



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Simulação do Comportamento de um Solo Artificialmente Estabilizado com o Modelo Cam Clay Estruturado Modificado**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia

**Autor**

**Rui Ferreira Póvoa**

**Orientadores**

**Paulo José da Venda de Oliveira**

**Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Julho, 2014**

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho surge no âmbito do projeto investigação PTDC/ECM/101875/2008, com a designação "Estudo da Fluência de Colunas de Solo/Ligante", sendo o trabalho desenvolvido na Implementação Numérica de Modelos Elastoplásticos associados a Modelos de Fluência, ao qual gostaria de agradecer à Fundação para a Ciência e a Tecnologia o apoio financeiro dado durante a realização deste.

A realização deste trabalho não seria possível sem o apoio das seguintes pessoas, os quais não poderei deixar de mencionar:

- ao Professor Doutor Paulo José da Venda de Oliveira, mentor principal da presente dissertação, pela sua orientação, pela sua paciência, boa disposição, compreensão e amizade, bem como, por toda a ajuda fornecida, principalmente com o desenvolvimento do programa e nas correções extensivas dos trabalhos realizados – sem esta preciosa ajuda, esta dissertação não podia ser realizada;
- ao Professor Doutor Jorge Nuno Almeida e Sousa, pelo sua orientação prestada, principalmente na fase inicial do projeto, mas também por me ter acompanhado ao longo de todos os anos deste (per)curso, de uma forma amiga, sempre disposto a ajudar, tanto a nível educacional como a nível pessoal;
- ao Professor Doutor António Alberto Santos Correia, por toda a sua ajuda no estudo da estrutura da argila, e por ter fornecido muitos dos artigos usados na revisão bibliográfica, os quais constituíram os alicerces da presente dissertação. Um agradecimento especial também pela acessibilidade dada aos resultados dos ensaios laboratoriais e pela paciência, e palavras amigas, ao longo do tempo necessário da realização da dissertação;
- a todos os professores, amigos e colegas, que me acompanharam na área de Geotecnia, pela sua amizade, boa disposição e animação, ao longo deste ano e meio;
- a todos os amigos feitos nesta bela cidade que me acompanharam e viveram a meu lado estes 6 anos, os quais levarei de certeza “comigo para a vida”;
- a todos os meus amigos de Aveiro, pela sua amizade, apoio e por sempre se disponibilizarem para ajudar sempre nos momentos mais precisos;
- à Quantunna e à Tuna de Medicina da Universidade Coimbra por me terem dado uma nova vida nesta cidade;
- um eterno agradecimento aos meus pais e irmão que me acompanharam ao longo da minha vida e partilharam quase todos os momentos difíceis, ajudando-me em todas as decisões e permitindo chegar ao fim deste percurso. Obrigado!

## RESUMO

A execução de obras de Engenharia Civil (aterros, fundações, etc.) sobre solos moles requer frequentemente a melhoria do comportamento destes solos, os quais em geral exibem elevada deformabilidade e baixa resistência ao corte. Uma das técnicas de melhoramento consiste na mistura *in situ* do solo natural com ligantes formando colunas de solo estabilizado, técnica designada de *deep mixing*. A estabilização química induzida por esta técnica origina profundas alterações face ao solo não estabilizado, sendo essas alterações justificadas pela resistência da estrutura do solo. A simulação numérica do comportamento mecânico do solo quimicamente estabilizado com ligantes requer por isso a utilização de modelos constitutivos que incluam o efeito da estrutura deste novo material.

A presente dissertação é elaborada com o propósito de simular o comportamento de solos estabilizados considerando o efeito da estrutura, para se analisar as características e os aspetos mais relevantes do seu comportamento, e visando a sua interpretação nos modelos constitutivos usados para o simular. Constata-se que as ligações cimentícias tem como objetivo unir os agregados de argilas, dando continuidade à fábrica, e que os efeitos da coesão, e o processo de desestruturação dessas ligações, representam as principais características a serem incorporadas em modelação constitutiva.

O modelo Cam Clay Estruturado Modificado, é descrito e implementado numa análise de elementos finitos, para se simular o comportamento do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado com ligante, tendo as suas potencialidades sido estudadas comparando os resultados numéricos com os obtidos nos ensaios triaxiais de corte não drenado e edométricos. Conclui-se que o modelo consegue captar com êxito a influência da estrutura na caracterização da compressibilidade, na relação tensão-deformação-resistência, e na evolução qualitativa das pressões intersticiais, embora se registem importantes discrepâncias em termos quantitativos.

## **ABSTRACT**

The execution of Civil Engineering projects (embankments, foundations, etc.) on soft soils requires frequently the improvement of the behavior in these soils, which generally present high deformability and low strength. One of the improvement techniques consists on the in situ mixture of the natural soil with cement, forming stabilized soil columns, a technique called deep mixing. The chemical stabilization induced by this technique induces profound alterations compared to the non-stabilized soil, alterations justified by the resistance of soil structure. The numerical simulation of chemically stabilized with aggregates soil's mechanical behavior requires therefore the use of constitutive models that include the effect of structure on this new material.

This study is elaborated with the purpose of simulating stabilized soil behavior considering the structural effect, in order to analyse the most relevant characteristics and aspects of its behavior, and focusing on their interpretation in the constitutive models used to simulate. It is noted that the cement links have the objective of joining the clay aggregates, giving continuity to the fabric, and that the cohesion effects and the destructuring process of those links represent the main characteristics to be included on the constitutive modelation.

The Cam Clay Structured Modified model is described and implemented in a finite element analysis context, to simulate the Baixo Mondego soft soil behavior, chemically stabilized with aggregates, having its potentialities been studied comparing the numerical results with the obtained on the undrained triaxial shear and edometric tests. It is concluded that the model can simulate the effect of structure into compressibility and stress-strain-strength behavior, as well as, in the qualitative evolution of pore water pressure, even though, quantitatively speaking, was different.

---

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS E QUADROS .....	vi
SIGLAS E SIMBOLOGIA.....	viii
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Âmbito do tema .....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.3. Estrutura de Apresentação .....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1. Deep Mixing .....	6
2.2. Estrutura das Argilas.....	8
2.2.1. Conceito.....	8
2.2.2. Formação .....	9
2.2.3. Forças Interpartículas e Fábrica Microscópica .....	10
2.2.4. Ligações Cimentícias.....	14
2.3. Modelação do Comportamento de Argilas Estruturadas .....	17
2.3.1. Definição das Variáveis de Tensão e Deformação .....	18
2.3.2. Mecânica dos Solos do Estado Crítico .....	19
2.3.3. Estrutura da Argila no Domínio da MSEC.....	32
3. MODELO CAM CLAY ESTRUTURADO MODIFICADO .....	43
3.1. Considerações Iniciais .....	43
3.2. Tensão Média Efetiva Modificada.....	44
3.3. Lei de Desestruturação.....	45
3.4. Compressibilidade .....	46

---

3.5.	Superfície de Cedência .....	47
3.6.	Lei de Fluxo Plástica.....	48
3.7.	Lei de Endurecimento .....	49
3.8.	Parâmetros do modelo MSCC .....	50
4.	ESTUDOS PARAMÉTRICOS E PARAMETRIZAÇÃO.....	51
4.1.	Considerações Iniciais .....	51
4.2.	Compressibilidade .....	51
4.3.	Comportamento ao Corte.....	56
4.4.	Parâmetros Adicionais para a Simulação do Ensaio Edométrico .....	59
5.	APLICAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO.....	60
5.1.	Considerações Iniciais .....	60
5.2.	Resultados Numéricos e Discussão .....	62
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	65
6.1.	Conclusões .....	65
6.2.	Perspetivas de trabalhos futuros.....	67
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	68

## ÍNDICE DE FIGURAS E QUADROS

### Figuras

Figura 2.1 – Procedimento da técnica <i>deep mixing</i> (cortesia da Hayward Baker Inc. – Keller Group ©).....	7
Figura 2.2 – Diagramas de disposição das partículas de argila: a) ambiente marinho; b) ambiente de água doce; c) estado reconstituído (Bennett e Hulbert, 1986).....	10
Figura 2.3 – Forças interpartículas (adaptado de Mitchell e Soga, 2005).....	11
Figura 2.4 – Teoria da agregação de partículas: a) formação dos agregados de argilas (Srinivasa Murthy et al, 1991); b) possível microestrutura argilas não cimentadas – interações entre agregados (adaptado de Nagaraj e Miura, 2001).....	12
Figura 2.5 – Diagrama modificado da representação esquemática de Casagrande da microestrutura de uma argila (adaptado de Nagaraj et al, 1990).....	13
Figura 2.6 – Estrutura da argila sob tensão: a) argila não cimentada; b) argila artificialmente cimentada (adaptada de Nagaraj et al, 1998).....	15
Figura 2.7 – Compressão e expansão isotrópicas: a) plano $e - p'$ ; b) plano $e - \ln p'$ .....	20
Figura 2.8 – Localização no plano ( $e - \ln p'$ ) dos solos com comportamento contrátil e com comportamento dilatante.....	22
Figura 2.9 – LEC representada no: a) espaço $p' - q - e$ ; b) plano $e - \ln p'$ ; c) $p' - q$ .....	23
Figura 2.10 – Comportamento de um solo NC, ligeiramente OC e fortemente OC durante um ensaio: a) plano $e - \log p'$ ; b) corte drenado, plano $q - \varepsilon d$ e $\varepsilon v - \varepsilon d$ ; c) corte não drenado, plano $q - \varepsilon d$ e $\Delta u - \varepsilon d$ (adaptado de Mitchell e Soga, 2005).....	24
Figura 2.11 – Trajetória de tensões durante compressão isotrópica.....	25
Figura 2.12 – Trajetória de tensões durante ensaio convencional drenado.....	25
Figura 2.13 – Tipos de endurecimento para um estado multiaxial (Venda Oliveira, 2000).....	26
Figura 2.14 – Deformação plástica durante a cedência (Venda Oliveira, 2000).....	27
Figura 2.15 – Superfície de Estado Limite.....	28
Figura 2.16 – Funções de cedência do modelo Cam Clay original e MCC.....	29
Figura 2.17 – Endurecimento e amolecimento do modelo MCC.....	29
Figura 2.18 – Comportamento unidimensional da argila de Bangucoque para várias estruturas: a) diferente $aw$ ; b) diferente teor em água (adaptado de Lorenzo e Bergrado, 2004).....	32
Figura 2.19 – Curvas $q - \varepsilon a$ e $\Delta u - \varepsilon a$ típicas para ensaios não drenados sobre amostras de argila de Bangucoque para: a) $aw = 15\%$ e $\sigma' < py'$ ; b) $aw = 5\%$ e $\sigma' > py'$ (adaptado de Horpibulsuk, 2005).....	37

Figura 2.20 – Trajetória de tensões típicas de argilas artificialmente estruturadas: a) Ariake, $\sigma_c' < py'$ e $aw = 18\%$ (não drenadas e drenadas); b) Bangucoque, $\sigma_c' > py'$ e $aw = 5\%$ (não drenadas) (adaptado de Horpibulsuk, 2005).....	39
Figura 2.21 – Relações para as argilas artificialmente estabilizadas de Ariake e Bangucoque entre: a) a intersecção da coesão e o $aw$ ; b) o ângulo de resistência ao corte efectivo, $\phi'$ , e o $aw$ (adaptado de Horpibulsuk, 2005) .....	41
Figura 2.22 – Envolventes de rotura para argila desestruturada ( $aw = 12\%$ ) e artificialmente estruturada de Ariake (adaptado de Horpibulsuk et al, 2004b) .....	41
Figura 3.1 – Diagrama esquemático da redução de $pb'$ devido ao processo de desestruturação (adaptado de Suebsuk et al., 2010).....	46
Figura 3.2 – Compressibilidade do solo estruturado (adaptado de Suebsuk et al., 2010).....	47
Figura 3.3 – Superfície de cedência (adaptado de Suebsuk et al., 2010) .....	48
Figura 3.4 – Influência do parâmetro $\psi$ na forma e tamanho do potencial plástico (Suebsuk et al., 2011).....	49
Figura 3.5 – Endurecimento e amolecimento do modelo MCC .....	50
Figura 4.1 – Linhas de compressão e recompressão: a) compressão unidimensional no plano $e - \log \sigma v'$ ; b) compressão isotrópica e unidimensional no plano $e - \ln p'$ .....	52
Figura 4.2 – Resultados dos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras de solo reconstituído e estabilizado: a) curvas de compressão; b) parametrização .....	53
Figura 4.3 – Resultados do ensaio edométrico EE2 (solo estabilizado) para avaliação de $\sigma v y'$ .....	53
Figura 4.4 – Determinação do índice de desestruturação, $b$ .....	54
Figura 4.5 – Trajetória de tensões efetiva de ensaios triaxiais do tipo CIUC e $CK_0UC$ realizados sobre amostras estabilizadas e não estabilizadas (adaptado de Correia, 2011).....	57
Figura 4.6 – Estudo paramétrico dos parâmetros: a) $\psi$ ; b) $\xi$ (adaptado de Suebsuk et al., 2010) .....	58
Figura 5.1 – Malha de elemento finitos utilizados na simulação de um ensaio: a) triaxial não drenado (Venda de Oliveira, 2000); b) edométrico clássico .....	62
Figura 5.2 – Simulação numérica dos ensaios: a) $\sigma_c' = 100 kPa$ ; b) $\sigma_c' = 150 kPa$ .....	63
Figura 5.3 – Simulação numérica do ensaio $\sigma_c' = 50 kPa$ com: a) $\xi = 1$ ; b) $\xi = 30$ .....	63
Figura 5.4 – Simulação numérica do ensaio edométrico EE2 para amostra estabilizada .....	64

## Quadros

Quadro 2.1 – Parâmetros de que depende o comportamento mecânico de um solo estabilizado (adaptado de Correia, 2011) .....	17
Quadro 4.1 – Ensaio triaxiais convencionais realizados sobre amostras de solo estabilizado (adaptado de Correia, 2011) .....	56
Quadro 5.1 – Valores dos parâmetros do modelo MSCC para a argila do Baixo Mondego estabilizada artificialmente .....	61



## SIGLAS E SIMBOLOGIA

### Siglas

CK <sub>0</sub> UC	Ensaio triaxiais convencionais não drenados com consolidação anisotrópica	MSCC	Cam Clay Estruturado Modificado
CIUC	Ensaio triaxiais convencionais não drenados com consolidação isotrópica	MSEC	Mecânica dos Solos do Estado Crítico
ICL	Linha de Compressão Intrínseca	NC	Normalmente Consolidados
LCV	Linha de Consolidação Virgem	OC	Sobreconsolidados
LEC	Linha do Estado Crítico	OCR	Grau de Sobreconsolidação
MCC	Cam Clay Modificado	SCC	Cam Clay Estruturado
		SCL	Linha de compressão virgem estruturada
		SRL	Linha de recompressão estruturada

### Simbologia

$a_w$	Teor em ligante	$e_{\Gamma}^*$	Índice de vazios de referência da LEC
$b$	Índice de desestruturação volumétrica	$e_{\kappa}^*$	Índice de vazios de referência para a linha de expansão ou recompressão
$C$	Contribuição das ligações cimentícias na resistência ao corte	$e_{\lambda_0}^*$	Índice de vazios de referência LCV
$C_c$	Índice de compressibilidade	$f$	Função de cedência
$C_r$	Índice de recompressibilidade	$g$	Função de potencial plástico
$dp'$	Incremento de tensão média efetiva	$G'$	Módulo de distorção
$d\varepsilon$	Incremento de deformação	$K'$	Módulo de deformação volumétrica
$E'$	Módulo de deformabilidade efetivo	$K_0$	Coefficiente de impulso em repouso
$E_u$	Módulo de deformabilidade não drenado	$K_0^{NC}$	Coefficiente de impulso em repouso no estado NC
$e$	Índice de vazios	$K_0^{OC}$	Coefficiente de impulso em repouso no estado OC
$e_{C_c0}^*$	Índice de vazios de referência da ICL no plano $e - \log \sigma'_v$	$M$	Gradiente da envolvente de rotura de solos cimentados; Gradiente da LEC
$e_{IC}^*$	Índice de vazios de referência da ICL		

$p'$	Tensão média efetiva	$\varepsilon_d^p$	Deformação plástica distorcional
$\bar{p}'$	Tensão média efetiva modificada	$\varepsilon_{d,f}^p$	Deformação distorcional plástica na rotura
$p'_b; \sigma'_b$	Resistência das ligações cimentícias; Resistência estrutural; Confinamento induzido	$\varepsilon_{ij}$	Componentes cartesianas de deformação
$p'_{b0}$	Resistência estrutural inicial	$\varepsilon_v; \varepsilon_{vol}$	Deformação volumétrica
$p'_{b,f}$	Resistência estrutural na rotura ou resistência estrutural de pico	$\varepsilon_v^e$	Deformação elástica volumétrica
$p'_e$	Tensão média efetiva equivalente na LCV	$\varepsilon_v^p$	Deformação plástica volumétrica
$p'_p$	Tamanho da superfície de potencial plástico	$\varepsilon_1; \varepsilon_2; \varepsilon_3$	Deformações principais
$p'_y$	Tensão média efetiva de cedência	$\eta$	Relação $p'/q$
$p'_{y,i}$	Tensão média de cedência isotrópica devido às ligações cimentícias	$\bar{\eta}$	Relação $\bar{p}'/q$
$p'_0$	Tensão média efetiva corrente de cedência; Tamanho da superfície de cedência	$\kappa$	Gradiente da SRL
$q$	Tensão de desvio	$\kappa^*$	Gradiente da linha de recompressão
$q_{máx}$	Tensão de desvio máxima	$\lambda^*$	Gradiente da LCV (ou ICL)
$q_{u,máx}$	Resistência à compressão não confinada máxima	$\nu'$	Coefficiente de Poisson
$\Delta e$	Índice de vazios adicional sustido pelas ligações cimentícias	$\xi$	Índice de desestruturação devido ao corte na rotura generalizada
$\Delta e_{edo}$	Índice de vazios adicional sustido pelas ligações cimentícias para $\sigma'_{vy}$ no plano $e - \log \sigma'_v$	$\sigma'$	Tensão efetiva
$\Delta e_i$	Índice de vazios adicional sustido pelas ligações cimentícias para $p'_{y,i}$	$\sigma'_c$	Pressão de confinamento
$\varepsilon_a$	Deformação axial	$\sigma'_{ij}; \tau'_{ij}$	Componentes cartesianas do estado de tensão efetiva
$\varepsilon_d$	Deformação distorcional	$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical
$\varepsilon_d^e$	Deformação elástica distorcional	$\sigma'_{v0}$	Tensão efetiva vertical de cedência corrente
		$\sigma'_{vy}$	Tensão efetiva vertical de cedência devido às ligações cimentícias no plano $e - \log \sigma'_v$
		$\sigma'_1; \sigma'_2; \sigma'_3$	Tensões efetiva principais
		$\phi'$	Ângulo de resistência ao corte efetivo
		$\psi$	Forma da superfície de potencial plástico

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Âmbito do tema

A utilização de solos moles tem sido para a engenharia geotécnica um grande desafio, dado que em condições naturais estes exibem baixa resistência e permeabilidade, acompanhadas por alta compressibilidade e deformações diferidas no tempo. A crescente utilização destes solos para fundar estruturas cada vez mais pesadas, a introdução de novos métodos e de novos materiais e o avanço do conhecimento teórico dos fenómenos envolvidos na sua utilização são alguns dos fatores que têm contribuído para o desenvolvimento e uso intensivo de técnicas que possibilitam a melhoria das características dos solos.

