolvimento e é um domínio no qual se esperam ainda progressos significativos. Prevê-se a melhoria da capacidade de cálculo dos computadores, no sentido de que o custo dos tempos de cálculo não seja obstáculo à utilização corrente deste tipo de modelos. De facto, como se mostrou ao longo deste trabalho, a simulação dos fenómenos envolvidos e das respectivas interacções exige modelos não lineares cuja utilização se reveste de uma série de dificuldades, que vão desde a falta de caracterização experimental dos parâmetros das leis constitutivas até aos problemas decorrentes da insuficiente capacidade computacional disponível (discretizações no espaço e no tempo relativamente apertadas). Estes progressos só poderão ter repercussões práticas se os novos modelos forem capazes de reproduzir com sucesso os resultados experimentais e se puderem ser estimados com rigor os parâmetros respectivos. Os estudos experimentais deverão continuar a ser uma via promissora no prosseguimento da investigação e caracterização do terreno. Tendo-se constatado a importância do estado de tensão inicial e da tensão de pré-consolidação do terreno, no estabelecimento das zonas em cedência em torno da abertura do túnel, e consequentemente na grandeza das deformações ao longo do tempo, deve ser investido esforço no domínio da caracterização geotécnica, para um crescente rigor na sua avaliação, designadamente pela realização de campanhas de ensaios pressiométricos.

Assim, neste domínio da análise dos fenómenos relacionados com os efeitos diferidos no tempo em obras subterrâneas deverão verificar-se avanços: i) na área da modelação numérica; ii) na área da caracterização experimental da deformabilidade e da resistência dos geomateriais e dos meios de suporte; iii) na área da observação e interpretação do comportamento de obras.

Deste modo, na área da modelação numérica é de todo o interesse:

- Continuar a exploração das potencialidades dos modelos implementados, por forma a que se possa vir a conhecer melhor a influência relativa dos diversos parâmetros e se possam identificar eventuais possibilidades de aperfeiçoamento dos modelos;
- Estudar a possibilidade de aplicação de novas técnicas de processamento para aumentar a eficiência computacional dos programas actualmente implementados;
- Implementar modelos constitutivos que tomem também em conta a reologia dos meios de suporte, designadamente o comportamento diferido no tempo do betão projectado;
- Analisar a influência da consideração de um suporte permeável;
- Utilizar o modelo constitutivo proposto no estudo de problemas estruturais do suporte definitivo;
- Associar o modelo a acções expansivas, sendo contudo de todo o interesse testar o seu desempenho em casos concretos onde o fenómeno seja relevante;
- Propor novas funções de *overstress* que permitam englobar a dependência dos parâmetros viscosos relativamente à tensão média, tal como se verificou na análise dos resultados dos ensaios de laboratório;
- Desenvolver novas metodologias de calibração dos modelos numéricos;
- Procurar reproduzir algumas características observadas nos ensaios que o modelo de tipo superfície envolvente não permitiu simular, como por exemplo, a grandeza da rigidez após a realização de patamares de fluência, o que poderá ser conseguido com um modelo tipo *bubble*;
- Extensão dos modelos para solos não saturados (relevante em túneis superficiais).

Na área da caracterização das propriedades dos geomateriais e dos sistemas de suporte é de todo o interesse realizar programas de ensaios para:

- Caracterização da rotura por fluência segundo diferentes trajectórias, como por exemplo trajectórias de extensão;
- Prossecução dos estudos agora iniciados no aparelho de corte torsional de realização de ensaios de corte segundo trajectórias não triaxiais com realização de patamares de fluência em amostras de argila naturais;
- Realização de estudos de caracterização tensão-deformação-tempo para materiais geológicos diferentes do analisado;
- Estudo das consequências da perturbação em amostras de solos rijos estruturados;
- Análise dos efeitos da anisotropia e da destruturação;
- Caracterização das propriedades do betão projectado através da realização de ensaios de fluência, nomeadamente.

Na área da observação e interpretação do comportamento de túneis interessa:

-
- Prosseguir e reforçar programas de recolha de informação relativa ao comportamento ao longo do tempo, sendo que para cada obra interessa identificar em que condições estas manifestações são mais expressivas;
 - Aperfeiçoar as técnicas de monitorização de obras subterrâneas, designadamente meios de medir os esforços nas estruturas de suporte, em especial no betão projectado, com vista à atempada detecção de fenómenos evolutivos;
 - Continuar o aperfeiçoamento dos modelos de interpretação quantitativa das diversas grandezas observadas (deslocamentos, extensões, tensões etc.).

São estas algumas das linhas de investigação que se julga serem mais interessantes numa perspectiva futura.

Referências Bibliográficas

- Adachi, T.; Okano, M. (1974). A constitutive equation for normally consolidated clay. *Soils and Foundations*, vol. 14, nº4, pp. 57-70.
- Adachi, T.; Oka, F.; Mimura, M. (1996). *Modelling aspects associated with time dependent behaviour of soils*. Measuring and Modelling Time Dependent Soil Behaviour, Geotechnical Special Publication nº 61 (eds. T.C. Sheahan and V.N. Kaliakin) ASCE, New York, pp. 61-95.
- AFTES (1974). *Récomendations por le choix d'un type de soutènement en galerie. s massifs rocheaux utiles à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains*. Groupe de Travail nº7. Tunnels et Ouvrages Souterrains, nº 1, pp. 31-39.
- AFTES (1993). *Texte de réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains*. Groupe de Travail nº7. Tunnels et Ouvrages Souterrains, nº spécial, pp. 139-164.
- Al Hallak, R.; Garnier, J.; Leca, E. (1999). *Experimental study of the stability of a tunnel face reinforced by bolts*. Proceedings on the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo (eds. Kusakabe, Fujita and Miyazaki), Balkema, Rotterdam, pp. 65-68.
- Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica*. Tese de Doutoramento apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Almeida e Sousa, J. (2002). *Tendências da modelação numérica na análise de túneis em solos*. Curso-Debate sobre Túneis em Portugal, Instituto Superior Técnico, 27-28 Junho de 2002.
- Alonso, E.E.; Gens, A.; Hight, D.W. (1987). *Special problems in soils*. General Report Session 5, Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, vol. 5, pp. 1-60.
- Alonso, E.E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils* *Géotechnique* vol. 40, nº3, pp. 405-430.
- Alonso, E.E. (1993). *Effets des variations de teneur en eau dans les sols compactés*. *Revue Française de Géotechnique*, nº 62, avril, pp. 7-21.
- Alpan, I. (1967). *The empirical evaluation of the coefficients K_0 e K_{or} - soil and foundation*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 7, nº1, pp. 31-40.
- Altemeyer, W.T. (1955). Disc on report 516. Proceedings ASCE, Nº 81, p. 658.
- Anagnostou, G. (1993). *A model for swelling rock in tunnelling*. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. Vol. 26 (4), pp. 307-331.
- Anagnostou, G.; Kovari, K. (1994). *The face stability of Slurry-Shield driven tunnels*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 9, nº2, pp. 165-174.
- Anagnostou, G.; Kovari, K. (1996a). *Face stability in slurry and EPB shield tunnelling*. Proceedings on the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London (eds. R. Mair and R. Taylor), Balkema, Rotterdam, pp. 453-458.
- Anagnostou, G.; Kovari, K. (1996b). *Face stability with Earth Pressure Balanced shields*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 11, nº 2, pp. 165-173.
- Andre, D., Dardard, B., Bouvard, A.; Carmes, J. (1999). *La traversée des argiles du tunnel de Tartaiguille*. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, Nº 153, mai/juin.
- Aristorenas, G.V. (1992). *Time Dependent Behaviour of Tunnels Excavated in Shale*. Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Boston, USA.
- Arulanandan, K.; Shen, C.K.; Young, R.B. (1971). *Undrained creep behaviour of a coastal organic silty clay*.

Géotechnique, vol. 21, n° 4, pp. 359-375.