Uma dessas técnicas consiste na mistura *in situ* do solo natural com ligantes, formando colunas de solo estabilizado. Esta técnica é geralmente designada de *deep mixing*. Contudo o desenvolvimento e aplicação empírica desta técnica tem ultrapassado o conhecimento teórico sobre o desenvolvimento da sua resistência.

A previsão e análise do comportamento de obras geotécnicas, com condições de fronteira complexas e modelos constitutivos evoluídos, requer a utilização de métodos numéricos, nomeadamente o Método dos Elementos Finitos (MEF), com os quais se torna possível a análise conjunta dos dois requisitos fundamentais: a estabilidade e os movimentos induzidos. Para o sucesso da aplicação destes métodos a utilização de leis constitutivas fiáveis desempenha um papel importante na simulação do comportamento mecânico das diferentes formações interessadas pela obra.

A formulação dos modelos da família *Cam Clay* (Roscoe e Schofield, 1963; Roscoe e Burland, 1968), o estabelecimento da teoria da Mecânica dos Solos do Estado Crítico (MSEC) (Roscoe et al, 1958; Schofield e Wroth, 1968) e o seu aprofundamento (Muir Wood, 1990) têm servido como base à grande evolução na modelação constitutiva para simulação numérica do comportamento de argilas nas últimas décadas. Devido à sua simplicidade, popularidade e aos bons resultados obtidos na simulação do comportamento de argilas reconstituídas, o modelo *Cam Clay Modificado* (MCC, *Modified Cam Clay* na literatura inglesa) é, ainda, frequentemente empregue na modelação de depósitos naturais argilosos.

Contudo, no caso da simulação de argilas naturais e, mais notório, no caso de obras geotécnicas com a utilização de colunas de *deep mixing*, tem-se constatado que estes modelos elastoplásticos tradicionais, baseados nas propriedades mecânicas de argilas no seu estado reconstituído, apresentam muitas limitações, originando resultados desadequados.

O comportamento mecânico distinto entre os estados reconstituído e natural (*in situ*) tem sido amplamente reportado (Leroueil e Vaughan, 1990; Burland, 1990; Nagaraj et al, 1998; Liu e Carter, 1999; Shibuya, 2000; Cotecchia e Chandler, 2000; Leroueil e Hight, 2003), sendo essa diferença justificada pela resistência da “estrutura do solo”, termo usado genericamente para englobar as características que diferenciam o comportamento entre os dois estados.

Ao utilizar técnicas de estabilização química com recurso a grande quantidade de ligante pretende-se aumentar o número de ligações cimentícias de forma a criar uma mistura homogénea com a fábrica. No caso da técnica referida, a argila é perturbada pelas pás misturadoras e misturada com ligantes, sendo a estrutura natural destruída e substituída pela estrutura cimentícia. As ligações cimentícias induzidas pelo ligante são responsáveis pelo aumento da resistência e rigidez da matriz sólida. O comportamento e características deste tipo de argilas artificialmente estruturadas têm sido estudados de forma intensiva (Uddin, 1997; Miura et al, 2001; Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk et al, 2004a, 2004b, 2005; Lorenzo e Bergrado, 2004 e 2006; Correia, 2011).

Com o avanço no conhecimento da estrutura das argilas (natural e artificial) têm vindo a ser propostos vários modelos constitutivos para simular esse comportamento (Gens e Nova, 1993; Kasama et al, 2000; Kavvasas e Amorosi, 2000; Rouainia e Muir Wood, 2000; Liu e Carter, 2002b; Baudet e Stallebrass, 2004; Lee et al, 2004; Carter e Liu, 2005; Carter et al, 2009; Yin et al, 2009 e 2011; Kamruzzaman et al., 2009; Horpibulsuk et al, 2010; Taiebat et al, 2010; Suebsuk et al, 2010 e 2011; Liu, 2013; Nguyen et al, 2014). Contudo, algumas características fundamentais do comportamento não são incluídas em alguns destes modelos. Além disso, certos modelos possuem elevada complexidade, com parâmetros difíceis de identificar em termos práticos que exigem uso de ensaios laboratoriais específicos, além dos tradicionais. Apesar de poderem prever o comportamento com elevada fiabilidade, pelas razões apresentadas são pouco utilizados na prática corrente da engenharia geotécnica.

Um desses modelos, fundamentado na teoria do estado crítico, é o modelo Cam Clay Estruturado (SCC, *Structured Cam Clay* na literatura inglesa), formulado por introdução da influência da estrutura do solo no modelo MCC (Liu e Carter, 2002a; Carter e Liu, 2005). Apesar deste modelo ser adequado para simular o comportamento de argilas naturais, apresenta limitações, uma vez que na sua formulação original não foi considerado o efeito da cimentação. Para colmatar esta lacuna, este modelo foi ampliado para argilas cimentadas por Carter et al (2009) e Horpibulsuk et al (2010) introduzindo o conceito de tensão efetiva modificada, já usado noutros modelos (Gens e Nova, 1993; Kasama et al, 2000; Lee et al, 2004), para considerar o efeito da coesão e da estrutura do solo na resistência e nas deformações plásticas.

Com base no enquadramento teórico do modelo SCC para argilas cimentadas (Horpibulsuk et al, 2010) e de maneira a melhor descrever o comportamento do solo, foi criado o modelo Cam Clay Estruturado Modificado (MSCC - *Modified Structured Cam Clay* na literatura inglesa) (Suebsuk, 2010; Suebsuk et al, 2010), unificando as características mais relevantes do comportamento de argilas nos estados reconstituídos, natural e artificialmente estruturados, com parâmetros obtidos de forma simples a partir de ensaios laboratoriais convencionais.

## 1.2. Objetivos

É no contexto acima esboçado que se insere a presente dissertação. Esta foi elaborada com o propósito de simular o comportamento de argilas moles artificialmente estruturados pela técnica de *deep mixing*. Para tal definiram-se os seguintes objetivos:

- a) revisão bibliográfica na perspetiva microscópica das interações entre as forças interpartículas e a fábrica, na caracterização e formação das argilas. Inclui ainda o desenvolvimento da microestrutura de argilas estruturadas, destacando-se a evolução da resistência das ligações cimentícias, bem como os fatores que a influenciam;
- b) revisão bibliográfica das principais características do comportamento mecânico – compressibilidade e resistência ao corte – das argilas estruturadas (naturais e artificiais) no domínio da mecânica dos solos do estado crítico (MSEC);
- c) análise das potencialidades do modelo MSCC na simulação do comportamento do solo mole do Baixo Mondego, quando artificialmente estabilizado com ligantes, utilizando para o efeito os resultados laboratoriais de Correia (2011).

Uma vez que o comportamento mecânico das argilas estruturadas é fortemente condicionado pela microestrutura, o objetivo a) tem como base definir o conceito de “estrutura da argila”, explicando as duas componentes que a definem: a fábrica e as forças interpartículas. É investigada a influência dos fenómenos envolvidos na sua criação, tanto numa interpretação histórica da evolução do conhecimento sobre a fábrica da argila, como nos processos físico-químicos envolvidos no desenvolvimento da sua resistência, visando a teoria de agregação das partículas. São ainda destacadas as principais implicações microscópicas da introdução de ligantes em argilas, bem como os fatores que a influenciam a sua resistência.

Explicada a fenomenologia da estrutura da argila, no objetivo b) pretende-se aplicar este conhecimento à resposta mecânica do solo quando solicitado à compressão e ao corte. Para tal fez-se questão de resumir a MSEC, uma vez que, para além desta teoria ter sido usada como base na modelação constitutiva mais recente, a maior parte dos programas numéricos para análise do solo têm-se apoiado nela, sendo muitas vezes ignorada pelo utilizador que a aplica, tendo em conta os conceitos de mecânica dos solos clássica. Desta forma, pretende-se esclarecer os efeitos da estrutura da argila no domínio da MSEC, mostrando as diferenças entre as argilas nos estados reconstituído, natural e artificialmente estruturados, de modo a se compreender o

---

comportamento mecânico e como modelá-lo. Assim, com estes dois objetivos, pretende-se reunir os conhecimentos necessários para se analisar as características e os aspetos mais relevante do comportamento de argilas estruturadas, apresentando-se os fundamentos inerentes ao desenvolvimento dos modelos constitutivos, que servem também de base para criar modelos com melhor desempenho em obras reais, principalmente quando aplicada a técnica de *deep mixing*.

O objetivo c) é alcançado com a implementação do modelo MSCC num programa de cálculo desenvolvido no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências da Universidade de Coimbra, denominado *Cons2D*. Dentro dos modelos mais recentes, este foi o escolhido devido à sua formulação constitutiva simples, capaz de captar as características mais importantes do comportamento de argilas estruturadas. De modo a alcançar-se o objetivo proposto, dedica-se um capítulo à apresentação das principais características do modelo e à sua formulação. As potencialidades do modelo são verificadas com a simulação do comportamento do solo mole do Baixo Mondego quando artificialmente estabilizado com ligantes, comparando os resultados numéricos com os resultados de ensaios edométricos e triaxiais de compressão não drenados de Correia (2011).

Visto que um dos grandes obstáculos na aplicação de modelos constitutivos com consideração do efeito da cimentação, se apresenta na difícil calibração dos parâmetros do modelo, como objetivo secundário, e de modo a ultrapassar a problemática da calibração, será dada especial atenção à determinação dos parâmetros do modelo MSCC.

### **1.3. Estrutura de Apresentação**

Esta dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, encontrando-se delineada da seguinte forma:

O *Capítulo 1* consiste na parte introdutória, onde são descritos e explicados os objetivos do trabalho enquadrados no tema escolhido.

No *Capítulo 2* apresenta-se a revisão bibliográfica das matérias relevantes. Começa-se por apresentar de modo breve a técnica de *deep mixing* (2.1). De seguida, introduz-se o conceito de estrutura de um solo, nos estados natural e artificialmente estruturados, destacando-se o desenvolvimento da resistência e os fatores que a condicionam, de forma a responder ao primeiro objetivo (2.2). Ainda neste capítulo, será feita a revisão bibliográfica dos estudos no comportamento mecânico de argilas estruturadas no domínio da MSEC. Nesta parte apresenta-se a base da MSEC e os modelos da família *Cam Clay*, bem como as principais características na modelação do comportamento mecânico dos solos cimentados (objetivo b)) (2.3).

O *Capítulo 3* apresenta a formulação constitutiva do modelo MSCC. A formulação elastoplástica considerando a estrutura do solo é exposta tendo como base a teoria do estado crítico. Nele se explica e apresenta o conceito de tensão média efetiva modificada (3.2), bem como a lei de desestruturação ao corte e volumétrica, função de cedência e potencial plástico, lei de endurecimento, e os parâmetros utilizados pelo modelo.

O estudo paramétrico do modelo e a parametrização do solo do Baixo Mondego são realizados no *Capítulo 4*, encontrando-se este estudo subdividido nos parâmetros que caracterizam o comportamento à compressão e ao corte.

Seguidamente, no *Capítulo 5*, apresentam-se os resultados da aplicação do modelo na simulação do comportamento do solo mole do Baixo Mondego quando estabilizado por ligantes, implementado no programa de cálculo de elementos finitos *Cons2D* de modo a simular os resultados dos ensaios edométricos e triaxiais não drenados de compressão realizados por Correia (2011).

Finaliza-se este trabalho no *Capítulo 6* com a apresentação das principais conclusões resultantes da investigação desenvolvida, indicando-se algumas sugestões de tópicos para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Deep Mixing

A construção sobre depósitos de solos moles (frequentemente localizados em regiões aluvionares das zonas litorais) tem sido preterida ao longo do tempo em face dos inúmeros problemas que as suas características mecânicas levantam. Por necessidade prática (razões geográficas) ou por questões económicas, sociais e/ou políticas, a utilização deste tipo de depósitos passou progressivamente a ser mais usada devido à impossibilidade de implementar certo tipo de obras noutros locais com melhores características resistentes, como sucede com aterros para estradas, grandes superfícies industriais e comerciais, entre outros.

Com a evolução da tecnologia de construção, foram desenvolvidas e melhoradas técnicas que permitiram a ocupação destes solos com fracas propriedades geotécnicas. Estas técnicas podem ser agrupados em dois grupos (Cardoso, 1987): técnicas de melhoramento e técnicas de reforço. Segundo Correia (2011), as técnicas de melhoramento, também designadas por técnicas de estabilização, dizem respeito à alteração de pelo menos uma das propriedades intrínsecas do solo, podendo o efeito do tratamento do solo ser temporário ou permanente, e de natureza química, física, ou mecânica. As segundas, por outro lado, têm um efeito essencialmente estrutural, visto que são introduzidos determinados elementos resistentes que, dadas as suas características, tornam possível que o maciço suporte solicitações, às quais por si só não estaria habilitado a resistir.

Com o desenvolvimento da indústria automóvel e aeronáutica no início do século XX nos Estados Unidos da América, houve evoluções significativas na área de estabilização dos solos e nas soluções e técnicas utilizadas, fruto da necessidade de garantir o bom comportamento mecânico do solo de fundação na construção das infraestruturas rodoviárias e aeronáuticas. A crescente abordagem científica da técnica de estabilização química por mistura de solo com materiais com propriedades ligantes e a evolução tecnológica na área da construção, levou a que se desenvolvesse em meados do século XX, nos Estados Unidos da América, tecnologia capaz de viabilizar as técnicas de mistura em profundidade – técnica de *deep mixing*. A sua primeira utilização consistiu na execução de estacas à base da mistura *in situ* do solo com materiais aglomerantes e foi utilizada maioritariamente com os objetivos únicos de aumentar a estabilidade na construção de aterros sobre solos moles e na redução dos assentamentos.

A maior evolução da técnica deu-se no Japão e nos países Nórdicos a partir do final da década de 60, e atualmente, além do controlo de construção de aterros, a técnica de *deep mixing* é usada em estruturas de suporte de escavações, controlo da percolação e/ou barreira impermeável,



auxílio na escavação de túneis, controlo dos efeitos das ondas sísmicas (principalmente no controlo da liquefação), mitigação da propagação de vibrações, etc. (Correia, 2011).

Na prática, esta técnica utiliza maquinaria especializada e, na variante mais comum, consiste na penetração do solo até à profundidade pretendida com o auxílio de uma haste vertical munida de pás misturadoras, que promovem a desestruturação do solo de modo a facilitar a inclusão dos ligantes. Junto das pás misturadoras existem pequenos aspersores que injetam o ligante aquando do movimento ascendente da haste (Figura 2.1), sendo a mistura controlada pela pressão de injeção do ligante, velocidade de ascensão da haste, e a velocidade de rotação das pás. Terminado este processo, obtém-se uma coluna vertical circular com diâmetro compreendidos entre 0,5 a 1,5m. O limite de profundidade da técnica, no caso de colunas, é de cerca de 40m. Dependendo do tipo de projeto, os elementos de solos estabilizado podem ainda ser dispostos em múltiplos arranjos em planta (Correia, 2011).

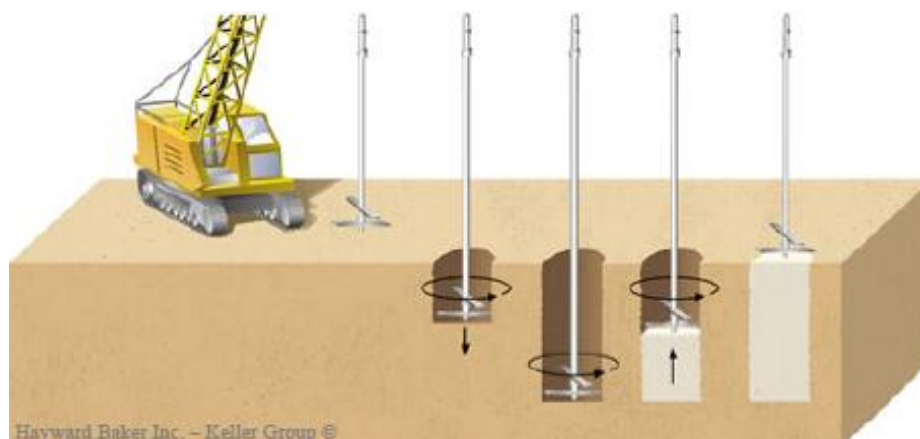


Figura 2.1 – Procedimento da técnica *deep mixing* (cortesia da Hayward Backer Inc. – Keller Group ©)

Os ligantes mais usuais nesta técnica são o cimento Portland e a cal viva devido à sua reatividade (traduzida pela capacidade de o material se combinar com a água). No entanto, de forma a reduzir os custos, estes são geralmente misturados com outro tipo de ligantes e aditivos, entre eles escória granulada de alto-forno, cinza volante, sílica de fumo, entre outros. Associados a estes materiais, a injeção de ligante pode dar-se de duas formas dependendo a sua aplicação essencialmente do tipo de solo de fundação. A variante seca do método (aplicação dos ligantes em pó) é aplicada essencialmente em solos moles saturados, apresentando como principal vantagem o acréscimo de resistências com menor quantidade de ligante, devido ao decréscimo do teor em água no solo estabilizado. A variante húmida do método (aplicação em calda), além da maior versatilidade quanto à natureza e características dos solos, permite mais facilmente homogeneizar a mistura.

A técnica de *deep mixing* tem fornecido bons resultados quando aplicada a solos moles, constituindo hoje uma alternativa técnica e economicamente válida quando comparada com outras técnicas de melhoramento e reforço de solos moles.

## **2.2. Estrutura das Argilas**

### **2.2.1. Conceito**

A diversidade dos processos geológicos envolvidos na formação dos solos, as tensões aos quais estão submetidos, o ambiente no qual foram formados, e o tempo entre as várias fases da sua formação, são reconhecidos como responsáveis pela grande variabilidade de estados de tensão e comportamento dos vários tipos de depósitos. Para alcançar uma melhor compreensão do comportamento do solo é necessário reconhecer a natureza das suas partículas e as suas implicações imediatas (interações). No caso do comportamento das argilas, as propriedades mecânicas são significativamente influenciadas pela sua “estrutura”, e esta pode ser determinante nas propriedades com interesse para a engenharia, ao mesmo nível que fatores importantes como a porosidade ou a história de tensões (Leroueil e Vaughan, 1990; Burland, 1990).

O conceito de “estrutura da argila” tem vindo a ser desenvolvido nas últimas décadas, e pretende englobar genericamente todas as características que diferenciam o comportamento mecânico distinto entre os estados reconstituído e natural (intacto), sendo muitas vezes associado qualitativamente ao aparente arranjo microscópico das partículas (Shibuya, 2000). No entanto com a evolução das técnicas de observação, chegou-se à conclusão que esta se deve à interação de efeitos entre a fábrica e o sistema de forças interpartículas que unem os elementos da argila (Mitchell e Soga, 2003). A diversidade de fábricas possíveis e os variados sistemas de forças interpartículas a elas associadas fazem com que possa existir um número ilimitado de estruturas. Por isso, o comportamento mecânico de um solo reflete a influência da estrutura num nível que depende do tipo de solo, do tipo de estrutura e da propriedade particular em estudo (Mitchell e Soga, 2005).

Ao longo do presente trabalho, os termos “reconstituído” ou “desestruturado”, em relação ao estado da argila, serão usados com o mesmo significado, conforme sugerido por Leroueil e Vaughan (1990). Burland (1990) sugere ainda que o comportamento do estado desestruturado se pode chamar “intrínseco” uma vez que é suposto ser característica para amostras do mesmo solo, independentemente do grau de cimentação. Da mesma forma, usa-se o termo “estrutura” ou “estruturado” em referência a argilas cimentadas (naturais ou artificiais), e o termo “estabilizado” para referir argilas cimentadas artificialmente.

### 2.2.2. Formação

Quanto à sua origem, a estrutura dos depósitos argilosos pode ser formada por vários processos distintos e dividida em 3 grupos (Leroueil e Vaughan, 1990; Shybuya, 2000; Cotecchia e Chandler; 2000; Nagaraj e Miura, 2001; Mitchell e Soga, 2005):

- a) durante a deposição/sedimentação natural onde se criam as ligações elétricas entre as partículas (parte final do processo de sedimentogénese). Este tipo de estrutura deve-se essencialmente à consolidação unidimensional das camadas;
- b) por envelhecimento na fase de pós-deposição envolvendo o processo de consolidação secundária (fluência) e podendo ser acompanhada por precipitação de material nos contactos interparticulares e nos poros (associado ao processo de diagénese) desenvolvendo-se assim ligantes entre as partículas;
- c) por mão humana, pelo qual os solos são quimicamente estabilizados com cimento ou cal introduzidos por técnicas de melhoramento de solos específicas, de modo a se desenvolverem as ligações.

Conforme o descrito por Matos Fernandes (2006), as partículas de argila apresentam dimensões muito pequenas com forma tipicamente laminar e são quimicamente muito ativas, (diretamente proporcionais à superfície específica dos minerais constituintes), devendo-se esta última propriedade ao facto das partículas interagirem com o exterior por meio de forças de natureza elétrica (forças de superfície) atraindo iões positivos de sais dissolvidos na água, bem como as próprias moléculas de água (película de água adsorvida).

A variabilidade da estrutura devido ao processo de deposição é aparentemente caracterizada pelo teor em água presente nos poros e pela atividade química dos minerais de argila depositados durante esse processo geológico. O teor em água tem um papel fundamental na grandeza destas forças, visto que a distância entre partículas será tanto maior quanto maior for este teor, o que na prática representa uma menor consistência. Com expulsão da água devido a carregamento ou ao efeito do peso de novas camadas, o balanço entre forças atrativas e repulsivas estabelece-se para menores distâncias entre partículas, o que implica que a grandeza das forças seja maior, e que vá consequentemente melhorar as características mecânicas.

Terzaghi e Casagrande foram os primeiros autores a considerar que as interação entre partículas individuais de argilas tinham um papel fundamental no comportamento mecânico de argilas – tendo sido proposto por Casagrande (1932) um modelo que assumia para as argilas uma estrutura em forma de favo (*Terzaghi-Casagrande honeycomb structure* na literatura inglesa), circundada por inúmeras partículas singulares unidas entre si (Bennett e Hulbert, 1986). Outro dos modelos conceptuais com base nessa visão foi o modelo de Lamb (1953) para argilas inorgânicas em vários ambientes (marinho e água doce) no estado natural e no estado reconstituído (com comparação com partículas de silte) (Figura 2.2). Lambe propôs que as

argilas formadas em ambiente marinho possuíam uma estrutura floculada aberta com as partículas arranjadas de forma perpendicular entre si (estrutura *cardhouse* na literatura inglesa) devido à concentração de eletrólitos (Figura 2.2 a)); para argilas formadas em água doce esta estrutura seria mais densa (Figura 2.2 b)); por outro lado, para o estado reconstituído é assumido que esta apresenta um grau de paralelismo entre as partículas subjacentes (Figura 2.2 c)).



Figura 2.2 – Diagramas de disposição das partículas de argila: a) ambiente marinho; b) ambiente de água doce; c) estado reconstituído (Bennett e Hulbert, 1986)

### 2.2.3. Forças Interpartículas e Fábrica Microscópica

O comportamento das argilas é influenciado pela fábrica e pelas forças interpartículas. A fábrica representa a disposição relativa das partículas do solo, ou seja, tamanho, forma, orientação, mineralogia, disposição das partículas e dos agregados, bem como a porosidade entre eles. As forças interpartículas podem dividir-se segundo 3 grupos (Santamarina, 2003):

- a) forças no esqueleto induzidas por ações externas – forças transmitidas entre partículas aplicadas por uma carga exterior (por exemplo de um aterro ou fundação) (Figura 2.3 a));
- b) forças ao nível da partícula – peso próprio das partículas, impulsão (no caso de estarem saturadas) e forças de percolação (Figura 2.3 b));
- c) forças ao nível do contacto – forças elétricas (longo alcance), forças capilares de adesão e forças cimentícias-reativas (ambas de curto alcance) (Figura 2.3 c)).

Apesar dos estudos prévios (mecânica dos solos clássica) considerarem que a interação entre partículas individuais de argila desempenha um papel principal no comportamento mecânico das argilas, com o evoluir de técnicas analíticas, como a técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio e o microscópio eletrónico de varrimento, constatou-se que a microestrutura da fábrica tem de ser interpretada de maneira diferente (Srinivasa Murthy et al, 1991).

Num solo argiloso a fábrica é normalmente composta por pequenos grupos ou agregados de partículas (*clusters* ou *peds* na literatura inglesa), que se comportam como partículas unitárias compressíveis e desmembráveis, e interagem entre si no desenvolvimento da resistência, rigidez e condutividade hidráulica (Nagaraj et al, 1990; Srinivasa Murthy et al, 1991; Mitchell e Soga, 2005). A formação destes agregados dá-se de forma gradual à medida que o solo atinge níveis de tensão mais elevados.

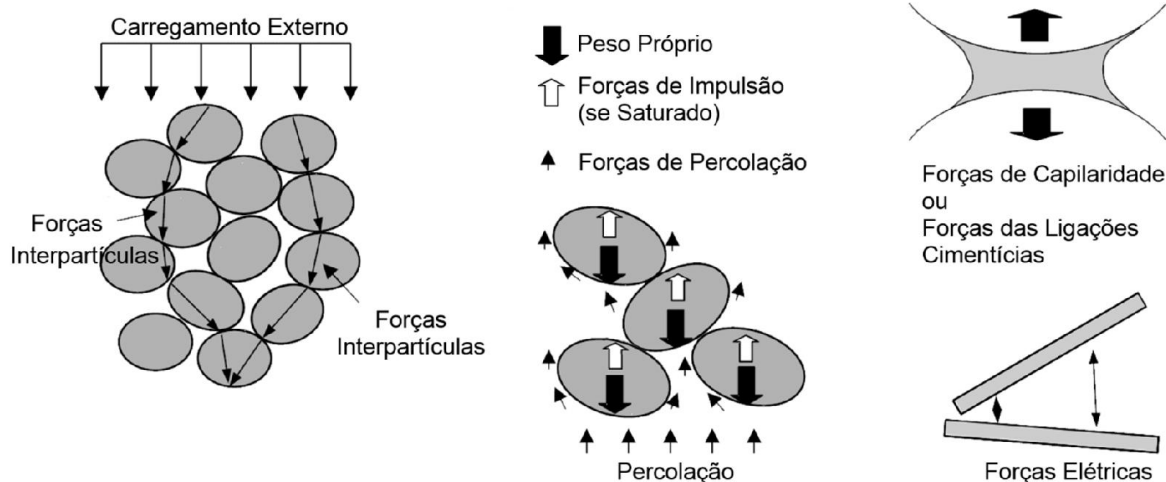


Figura 2.3 – Forças interpartículas (adaptado de Mitchell e Soga, 2005)

A teoria da agregação de partículas tem como princípio a transmissão das tensões a partir de interações físico-químicas entre a fase sólida e a líquida, sendo que a sua agregação pode ser justificada pela atração entre as extremidades positivas e as superfícies negativas das partículas, o que pode levar à formação de agregados floculados (*cardhouse* na literatura inglesa) (Srinivasa Murthy et al, 1991). Por outro lado, esta também se pode dar pela aproximação das partículas durante compressão virgem formando agregados mais compactos com partículas numa configuração paralela (*domains* na literatura inglesa).

Relativamente a este último caso, existe uma relação única entre a distância interpartículas ( $2d$ ) e a rede de forças repulsivas mobilizada – diferença entre as forças de dupla camada difusa (repulsivas) e forças de van der Waals (atrativas) – que estão em equilíbrio com o carregamento aplicado (Nagaraj e Srinivasa Murthy, 1986). A Figura 2.4 a) pretende exemplificar esse processo: à medida que aumenta o carregamento, a distância diminui, fazendo aumentar as forças repulsivas entre as superfícies das partículas; quando a distância entre partículas for inferior à distância correspondente à barreira repulsiva (equivalente à força de repulsão máxima entre as partículas), as partículas tendem a atrair-se formando agregados unitários estáveis que interagem entre si por meio das mesmas forças (Figura 2.4 b)). A estabilidade destes agregados deve-se à sua maior dimensão, uma vez que a sua superfície específica é menor, necessitando de menos energia para se manterem em equilíbrio. Conforme relatado por Yin et al. 2009, a dimensão dos agregados pode continuar a crescer até que tenham tamanho suficiente para que o seu próprio peso, devido às forças de gravidade, se torne significativamente maior que as forças interpartículas de natureza elétrica. Nesta fase, os agregados podem perder o seu potencial para atrair mais partículas de argila deixando de crescer, e a interação entre agregados dá-se sobretudo através de forças mecânicas. Desta forma este processo pode-se considerar irreversível na descarga (Figura 2.4 a)), formando unidades estáveis que funcionam com uma partícula singular (Nagaraj et al, 1990; Srinivasa Murthy et al, 1991).

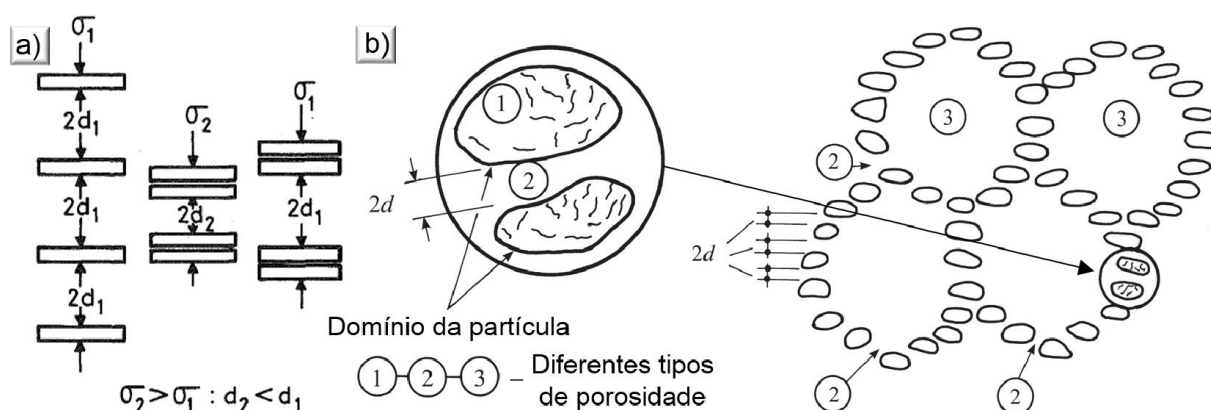


Figura 2.4 – Teoria da agregação de partículas: a) formação dos agregados de argilas (Srinivasa Murthy et al, 1991); b) possível microestrutura argilas não cimentadas – interações entre agregados (adaptado de Nagaraj e Miura, 2001)

A teoria da agregação das partículas foi primeiramente desenvolvida com base nos estudos da condutividade hidráulica das argilas por Olsen (1962) como justificação das discrepâncias entre a condutividade medida em ensaios e a prevista segundo a lei de Darcy. Assim, com base na análise da compressibilidade e permeabilidade, Nagaraj et al (1990) ilustraram a existência de três níveis de porosidade na fábrica de uma argila (Figuras 2.4 e 2.5):

- a) tipo 1 – Porosidade intra-agregados – entre partículas individuais de argila dentro de um agregado;
- b) tipo 2 – Porosidade inter-agregados – entre dois agregados que interagem entre si (interação físico-químicas) dependendo da carregamento exterior;
- c) tipo 3 – Porosidade inter-agregados de maior diâmetro – entre um grupo de agregados em equilíbrio com a tensão da água. Este tipo de porosidade pode representar até 90% do volume de porosidade de uma argila, sendo a que mais influencia a condutividade hidráulica de uma argila.

Ainda das Figuras 2.4 e 2.5 observa-se que a porosidade de tipo 3 tende a formar-se devido à interação entre vários agregados, além de se observar que o contacto direto entre partículas de areia e silte é inibido pelos agregados de argila.

A quantidade e o tamanho dos agregados dependem da mineralogia, da composição e quantidade do fluido nos poros, do ambiente e processo de formação em que foram criados e principalmente da história de tensões (grau de sobreconsolidação). O aumento de tamanho dos agregados de partículas pode ser justificado pelo facto da porosidade inter-agregados de maior diâmetro necessitar de estar em equilíbrio com o sistema de forças mobilizado (presumivelmente com a pressão de água nos poros), pelo que o tamanho dos poros não é arbitrário, mas sim controlado pelo campo de forças em equilíbrio. Quando o solo é carregado, a dimensão dos maiores poros (tipo 3) e a distância entre agregados que interagem entre si (tipo

2) diminui simultaneamente. Contudo, para acomodar a redução de dimensão dos poros de maior dimensão, mantendo o sistema em equilíbrio, a redução da distância entre agregados poderá não ser suficiente, pelo que só será possível caso os agregados se reformem ou se juntem formando um maior agregado unitário (Srinivasa Murthy et al, 1991).

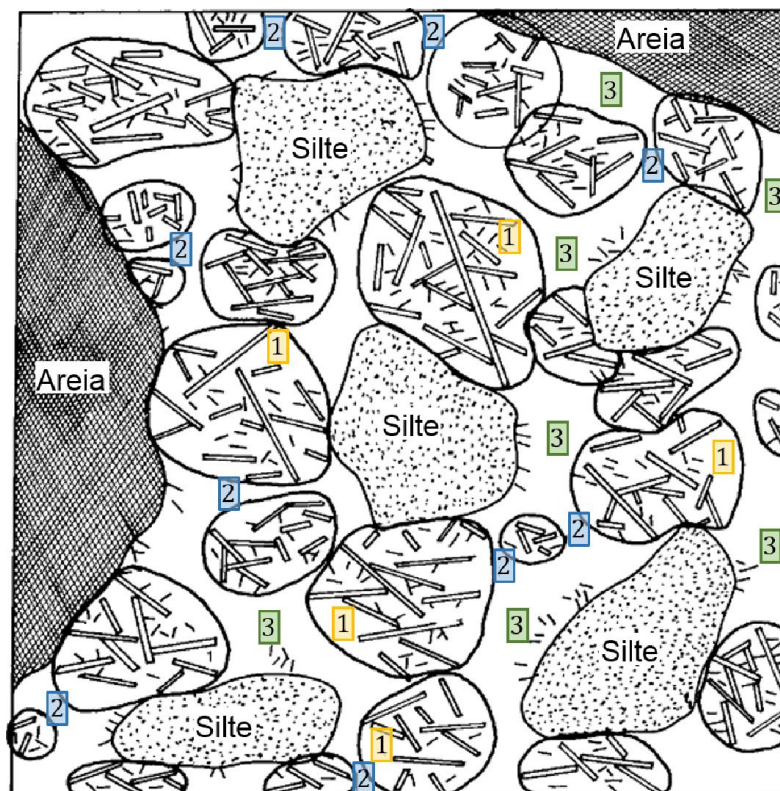


Figura 2.5 – Diagrama modificado da representação esquemática de Casagrande da microestrutura de uma argila (adaptado de Nagaraj et al, 1990)

Adicionalmente refere-se que argilas diferentes (diferente mineralogia), com teores em água próximos do respetivo limite de liquidez têm aproximadamente a mesma condutividade hidráulica (Mitchell e Soga, 2005). Por outras palavras, a dimensão dos poros inter-agregados tende a ser da mesma ordem e com padrão igual de microfábrica para o respetivo limite de liquidez (Nagaraj e Miura, 2001). A porosidade inter-agregados é proporcional à capacidade da argila de reter a água (limite de liquidez), daí o número de agregados por unidade de volume se ajustar de modo a que a superfície específica e a água requerida seja da mesma ordem para satisfazer as condições de equilíbrio do sistema. Esta relação sugere que o comportamento mecânico de argilas no estado reconstituído está relacionado diretamente com o volume de poros inter-agregados, suportando o conceito de que os agregados se comportam com partículas singulares e que a dimensão dos poros inter-agregados controla as interações entre estes (Sasanian, 2013). Conclui-se que a fábrica das argilas não cimentadas não depende somente do teor em água, mas desse teor em relação ao seu limite de liquidez.

#### 2.2.4. Ligações Cimentícias

As ligações interpartículas mais preponderantes são as ligações cimentícias que, existindo, e em combinação com a fábrica, são o principal responsável pelo aumento da rigidez e resistência da matriz sólida (Schmertmann, 1991; Shibuya, 2000; Cotecchia e Chandler, 2000; Mitchell e Soga, 2005; Correia, 2011).

Conforme Shibuya (2000) e Cotecchia e Chandler (2000), na fase de pós-deposição o envelhecimento e a fluência originam um aumento da precipitação de sais (carbonatos, sílicas e óxidos) e de processos químicos no contato entre as partículas, desenvolvendo-se ligações fortes de adesão. A este tipo de ligações chamam-se “ligações cimentícias naturais” que melhoram de maneira geral as características destes depósitos – podendo se entrar no regime das argilas rijas ou até das rochas brandas. Por outro lado, os depósitos de argilas moles estão geralmente associados a maciços geologicamente recentes, apresentando ligações cimentícias fracas (ou inexistentes), que são facilmente destruídas. Quando o solo mole é melhorado com misturas químicas introduzidas *in situ*, e no caso em estudo, pela técnica de *deep mixing*, a argila natural é perturbada pelas pás misturadoras e misturada com ligante. Qualquer cimentação natural é destruída e substituída pela mistura cimentada (Horpibulsuk et al. 2004).

Ao nível microscópico, e tendo em conta os estudos em argilas moles não cimentadas sobre a teoria da agregação de argilas, e investigação no âmbito da resistência ao corte, compressibilidade e permeabilidade de argilas natural e artificialmente cimentadas chegou-se às seguintes conclusões principais:

- a) as argilas cimentadas exibem a mesma ordem de permeabilidade que as argilas não cimentadas para o mesmo índice de vazios, sugerindo que a microfábrica de ambas tenham o mesmo padrão (Figura 2.6 a)) (Nagaraj et al. 1998; Horpibulsuk et al, 2003);
- b) do ponto a) conclui-se que a principal função da utilização de cimento é unir esses agregados formados durante as interações físico-químicas naturais das argilas (fábrica natural) (Horpibulsuk et al 2003). Uma vez que as argilas moles têm alto teor em água nos poros, os agentes cimentícios reagem com a água nos poros inter-agregados (tipo 2) formando ligações entre estes, proporcionando uma continuidade à fábrica (Figura 2.6 b)). A mesma conclusão foi reportada para argilas naturais duras por Yin et al (2011);
- c) como consequência, a resistência mobilizada devido às ligações cimentícias coexiste com a resistência natural do material particulado devido às interações físico-químicas (Figura 2.6 b)) (Nagaraj et al, 1998; Nagaraj e Miura, 2001; Horpibulsuk, 2005);
- d) a resistência ao corte e à compressão aumenta com o período de cura para o mesmo teor em ligante, devendo-se este ao processo de endurecimento do cimento (Correia, 2011);
- e) a relação entre o teor em ligante e o teor em água representa um dos fatores mais importantes para o desenvolvimento dessa resistência (Miura et al, 2001; Lorenzo e Bergrado, 2004; Horpibulsuk et al, 2004b e 2005;). Ao passo que o teor em água reflete



- a microfábrica da argila mole, o teor em ligante influencia o nível da ligação dessa fábrica (Horpibulsuk et al, 2003);
- f) o grau de cimentação caracteriza por isso a relação entre teor em água da argila, teor em ligante e tempo de cura (Miura et al, 2001; Horpibulsuk et al, 2005; Lorenzo e Bergrado, 2004 e 2006);
  - g) investigação sobre o efeito da mineralogia na eficácia da aplicação de cimento, indica que quanto maior a atividade de uma argila, maior será resistência e rigidez induzidas através das reações secundárias (pozolânicas) entre os minerais da argila e os produtos resultantes da cimentação (Sasanian, 2011);
  - h) não obstante o ponto b), Kamruzzaman et al (2009) observou que a estruturação artificial do solo pode levar à formação de agregados de argila de maior dimensão misturados com cimento, que podem ser posteriormente desmembrados durante o corte.