- ASCE (1996). *Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behaviour*. Geotechnical Special Publication n° 61 (eds. T.C. Sheahan and V.N. Kaliakin), ASCE, New York.
- Atkinson, J.H.; Brown, E.T.; Potts, M.; Schofield, A.N. (1975). *Collapse of shallow unlined tunnels in dense sand*. Tunnels & Tunnelling, May, pp. 81-87.
- Atkinson, J.H.; Potts, D.M. (1977). *Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil*. Géotechnique, vol. 27, n° 2, pp. 203-215.
- Atkinson, J.H.; Potts, D.M.; Schofield, A.N. (1977). *Centrifugal model tests on shallow tunnels in sand*. Tunnels & Tunnelling, Vol. 9, n° 1, pp.59-64.
- Atkinson, J.H.; Mair, R.J. (1982). *Stability of tunnels in soft ground during construction*. Conferencia Internacional de Mecanica de Suelos, Reunion Comemorativa 1957-1982, Sociedade Mexica de Mecanica de Suelos, vol. 1, pp. 233-238.
- Atkinson, J.H.; Mair, R.J. (1983). *Loads on leaking and watertight tunnel linings, sewers and buried pipes due to ground water*. Géotechnique, vol. 33, n°3, pp. 341-344.
- Atkinson, J.H. (2000). *Non-linear soil stiffness in routine design*. Géotechnique, vol. 50, pp. 487-508.
- Attewell, P.B.; Woodman, J.P. (1982). *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil*. Ground Engineering, vol. 15, n°8, pp. 13-36.
- Attewell, P.B.; Yeates, J.; Selby, A.R. (1986). *Soil Movements Induced by Tunnelling and their Effects on Pipelines and Structures*. Blackie, Glasgow.
- Atwa, M. (1996). *Analyse Numérique des Écoulements d'Eau et de la Consolidation des Sols Autour des Tunnels Creusés dans l'Argile*. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Atwa, M. (1997). *Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 143, pp. 283-288.
- Augustesen, A.; Liingaard, M.; Lade, P.V. (2004). *Evaluation of time dependent behaviour of soils*. International Journal of Geomechanics, ASCE, vol. 4, n° 3, pp. 137-156.
- Barden *et al.* (1969). *Consolidation of compacted and unsaturated clays*. Géotechnique, vol. 15, n° 3, pp. 11-18.
- Bardet, J.P. (1990). *Lode dependences for isotropic pressure sensitive elastoplastic materials*. Journal of Applied Mechanics, ASME, n° 57, pp. 498-506.
- Barla, G.; Pazzagli, G.; Rabagliati, U. (1986). *The San Donato tunnel (Florence)*. Proceedings of the International Congress on Large Caverns, Florence, pp. 61-69.
- Barla, M. (1999). *Tunnels in Swelling Ground. Simulation of 3D Stress Paths by Triaxial Laboratory Testing*. Ph.D. Thesis, Politecnico di Torino, Italy.
- Barrat, D.A.; O'Reilly, M.P.; Temporal, J. (1994). *Long term measurements of loads on tunnel linings in overconsolidated clay*. Tunnelling'94, Proceedings of the 7th International Symposium of Institution of Mining and Metallurgy and British Tunnelling Society, London, pp. 469-481.
- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics, vol. 6, n° 4, pp. 189-236.
- Baumann, T.; Sternath, R.; Schwarz, J. (1997). *Face stability of tunnels in soft rock. Possibilities for computational analysis*. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, pp. 1389-1392.

-
- Bellwald, P. (1990). *A contribution to the design of tunnels in argillaceous rock*. Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Boston, USA.
- Benta, A.; Emílio, F.T.; Caldeira, L. (2002). *Novo sistema edométrico do LNEC*. Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Lisboa, pp. 427-438
- Biarrez, J.; Fleureau, J.M.; Taibi, S. (1994). *Modèle microstructural de comportement des sols non saturés*. Proceedings of the 13th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, pp. 383-388.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons, New York.
- Bilé Serra, J.P. (1998). *Caracterização Experimental e Modelação Numérica do Comportamento Cíclico de Solos Não Coesivos*. Tese de Doutoramento apresentada ao Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Bilfinger, W. (1997). *Influência da Estanqueidade no Projecto de Túneis*. Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia, São Paulo.
- Billiaux, D.; Cundall, P. (1993). *Simulations des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens*. Revue Française de Géotechnique, n° 63, avril, pp. 9-21.
- Biot, M.A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, vol.12.
- Bishop, A.W.; Donald, I.B. (1961). *The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus*. Proceedings of the 5th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol. 1, pp. 13-21.
- Bishop, A.W.; Henkel, D.J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold Publishers LTD.; London, 228 p.
- Bjerrum, L. (1967). *Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic shale and clay shales*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 93, n° SM5.
- Black, K.D.; Lee, K.D. (1972). *Saturating laboratory samples by back pressure*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 93, n° SM1, pp. 71-94.
- Bolt, G.B. (1956). *Physico-chemical analysis of the compressibility of clays*. Géotechnique, vol. 6, n°2, pp. 86-93.
- Bolton, M.D.; Wilson, M.R. (1989). *An experimental and theoretical comparison between static and dynamic torsional soil tests*. Géotechnique, vol. 39, n° 4, pp. 585-599.
- Bonini, M.; Barla, M.; Barla, G. (2001). *FLAC application to the analysis of swelling behaviour in tunnels*. Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon (eds. D. Billiaux, X. Rachez; C. Detournay and R. Hart), Balkema, Rotterdam, pp. 329-333.
- Brinkgreve, R.B.J.; Vermeer, P.A. (1992). *On the use of Cam-clay models*. Proceedings of the IV International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (eds. G.N. Pande and S. Pietruszczak), Balkema, Rotterdam, pp. 557-565.
- Broms, B.; Bennemark, H. (1967). *Stability of clay at vertical openings*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 93, n° SM1, pp. 71-94.
- Brooker, E.W.; Ireland, H.O. (1965). *Earth pressures at rest related to stress history*. Canadian Geotechnical Journal, National Research Council, Ottawa, Ontario, vol. 2, n°1, pp. 1-15.
- Bultel, F. (2001). *Prise en Compte du Gonflement des Terrains pour le Dimensionnement des Revêtements des Tunnels*. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Burghgnoli, A.; Miliziano, S.; Soccodato, F.M. (2001). *Effectiveness of the fast-flow algorithm: 2D consolidation benchmark and tunnelling application*. Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon (eds. D. Billiaux, X. Rachez; C. Detournay and R. Hart), Balkema, Rotterdam, pp. 345-352.
- Carter, J.P.; Booker, R.J. (1982). *Elastic consolidation around a deep circular tunnel*. International Journal of Solids and
-

- Carvalho, A. M. Galopim de (1968), *Contribuição para o Conhecimento Geológico da Bacia Terciária do Tejo*. Memória nº 15 (Nova Série) Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Casarin, C.; Mair, R.J. (1981). *The assessment of tunnel stability in clay by model tests*. Soft Ground Tunnelling Failures and Displacements (eds. D. Resendiz and P.M. Romo), Balkema, Rotterdam, pp. 33-44.
- Chambon, P.; Corté, J.F. (1989). *Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré. Modélisation en centrifugeuse*. Colloque International sur des Tunnels e Microtunnels en Terrain Meuble: du Chantier à la Théorie, Paris, pp- 307-315.
- Chambon, P.; Corté, J.F. (1990). *Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant approche cinématique en calcul à la rupture*. Revue Française de Géotechnique, vol. 51, pp. 51-59.
- Chambon, P.; Corté, J.F. (1994). *Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 120, nº 7, pp. 1150-1163.
- Chin, H.P.; Rogers, J.D. (1987). *Creep parameters of rocks on an engineering scale*. Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Choffat, P. (1950), *Géologie du Cénozoïque du Portugal*. (Publicação póstuma) Com. Serv. Geol. Portugal, t. 30, sup. Lisboa.
- Clough, G.W.; Schmidt, B. (1981). *Design and performance of excavations and tunnels in soft clay*. Soft Clay Engineering (eds. E.W. Brand and R.P. Brenner), Elsevier Scientific Publishing Co., pp. 569-634.
- Clough, G.W.; Leca, E. (1989). *Use of finite element methods for soft ground tunnelling*. Colloque International sur des Tunnels e Microtunnels en Terrain Meuble: du Chantier à la Théorie, Paris, pp. 531-573.
- Cording, E.J.; Hansmire, W.H. (1975). *Displacements around soft ground tunnels*. General Report, Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. IV, pp. 571-633.
- Cording, E.J. (1991). *Control of ground movements around tunnels in soil*. General Repor, 9th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Enginnering, Chile.
- Coussy, O.; Dangla, P.; Dourmieux, L. (1997). *Un modèle d'argile gonflante à deux échelles*. Saint-Venant Symposium, Paris.
- Cuccovillo, T. (1995). *The Shear Behaviour and Stiffness of Naturally Cemented Sands*. Ph.D. Thesis, City University London.
- Cuccovillo, T.; Coop, M.R. (1997). *The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs*. Géotechnique, vol. 47, pp. 167-171.
- d'Onofrio, A. (1996). *Comportamento Meccanico dell'Argilla di Vallericca in Condizioni Lontane dalla Rottura*. Ph.D. Thesis, Università di Napoli, Italy.
- Dafalias, Y.F. (1982). *Bounding surface elastoplasticity-viscoplasticity for particulate cohesive media*. IUTAM Symposium on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft (eds. P.A. Vermeer and Luger, H.J.), pp. 97-107.
- Dafalias, Y.F. (1986). *Bounding surface plasticity I: mathematical foundation and hypoplasticity*. Journal of Engineering Mechanics, vol. 112, nº 9, pp. 966-987.
- Dafalias, Y.F.; Herrmann, L.R. (1986). *Bounding surface plasticity II: application to isotropic cohesive soils*. Journal of Engineering Mechanics, vol. 112, nº 12, pp. 1263-1291.
- Dakshanamurthy, V.; Ranan, V. (1973). *A simple method of identifying an expansive soil*. Soils and Foundations, vol. 13, nº 1, pp. 97-104.