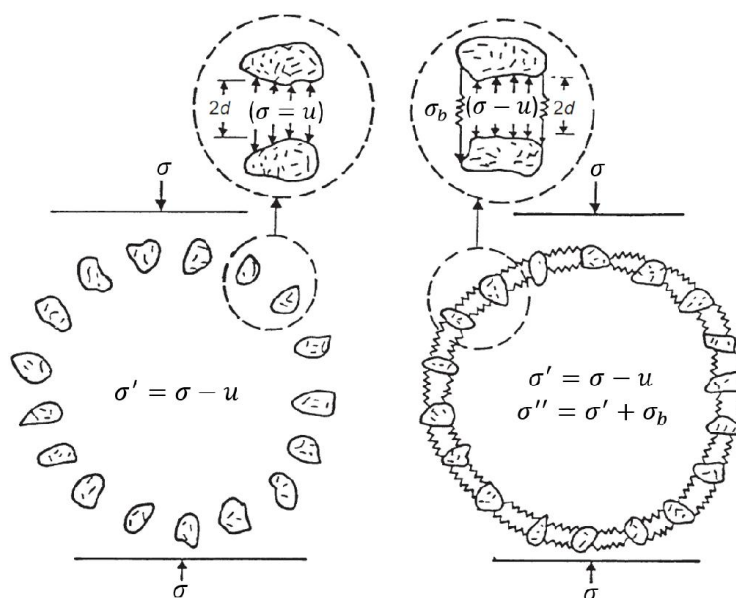


Figura 2.6 – Estrutura da argila sob tensão: a) argila não cimentada; b) argila artificialmente cimentada (adaptada de Nagaraj et al, 1998)

### **Reações de Hidratação e Pozolânicas**

O desenvolvimento da resistência num solo estabilizado com ligantes dá-se essencialmente devido ao desenvolvimento de reações de hidratação (reações primárias de curto prazo) e pozolânicas (reações secundárias de médio e longo prazo) dependendo estas do tipo de ligante, mais propriamente da sua reatividade. A reatividade do material é traduzida pela capacidade deste se combinar com a água. O cimento Portland é um material muito reativo pelo que as reações hidráulicas ocorrem de forma espontânea. A escória granulada de alto forno apresenta uma reatividade modesta. As cinzas volantes podem considerar-se não-reativas devido à sua

baixa superfície específica e natureza não-elétrica das superfícies, pelo que não exibem qualquer tipo de reação primária, classificando-se como um ligante pozolânico – reagem com água exclusivamente na presença de hidróxido de cálcio (Horpiulsuk et al, 2009; Correia, 2011).

Os materiais que não exibem qualquer reatividade quando na presença da água são geralmente designados por materiais inertes. A utilização destes materiais no processo de estabilização química de um solo restringe-se ao papel de aditivo de um ligante hidráulico, tendo por objetivo último aumentar o número de partículas sólidas presentes, contribuindo para a construção de um esqueleto sólido mais resistente (Correia, 2011).

As reações de hidratação são responsáveis pelo rápido ganho de resistência, uma vez que se iniciam imediatamente após o cimento entrar em contacto com a água, conduzindo à formação de uma pasta com resistência notável. À medida que as partículas de cimento hidratam, forma-se à sua volta um gel aglomerante composto por hidratados estáveis que cristalizam sob a forma de agulhas, emaranhando-se e colando-se uns aos outros. Estes produtos fixam-se às partículas, envolvendo a sua superfície, e formam matrizes que enchem os espaços entre os agregados de argila (contribuindo desta forma para o aumento da resistência) (Correia, 2011; Sasanian, 2011).

As reações pozolânicas, que decorrem com muito menor velocidade, são as grandes responsáveis pelo aumento da resistência mecânica no tempo (Sasanian, 2011; Correia, 2011). Enquanto as reações hidráulicas dominam a fase inicial da cura, as reações pozolânicas são muito significantes em tempos de cura prolongados e podem continuar por cerca de um ano (Kamruzaman et al, 2009), pelo que para carregamentos de longa duração em solos estabilizados, uma nova estrutura pode ser gerada devido a estas reações (Chew et al. 2004). Estas ocorrem entre o hidróxido de cálcio fornecido pelo cimento, e a sílica e alumina do solo (Sasanian, 2011), formando um gel que mais tarde cristaliza, dando origem a uma ligação entre os agregados, que pode induzir mais resistência que as ligações devido às reações primárias. Os produtos resultantes destas duas reações em conjunto criam um gel aglomerante e amorfo que mais tarde cristaliza, formando uma matriz que embebe as partículas e os agregados, resultando numa coesão aparente e num aumento de resistência e rigidez. O efeito produzido pelo aumento de teor em ligante no aumento da resistência deve-se essencialmente às reações pozolânicas (Lorenzo e Bergrado, 2006).

### ***Parâmetros que Influenciam o Comportamento Mecânico***

Terashi (1997) agrupou os principais parâmetros que influenciam o comportamento mecânico de solos estabilizados quimicamente em 4 grupos, conforme o Quadro 2.1 (adaptado de Correia, 2011): diretamente relacionados com as características do ligante; dependentes das

---

características do solo de origem (não estabilizado); relacionados com as condições de mistura; e por último, os parâmetros associados às condições de cura.

Quadro 2.1 – Parâmetros de que depende o comportamento mecânico de um solo estabilizado (adaptado de Correia, 2011)

Grupo	Parâmetros
Características do ligante	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tipo e qualidade do ligante</li> <li>- Água de mistura</li> <li>- Aditivos</li> </ul>
Características e condições do solo de origem (particularmente importantes em solos argilosos)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Propriedades químicas e mineralógicas do solo</li> <li>- Composição química e mineralógica do solo</li> <li>- Teor em matéria orgânica</li> <li>- Teor em água</li> <li>- pH da água do solo</li> </ul>
Condição de mistura	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Qualidade da mistura</li> <li>- Tempo de mistura</li> <li>- Quantidade de ligante</li> </ul>
Condições de Cura	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Temperatura</li> <li>- Tempo de cura</li> <li>- Pressão vertical de cura</li> <li>- Humidade</li> <li>- Molhagem/secagem, gelo/degelo, etc.</li> </ul>

### 2.3. Modelação do Comportamento de Argilas Estruturadas

Tendo por base o referido anteriormente, a natureza do comportamento dos solos nos estados natural e artificialmente cimentados/estruturados depende fortemente da relação entre a fábrica e as ligações cimentícias. Pode deduzir-se deste facto que a estabilização química de um solo pode ter um grande impacto sobre as propriedades mecânicas da mistura de material daí resultante.

Sob o ponto de vista da mecânica dos solos moderna – Mecânica dos Solos do Estado Crítico (MSEC) –, as propriedades mais importantes para a engenharia civil são a compressibilidade e o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte. Esta teoria constitui a base de uma grande variedade de modelos e relações constitutivas que descrevem e permitem prever o

comportamento das argilas nos estados reconstituído, naturalmente estruturado e artificialmente estruturado. Estes temas serão devidamente tratados neste subcapítulo.

### 2.3.1. Definição das Variáveis de Tensão e Deformação

As variáveis  $\sigma'_{ij}$  (ou  $\tau'_{ij}$ ) e  $\varepsilon_{ij}$  são as componentes cartesianas do estado de tensão efetiva e deformação, respetivamente. Num estado de tensão axissimétrico, as variáveis de tensão e deformação são representadas de forma simplificada em termos das direções principais, onde  $\sigma'_1$  (ou  $\varepsilon_1$ ) representa a tensão (ou deformação) principal máxima e  $\sigma'_3$  (ou  $\varepsilon_3$ ) representa a tensão (ou deformação) principal mínima, que correspondem neste tipo de ensaios, à tensão axial efetiva (ou deformação axial) e tensão radial efetiva (ou deformação radial), respetivamente.

Nestes termos a tensão média efetiva,  $p'$ , e a tensão de desvio,  $q$  são dadas respetivamente por:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) \quad (1)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + 6(\tau'^2_{xy} + \tau'^2_{yz} + \tau'^2_{zx})} \quad (2)$$

assumindo a seguinte forma no caso de ensaios triaxiais ( $\sigma'_2 = \sigma'_3$ ):

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (3)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (4)$$

A relação entre tensões,  $\eta$ , tem a seguinte forma:

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (5)$$

Em relação aos parâmetros de deformação, a deformação volumétrica,  $\varepsilon_v$ , e distorcional,  $\varepsilon_d$ , são dadas respetivamente por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (6)$$

$$\varepsilon_d = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + 6(\varepsilon_{xy}^2 + \varepsilon_{yz}^2 + \varepsilon_{zx}^2)} \quad (7)$$

assumindo a seguinte forma no caso de ensaios triaxiais ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ ):

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (8)$$

$$\varepsilon_d = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (9)$$

### 2.3.2. Mecânica dos Solos do Estado Crítico

#### **Conceito**

A grande evolução do conhecimento na mecânica dos solos teve o seu início na primeira metade do século XX. Durante esta época, desenvolveram-se os fundamentos da mecânica dos solos clássica que, conforme Leroueil e Hight (2003), tem como principais conceitos: a teoria da consolidação (Terzaghi); conceito de tensão efetiva (Terzaghi); conceito de pré-consolidação (Casagrande); conhecimentos das componentes da resistência (Hvorslev); descrição da compactação e consistência dos solos (Proctor; Atterberg); e o conhecimento das diferenças entre o comportamento drenado e não drenado (Bishop; Skempton).

No entanto, um dos principais problemas da aplicação da mecânica dos solos clássica a problemas reais, e cada vez mais complexos, é o facto da resistência e das relações tensão-deformação serem tratadas fundamentalmente como entidades independentes. De modo a unificar estes conceitos, na década de 60 estabeleceu-se uma teoria com base na aplicação da teoria da plasticidade que integrou os conceitos de tensão de desvio ( $q$ ), tensão média efetiva ( $p'$ ), índice de vazios ( $e$ ), deformação volumétrica ( $\varepsilon_v$ ) e deformação distorcional ( $\varepsilon_d$ ) – a Mecânica dos Solos do Estado Crítico (MSEC), desenvolvida originalmente na Universidade de Cambridge por Roscoe et al. (1958), culminando na publicação de Schofield e Wroth (1968).

A MSEC tem sido usada como base do desenvolvimento da mecânica dos solos moderna e é fundamental no desenvolvimento de muitos modelos constitutivos para simulação numérica do comportamento dos solos, nas últimas décadas. Pretende-se com este subcapítulo resumir de forma prática os principais conceitos da MSEC de modo a que a exposição dos assuntos da presente dissertação seja mais explícita. Seguindo a sugestão de Burland (1990) os parâmetros do solo referentes ao estado reconstituído/desestruturado serão denotados do símbolo “\*”.

A formulação original da MSEC foi idealizada através da observação do comportamento de argilas saturadas em ensaios triaxiais de compressão para amostras no estado reconstituído e consolidadas isotropicamente. O solo é idealizado como um meio contínuo com comportamento isotrópico e elastoplástico com endurecimento. O comportamento resistente é unicamente, e em qualquer circunstância, de natureza friccional, ou seja, ao contrário da mecânica dos solos clássica, considera-se que os solos não exibem coesão efetiva.

A essência da MSEC, e uma das maiores contribuições desta formulação, é que a nível das grandes deformações em ensaios de corte, e independentemente do estado do solo ou do tipo de corte (drenado ou não drenado), este atinge um estado último bem definido – estado crítico – com ocorrência de elevadas distorções sem variação de volume e do estado de tensão.

### Compressibilidade

A compressão do solo deriva principalmente do rearranjo das partículas, pelo que a rigidez aumentará dos estados soltos (maior disponibilidade em vazios para os quais as partículas se podem mover) para os estados densos. Com efeito, examine-se uma trajetória  $\overline{OABCD}$  no plano  $e - p'$  (Figura 2.7 a)).

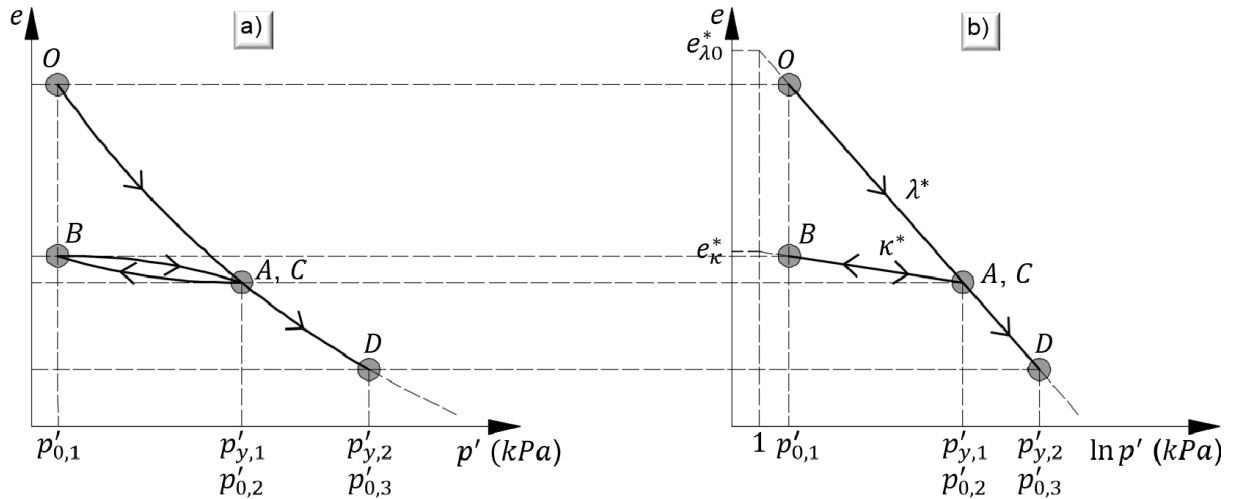


Figura 2.7 – Compressão e expansão isotrópicas: a) plano  $e - p'$ ; b) plano  $e - \ln p'$

Quando se carrega isotropicamente uma argila normalmente consolidada o seu índice de vazios tende a diminuir ao longo da linha de compressão virgem (LCV), conforme o carregamento  $\overline{OA}$ . Esta linha representa uma recta no plano  $e - \ln p'$  (Figura 2.7 b)) e assume a seguinte forma:

$$e = e_{\lambda 0}^* - \lambda^* \ln p' \quad (10)$$

onde  $e_{\lambda 0}^*$  é o índice de vazios de referência para a LCV quando  $p' = 1 \text{ kPa}$  e  $\lambda^*$  é o declive dessa linha.

Se após ser carregado até ao ponto  $A$ , o solo for progressivamente descarregado isotropicamente até  $B$  e recarregado até  $C$  ( $C \equiv A$ ), o solo apresenta um pequeno ciclo de histerese (Figura 2.7 a)), que se aproxima de uma linha reta no plano  $e - \ln p'$ . Como o trajeto é igual na descarga e recarga pode-se afirmar que o solo neste tipo de trajetórias recupera completamente a deformação, e logo a deformação do solo é considerada elástica. Esta linha de descarga-recarga (também chamada de linha  $\kappa$ ) é descrita pela seguinte equação:

$$e = e_{\kappa}^* - \kappa^* \ln p' \quad (11)$$

onde  $e_{\kappa}^*$  é o índice de vazios de referência para a linha de expansão ou recompressão, quando  $p' = 1 \text{ kPa}$ , e  $\kappa^*$  é o declive dessa linha.

O ponto  $C$  representa o ponto de fronteira ou um estado limite, e a tensão referente a esse ponto denomina-se tensão de cedência,  $p'_y$  (para solos sem cimentação, também se denomina tensão de pré-consolidação,  $p'_c$ ), que na prática representa a passagem de comportamento elástico para comportamento elastoplástico (Maranha das Neves, 2013). Desta forma a LCV descreve uma fronteira entre estados possíveis e impossíveis, sendo que os estados possíveis até à fronteira só poderão ser atingidos por descarga do solo (ou por fluência).

Tanto na trajetória  $\overline{OA}$  como na trajetória  $\overline{CD}$ , a tensão média efetiva corrente,  $p'_0$ , é a tensão máxima que o solo alguma vez experimentou na sua história de tensões. Assim, ao longo desses troços o solo segue a LCV e surgem deformações irreversíveis, ou seja, desenvolvem-se deformações plásticas.

Os parâmetros característicos (constantes) de um dado tipo de solo são:  $\lambda^*$ ,  $e_{\lambda 0}^*$  e  $\kappa$ . A linha de descarga pode surgir em qualquer ponto da LCV, mas todas essas linhas têm o mesmo gradiente  $\kappa$ , ao qual está associado um valor particular  $e_{\kappa}^*$  e  $p'_y$  (Maranha das Neves, 2013).

Conhecendo a tensão de cedência,  $p'_y$  (história de tensões de um solo) e a tensão média efetiva corrente,  $p'_0$ , é possível calcular o grau de sobreconsolidação, OCR (*Overconsolidation Ratio* na literatura inglesa), pela seguinte expressão:

$$OCR = \frac{p'_y}{p'_0} \quad (12)$$

O OCR, juntamente com o índice de vazios inicial, é dos fatores que exercem maior influência no comportamento mecânico dos solos, uma vez que permitem conhecer o estado inicial do solo. Os estados normalmente consolidados (NC) encontram-se sobre a LCV, ou seja, quando  $p'_0$  é coincidente com  $p'_y$  ( $OCR = 1$ ), enquanto os sobreconsolidados (OC) se encontram no interior da LCV.

### **Estado Crítico e Estado de Pico**

A LEC, como já se referiu inicialmente, corresponde a uma fronteira onde o solo rompe durante o corte sem que ocorram deformações volumétricas e variação do estado de tensão. O conhecimento da posição da LEC e do estado em que o solo se encontra inicialmente (OCR) é crucial para se conhecer a resposta mecânica de um solo ao corte, pois esta representa a fronteira entre (Figura 2.8):

- a) o lado húmido, onde as argilas são NC ou ligeiramente OC com comportamento contrátil, ou seja, diminuem de volume quando submetidos ao corte;
- b) e o lado seco, onde as argilas são fortemente OC com comportamento dilatante, ou seja, aumentam de volume quando submetidos ao corte.

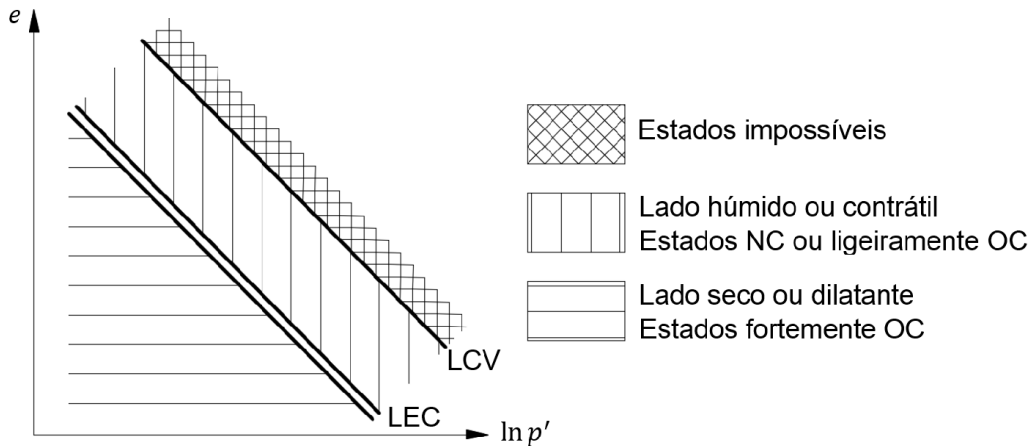


Figura 2.8 – Localização no plano ( $e - \ln p'$ ) dos solos com comportamento contrátil e com comportamento dilatante

Como se apresenta na Figura 2.9 a), existe uma relação única na condição do estado crítico entre os três parâmetros usados para descrever o estado do solo –  $p'$ ,  $q$  e  $e$  – independentemente do tipo de corte ser drenado ou não drenado, ou do estado de sobreconsolidação. A LEC assume a forma de uma reta tanto no plano  $e - \ln p'$  (paralela a LCV) (Figura 2.9 b)), como na projeção no plano  $p' - q$  (Figura 2.9 c)) com as seguintes equações:

$$e = e_{\Gamma}^* - \lambda^* * \ln p' \quad (13)$$

$$q = M^* p' \quad (14)$$

onde  $e_{\Gamma}^*$  representa o índice de vazios de referência da LEC quando  $p' = 1 \text{ kPa}$ , e  $M^*$  é o declive da linha do estado crítico no plano  $p' - q$ . O parâmetro  $M^*$  é uma constante que caracteriza o comportamento friccional (à escala macroscópica), e define a tensão de desvio necessária para manter o solo a fluir como um fluido friccional no estado crítico para qualquer tensão média efetiva (Schofield e Wroth, 1968). Deve fazer-se referência ao facto do valor de  $M^*$  e  $e_{\Gamma}^*$  serem diferentes consoante a trajetória de corte do ensaio triaxial seja de compressão ( $M_c^*$ ,  $e_{\Gamma_c}^*$ ) ou extensão ( $-M_e^*$ ,  $e_{\Gamma_e}^*$ ). Os parâmetros  $e_{\Gamma}^*$  e  $M^*$  são característicos de um dado solo, tal como  $\lambda^*$ ,  $e_{\lambda 0}^*$  e  $\kappa$  já referenciados anteriormente.

Para ensaio de corte drenado, a drenagem pode ocorrer livremente pelo que o volume do provete varia consoante a resposta mecânica do solo, ou seja (Figura 2.8): tende a contrair caso se o estado inicial se encontro no lado húmido; ou tende a dilatar caso se encontre no lado seco. Em ensaios não drenados, a amostra segue a mesma tendência de comportamento, mas como a drenagem da água é impedida no decorrer do ensaio, a amostra não varia de volume até atingir o estado crítico ( $d\varepsilon_v = 0$ ;  $\Delta e = 0$ ). Qualquer tendência para variar de volume durante o corte gera excessos de pressão neutra, pelo que durante o ensaio: se o solo tender a contrair (lado húmido), geram-se excessos de pressão neutra positivos uma vez que a água é impedida de ser expulsa dos poros (reduzindo a tensão média efetiva das partículas do solo); no caso de o solo



tender a dilatar (lado seco), geram-se excessos de pressão neutra negativos pois requereria a entrada de água na amostra, aumentando desta forma a resistência. Para este caso verifica-se a formação de um plano de rotura bem definido onde a água dos poros se acumulou tornando nula a tensão efetiva entre as superfícies nesse plano.

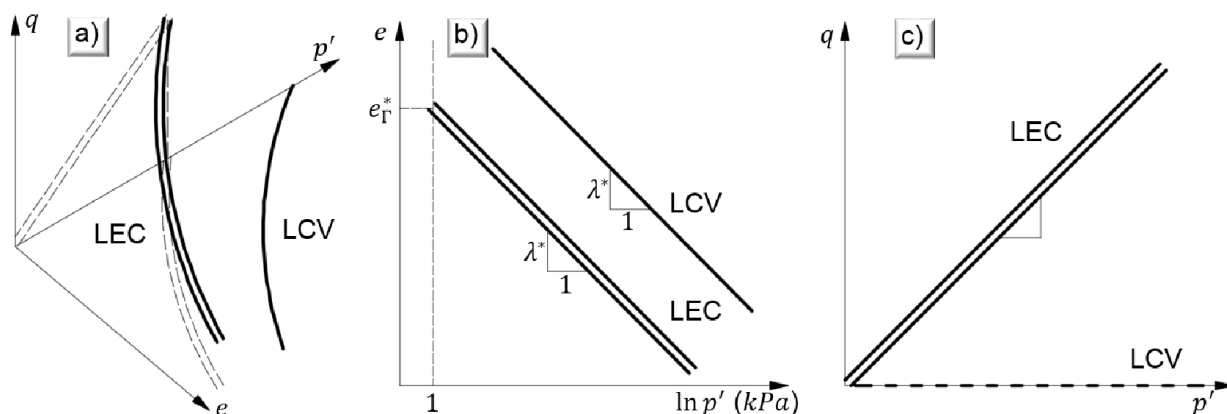


Figura 2.9 – LEC representada no: a) espaço  $p' - q - e$ ; b) plano  $e - \ln p'$ ; c)  $p' - q$

Como se pode verificar da Figura 2.10, apesar de o estado crítico poder ser atingido ao nível das grandes deformações (superiores a 10%), independentemente do tipo de corte ou do estado das amostras, em ensaios de corte drenados para solos fortemente OC o estado crítico é precedido de um estado de pico (para a tensão de desvio máxima,  $q_{max}$ ) atingido ao nível das pequenas deformações (da ordem de 1%) e de um amolecimento das deformações, devido a solos nesse estado mobilizarem resistência além da contribuição atrítica, dado o seu comportamento dilatante (lado seco). Por outro lado, durante o corte não drenado de um solo fortemente OC pode-se obter um pequeno pico (Figura 2.10 c)), mas a MSEC considera a trajetória de tensões efetivas do corte não drenado ascendente até à superfície de estado limite (superfície de Hvorslev) deslocando-se ao longo desta até atingir o estado crítico, pelo que se considera que a resistência cresce até esse mesmo estado.

Foi a introdução do conceito de dilatância que demonstrou a interpretação errada de se atribuir à coesão efetiva (mecânica dos solos clássica) a existência de estados de pico (Maranha das Neves, 2013). A contribuição do efeito da dilatância permite justificar a existência de uma envolvente de rotura com ocorrência de estados de pico (lado seco) antes de atingido o estado crítico (LEC). À contribuição da dilatância para a resistência pode-se dar o nome de imbricamento (*interlocking* na literatura inglesa), que em areias representa o trabalho adicional necessário para desencaixar/reorganizar as partículas num plano de corte, dependendo em grande parte da densidade e da pressão de confinamento ( $\sigma'_c$ ). De outra forma, a resistência de pico das argilas, além da influência do OCR e da pressão de confinamento, também depende das condições de drenagem, da estrutura original e dos efeitos do tempo (fluência) (Mitchell e Soga, 2005).

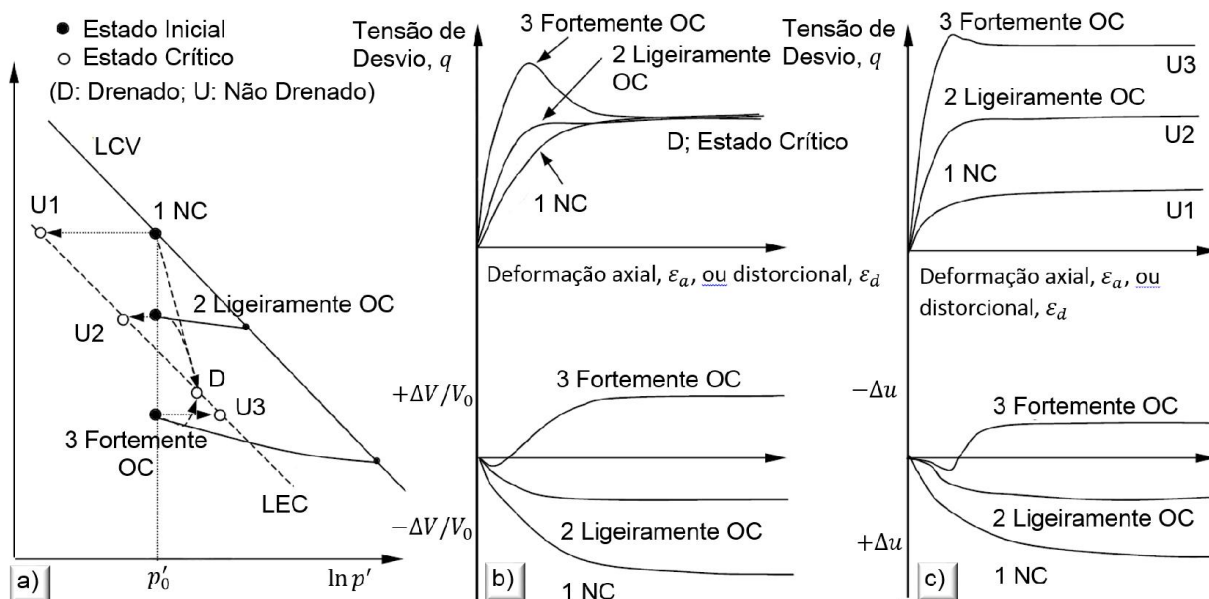


Figura 2.10 – Comportamento de um solo NC, ligeiramente OC e fortemente OC durante um ensaio: a) plano  $e - \log p'$ ; b) corte drenado, plano  $q - \varepsilon_d$  e  $\varepsilon_v - \varepsilon_d$ ; c) corte não drenado, plano  $q - \varepsilon_d$  e  $\Delta u - \varepsilon_d$  (adaptado de Mitchell e Soga, 2005)

### Plasticidade

A deformação do solo é dada pela combinação de duas componentes – parte elástica ( $d\varepsilon^e$ ) e parte plástica ( $d\varepsilon^p$ ):

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (15)$$

Ao passo que a deformação elástica é recuperável, a plástica não é, sendo que a deformação produzida por uma força aplicada não diminui proporcionalmente quando a força é removida.

Por conseguinte, examina-se a trajetória de tensões durante a compressão isotrópica de uma argila (Figura 2.11). Conforme foi explicitado, um solo que tenha sido carregado até a um ponto  $A$  no plano  $e - p'$  (ou  $e - \ln p'$ ), tem comportamento elástico no interior de um domínio delimitado por uma superfície de cedência representada no plano  $p' - q$ , com tamanho igual a tensão do ponto  $A$ . Assim para a trajetória de tensões  $\overline{OA}$  de uma argila OC, geram-se exclusivamente deformações elásticas. No entanto, para a trajetória  $\overline{OAB}$ , o comportamento é inicialmente elástico até ao ponto  $A$ , gerando deformações plásticas até ao ponto  $B$  ao mesmo tempo que a superfície de cedência evolui de modo a passar por esse ponto. Esta trajetória representa, por exemplo, o processo de consolidação (compressão) isotrópica ( $\eta = 0$ ) de um ensaio, encontrando-se por isso sobre o eixo  $p'$ ; no caso de consolidação anisotrópica esta seguiria uma reta que passa na origem, com declive igual ao valor da relação  $\eta$  durante a consolidação.

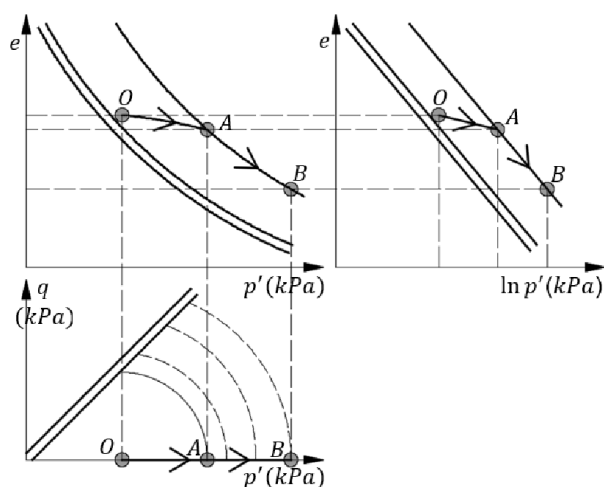


Figura 2.11 – Trajetória de tensões durante compressão isotrópica

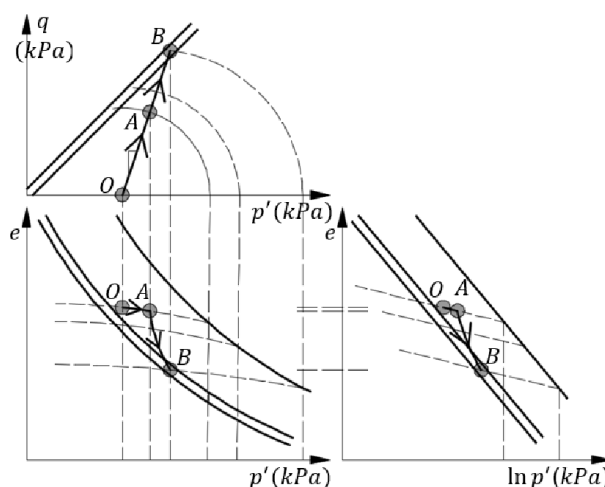


Figura 2.12 – Trajetória de tensões durante ensaio convencional drenado

Depois da amostra consolidada para uma dada pressão de confinamento, durante o corte axial e para o caso de um ensaio convencional (consolidação isotrópica com corte com trajetória de compressão com aumento da tensão média) em condições drenadas, a trajetória de tensões é uma linha reta com gradiente igual à  $1/3$ . Na Figura 2.12 verifica-se que para a trajetória  $\overline{OAB}$  no plano  $p' - q$ , o comportamento é inicialmente elástico até ao ponto A (dentro da superfície de cedência inicial a ao longo de uma determinada linha  $\kappa$ ), gerando-se deformações plásticas à medida com o atravessamento de linhas  $\kappa$ , sendo que a superfície de cedência aumenta.

Ao nível da teoria da plasticidade um solo é caracterizado por uma função de cedência, uma lei de endurecimento e uma lei de escoamento plástico. A função de cedência estabelece a fronteira elástica a partir da qual se geram deformações plásticas, sendo dada pela seguinte expressão genérica, onde  $p'_y$  ou  $p'_0$  (se  $p'_0 > p'_y$ ) traduz o tamanho dessa superfície:

$$f(p', q, p'_y) = 0 \quad (16)$$

A lei de endurecimento define o movimento das superfícies de cedência durante um carregamento, estabelecendo as condições para as cedências subsequentes (Venda Oliveira, 2000). Quando a superfície de cedência expande uniformemente e sem distorção designa-se por endurecimento isotrópico (Figura 2.13 a)). Existem ainda dois outros tipos de endurecimento: o cinemático (Figura 2.13 b)), no qual a superfície de cedência sofre uma translação como um corpo rígido num espaço de tensões; e o misto (Figura 2.13 c)) que é uma combinação dos outros dois tipos.

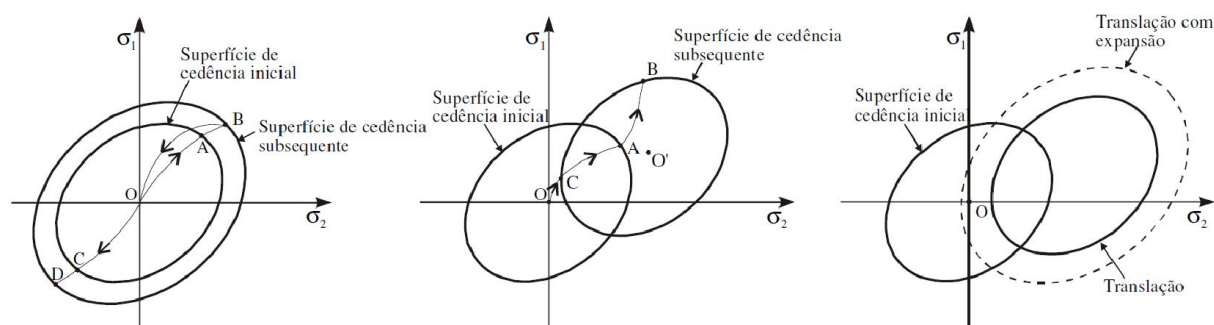


Figura 2.13 – Tipos de endurecimento para um estado multiaxial (Venda Oliveira, 2000)

Uma das principais contribuições de Roscoe et al (1958) na formulação da lei de endurecimento dos modelos constitutivos associados à MSEC é que o endurecimento depende somente da deformação plástica volumétrica ( $\varepsilon_v^p$ ).

O solo também poderá sofrer amolecimento isotrópico (que deve ser interpretado como um endurecimento negativo) quando a componente volumétrica do incremento de deformação plástica estiver apontada no sentido contrário ao eixo  $d\varepsilon_v^p$  (ou do eixo  $p'$ ) – é este o caso dos ensaios triaxiais de corte (drenados ou não drenados) sobre amostras fortemente OC.

A lei de escoamento (fluxo) plástico estabelece a direção e grandeza dos incrementos das deformações plásticas em relação à superfície de escoamento quando ocorre a cedência. Esta lei é independente do incremento de tensão, e pode ser, ou descrita pela forma como a energia é dissipada durante o corte, ou estabelecida atendendo ao princípio da normalidade em relação a uma superfície de potencial plástico (Muir Wood, 1990), sendo dada no último caso pela seguinte expressão (com as mesmas variáveis dependentes que a função de cedência):

$$g(p', q, p'_y) = 0 \quad (17)$$

O incremento de deformação plástica é descrito pelas duas componentes (Figura 2.14) –  $d\varepsilon_v^p$  (volumétrica) e  $d\varepsilon_d^p$  (distorcional) – e, uma vez que é normal à superfície de potencial plástico, com sentido para o exterior, implica que tenha de se verificar a seguinte condição:

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{\partial g / \partial p'}{\partial g / \partial q} \quad (18)$$

No caso da função de potencial plástico coincidir com a função da superfície de cedência ( $g(p', q, p'_y) = f(p', q, p'_y)$ ), está-se em presença de uma lei de fluxo associada, ou seja, o vetor de incremento de deformação plástica é normal à superfície de cedência. Caso contrário a lei de fluxo é não associada (Muir Wood, 1990).