-
- Davis, E.H.; Gunn, M.J.; Mair, R.J.; Senevitatne, H.N. (1980). *The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material*. Géotechnique, vol. 30, n°4, pp. 397-416.
- Delage, P. (1987). *Aspects du comportement des sols non saturés*. Revue Française de Géotechnique, vol. 40, pp. 33-43.
- Delage, P. (1991). *Gonflement et rétractations des sols*. Aspects fondamentaux. Stage ENPC, oct., Aix-en-Provence.
- Delage, P.; Suraj de Silva G.P.R. (1992). *Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer*. Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, pp. 206-211.
- Den Haan, E. J. (1994). *Summary of session 1: One-dimensional behaviour*. Proceeding of the International Workshop on Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat, (eds E. J. den Haan, R. Termaat, and T. B. Edil), Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 131-140.
- Detournay, E.; Cheng, A.H.D. (1988). *Poroelastic response of a borehole in a non-hydrostatic stress field*. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics, vol. 25, n° 13.
- Di Benedetto, H.; Tatsuoka, F.; Ishihara, M. (2000). *Time-dependent deformation characteristics of sand and their constitutive modelling*. Soils and Foundations.
- Di Benedetto, H.; Geoffroy, H.; Sauzéat, C. (2001). *Viscous and non-viscous behaviour of sand obtained from hollow cylinder tests*. Advanced Laboratory Stress-Strain of Geomaterials (eds. Tatsuoka, Shibuya and Kuwano), Swets & Zeitlinger Publishers, Lisse, pp. 217-226.
- di Prisco, C.; Imposimato, S. (1996). *Time dependent mechanical behaviour of loose sands*. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, vol. 1, pp. 45-73.
- di Prisco, C.; Imposimato, S.; Vardoulakis, I. (2000). *Mechanical modelling of drained creep triaxial tests on loose sand*. Géotechnique, vol. 50, n° 1, pp. 73-82.
- Dias, D. (1999). *Renforcement du Front de Taille des Tunnels par Boulonnage*. Thèse présentée devant l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon pour obtenir le grade de docteur.
- Dragon, A.; Mroz, Z. (1979). *A model for plastic creep of rock-like materials accounting for the kinetics of fracture*. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics, n° 16 pp. 253 - 259.
- Dubois, P.; Chantron, L.; Dias, D. (1999). *Analyse du fonctionnement de revêtements en béton. Application au cas du tunnel de Toulon*. Underground Works Ambitions and Realities. AFTES International Conférence, Paris, pp. 73-80.
- Duddeck, H.; Erdmann, J. (1982). *Structural design methods for tunnels*. Tunnelling'82, Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 83-91.
- Duncan, J.; Buchignani, A.L. (1976). *An engineering manual for settlement studies*. Department of Civil Engineering, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley.
- Einstein, H.H.; Bischoff, N. (1975). *Design of tunnels in swelling rock*. Proceedings of the 16th US Symposium on Rock Mechanics, Minneapolis, pp. 185-195.
- Einstein, H.H.; Bischoff, N. (1976). *Dimensionnement des tunnels en roche gonflante*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 15, pp. 109-119.
- Eisenstein, Z. (1986). *The contribution of numerical analysis to the design of shallow tunnels*. Geomechanical Modelling in Engineering Practice (eds. R. Dungar and J.A. Studer), Balkema, Rotterdam, pp. 135-164.
- Einstein, H.H. (1996). *Tunnelling in difficult ground swelling behaviour and identification of swelling rocks*. Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 29, n°3, pp. 43-124.
- Eisenstein, Z.; Heinz, H.; Negro, A. (1984). *On three-dimensional response to tunnelling*. Proceedings Geotech'98, ASCE, pp. 107-127.
-

-
- Eisenstein, Z. e Negro A. (1990). *Integrated design method for shallow tunnels in soft ground*. JTA Tunnel Symposium Development and Utilization of Subsurface Space in Urban Area. Tokyo, Japan.
- ERCT9 (1997). *Geotechnical aspects of the design of shallow bored tunnels in soils and soft rock*. Recommendations of the ISSMGE Working Committee ERCT9.
- Ferdlund, D.G.; Morgenstern, N.R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 15, nº 3, pp. 447-465.
- Ferdlund, D.G.; Morgenstern, N.R.; Widger, R.A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, nº 3, pp. 313-321.
- Ferdlund; D.G.; Hassan, J.U. (1979). *One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 22, nº 1, pp. 69-78.
- Fodil, A.; Aloulou, W.; Hicher, P.Y. (1997). *Viscoplastic behaviour of soft clay*. Géotechnique, vol. 47, nº 3, pp. 581-591.
- Froelich, A.B. (1989). *Géologie et construction des tunnels: gonflement des roches argileuses*. Rock at Great Depth (eds. Maury and Fourmaintraux), Balkema, Rotterdam, pp. 537-544.
- Frydman, S.; Talesnick, M.; Puzrin, A. (1995). *Colinearity of stresses, strains and strain increments during shearing of soft clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 121, nº 2, pp. 174-184.
- Fujita, K. (1994). *Soft ground tunnelling and buried structures*. State of the Art Report. Proceedings of the 13th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, vol. 5, pp. 89-108.
- Garlanger, J.E. (1972). *The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress*. Géotechnique, vol. 22, nº 1, pp. 71-78.
- Gens, A. Alonso, E.E.; Lloret, A.; Battle, F. (1993). *Prediction of long term swelling of expansive soft rocks: a double structure*. Symposium on Hard Soils and Soft Rocks, Athens, Balkema, Rotterdam, pp. 495-500.
- Geoncontrole (1999). *Carriche/Odivelas. Reconhecimento geotécnico*. Metropolitano de Lisboa, Ferconsult. Prolongamento Campo Grande/Odivelas, vol. 1.
- Gioda, G. (1982). *On the non-linear 'squeezing' effects around circular tunnels*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 6, pp. 21-46.
- Golta, A. (1967). *Sohlenhebungen in tunneln und stolen*. Report to Swiss Federal Railroads, 49p.
- Gomes, P.C. (2000). *Comportamento de Estruturas Subterrâneas Submetidas a Acções Sísmicas*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- Griggs, D. (1939). *Creep of rocks*. Journal of Geology, vol. 47, nº 3.
- Grob, H. (1976). *Swelling and heave in swiss tunnels*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, vol. 13, pp. 55-60.
- Guilloux, A.; Bretelle, S. (1996). *Effects of pre-lining methods on the convergence of a tunnel*. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London (eds. R. Mair and R. Taylor), Balkema, Rotterdam, pp. 355-360.
- Haack, A. (1999). *Political and social aspects of present and future tunnelling*. Underground Works Ambitions and Realities. AFTES International Conference, Paris, pp. 21-25.
- Hansmire, W.H., Cording, E.J. (1985). *Soil tunnel section: case history summary*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, nº 11.
- Harris, D.I.; Menkiti, C.O.; Pooley, A.J.; Stephenson, J.A. (1996). *Construction of low-level tunnels below Waterloo Station with compensation grouting for the Jubilee Line Extension*. Proceedings of the International Symposium on
-