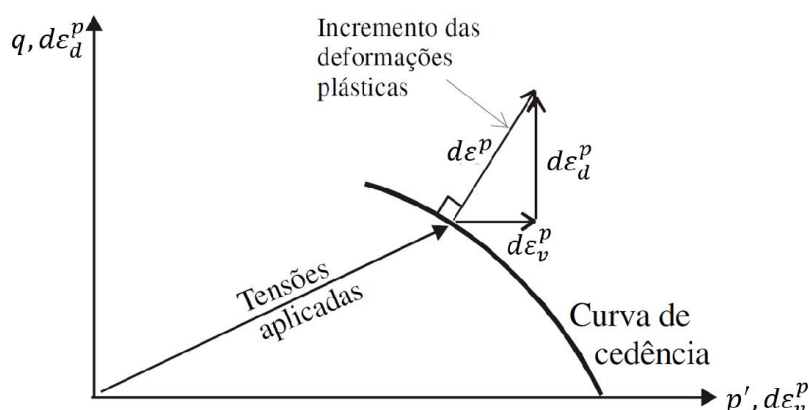


Figura 2.14 – Deformação plástica durante a cedência (Venda Oliveira, 2000)

### **Superfícies de Estado Limite**

Uma das grandes inovações da MSEC é a introdução do conceito de superfície de estado limite por combinação dos trabalhos de Rendulic e Hvorslev. Este conceito define que um estado de um solo, descrito e definido no espaço pelos parâmetros  $q$ ,  $p'$  e  $e$ , reside sempre dentro ou numa única superfície de estado limite, que separa os estados do solo possíveis dos impossíveis.

Como já se havia salientado, a linha de compressão virgem (LCV) representa uma fronteira para todos os estados de compressão isotrópica no plano  $e - \ln p'$ . O estado pode mover-se para o interior desta linha, mas não se pode mover para além desta. Esta linha no plano  $p' - q$  encontra-se sobreposta ao eixo  $p'$  pelo que uma trajetória de compressão isotrópica se dá exclusivamente sobre esse eixo.

Todavia, no caso de se sujeitar uma argila ao corte, independentemente do estado e das condições de drenagem, a trajetória de tensões no plano  $p' - q$  eleva-se até uma superfície de estado limite e segue pela mesma superfície até atingir o estado crítico. Esta superfície de estado limite (SEL) é composta pela superfície de Hvorslev para argilas fortemente OC, da superfície de Roscoe para argilas NC e ligeiramente OC, e de uma superfície de rotura por tração (Figura 2.15).

Ao passo que em solos NC e ligeiramente OC a rotura se dá no estado crítico seguindo a superfície de Roscoe, para solos fortemente OC a rotura dá-se na superfície de Hvorslev, sendo que após a rotura se atinge o estado crítico para uma tensão de desvio menor. A superfície de rotura por tração representa a condição para  $\sigma'_3 = 0$ , ou seja,  $q = 3p'$  ( $\eta = 3$ ), que separa estados possíveis de compressão do lado de estados de tração (que o solo não consegue suportar pois não possui forças de adesão).

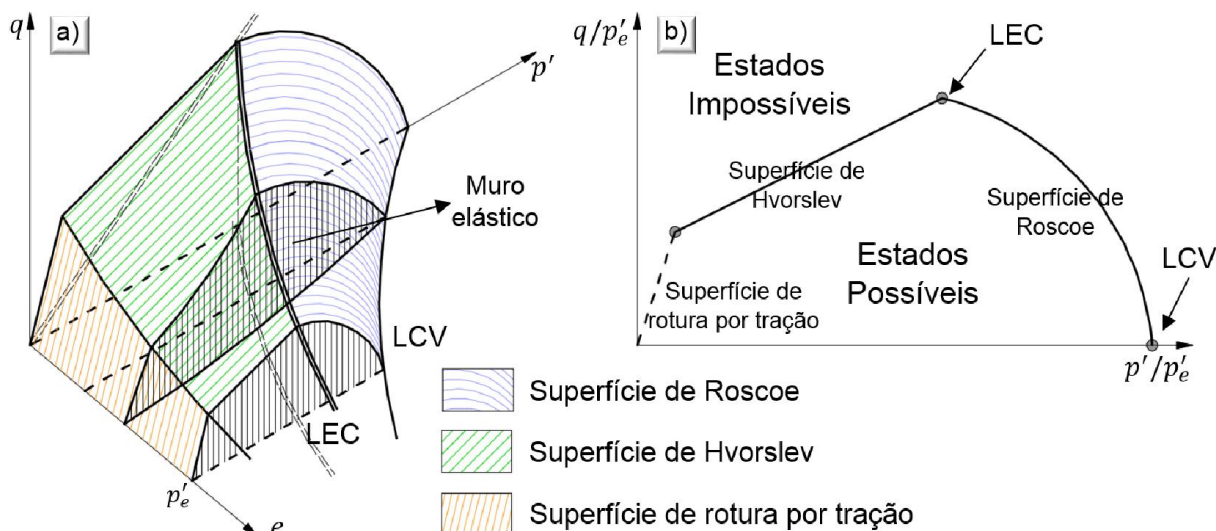


Figura 2.15 – Superfície de Estado Limite

Quando o estado de tensão na SEL é normalizado em relação à tensão média efetiva na LCV para o mesmo índice de vazios,  $p'_e$  (tensão média efetiva equivalente), as superfícies recaem todas sobre a mesma linha normalizada num plano  $p'/p'_e - q/p'_e$  (Figura 2.15 b)). A LEC, a LCV e qualquer linha de compressão anisotrópica (para uma dada relação  $\eta$ ) reduzem-se a simples pontos sobre SEL.

A região que se estende desde uma linha  $\kappa$  até à superfície de estado limite designa-se por muro elástico (Figura 2.15 a)). Na MSEC, a resposta de um muro elástico é considerada puramente elástica – uma alteração de estado que não envolva a mudança de muro elástico (ou seja mudança de linha  $\kappa$  no plano  $p' - \ln e$ ), não induz o aparecimento de deformações irreversíveis, pelo que ao longo de um dado muro elástico o comportamento é também elástico (Venda Oliveira, 2000). A projeção de cada muro elástico no plano  $p' - q$  está associado a uma superfície de cedência.

### Modelos Cam Clay

Drucker et al (1957) foram os primeiros a sugerir que o solo podia ser modelado como um material elastoplástico com os efeitos do endurecimento (estabilidade) ou amolecimento (instabilidade). Com base nestes conceitos, Roscoe et al (1958) propuseram um modelo elastoplástico com endurecimento isotrópico. Este foi chamado de *Cam Clay* para argilas e de *Grant Gravel* para areias por Schofield e Wroth (1968).

As superfícies de cedência do modelo Cam Clay original e a sua posterior modificação apresentada por Roscoe e Burland (1968) – Cam Clay Modificado (MCC) – são descritas por:

$$f = \frac{q}{M^* p'} - \ln\left(\frac{p'_0}{p'}\right) = \frac{\eta}{M^*} - \ln\left(\frac{p'_0}{p'}\right) = 0 \quad (19)$$

$$f = \frac{q^2}{M^2} - p'(p'_0 - p') = 0 \quad (20)$$

A única diferença entre os modelos é a forma da superfície de cedência – o modelo original apresenta uma forma de amêndoa enquanto o MCC tem forma elíptica (Figura 2.16) – sendo o seu funcionamento em termos qualitativos semelhante, pelo que só se procede neste ponto a análise do modelo MCC. Como se observa da Figura 2.16, a vantagem significativa do modelo MCC relativamente ao original tem a ver com o facto de neste último poderem ocorrer incrementos de deformação distorcional plástica,  $d\varepsilon_d^p$ , mesmo para incrementos de  $p'$  na situação de  $\eta = 0$  (no eixo  $p'$ ). A ocorrência destas deformações não é aceitável para estas condições, pois implicaria que para compressão pura (isotrópica) ocorresse esta componente quando só deverão ocorrer incrementos de deformação volumétrica plástica,  $d\varepsilon_v^p$ .

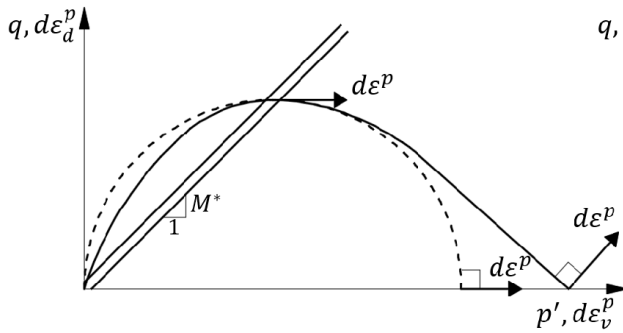


Figura 2.16 – Funções de cedência do modelo Cam Clay original e MCC

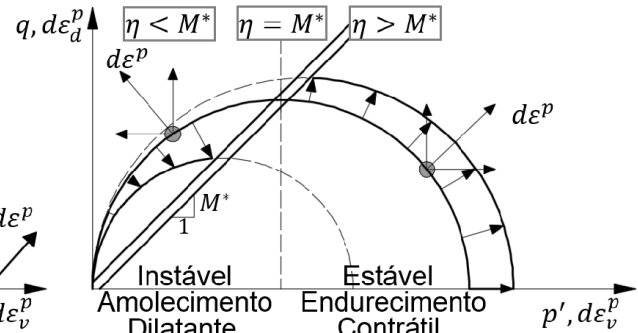


Figura 2.17 – Endurecimento e amolecimento do modelo MCC

O vetor representativo do incremento de deformação plástica, aplicando a expressão (18), é dado da seguinte forma (lei de fluxo associada):

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{\partial g / \partial p'}{\partial g / \partial q} = \frac{\partial f / \partial p'}{\partial f / \partial q} = \frac{M^2(2p' - p'_0)}{2q} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (21)$$

Uma vez que se assume que a superfície de cedência expande isotropicamente, e a mudança de tamanho,  $dp'_0$ , é diretamente relacionada com o  $d\varepsilon_v^p$ , a lei de endurecimento pode ser dada por:

$$dp'_0 = \frac{(1 + e)p'_0}{(\lambda^* - \kappa^*)} d\varepsilon_v^p \quad (22)$$

A relação tensão-deformação elástica obedece à lei de Hooke, sendo definida pelo módulo de deformação volumétrica ( $K'$ ) e pelo módulo de distorção ( $G'$ ):

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_d^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K'} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (23)$$

ao passo que o comportamento plástico é dado na seguinte forma matricial simplificada:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_d^p \end{Bmatrix} = \frac{(\lambda^* - \kappa^*)}{(1 + e)p'(M^2 - \eta^2)} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{(M^2 - \eta^2)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (24)$$

Estes modelos assumem que as deformações elásticas são unicamente volumétricas desprezando as deformações distorcionais ocorridas em regime elástico ( $d\varepsilon_v^e = 0$  dentro da superfície de cedência). A soma das duas componentes (elástica e plástica) representa respetivamente a deformação total volumétrica,  $d\varepsilon_v$ , e a total distorcional,  $d\varepsilon_d$  (Muir Wood, 1990; Venda de Oliveira, 2000; Maranhã das Neves, 2013).

A relação  $\eta (q/p')$  permite facilmente dividir a resposta mecânica em duas zonas no plano  $q - p'$ , conforme se pode observar da Figura 2.17, sendo que: o solo contrai e a superfície de cedência expande isotropicamente quando  $\eta < M$  (endurecimento – lei de fluxo positiva), para  $d\varepsilon_v^p$  positivo; o solo dilata e a superfície de cedência encolhe isotropicamente quando  $\eta > M$  (amolecimento – lei de fluxo negativa), para  $d\varepsilon_v^p$  negativo.

### **Limitações do modelo MCC**

O modelo MCC consegue prever de boa forma o comportamento das argilas reconstituídas nos estados NC e ligeiramente OC. Contudo, e como principal tema tratado nesta dissertação, uma das principais limitações deste modelo é a consideração dos efeitos da estrutura. Entre os vários efeitos, é de salientar a não incorporação do efeito da coesão na resistência e o mecanismo de desestruturação das ligações cimentícias.

O modelo foi desenvolvido assumindo o pressuposto de que o solo é considerado um material com endurecimento (e amolecimento) isotrópico. É sabido que os solos na realidade são anisotrópicos por causa do modo de deposição, uma vez que este se dá numa grande extensão lateral e as deformações que suportaram durante e depois deste processo são unidirecionais. Embora a anisotropia afete a evolução da superfície de cedência das argilas estruturadas, alguns modelos simples consideram apenas o endurecimento isotrópico pela simplicidade da formulação do modelo (Liu e Carter, 2002; Horpibulsuk et al, 2010; Suebsuk et al, 2010).

Seguindo os modelos elastoplástico tradicionais, o MCC assume que as deformações plásticas se desenvolvem instantaneamente, ou seja, os efeitos do tempo não são considerados. Logo, este



modelo não consegue explicar os comportamentos dependentes do tempo, tal como o processo de fluência.

Os modelos Cam Clay e outros modelos plásticos dão ênfase ao comportamento macroscópico, em vez dos processos ao nível microscópico. Com base na teoria da agregação das partículas atrás explicada, os autores sugeriram que a compressão virgem (plástica) resultaria no agrupamento irreversível das partículas de argila em agregados de maior dimensão, e que a recompressão (elástica) resultaria apenas numa diminuição do espaço entre os agregados unitários formados. Durante o corte, para amostras fortemente OC em condições drenadas, a fábrica da argila formada por estes agregados distorce até que se verifique um posterior desmembramento destes, libertando a energia contida durante a compressão e desta forma levando a uma expansão de volume (dilatância). Por outra lado, em condições não drenadas as partículas desmembradas são forçadas a ocupar um espaçamento menor, pelo que aumentam as tensões internas, gerando pressões nos poros negativas uma vez que a variação de volume não é permitida. Conclui-se que o processo microscópico que origina a dilatância em argilas não pode ser explicado por estes modelos uma vez que a energia considerada dissipada para deformações plásticas volumétricas, é contida durante a formação dos agregados e libertada durante o seu desmembramento. Este comportamento foi incorporado no modelo Cam Clay Revisto (Srinivasa et al, 1991) e esta teoria é utilizada na formulação de alguns modelos mais recentes que incorporam os efeitos da estrutura (Horpibulsuk et al, 2010; Suebsuk et al, 2010 e 2011).

O modelo MCC baseia-se no pressuposto de que no interior da superfície de cedência se tem um domínio elástico sem deformações plásticas, ou seja, esta superfície separa o comportamento elástico do comportamento elastoplástico. No entanto, na realidade, nos estados OC exibem frequentemente comportamento não recuperável no interior da superfície de cedência, traduzido por um afastamento em relação à vertical da trajetória de tensões efetivas não drenadas no plano  $p' - q$ . Este efeito é mais notório em argilas estruturadas.

Além do mais, o comportamento elástico até à rotura previsto pelo modelo MCC, para argilas fortemente OC, é sobrestimado pelos resultados dos ensaios devido à forma elíptica da superfície de cedência que é adotada como envolvente de rotura. Para corrigir este problema, tanto no caso do estado reconstituído como no estruturado, têm surgido alguns modelos de plasticidade mais avançados, com multi-superfícies de cedência (*multi-surface plasticity theory* em literatura inglesa), ou a teoria da superfície limite (*bounding surface plasticity theory* em literatura inglesa), ambas formuladas com a lei de endurecimento cinemática (Suebsuk et al, 2011).

### 2.3.3. Estrutura da Argila no Domínio da MSEC

Neste ponto pretende-se esclarecer as implicações da estrutura no comportamento mecânico tendo em conta os conceitos da MSEC, uma vez que as ligações cimentícias têm um papel dominante nas características de resistência das argilas cimentadas.

#### Compressibilidade

Um dos aspetos básicos do comportamento à compressão, baseado na comparação deste comportamento em argilas nos 3 estados (desestruturado, natural e artificialmente estruturado) reportado por Lorenzo e Bergrado (2004), é que o comportamento das argilas artificialmente estruturadas é semelhante ao de argilas naturalmente estruturadas (Huang e Airey, 1998; Liu e Carter, 1999 e 2000).

Devido ao efeito da estrutura (natural ou artificial), verifica-se que o solo consegue ser estável para índices de vazios superiores ao da linha de compressão virgem do material reconstituído, ou seja, consegue sustentar índices de vazios de equilíbrio adicionais ( $\Delta e$ ) para a mesma pressão de confinamento ( $\sigma'_c$ ), evidenciando um estado metaestável (Cotecchia e Chandler, 2000; Nagaraj e Miura, 2001; Horpibulsuk, 2005; Mitchell e Soga, 2005; Carter et al, 2009). Também se constata Figura 2.18 que o índice de vazios sustido para argilas artificialmente estruturadas é superior ao das argilas naturais. Esta diferença é justificada pelo facto de a estabilização química estabelecer ligações cimentícias entre as partículas sólidas, as quais promovem a formação de uma matriz sólida mais resistente e mais rígida (Lorenzo e Bergrado, 2006).

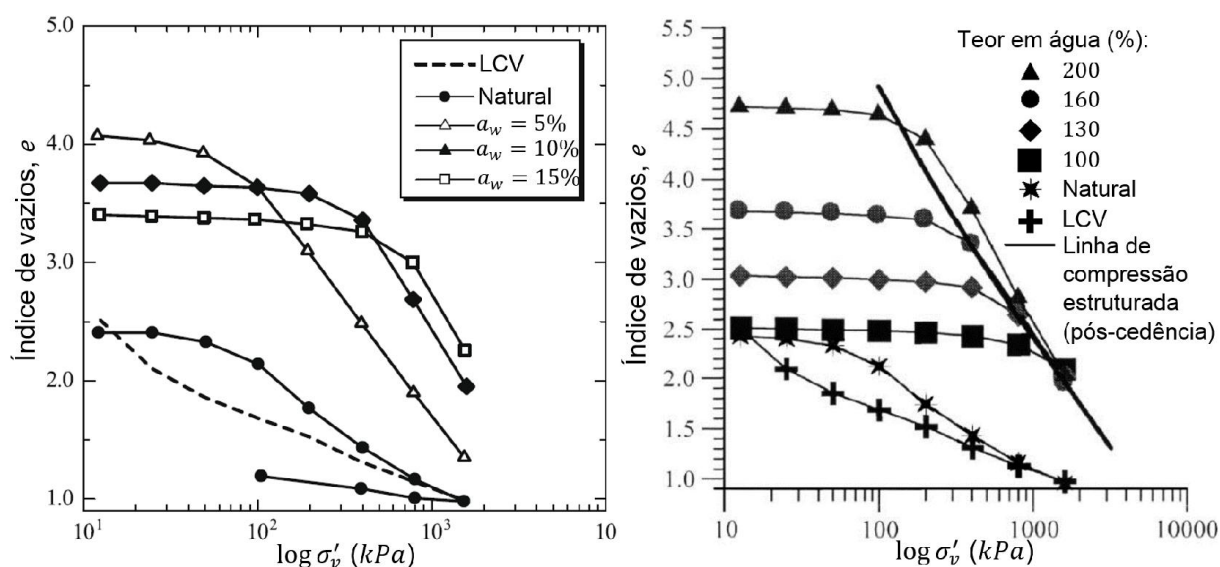


Figura 2.18 – Comportamento unidimensional da argila de Bangueroque para várias estruturas: a) diferente  $a_w$ ; b) diferente teor em água (adaptado de Lorenzo e Bergrado, 2004)

Ao contrário de solos não cimentados, a tensão de cedência ( $p'_y$ , ou a tensão efetiva vertical de cedência,  $\sigma'_{vy}$ , para ensaios de compressão unidimensional no plano  $e - \sigma'_v$ ), não reflete a história de tensões do solo. Para o caso das argilas cimentadas, esta reflete a resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas induzidas pela estabilização química, e é tanto maior quanto maior for o grau de cimentação. Apesar de não fornecer informação sobre a história de tensões, o grau de sobreconsolidação (OCR) das argilas estruturadas é calculado pela mesma relação entre a tensão de cedência e a tensão corrente aplicada (ou tensão de confinamento em ensaios triaxiais,  $\sigma'_c$ ), sendo que o termo “estado de sobreconsolidação” é também usado para a indicar a posição relativa da tensão efetiva corrente em relação à superfície de cedência (Suebsuk et al, 2011).