-
- Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London (eds. R. Mair and R. Taylor), Balkema, Rotterdam, pp. 361-366.
- Hashiguchi, K.; Okayasu, T. (2000). *Time dependent elastoplastic constitutive equation based on the subloading surface model and its application to soils*. Soils and Foundations, vol. 40, n° 4, pp. 19-36.
- Hayano, K.; Sato, T.; Tatsuoka, F. (1997). *Deformation characteristics of a sedimentary soft mudstone from triaxial compression tests using rectangular prism specimens*. Géotechnique, vol. 47, n° 3, pp. 439-449.
- Hicher, P.Y.; Lade, P.V. (1987). *Rotation of principal directions in K_0 -consolidated clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 113, n° 7, pp. 774-778.
- Hight, D.W. (1983). *Laboratory Investigations of Sea Bed Clays*. Ph. D. Thesis University of London, U.K.
- Hight, D.W.; Gens, A.; Symes, M.J. (1983). *The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotations in soils*. Géotechnique, vol. 33, n° 4, pp. 355-383.
- Hight, D.W.; Jardine, R.J.; Gens, A. (1987). *The behaviour of soft clays*. Embankments on Soft Clays, Bulletin of the Public Works Research Centre of Greece, Athens, pp. 33-38.
- Hight, D.W.; Bennel, J.D.; Chana, B.; Davis, P.D.; Jardine, R.J.; Porović, E. (1997). *Wave velocity and stiffness of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell*. Géotechnique, vol. 47, n° 3, pp. 451-474.
- HSE (1996). *Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels. A review of sprayed concrete lined tunnels with particular reference to London clay*. Health and Safety Executive, UK, HSE books.
- Huder, J.; Amberg, G. (1970). *Quellung in mergel, opalinuston und anhydrit*. Schweizerische Bauzeitung, n° 43.
- Hwang, R.N.; Mo, Z.C.; Chen, M. (1996). *Pore pressures induced in soft ground due to tunnelling*. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London (eds. R. Mair and R. Taylor), Balkema, Rotterdam, pp. 695-700.
- ICE (1996). *Sprayed concrete linings (NATM) for tunnels in soft ground*. Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London.
- Ishiara, K. (1998). *Performance of tunnels and underground structures during earthquakes*. International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering. COST Action C7, Darmstadt.
- ISRM (1989). *Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks*. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics, vol. 26, n° 5, pp. 415 - 426.
- Itasca (2000). *FLAC-Fast Lagrangean Analysis of Continua, Version 4.0*. User's Manual, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota.
- Itasca (2003). *FLAC3D-Fast Lagrangean Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 2.1*. User's Manual, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota.
- Jamiolkowski, B.M.; Ladd, C.C.; Jermaine, J.T.; Lancelotta, R. (1985). *New developments in field and laboratory testing of soils*. Theme lecture, Session II, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, vol. I, pp.19-25.
- Jardine, R.J.; Fourie, A.; Maswoswe, J.; Burland, J.B. (1985). *Field and laboratory measurements of soil stiffness*. Proceedings of the 11th International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, pp. 511-514.
- Jardine, R.J.; Potts, D.M.; Fourie, A.B.; Burland, J.B. (1986). *Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction*. Géotechnique, vol. 36, n° 3, pp. 377-396.
- Johnson, L.D.; Snethen, D.R. (1978). *Prediction of potential heave of swelling soil*. Geotechnical Testing Journal, vol. 1, n°3, pp. 117-124.
-

-
- Jonsson, A.; Andersson, B.; von Strokirch, C. (1995). *A Method Study of Geobor S, a Triple Tube Wire Line Coring System, Performed on Limestone and Clay Till*. Master of Science Thesis, Institute of Technology Lund University.
- Josseume, H.; Hieng, I.O.; Setemplelet, J.P. (1991). *Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide a partir d'essais oedométriques à haute pression*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 172, pp. 109-120.
- Kaliakin, V.N. (1989). *Simplifications of the bounding surface model for cohesive soils*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 13, pp.91-100.
- Kaliakin, V.N.; Dafalias, Y.F. (1989). *Simplifications to the bounding surface model for cohesive soils*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 13, pp. 91-100.
- Kaliakin, V.N.; Dafalias, Y.F. (1990a). *Theoretical aspects of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils*. Soils and Foundations, vol 30, n° 3, pp. 11-24.
- Kaliakin, V.N.; Dafalias, Y.F. (1990b). *Verification of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils*. Soils and Foundations, vol. 30, n° 3, pp. 25-36.
- Kammerer, G.; Semprich, S. (1998). *Settlements due to tunnelling under compressed air*. International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering. COST Action C7, Darmstadt, pp. 85-96.
- Katona, M.G. (1984). *Evaluation of viscoplastic cap model*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 110, n° 8, pp. 1106-1125.
- Katona, M.G.; Mulert, M.A. (1984). *A viscoplastic cap model for soils and rock*. Mechanics of Engineering Materials (eds. C.S. Desai and R.H. Gallagher), Wiley, New York, pp.335-350.
- Kimura, T.; Mair, R.J. (1981). *Centrifugal testing of model tunnels in soft clay*. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Stockholm, pp. 319-322.
- Komornik, A.; David, D. (1969). *Prediction of swelling pressure of clays*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 95, pp. 209-225.
- Lade, P.V.; Duncan, J.M. (1975). *Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, n° 101, pp. 1037-1053.
- Lade, P.V. (1976). *Interpretation of torsion shear tests on sand*. Proceedings of the 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, vol. 1, pp. 381-389.
- Lade, P.V. (1988). *Effects of voids and volume changes on the behaviour of frictional materials*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 12, pp. 351-370.
- Lade, P.V.; Kirkgard, M.M. (2000). *Effects of stress rotation and changes of b-values on cross-anisotropic behaviour of natural, K_0 -consolidated soft clay*. Soils and Foundations vol. 40, n° 6, pp. 93-105.
- Laranjo, M.L.; Almeida e Sousa, J.; Venda Oliveira, P. (2005). *Efeito da permeabilidade relativa solo/suporte no comportamento diferido de um túnel superficial*. Actas das 2^a Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, pp. 269-276.
- Leca, E.; Panet, M. (1988). *Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel*. Revue Française de Géotechnique, vol. 43, pp. 5-19.
- Leca, E.; Dormieux, L. (1990). *Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material*. Géotechnique, vol. 40, n° 4, pp. 581-606.
- Leca, E.; Dormieux, L. (1992). *Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent*. Revue Française de Géotechnique, vol. 61, pp. 5-16.
- Leca, E.; Garnier, J.; Atwa, M.; Chambon, P.; Skiker, A.; Dormieux, L.; Garnier, D.; Maghous, S. (1997). *Analyse*
-

-
- théorique et expérimentale de la stabilité du front de taille des tunnels à faible profondeur*. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, pp. 1421-1424.
- Leca, E.; Guillaux, A. (1999). *High speed railways and subways: geotechnical aspects of tunnels and track foundations*. Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, vol. 3, pp. 1617-1635.
- Leca, E.; Leblais, Y.; Kuhnhenh; K. (2000). *Underground works in soils and soft ground tunnelling*. Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, GeoEng 2000, Melbourne, Australia.
- Lee, K.M.; Rowe, R.K.; Lo, K.Y. (1992). *Subsidence owing to tunnelling I*. Estimating the gap parameter. Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, pp. 924-940.
- Leitão, N.; Vieira, A.; Barreto, J.; Sousa, L.R. (2002). *Simulação numérica do reforço estrutural de túneis do Metropolitano de Lisboa*. Anais do I Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, São Paulo, pp. 85-93.
- Leroueil, S.; Tavenas, F.; Samson, L.; Morin, P. (1983). *Preconsolidation pressure of Champlain clays -part II -laboratory determination*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, n° 4, pp. 803-816.
- Leroueil, S.; Kabbaj, M.; Tavenas, F.; Bouchard, R. (1985). *Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of natural sensitive clays*. Géotechnique, vol. 35, n° 2, pp. 159-180.
- Leroueil, S.; Marques, M.E.S. (1996). *Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering*. Measuring and Modelling Time Dependent Soil Behaviour. Geotechnical Special Publication n° 61 (eds. Thomas C. Sheahan and Victor N. Kaliakin), ASCE, New York, pp. 1-60.
- Liingaard, M.; Augustesen, A.; Lade, P.V. (2004). *Characterization of models for time-dependent behaviour of soils*. International Journal of Geomechanics, vol. 4, n° 3, pp. 157-177.
- LNEC (1999). *Ensaaios pressiométricos na linha de metropolitano Carriche - Odivelas. Ensaaios em Odivelas*. Relatório 59/99 - NF.
- Lo et al. (1978). *Time dependent deformation of shaly rocks in southern Ontario*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, pp. 537-547.
- Lo, K.Y.; Morin, J. P. (1972). *Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 9, n° 3, pp. 261-277.
- Lo, K.Y.; Morton, J.D. (1976). *Tunnels in bedded rock with high horizontal stresses*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 13, n° 3.
- Lo, K.Y.; Yuen, C.M.K. (1981). *Design of tunnel lining in rock for long-term time effects*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 18.
- Lo Presti, D.C.F. (1997). *Stress-strain behaviour of undisturbed clays in the laboratory*. Panel discussion. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, 1997, pp. 2183-2186.
- Lo Presti, D.C.F.; Barla, M.; Barla, A.; Grigore, O.; Pallara, A.P. (1998). *Development and use of a triaxial cell for soft rocks*. Proceedings of the 2nd International Symposium on Hard Soils and Soft Rocks, Napoli, Italy.
- Lombardi, G. (1974). *Tunnel support*. International Congress of Rock Mechanics, Denver.
- Lomonitz, C. (1956). *Creep measurement in igneous rock*. Journal of Geology, vol. 64, n° 5.
- Lunardi, P. (1997). *Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, présoutènement et préconfinement*. Revue Française de Géotechnique, 80 : 17-34.
- Mair, R.J. (1979). *Centrifugal Modelling of Tunnelling Construction in Soft Clay*. Ph.D. Thesis, University of Cambridge.
- Mair, R.J. (1993). *Developments in geotechnical engineering research: applications to tunnels and deep excavations*.
-

Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 93, pp. 27-41.

- Mair, R.J.; Taylor, R.N.; (1993). *Prediction of clay behaviour around tunnels using plasticity solutions*. Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, Oxford, Thomas telford, pp. 449-463.
- Mair, R.J.; Taylor, R.N.; Bracegirdle, A. (1993). *Subsurface settlement profiles above tunnels in clay*. Géotechnique, vol. 44, nº2, pp.189-199.
- Mair, R.J.; Taylor, R.N. (1997). *Bored tunnelling in the urban environment*. Theme Lecture. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, pp. 2353-2385.
- Mair, R.J. (1998). *Geotechnical aspects of design criteria for bored tunnelling in soft ground*. Proceedings of the World Tunnel Congress'98 on Tunnels and Metropolises, São Paulo, Brasil (eds. Negro Jr. and Ferreira), Balkema, Rotterdam, pp.183-199.
- Malvern, L.E. (1951). *The propagation of longitudinal waves of plastic deformation in a bar of metal exhibiting a strain rate effect*. Journal of Applied Mechanics, nº 18, pp. 203-208.
- Maranha, J.R. (1997). *Analysis of Embankment Dams: Computational Aspects*. Ph.D. Thesis, University of Wales, Swansea.
- Maranha, J.R.; Vieira, A. (2005). *Modelling the time dependent behaviour of a tunnel using a viscoplastic bounding surface model*. VIII International Conference on Computational Plasticity, Barcelona (eds. Oñate, E. and Owen, D.R.J.), pp. 925-945.
- Marchand, G. (1982). *Quelques Considérations sur le Comportement Avant Rupture des Pentes Argileuses Naturelles*. M.Sc. Thesis, University Laval, Ste-Foy, Canada.
- Marques, F.R. (1998). *Análise do Comportamento de um Túnel Aberto nas Formações Miocénicas de Lisboa*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e de Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Marques, M.E.S. (1996). *Influência da Velocidade de Deformação e da Temperatura no Adensamento de Argilas Naturais*. M.Sc. Thesis. Research performed at University Laval, Ste-Foy, Canada in cooperation with COPPE, Federal University of Rio de Janeiro, Brasil.
- Matsui, T.; Abe, N. (1985). *Elasto-viscoplastic constitutive equation of normally consolidated clays based on flow surface theory*. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, pp. 407-413.
- Matsuoka, H.; Nakai, T. (1974). *Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses*. Proceedings Japanese Society of Civil Engineers, vol. 232, pp. 59-70.
- Matsushita, M., et al. (1999). *Time effects on the prepeak deformation properties of sands*. Prefailure Deformation Characteristics of Geo-materials (eds. M. Jamiolkowski, R. Lancellotta, and D. LoPresti), Balkema, Rotterdam, pp. 681-689.
- Meschyan, S.R. (1995). *Experimental rheology of clayey soils*. Geotechnika 13 (selected translation of Russian geotechnical literature), Balkema, Rotterdam.
- Metropolitano de Lisboa, E. P. (2000a). *Memória descritiva de estruturas para a empreitada de execução em túnel dos 52º e 53º troços (parciais) da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa*, E. P. Empreitada ML 578/00.
- Metropolitano de Lisboa, E. P. (2000b). *Empreitada ML 578/00. Execução em túnel dos 52º e 53º troços (parciais) da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa. Execução de enfilagens metálicas pelo método do bolbo contínuo*. Nota Técnica.
- Metrotúnel ACE (2001a). *Trabalhos de construção em túnel dos 52º e 53º troços parciais da Linha Amarela. Relatório de Instrumentação (Setembro/2001)*.
- Metrotúnel ACE (2001b). *Execução em túnel dos 52º e 53º troços (parciais), da Linha Amarela do Metropolitano de*

Lisboa. Relatório de Instrumentação. Outubro de 2001.

- Mitchell, J.K. (1964). *Shearing resistance of soils as a rate process*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 90, SM1, pp. 29-61.
- Mitchell, J.K.; Campanella, R.; Singh, A. (1968). *Soil creep as a rate process*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 94, nº 1.
- Mitchell, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behaviour*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc.
- Moitinho de Almeida, I. (1991). *Características Geotécnicas dos Solos de Lisboa*. Tese de Doutoramento apresentada à Universidade de Lisboa para obtenção do grau de Doutor em Geologia.
- Negro, A. (1988). *Design of Shallow Tunnels in Soft Ground*. Ph.D. Thesis, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- Negro, A.; Sozio, L.E.; Ferreira, A.A. (1996). *Tunnelling in São Paulo, Brazil*. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London (eds. R. Mair and R. Taylor), Balkema, Rotterdam, pp. 295-300.
- Negro, A. (1998). *General report: design criteria for tunnels in metropolises*. Proceedings of the World Tunnel Congress'98 on Tunnels and Metropolises, São Paulo (eds. Negro Jr. and Ferreira), Balkema, Rotterdam.
- New, B.M.; Bowers, K.H. (1994). *Ground movement model validation at the Heathrow Express Trial Tunnel*. Tunnelling'94, Proceedings of the 7th International Symposium of Institution of Mining and Metallurgy and British Tunnelling Society, London, pp. 310-329.
- Ng, R.M.C.; Lo, K.Y. (1985). *The measurements of soil parameters relevant to tunnelling in clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 23, pp. 30-50.
- Ng, R.M.C. (1991). *A procedure for prediction of settlement due to tunnels in clay*. Proceedings of the 9th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vina Del Mar, Chile, vol. 3, pp. 1413-1410.
- Nguyen Minh, D. (1986). *Modèles rhéologiques pour l'analyse du comportement différé des galeries profondes*. Proceedings of the International Congress on Large Underground Openings, Vol. 2, Italie, pp. 659 - 666.
- Nguyen Minh, D.; Habib, P. (1988). *Time dependent behaviour of a pilot tunnel driven in hard marls*. ISRM, Proceedings of the Symposium on Design and Performance of Underground Excavations, paper 55, 7 p.
- Nova, R. (1982). *A viscoplastic constitutive model for normally consolidated clay*. International Union of Theoretical and Applied Mechanics Conference on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, pp. 287-295.
- O'Reilly, M.P.; New, B.M. (1982). *Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction*. Tunnelling'82, Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 173-181.
- Ohta, H.; Takeuchi, T.; Nishiwaki, Y. (1995). *Performance of lining for shield driven tunnels - a survey on Japanese shield tunnelling*. Proceedings on the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo (eds. K. Fujita and O. Kusakabe), Balkema, Rotterdam, pp. 367-374.
- Oka, F. (1985). *Elasto-viscoplastic constitutive equations with memory and internal variables*. Computational Mechanics, nº 1, pp. 59-69.
- Olszak, W.; Perzyna, P. (1966a). *On elastic-viscoplastic soils, rheology and soil mechanics*. International Union of Theoretical and Applied Mechanics Symposium, Grenoble, Springer, Berlin.
- Olszak, W.; Perzyna, P. (1966b). *The constitutive equations of the flow theory for a non-stationary yield condition*. Proceedings of the 11th International Congress of Applied Mechanics, Springer, Berlin, 545-553.
- Olszak, W.; Perzyna, P. (1970). *Stationary and nonstationary viscoplasticity*. McGraw-Hill, New York (Kanninen, F. (1969). Inelastic behaviour of solids. Battelle Institute Materials of Science Colloquia, Columbus and Atwood Lake, Ohio, pp. 53-75).
-