A tensão de cedência e a resistência às deformações elásticas aumentam com a resistência do ligante, o que é demonstrado por um menor índice de recompressão  $\kappa$ . Logo, ao solicitar o material estabilizado sob condições de perfeito confinamento, o comportamento é caracterizado por exibir reduzida compressibilidade até se atingir a tensão de cedência (Horpibulsuk et al 2004a), sendo controlado pelas ligações cimentícias entre as partículas. Uma vez que a tensão de cedência ultrapassa em geral as tensões de serviço impostas pelas obras geotécnicas, muitos dos modelos constitutivos de solos estabilizados consideram desprezáveis as deformações por compressão na fase que antecede a cedência (Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk et al, 2010; Suebsuk et al 2010, 2011; Correia, 2011).

Por outro lado, o comportamento durante a cedência é caracterizado por um aumento da compressibilidade com um súbito decréscimo da resistência, tanto para argilas naturais como artificialmente estruturadas. Assim a um maior grau de cimentação corresponde um aumento da tensão de cedência, sendo superior o índice de compressão da linha de compressão virgem do solo estruturado,  $\lambda$ . A taxa de quebra das ligações cimentícias nas argilas artificialmente estruturadas é geralmente superior à das argilas naturalmente estruturadas, o que é indicado por um maior índice de compressão,  $\lambda$  (Figura 2.18).

Este comportamento reflete o processo de desestruturação progressivo das ligações cimentícias, que se traduz na degradação ou cedência da estrutura, com aparecimento de microfissuras, com posterior quebra abrupta das ligações, correspondendo ao decréscimo do índice de vazios sustentado pela estrutura (Liu e Carter, 2000; Horpibulsuk et al, 2004a, Horpibulsuk et al, 2010; Suebsuk et al, 2010; Nguyen et al, 2014).

Pode ainda observar-se da Figura 2.18 b) que a tensão de cedência diminui com o aumento do teor em água, consequência direta do aumento do índice de vazios; no entanto, a compressibilidade pré e pós-tensão de cedência parecem ser indiferentes às variações ocorridas no teor em água (Lorenzo e Bergrado, 2004; Correia, 2011).

O declive ( $\lambda$ ) da linha de compressão das argilas estruturadas, SCL (*Structured Compression Line* na literatura inglesa) é variável ao longo da cedência (Leroueil e Vaughan, 1990; Burland, 1990). É verificado por alguns autores (Liu e Carter, 1999; Rouainia e Muir Wood, 2000; Callisto e Rampello, 2004; Lorenzo e Bergrado, 2004; Yin et al, 2011) que as curvas de compressão correspondentes a solos moles naturalmente cimentados tendem assintoticamente para a curva de compressão do estado reconstituído, ou seja, para tensões de confinamento elevadas, a diferença de índice de vazios entre as duas curvas tende a anular-se assumindo o solo o comportamento do solo desestruturado. Este comportamento enquadra-se no modelo apresentado por Nagaraj et al (1998) para argilas cimentadas naturalmente, sendo que durante a cedência, algumas das ligações cimentícias sujeitas a tensões (de confinamento) superiores à sua resistência começam a ceder e a quebrar, culminando progressivamente com a transferência das tensões para a componente atrítica (fábrica) do solo (Correia, 2011).

Ainda que para argilas moles no estado natural se verifique uma completa remoção da estrutura cimentada à medida que se aumenta o confinamento, o mesmo não é observado laboratorialmente para argilas estabilizadas quimicamente com alto teor em ligante (Liu et al, 2007), nem para argilas cimentadas naturais muito duras (Yin et al, 2011); não existe prova laboratorial de que o comportamento à compressão isotrópica seja assintótico ao do solo no estado reconstituído pois requereria a aplicação de tensões muito elevadas (Liu et al, 2007; Correia, 2011). Contudo observa-se para alguns casos que a estrutura não é completamente removida (Horpibulsuk, 2001), dado ter-se verificado durante o corte não drenado que apesar de argilas desestruturadas e estabilizadas atingirem a mesma resistência final para altas tensões de confinamento (superiores à tensão de cedência), o índice de vazios da argila estabilizada é superior, revelando um estado verdadeiramente metaestável (Liu et al, 2007). Esta característica aparenta ser umas das maiores diferenças entre os solos naturais e artificialmente estruturados.

A curva de compressão para amostras reconstituídas de argila artificialmente estabilizada pode ser diferente da curva para amostras reconstituídas de argila natural, uma vez que as reações químicas entre o cimento e a argila podem formar um novo material caracterizado por uma fábrica diferente da original. Contudo, a curva de compressão reconstituída da argila natural apresenta-se como boa referência e pode ser usada como tal para a modelação da curva de compressão estruturada (Liu e Carter, 1999; Liu e Carter, 2003). Este último aspeto da modelação constitutiva tem sido incluído em modelos para simulação de argilas artificialmente estruturadas (Lee et al, 2004; Kamruzzaman et al, 2009; Carter et al, 2009; Horpibulsuk et al, 2010; Suebsuk et al, 2010 e 2011). Alguns destes modelos assumem o comportamento assintótico da SCL à curva de compressão reconstituída, enquanto outros assumem um índice de vazios adicional residual associado à estrutura metaestável do solo (que não consegue ser alterado por um aumento de tensão).

A curva de compressão do estado desestruturado designa-se por linha de compressão intrínseca, ICL (*Intrinsic Compression Line* na literatura inglesa), conforme sugerido por Burland (1990).

### **Comportamento Geral ao Corte**

A estabilização origina profundas alterações face ao solo não estabilizado, decorrentes essencialmente das ligações cimentícias estabelecidas entre as partículas sólidas, que condicionam o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte. O comportamento é do tipo frágil, caracterizado por elevada resistência e rigidez (as quais crescem com o grau de cimentação), que é manifestada por uma grande redução da resistência depois de se ter atingido o estado de pico (Kamruzaman et al, 2009; Correia, 2011).

Devido às ligações cimentícias, as argilas artificialmente estruturadas não só adquirem coesão como esta lhes confere resistência à tração (Horpibulsuk et al, 2004b; Liu et al, 2007; Carter et al, 2009). Contrariamente ao que se verifica na maior parte dos solos moles naturalmente estruturados (que possuem na sua generalidade ligações cimentícias fracas), a resistência à tração devido ao efeito da coesão é uma característica das argilas artificialmente estruturadas (e argilas naturais muito duras) pelo que deve ser incluída na modelação constitutiva. A contribuição para a resistência ao corte da coesão pode ser interpretada como um reforço da pressão de confinamento, tal como sugerido por Nagaraj et al (1998).

O tamanho da superfície de cedência inicial e a resistência à tração das argilas cimentadas aumenta com o aumento da resistência do ligante, ou seja, a região que delimita a ocorrência exclusiva de deformações elásticas (região com maior rigidez) tem maior dimensão com a estrutura do solo (Liu et al, 2007; Carter et al, 2009; Horpibulsuk et al, 2010). A superfície de cedência não só aumenta devido ao aumento da tensão de cedência, como a origem desta atravessa o eixo  $q$  ( $p' < 0$ ), uma vez que se pode mobilizar resistência à tração.

A pressão de confinamento ( $\sigma'_c$ ) é um parâmetro importante na avaliação do comportamento das argilas estruturadas, sendo que o efeito benéfico da cimentação diminui sob pressões de confinamento suficientemente altas (Leroueil e Vaughan, 1990; Uddin et al, 1997; Nguyen et al, 2014). O processo de desestruturação observado durante a consolidação quando a pressão de confinamento é superior à tensão de cedência ( $\sigma'_c > p'_y$ ) põe em evidência o papel deste parâmetro no comportamento ao corte de argilas cimentadas (Horpibulsuk et al 2005; Lorenzo e Bergrado, 2006; Correia, 2011).

Quando o solo estabilizado é solicitado ao corte triaxial (drenado ou não drenado) verifica-se, para pressões de confinamento efetivas inferiores à tensão média efetiva de cedência ( $\sigma'_c < p'_y$ ), que o desenvolvimento da resistência se deve essencialmente às ligações cimentícias. No entanto, verifica-se que tanto a fábrica como a cimentação contribuem para a resistência quando

$\sigma'_c > p'_y$ . Observa-se para argilas ligeiramente estabilizadas ( $a_w < 12\%$ ) que, apesar da quebra das ligações cimentícias, a contribuição destas persiste na resistência ao corte, não diminuindo com a  $\sigma'_c$  (Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk et al, 2004b; Horpibulsuk, 2005). No entanto Horpibulsuk (2001) observou que para argilas fortemente estabilizadas esta contribuição decresceria devido à maior taxa de quebra de ligações para maior grau de cimentação, justificada pela maior desestruturação do material durante a fase de consolidação.

A comparação entre o comportamento ao corte de argilas cimentadas com o de argilas naturais (e no estado reconstituído) demonstra que a resistência final das argilas cimentadas, em termos de tensão de corte, é geralmente maior (Burland, 1990; Liu et al, 2007).

Conforme explicitado, em geral os solos naturalmente cimentados possuem propriedades mecânicas anisotrópicas devido aos vários processos geológicos envolvidos na criação das ligações cimentícias (Huang e Airey, 1998; Rotta et al, 2003). Para solos naturais a anisotropia parece ligada com o modo de deposição, uma vez que as deformações que experimentaram durante e após a deposição foram essencialmente unidimensionais. As ligações cimentícias entre as partículas constituem um reforço às características anisotrópicas da fábrica, uma vez que a interligam (Nagaraj e Miura, 2001). Apesar de perda de anisotropia durante o processo de mistura com ligante, verifica-se que a fábrica se mantém semelhante (se não houver redução do teor em água da argila), pelo que se denota o mesmo efeito que no estado natural (Nagaraj e Miura, 2001). Contudo, observa-se que a variação das propriedades mecânicas neste estado é basicamente isotrópica (Huang e Airey, 1998; Rotta et al, 2003), dado que o processo de desestruturação leva normalmente à redução desse comportamento (Suebsuk et al, 2010).

### **Corte Não Drenado**

A Figura 2.19 apresenta para ensaios não drenados de argilas artificialmente estruturadas a evolução típica da variação da tensão de desvio,  $q$ , e do excesso de pressão intersticial,  $\Delta u$ , com a deformação axial,  $\varepsilon_a$ , para  $\sigma'_c < p'_y$ , e para  $\sigma'_c > p'_y$ . Como se pode observar para  $\sigma'_c < p'_y$  para o exemplo da argila de Banguécoque com  $a_w$  igual a 15%, a tensão de desvio cresce quase linearmente, constatando-se uma elevada rigidez inicial devido à resistência das ligações cimentícias entre as partículas sólidas, até atingir um pico ( $q_{máx}$ ), o qual ocorre para pequenas deformações, seguido de um decréscimo mais ou menos pronunciado. Apesar de se verificar alguma variação da resistência de pico com a pressão de confinamento, quantitativamente a variação de  $\sigma'_c$  é insignificante no aumento da resistência, uma vez que as pressões de confinamento aplicadas originam alterações na fábrica insignificantes (Horpibulsuk, 2001 e 2005; Correia, 2011). Observa-se também que a resistência da argila cimentada é muito superior à do estado reconstituído para as mesmas pressões de confinamento.

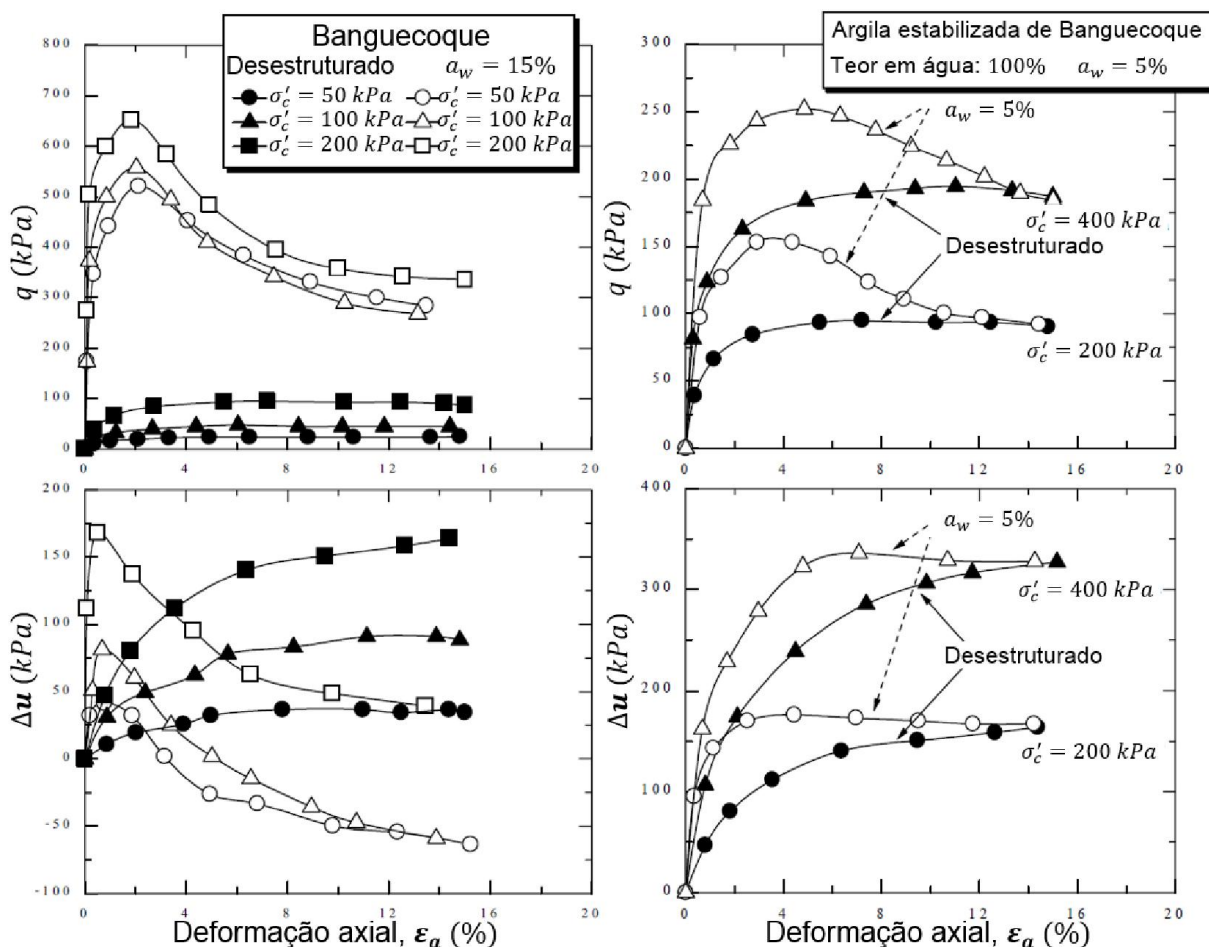


Figura 2.19 – Curvas  $q - \varepsilon_a$  e  $\Delta u - \varepsilon_a$  típicas para ensaios não drenados sobre amostras de argila de Banguécoque para: a)  $a_w = 15\%$  e  $\sigma'_c < p'_y$ ; b)  $a_w = 5\%$  e  $\sigma'_c > p'_y$  (adaptado de Horpibulsuk, 2005)

Apesar da relação  $q - \varepsilon_a$  ser essencialmente a mesma, o desenvolvimento de  $\Delta u$  é dependente do nível de confinamento, sendo o  $\Delta u_{m\acute{a}x}$  gerado tanto maior quanto maior a pressão de confinamento. Em comparação com a mesma argila desestruturada para a mesma pressão de confinamento  $\Delta u_{m\acute{a}x}$  para argilas cimentadas apresenta um pico. Conforme constatado por Correia (2011), a geração de  $\Delta u$  é tal que tende a anular a pressão de confinamento aplicada, ou seja, a rotura dá-se numa condição muito próxima do não confinamento ( $\Delta u_{m\acute{a}x} = \sigma'_c$ ). Depois do estado de pico, os excessos de pressão neutra decrescem para um nível constante. Como se pode verificar da Figura 2.19 a), o solo estabilizado com  $a_w = 15\%$  apresenta qualitativamente a evolução das pressões intersticiais semelhante ao obtido com argilas reconstituídas fortemente OC, gerando-se  $\Delta u$  negativos para grandes deformações. De facto, a resistência de pico dos solos estruturados é controlada essencialmente pelas ligações cimentícias correspondendo a  $\Delta u_{m\acute{a}x}$  positivo, depois de atingido o pico dá-se um decréscimo da resistência devido à quebra das ligações cimentícias. Verifica-se no entanto algum efeito do

imbricamento após a rotura das amostras, devendo-se este ao facto de, amostras nestas condições, quebrarem em pequenos agregados de argila-cimento (devido a possíveis alterações na granulometria do solo estabilizado) depois de atingido o pico, revelando alguma tendência em dilatar, gerando por isso  $\Delta u$  negativos uma vez que a variação de volume é impedida em ensaios não drenados (Horpibulsuk et al, 2004b). O efeito do imbricamento revela alguma contribuição da fábrica no desenvolvimento da resistência pós rotura. Este comportamento só se verifica pós pico, para argilas fortemente estruturadas e para baixas pressões de confinamento.

A Figura 2.19 b), para a argila de Banguécoque com  $a_w = 5\%$ , pretende representar a combinação de efeitos entre a cimentação e a fábrica observados para o corte quando  $\sigma'_c > p'_y$ . Observa-se nesta condição se atinge um estado de pico para baixas deformações axiais para ambas as relações ( $q$  e  $\Delta u$ ), e que depois tendem a estabilizar para maiores deformações. A geração de  $\Delta u$  é positiva verificando-se um comportamento similar ao do estado reconstituído. A resistência de pico aumenta com a pressão de confinamento, sendo mais expressivo do que no caso de  $\sigma'_c < p'_y$ , devendo-se à alteração significativa da fábrica (ou seja diminuição do índice de vazios). O valor de  $q_{max}$  é superior ao das amostras reconstituídas, implicando que, apesar da variação da fábrica, a contribuição para a resistência ao corte das ligações cimentícias ainda está disponível mesmo após a quebra de algumas ligações causada pelas altas pressões de confinamento. Apesar de se atingir um pico, verifica-se que a resistência final nestas condições é igual à resistência para a argila no estado reconstituído, passando a resistência a estar dependente quase em exclusivo da componente atrítica (fábrica).