-
- Oreste, P.P.; Peila, D. (1998). *A new theory for steel pipe umbrella design in tunnelling*. Proceedings of the World Tunnel Congress'98 on Tunnels and Metropolises, São Paulo (eds. Negro Jr. and Ferreira), Balkema, Rotterdam.
- Panet, M.; Guellec, P. (1974). *Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille*. International Congress on Rock Mechanics, Denver, Vol. IIB.
- Panet, M. (1979). *Time-dependent deformations in underground works*. Proceedings of the 4th International Congress on Rock Mechanics, Montreaux, vol. 3.
- Panet, M.; Guellec, P. (1979). *Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille*. 3rd International Congress on Rock Mechanics, Denver, pp. 1163-1168.
- Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 13-14.
- Peck, R.B. (1969). *Deep excavation and tunnelling in soft ground*. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of the Art Volume, Mexico City, pp. 225-290.
- Perzyna, P. (1963). *The constitutive equations for workhardening and rate sensitive plastic materials*. Proc. of Vibrational Problems, Warsaw, vol. 4, n° 3, pp. 281-290.
- Perzyna, P. (1966). *Fundamental problems in viscoplasticity*. Advances in Applied Mechanics, vol. 9, pp. 243-377.
- Piepi, G.T. (1995). *Comportement Viscoplastique avec Rupture des Argiles Raides*. Ph.D. Thesis. Ecole Centrale de Lyon.
- Porović, E.; Jardine, R.J. (1994). *Some observations on the static and dynamic shear stiffness of Ham River Sand*. Proceedings of the 1st International Conference on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Sapporo, Japan, vol. 1, pp. 25-30.
- Porović, E. (1995). *Investigation of Soil Behaviour Using a Resonant-Column Torsional-Shear Hollow Cylinder Apparatus*. Ph.D. Thesis, Imperial College, University of London, London.
- Postiglione, P.; Abrantes, J.; Pinto, F.; Mosiici, P.; Altan, V. (1997). *Consolidamentos com Jet-Grounding na estação Poente do complexo Estações Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa*. Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Potts, D.M.; Zdraković, L. (2001). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Applications*. Thomas Telford, London.
- Purwodihardjo, A. (2004). *Modélisation des Déformations Différées lors du Creusement des Tunnels*. Thèse de Doctorat, École Centrale de Lyon.
- Purwodihardjo, A.; Cambou, B. (2005). *Time-dependent modelling for soils and its application in tunnelling*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 29, pp. 49-71.
- Ranganatham, B.V.; Satyanarayana (1965). *A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive soils*. Proceedings of the 6th International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, pp.92-96.
- Ranken, R.E.; Ghaboussi, J. (1975). *Tunnel design considerations: analysis of stresses and deformations around advancing tunnels*. Report UILU-ENG75-2016 (NTIS-National Technical Information Service), U.S. Department of Commerce, Springfield.
- Rankin, W.J. (1988). *Ground movements resulting from urban tunnelling: prediction and effects*. Conference on Engineering Geology of Underground Movements Nottingham, BGS, pp. 79-92.
- Robert, A.; Fabre, D. (1987). *Rapport sur le gonflement*. Comité Français de Mécanique des Roches – Groupe de Travail: Rupture en Souterrain.
-

-
- Robert, A.; Saïtta, A.; Colomb, A.; Cristia, J.L.; Dardard, B.; About, N.; Lebissonais, H. (1997). *Modélisation numérique des effets du gonflement dans les ouvrages souterrains*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 143, pp. 301-306.
- Roscoe, K.H.; Schofield, A.N.; Wroth, C.P. (1958). *On the yielding of soils*. Géotechnique, vol. 8, pp. 22-53.
- Rowe, R.K.; Kack, G.J. (1983). *A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, pp. 299-314.
- Rowe, R.K.; Lee, K.M. (1992). *An evaluation of simplified techniques for estimating three-dimensional undrained ground movements due to tunnelling in soft soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, pp. 39-52.
- Sagaseta, C. (1987). *Analysis of undrained ground deformation due to ground loss*. Géotechnique, vol. 38, n° 4, pp. 301-320.
- Sälfors, G. (1975). *Preconsolidation Pressure of Soft High Plastic Clays*. Ph.D. Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg.
- Samarasekera, L.; Eisenstein, Z. (1992). *Pore pressures around tunnels in clay*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, pp. 819-831.
- Santucci de Magistris, F. (1996). *Comportamento di una Sabbia Limosa e Argillosa Costipata ed Addizionata con Bentonite*. Ph.D. Thesis, Università di Napoli Federico II, Italy.
- Santucci de Magistris, F.; Tatsuoka, F.; Ishihara, M. (2001). *Simulation of viscous effects on the stress-strain behaviour of a dense silty sand*. Advanced Laboratory Stress-Strain of Geomaterials (eds. Tatsuoka, Shibuya and Kuwano), pp. 295-302.
- Sartoris, J.C.; Chambon, P.; König, D. (1999). *Scale effects on modelling of tunnels*. Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, pp. 2133-2137.
- Schaeffner, M. (1989). *Introduction de la valeur au bleu de méthylène d'un sol dans la classification des sols de la recommandation pour les terrassements routières*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 163, pp. 9-16.
- Schlosser, F.; Magnan, J.P.; Holtz, R.D. (1985). *Geotechnical construction*. General Report, Proceedings 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, vol. 1, pp. 211-254.
- Schmidt, B. (1966). *Discussion of earth pressures at rest related to stress history*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 3, n°4, pp. 239-242.
- Schmidt, B. (1989). *Consolidation settlements due to soft ground tunnelling*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp. 797-800.
- Schofield, A.N.; Wroth, C.P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill Book Company, London.
- Schofield, A.N. (1980). *Cambridge geotechnical centrifuge operations*. Géotechnique, vol. 30, n° 3, pp. 227-268.
- Schreiner, H.D.; Burland, J.B.; Gourley, C.S. (1994). *Swell and collapse of a partially saturated expansive clay*. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, pp. 1501-1506.
- Seed, H.B.; Woodward, R.J.; Lundgren, R. (1962). *Prediction of swelling potential for compacted clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 88, n° 3, pp. 53-87.
- Sekiguchi, H. (1977). *Rheological characteristics of clays*. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 289-292.
- Sekiguchi, H. (1984). *Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elato-viscoplasticity*. Soils and Foundations, vol. 24, n°1, pp. 129-147.
- Sekiguchi, H. (1985). *Macrometric approaches-static-intrinsically time dependent constitutive laws for soils*. Report,
-

-
- ISSMFE Subcommittee on Constitutive Laws of Soils, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 66-98.
- Semple, R.M.; Hendron, A.G.; Mesri, G. (1973). *The effect of time dependent properties of altered rock on tunnel support requirements*. Report n° FRAORDD-74-30, University of Illinois.
- Seneviratne, H.N. (1979). *Deformation and Pore Pressure Around Model Tunnels in Soft Clay*. Ph.D. Thesis, University of Cambridge.
- Serratrice, J.F.; Soyez, B. (1996). *Les essais de gonflement*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 204, pp. 65-85.
- Sheahan, T.C. (1995). *Interpretation of undrained creep tests in terms of effective stresses*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 32, pp. 373-379.
- Sheahan, T.C.; Kaliakin, V.N. (1999). *Microstructure considerations and validity of the corresponding principle for cohesive soils*. Engineering Mechanics, Proceedings of the 13th Conference (eds. N. Jones and R. Ghanem), ASCE, Baltimore, Md.
- Sheahan, T.C.; Ladd, C.C.; Germaine, J.T. (1996). *Rate-dependent undrained shear behaviour of saturated clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 1222, n° 2, pp. 99-108.
- Shibuya, S.; Mitachi, T.; Fukuda, F.; Degoshi, T. (1995). *Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay*. Geotechnical Testing Journal, vol. 18, n° 3, pp. 365-375.
- Shirlaw, J.N. (1995). *Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth pressure balance shield: discussion*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 32, pp. 181-189.
- Singh A.; Mitchell, J. (1968). *General stress-strain-time functions for soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 94, n° 1, pp. 21-46.
- Skempton, A.W. (1954). *The pore pressure coefficients A and B*. Géotechnique, vol. 4, n° 4.
- Sridharan, A.; Rao, A.S.; Sivapullaiah, P.V. (1986). *Swelling pressure of clays*. Geotechnical Testing Journal, vol. 9, n° 1, pp. 24-33.
- Steiner, W. (1992). *Swelling rocks in tunnels: characterization and effects of horizontal stresses*. Eurock'92, pp. 163-168. Thomas Telford, London,
- Steiner, W. (1993). *Swelling rock in tunnels: rock characterization, effect of horizontal stresses and construction procedures*. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics, vol. 30, n° 4, pp. 361-380.
- Stokoe, K.H.; Hwang, S.K.; Lee, J.N.K.; Andrus, R.D. (1995). *Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains*. First International Conference on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Sapporo, vol. 2, pp. 785-816.
- Suklje, L. (1957). *The analysis of the consolidation process by the isotaches method*. Proceedings of the 4th International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, pp. 200-206.
- Sulem, J.; Panet, M.; Guenot, A. (1987). *Closure analysis in deep tunnels*. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics, vol. 24, n° 13, pp. 145-154.
- Sun Jun; De-xing, Z.; Cheng-jiang, L. (1984). *The coupled-creep effect of pressure tunnels interacted with its water osmotic swelling viscous elastoplastic surrounding rocks*. Journal of Advances in Tunnelling Technology and Subsurface Use, vol. 4, n° 4, pp. 141-149.
- Swoboda, G. (1979). *Finite element analyses of the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, vol. 2, pp. 581-586.
-

-
- Tatsuoka, F.; Kohata, Y. (1995). *Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications*. First International Conference on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Sapporo, vol. 2, pp. 947-1063.
- Tatsuoka, F.; Lo Presti, D.; Kohata, Y. (1995). *Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationships*. 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis.
- Tatsuoka, F.; Jardine, R.; Lo Presti, D.C.F.; Di Benedetto, H.; Kodaka, T. (1997). *Characterizing the pre-failure deformation properties of geomaterials*. Theme Lecture. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, pp. 2129-2164.
- Tatsuoka, F.; Ushimura, T.; Hayano, K.; Di Benedetto, H.; Koseki, J.; Sidiquee, M.S.A. (1999). *Time dependent deformation characteristics of stiff geomaterials in engineering practice*. Keynote Lecture, International Symposium
- Tatsuoka, F.; Santucci di Magistris, F.; Hayano, K.; Momoya, Y.; Koseki, J. (2000). *Some new aspects of time effects on the stress-strain behaviour of stiff geomaterials*. Proceedings of the 2nd Hard Soils Soft Rocks, Napoli, 1998 (eds. A. Evangelista e L. Picarelli), Balkema, Rotterdam, vol. 2, pp.1285-1371.
- on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino (eds. Jamiokowski *et al.*), Balkema, Rotterdam.
- Tavenas, F.; Leroueil, S. (1977). *Effects of stress and time on yielding of clays*. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 319-326.
- Tavenas, F.; Leroueil, S.; La Rochelle, P.; Roy, M. (1978). *Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, n° 3, pp.402-423.
- Tavenas, F.; Leroueil, S. (1987). *State of the Art on laboratory and in situ stress-strain-time behaviour of soft clays*. International Symposium on Geotechnical Engineering on Soft Soils, Mexico City, pp. 1-46.
- Terzaghi, K. (1923). *Die Berchnung der Durchlässigkeitziffer des Tones aus dem Verlauf der Hydrodynamischen Spannungscheinungen*, Sitzunzsber Akad Wiss. Wein Math Naturwiss, K1.ABTS 2a, pp. 107-122.
- Terzaghi, K. (1936). Discussion n° J-8. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 3, Harvard University, Cambridge, pp. 152-155.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K. (1946). *Rock defects and load on tunnel supports*. Rock tunnelling with steel supports. (eds. R.V. Proctor and T. White), published by Comemrcial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio.
- Tran Ngnoc Lan (1977). *Un nouvel essai d'identification des sols: l'essai au bleu de méthylène*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 88, pp. 136-137.
- Ulrichs. K.R., Sängner, C. (1997). *Performing and monitoring of underground structures using stabilising jet-grouting*. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, 1999, pp. 2417-2421.
- Uriel, A.O.; Sagaseta, C. (1989). *Selection of design parameters for underground construction*. General report: discussion Section 9, Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 4, pp. 2521-2551.
- Van Olphen (1963). *An introduction to colloid chemistry*. Interscience Publishers, New York.
- Venda Oliveira, P.; Lopes, M.; Almeida e Sousa, J. (2002). *Efeitos diferidos no tempo associados à presença de água num maciço envolvente de um túnel*. Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia; LNEC, Lisboa, pp. 1129-1142.
- Vieira, A.; Leitão, N.M.; Barreto, J. (2002). *Simulação numérica do reforço do maciço por enfilagens em túneis do Metropolitano de Lisboa*. Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia; LNEC, Lisboa, pp. 1167-1178.
- Ward, W.H.; Coats, D.J.; Tedd, P. (1976). *Performance of tunnel support systems in the Four Fathom Mudstone*.
-

-
- Tunnelling'76, Proceedings of an International Symposium, London, Institution of Mining and Metallurgy.
- Ward, W.H.; Pender, M.J. (1981). *Tunnelling in soft ground*. General Report, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Stockholm, pp. 261-275.
- Wilkins, M.L. (1964). *Fundamental methods in hydrodynamics*. Methods in Computational Physics (eds. Alder et al.), Academic Press, New York, vol. 3, pp. 211-263.
- William, K.J.; Warnke, E.P. (1975). *Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete*. International Association for Bridge and Structure Engineering Proceedings, vol. 19, Bergamo, Italia.
- Witke, W.; Pierau, B. (1979). *Fundamentals for the design and construction of tunnels in swelling rock*. 4th International Congress of Rock Mechanics, Montreaux.
- Witke, W. (1990). *Rock Mechanics: Theory and Applications with Case Histories*. Eds. Springer-Verlag, pp.318-322.
- Witke, W. (1999). *Stability analysis of tunnels of the new high speed Cologne-Rhine/Main railway line*. ISRM News Journal, Vol. 5, n°3, Tunnelling in Europe.
- Wong, C.K.; Kaiser, P.K. (1991). *Performance assessment of tunnels in cohesionless soils*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, n°12, pp. 1880-1901.
- Wood, D.M. (1990). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press.
- Yin, J. H., Graham, J. (1994). *Equivalent times and one-dimensional elastic viscoplastic modelling of time-dependent stress-strain behaviour of clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 31, pp. 45-52.
- Zdrakovic, L.; Jardine, R.J. (1997). *Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress condition*. Géotechnique, vol. 47, n° 3, pp. 407-437.
- Zdrakovic, L.; R.J. Jardine, R.J. (2000). *Undrained anisotropy of K_0 -consolidated silt*. Canadian Geotechnical Journal vol. 37, pp. 178-200.
- Zienkiewicz, O.C.; Humpheson, C.; Lewis, R.W. (1975). *Associated and nonassociated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics*. Géotechnique, vol. 25, n° 4, pp. 671-689.

Anexo I

O provete usado no ensaio de corte torsional é de forma cilíndrica, oco ou maciço. A sua geometria é definida pela altura H , o raio exterior r_e e, no caso do provete oco, pelo raio interior r_i . As pressões nas zonas exterior e interior da câmara triaxial actuam no provete através de membranas o que impede o desenvolvimento de tensões tangenciais nestas superfícies (as tensões τ_{rz} e $\tau_{r\theta}$ nas faces verticais são nulas). A menos da ocorrência de tensões tangenciais no topo do provete pode-se considerar que os planos de normal e_r se encontram livres de tensões tangenciais. Ao longo da espessura do provete a direcção radial constitui uma direcção principal de tensão, sendo σ_r a tensão principal correspondente. O estado de tensão numa situação genérica, expresso no referencial e_r , e_θ e e_z , é deste modo definido pelo tensor de tensões:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\theta & \tau_{z\theta} \\ 0 & \tau_{z\theta} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (I.1)$$

Uma vez que a direcção radial constitui uma direcção principal de tensão é possível definir as outras direcções principais de tensão através do ângulo α entre a direcção principal e_1 e o eixo do provete. No caso de as tensões interior e exterior da amostra cilíndrica oca serem iguais, as tensões tangenciais normais são iguais à tensão radial $\sigma_\theta = \sigma_r$, e na ausência de tensões de corte aplicadas estas tensões laterais são também iguais à tensão mínima e à intermédia $\sigma_\theta = \sigma_r = \sigma_2 = \sigma_3$. Com a aplicação de tensões de corte torsional a tensão radial torna-se a tensão intermédia $\sigma_2 = \sigma_r$ e as tensões principais máxima e mínima são localizadas no plano da parede. Também neste caso, a inclinação da tensão principal máxima em relação à vertical, α , está relacionada com o parâmetro b que indica a magnitude da tensão principal intermédia σ_2 . A expressão para b , e a relação entre b e α é dada por (Hight *et al.*, 1983):

$$b = \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \sin^2 \alpha \quad (I.2)$$

A configuração deformada do provete cilíndrico oco corresponde ao estado de deformação nominal no referencial e_r , e_θ e e_z contido no tensor das deformações:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_r & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_\theta & \varepsilon_{z\theta} \\ 0 & \varepsilon_{z\theta} & \varepsilon_z \end{bmatrix} \quad (I.3)$$

As componentes de deformação $\varepsilon_{r\theta}$ e ε_{rz} são identicamente nulas dadas a simetria radial do provete e do sistema de actuação. As equações de compatibilidade cinemática expressas em termos de coordenadas cilíndricas permitem definir as deformações ε_z e $\gamma_{z\theta}$, na forma:

$$\varepsilon_z = -\frac{\Delta H}{H} \quad (I.4)$$

e

$$\gamma_{z\theta} = \frac{2\theta}{3H} \frac{r_e^3 - r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} \quad (1.5)$$

Determinação do estado de tensão no provete oco. Relações entre grandezas

Para efeitos da interpretação do ensaio é necessária a definição de um estado de tensão e de um estado de deformação nominais representativos do comportamento médio do provete. A determinação do estado de tensão passa pelo estabelecimento das equações seguintes equações diferenciais de equilíbrio (Bilé Serra, 1998):

$$\begin{aligned} \sigma_{r,r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0 \\ \frac{\sigma_{\theta,\theta}}{r} + \tau_{z\theta,z} &= 0 \\ \frac{\tau_{z\theta,\theta}}{r} + \sigma_{z,z} + \gamma &= 0 \end{aligned} \quad (1.6)$$

em que γ é o peso específico submerso do solo.

A resolução das equações obriga à consideração de condições de fronteira apropriadas bem como da equação de compatibilidade do comportamento de deformação. Tal solução corresponderá a um campo de tensões variável ao longo da espessura do provete.

A componente vertical de tensão σ_z resulta do efeito do conjunto da força axial F_z e da resultante das pressões p_e e p_i nos topos do provete. Por considerações de equilíbrio na direcção vertical pode-se escrever a tensão média como:

$$\sigma_z = \frac{F_z}{\pi(r_e^2 - r_i^2)} + \frac{p_e r_e^2 - p_i r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} \quad (1.7)$$

Para a resolução das equações de equilíbrio em planos horizontais é necessário o recurso à lei constitutiva do material ensaiado. Admitindo-se o comportamento elástico e linear do provete pode ser obtido por recurso à função de tensão de Airy $\phi(r, \theta)$. A aplicação do sistema referido de forças generalizadas, corresponde a uma situação de simetria radial para z constante, pelo que a dependência da função de tensão fica reduzida à direcção radial, ou seja $\phi(r)$. A equação de compatibilidade cinemática, expressa em termos de ϕ , resulta:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) \phi = 0 \quad (1.8)$$

Constata-se existir uma variação na direcção radial das componentes de tensão σ_r e σ_θ associadas à solução. É possível formular uma definições alternativas para as componentes σ_r e σ_θ . Por exemplo, considerando que o valor médio é determinado somente num raio fixo (isto é com θ constante), obtém-se:

$$\sigma_r = \frac{p_e r_e + p_i r_i}{r_e + r_i} \quad (1.9)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{p_e r_e - p_i r_i}{r_e - r_i} \quad (I.10)$$

Ainda mantendo a hipótese da não variabilidade na direcção radial, mas agora para os valores da tensão tangencial $\tau_{z\theta}(r)$, obtém-se por equilíbrio do momento polar:

$$\tau_{z\theta} = \tau = \frac{3}{2\pi} \frac{T}{r_e^3 - r_i^3} \quad (I.11)$$

Note-se que diferentes interpretações se podem estabelecer para interpretação do estado de tensão do provete. As expressões indicadas (I.7, I.9, I.10 e I.11) foram utilizadas por Bilé Serra (1998) tendo sido também as utilizadas neste trabalho.

A possibilidade de controlar de forma directa ou não as grandezas F_z , T , p_e , p_i permite alcançar virtualmente qualquer trajectória generalizada de tensões, com rotação controlada de algumas das direcções principais.

A definição de uma trajectória de tensão generalizada no espaço tridimensional particular representado na Figura 5.15 pode ser formulada de diversos modos, correspondendo a cada uma das seguintes séries ordenadas de 4 elementos:

- i. $\sigma_r, \sigma_{\theta}, \sigma_z, \tau_{\theta z}$
- ii. $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \alpha$
- iii. p, q, b, α
- iv. F_z, T, p_e, p_i

Na hipótese de a tensão radial ser a tensão intermédia é possível estabelecer a equivalência entre quaisquer das séries atrás enunciadas. De particular interesse são as relações entre a sequência iv), contendo as grandezas efectivamente aplicadas no ensaio, e as sequências ii) e iii) que representam formas correntes de expressar uma dada trajectória generalizada de tensões (Bilé Serra, 1998):

Relacionam-se as sequências ii) com as sequências iii) nas formas:

$$\sigma_1 = \frac{1}{3} (3p + 2q - bq) \quad (I.12)$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{3} (3p + 2bq - q)$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{3} (3p - q - bq)$$

As componentes $\sigma_r, \sigma_{\theta}, \sigma_z, \tau_{\theta z}$ no referencial (e_r, e_{θ}, e_z) relacionam-se com as tensões principais e o ângulo α :

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_2 \\ \sigma_{\theta} &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\alpha) \end{aligned} \quad (I.13)$$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\alpha)$$

$$\tau_{z\theta} = \frac{(\sigma_z - \sigma_\theta)}{2} \operatorname{tg}(2\alpha)$$

o que permite relacionar as sequências ii) e iii) com a sequência iv):

$$p_e = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} + \frac{r_i}{r_e} \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \quad (1.14)$$

$$p_i = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} + \frac{r_e}{r_i} \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2}$$

$$F_z = \pi(r_e^2 - r_i^2) \left(\sigma_z - \frac{p_e r_e^2 - p_i r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} \right)$$

$$T = \frac{2\pi}{3} (r_e^3 - r_i^3) \tau_{z\theta}$$