### **Corte Drenado**

Em termos do comportamento do corte drenado, Horpibulsuk (2001) apontou as seguintes características relevantes:

- a) o comportamento ao corte drenado e as características de resistência são governadas pela cimentação e fricção, conforme o comportamento não drenado. Verifica-se que se atinge resistência de pico independentemente da pressão de confinamento, dependendo para  $\sigma'_c < p'_y$  das ligações cimentícias, e para  $\sigma'_c > p'_y$  é dado pela uma combinação de efeitos entre a cimentação e a fricção;
- b) observa-se que o ponto de deformação volumétrica máxima aproxima-se do ponto a tensão de desvio é o  $q_{max}$ . Além disso, as deformações volumétricas na rotura são positivas ( $\varepsilon_{v,máx}$ ) mesmo para baixas pressões de confinamento ( $\sigma'_c \ll p'_y$ ), comportamento contrário ao verificado para argilas reconstituídas fortemente OC (curvas da relação  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ , Figura 2.10) uma vez que o pico está associado a uma expansão do volume dada pelo imbricamento e posterior desmembramento dos agregados de argila;



- c) conforme se relatou para o comportamento não drenado, apesar de se atingir um pico verifica-se um comportamento dilatante pós-rotura para baixas pressões de confinamento, caracterizado por deformações volumétricas negativas;
- d) para  $\sigma'_c > p'_y$ , as relações  $q - \varepsilon_a$  e  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$  evoluem de forma semelhante tanto para argilas cimentadas como reconstituídas; no entanto, nas argilas cimentadas atinge um pico devido à contribuição das ligações cimentícias, mesmo após ter sido desestruturada durante o processo de consolidação.

### Trajatórias de Tensões

A Figura 2.20 representa as trajetórias de tensões típicas para o caso do efeito predominante da cimentação ( $\sigma'_c < p'_y$ ), e para a combinação de efeitos entra a cimentação e a fábrica ( $\sigma'_c > p'_y$ ).

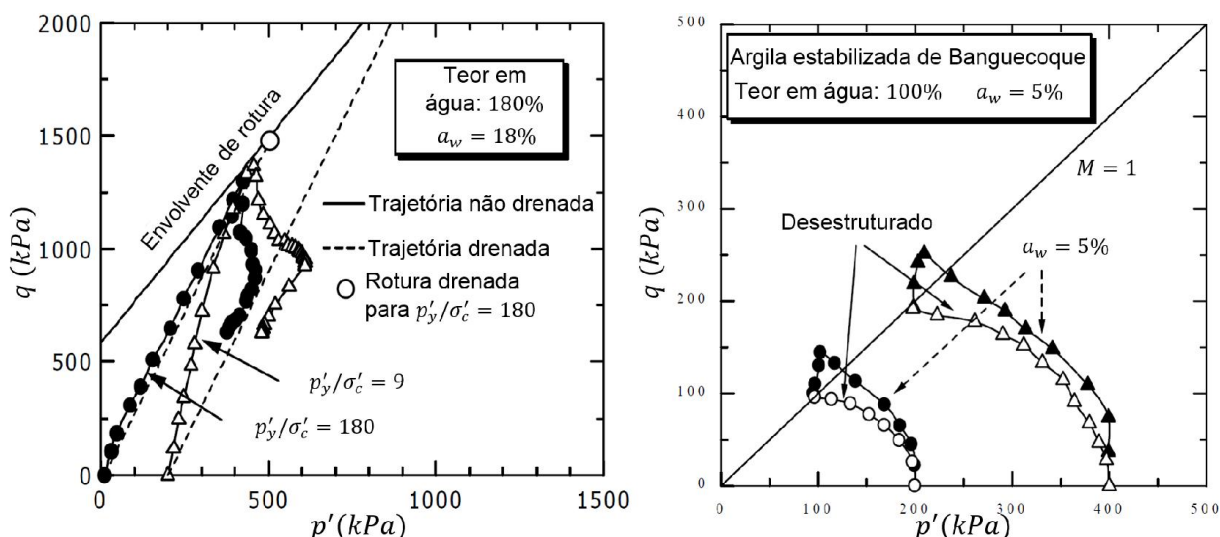


Figura 2.20 – Trajetória de tensões típicas de argilas artificialmente estruturadas: a) Ariake,  $\sigma'_c < p'_y$  e  $a_w = 18\%$  (não drenadas e drenadas); b) Banguecoque,  $\sigma'_c > p'_y$  e  $a_w = 5\%$  (não drenadas) (adaptado de Horpibulsuk, 2005)

Para  $\sigma'_c < p'_y$  constata-se que trajetória de tensões efetivas não drenada flete de imediato para a direita, evoluindo no sentido do aumento da tensão média. Com o desenrolar do corte, a trajetória segue uma linha muito próxima da razão  $\eta = 3$  (Correia, 2011). Pós-rotura, a trajetória evolui para a direita da trajetória drenada, gerando  $\Delta u$  negativos, refletindo a tendência para um comportamento dilatante em direção à linha do estado crítico das argilas desestruturadas, podendo-se situar ligeiramente acima devido às alterações granulométricas suscitadas pela estabilização (Lade e Overton, 1989, Horpibulsuk et al, 2001, Horpibulsuk et al, 2004b, Correia, 2011). Do comportamento apresentado conclui-se que as ligações cimentícias conduzem o solo estabilizado a um estado metaestável, tendendo o comportamento

após rotura destas ligações para o estado estável característico do solo base (Correia, 2011; Horpibulsuk et al, 2004b).

Por outro lado, a trajetória não drenada para  $\sigma'_c > p'_y$  é caracterizada por ser similar à trajetória da argila reconstituída, apresentando um estado de rotura acima da linha do estado crítico (representada na Figura 2.20 b)), e por aparentemente atingirem no estado residual a linha do estado crítico da argila reconstituída. A trajetória flete para a esquerda, revelando o desenvolvimento de  $\Delta u$  positivos nestas condições. A trajetória indica que argilas artificialmente cimentadas exibem comportamento elastoplástico quando o estado de tensão está sobre a superfície de estado limite (Horpibulsuk et al, 2004b; Horpibulsuk, 2005).

Para ensaios drenados a trajetória é dada pela razão  $\eta = q/p' = 3$  (imposta pelo ensaio). Contudo verifica-se que a resistência de pico drenada é sempre maior que a resistência não drenada.

### **Envolvente de Rotura**

Do anterior descrito, constata-se que para ambas as condições de drenagem as argilas artificialmente estruturadas apresentam uma envolvente de rotura única para ambos os estados  $\sigma'_c > p'_y$  e  $\sigma'_c < p'_y$ .

Como foi explicitado, devido ao efeito da coesão, o solo passa a mobilizar resistência à tração, que se traduz no plano  $p' - q$  por uma elevação da envolvente de rotura em relação ao estado reconstituído. O valor da intersecção da envolvente de rotura com o eixo  $q$  permite quantificar o efeito da coesão,  $C$  (kPa), representando a contribuição da cimentação na resistência ao corte para os estados de pico (Horpibulsuk et al, 2010; Liu, 2013). Esta aumenta com o aumento do grau de cimentação (Lade e Overton, 1989; Kasama et al, 2000; Horpibulsuk et al, 2004b; Horpibulsuk, 2005), comportamento em concordância com o observável na Figura 2.21 no caso de se fazer variar o teor em ligante,  $a_w$ , para as argilas de Ariake e Banguécoque.

Como se pode observar do exemplo da Figura 2.22 a), a envolvente de rotura de argilas cimentadas apresenta um maior gradiente ( $M$ ) que o das amostras reconstituídas (no estado crítico, com  $M^*$ ). Foi verificado por Horpibulsuk et al (2004b) que para a argila de Ariake o papel da cimentação não era apenas o de aumentar da coesão e resistência à tração, mas também o de induzir um ligeiro aumento do ângulo de fricção (maior gradiente) (Figura 2.22 b)). Este facto é corroborado pela investigação laboratorial para o solo mole do Baixo Mondego (Correia, 2011), não sendo, contudo, verificado pela argila de Banguécoque (Horpibulsuk, 2005).

O pressuposto de que a envolvente de rotura de argilas artificialmente estruturadas é paralela ao das argilas reconstituídas foi também observado por alguns autores, tendo sido incorporado

na maior parte dos modelos constitutivos (Kasama et al, 2000; Liu e Carter, 2002b; Lee et al, 2004; Horpibulsuk et al, 2010; Suebsuk et al, 2010 e 2011).

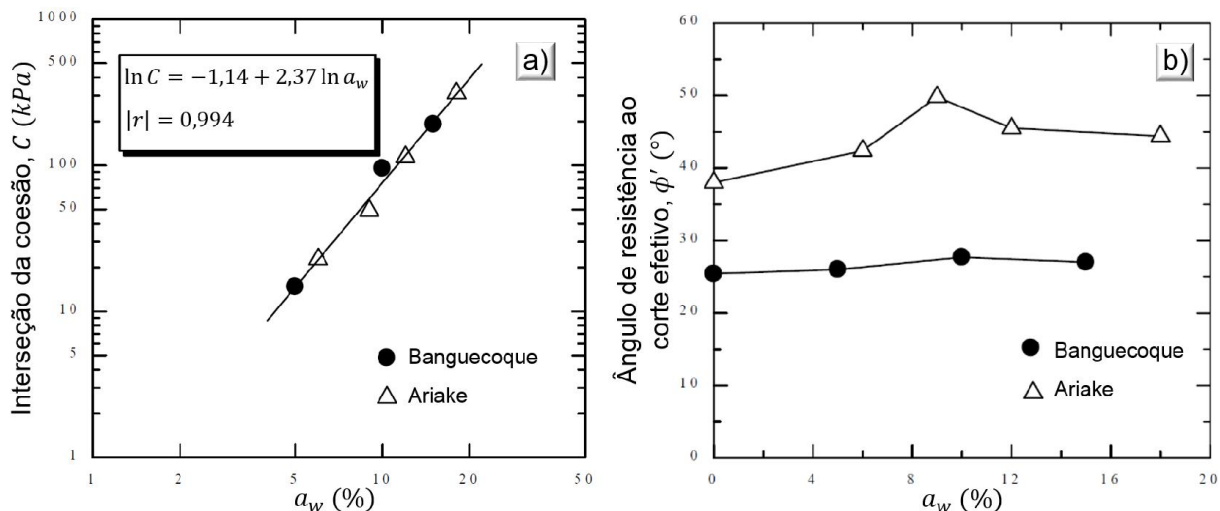


Figura 2.21 – Relações para as argilas artificialmente estabilizadas de Ariake e Bangucoque entre: a) a intersecção da coesão e o  $a_w$ ; b) o ângulo de resistência ao corte efectivo,  $\phi'$ , e o  $a_w$  (adaptado de Horpibulsuk, 2005)

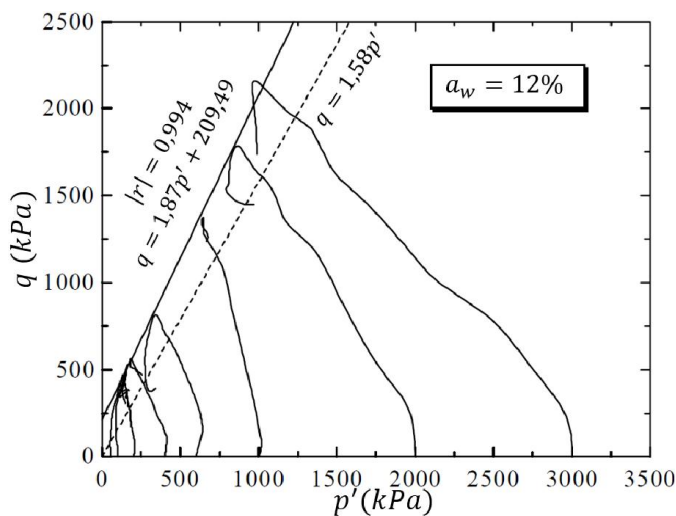


Figura 2.22 – Envoltentes de rotura para argila desestruturada ( $a_w = 12\%$ ) e artificialmente estruturada de Ariake (adaptado de Horpibulsuk et al, 2004b)

Horpibulsuk (2001) observou que para argilas fortemente estabilizadas ( $a_w > 12\%$ ), a envolvente de rotura tenderia a decrescer em direção ao estado crítico para  $\sigma'_c \gg p'_y$ , devido à maior taxa de quebra de ligações para maior grau de cimentação, justificada pela maior desestruturação do material durante a fase de consolidação. Outros autores observaram comportamento similar, mas independentemente do teor em ligante (Panda e Rao, 1998; Moses

et al, 2003; Nguyen et al, 2014). Ao contrário da envolvente de rotura das argilas reconstituídas, a envolvente para argilas cimentadas aparenta não ser linear aproximando do estado crítico com o aumento da pressão de confinamento. Este facto já havia sido reportado por Lade e Overton (1989) para teores em ligante de 6 e 12% em solo granular, tendo sido observado para baixas pressões de confinamento um aumento do ângulo de resistência ao corte, e à medida que a pressão de confinamento aumentava, este tornava-se paralelo, e para altos valores de confinamento este tendia para a envolvente de rotura do reconstituído. O comportamento de desestruturação devido à pressão de confinamento (tensão média efetiva) bem captado pelo modelo constitutivo de Nguyen et al (2014).

Depois de atingido o estado de pico na envolvente da rotura, e independentemente do grau de cimentação, observa-se um súbito decréscimo da resistência devido à quebra abrupta das ligações, tendendo o comportamento ao nível das grandes deformações em direção à linha de estado crítico do solo desestruturado – o comportamento passa a estar dependente da resistência atrítica (friccional), aparentando o mesmo gradiente  $M^*$  (Horpibulsuk, 2001; Horpibulsuk et al 2010). No entanto, fruto das alterações granulométricas induzidas pela estabilização, este gradiente pode ser maior (Lade e Overton (1989); Correia, 2011).

### **Amolecimento**

Uma das características que difere do estado reconstituído é o amolecimento exibido no solo estruturado, caracterizado pela redução da tensão de desvio máxima com as deformações, sendo induzido pelo processo de desestruturação das ligações cimentícias.

Apesar de, durante a desestruturação volumétrica ( $\sigma'_c > p'_y$ ), o índice de vazios adicional da estrutura diminuir, tendendo para a ICL, durante o corte a quebra das ligações cimentícias tem diferentes evoluções pré e pós rotura. A rotura de pico é precedida de um ponto de cedência estrutural (Malandraki e Toll, 2000; Horpibulsuk et al, 2010; Suebsuk et al, 2010), que se traduz na degradação da estrutura com aparecimento de microfissuras, com início aparente para  $p' > p'_y$ . Quando se atinge a rotura, a desestruturação é caracterizada por quebra abrupta das ligações cimentícias com aparecimento de microfissuras, como consequência da evolução das microfissuras.

Apesar da modelação da desestruturação ser essencialmente a de um mecanismo de amolecimento isotrópico, pelo efeito combinado das deformações plásticas volumétricas e distorcionais, este mecanismo coexiste com o endurecimento isotrópico dependendo do estado inicial da amostra (Taiebat et al, 2010). Este comportamento misto tem sido adotado nos modelos constitutivos mais recentes que incorporam o efeito da coesão das argilas cimentadas (Kamruzzaman et al (2009); Horpibulsuk et al, 2010; Taiebat et al, 2010; Suebsuk et al, 2010, 2011; Yin et al, 2011; Nguyen et al, 2014).

### 3. MODELO CAM CLAY ESTRUTURADO MODIFICADO

#### 3.1. Considerações Iniciais

Esta secção pretende apresentar as principais características do modelo Cam Clay Estruturado Modificado (MSCC, *Modified Structured Cam Clay* na literatura inglesa) generalizado para argilas desestruturadas (reconstituídas), natural e artificialmente estruturadas, sendo baseado no modelo Cam Clay Estruturado (SCC, *Structured Cam Clay* na literatura inglesa) para argilas cimentadas desenvolvido por Horpibulsuk et al. (2010), sustido no enquadramento conceptual do modelo original de Liu e Carter (2002b).

Dentro dos modelos mais recentes, este modelo foi escolhido para uma simulação numérica do comportamento do Baixo Mondego quando estabilizado com ligantes, devido à sua formulação constitutiva com base na MSEC, capaz de captar as características mais importantes do comportamento de argilas estruturadas, principalmente o efeito da coesão e o comportamento misto de endurecimento volumétrico e amolecimento por desestruturação das ligações cimentícias. Um outro ponto positivo é a facilidade em determinar a maioria dos parâmetros, pois a generalidade deles apresentam significado físico definido, podendo facilmente ser determinados a partir de ensaios laboratoriais convencionais – a parametrização realizada será apresentada no capítulo seguinte.

Um dos pressupostos fundamentais destes modelos é que o comportamento desestruturado é descrito adequadamente pelo modelo MCC. Tendo em conta a sugestão de Burland (1990), a formulação destes modelos toma como referência, os parâmetros das argilas no seu estado desestruturado – parâmetros intrínsecos – determinados a partir de amostras reconstituídas do solo natural. Por conseguinte, os parâmetros intrínsecos são denotados do símbolo “\*” associados ao símbolo matemático correspondente.

Tal como no modelo MCC, o solo é idealizado como um material isotrópico com comportamento elastoplástico com endurecimento. O comportamento do solo assume-se puramente elástico para trajetórias de tensões dentro da superfície de cedência corrente. O aparecimento de deformações irreversíveis (plasticidade/cedência) além das deformações elásticas, ocorre quando o estado de tensão tende a atravessar a superfície de cedência. A superfície de cedência tem a mesma forma que a do modelo do MCC e varia isotropicamente com as deformações volumétricas plásticas.

Apesar de a estrutura do solo estar associada a anisotropia na resposta mecânica, só os efeitos isotrópicos da estrutura são considerados no modelo MSCC, uma vez que a variação das propriedades mecânicas deste tipo de argilas é basicamente isotrópica (Huang e Airey, 1998;

Rotta et al., 2003), e o processo de desestruturação levar normalmente à redução desse comportamento.

O modelo de compressão das argilas estruturadas (Liu e Carter, 1999 e 2000) foi incorporado neste modelo por ser um dos principais aspetos da formulação do modelo SCC, dado que introduz com êxito a influência da estrutura e do processo de desestruturação (devido a deformações volumétricas) na caracterização da compressibilidade de solos estruturados.

De igual forma o conceito de tensão efetiva modificada (Horpibulsuk et al., 2010) foi adotado e melhorado de forma a refletir com maior precisão o comportamento da estrutura cimentícia. Outra das características incluídas é o amolecimento por corte, que se verifica no comportamento das argilas artificialmente estruturadas ou argilas naturais muito duras quando se atinge a tensão de cedência. Para incorporar este comportamento, foi adicionada uma nova lei de desestruturação por corte, que descreve os dois efeitos do amolecimento por corte durante a cedência: cedência estrutural (pré-rotura) e rotura generalizada (pós-rotura).

O mecanismo de desestruturação adotado no modelo MSCC está por isso dividido em duas partes (compressão e corte) e assume-se exclusivamente relacionado com as deformações plásticas. Foi também proposta uma função de potencial que descreve bem os fenómenos de amolecimento e endurecimento, permitindo uma transição mais suave entre os comportamentos elástico e plástico.

De modo a facilitar a implementação do modelo em análises numéricas e para melhor descrever o comportamento mecânico do solo, principalmente na determinação da direção das deformações plásticas, o modelo MSCC associa o conceito de tensão efetiva modificada e o mecanismo de desestruturação à função de cedência, lei de endurecimento e função de potencial plástico.

### **3.2. Tensão Média Efetiva Modificada**

A influência da estrutura cimentícia no aumento da tensão efetiva e da tensão de cedência induz um alargamento na superfície de cedência, também aplicado noutros modelos constitutivos (Miura et al., 2001; Horpibulsuk et al., 2004a e 2004b; Lorenzo e Bergrado, 2004 e 2006).

O princípio das tensões efetivas modificadas introduzido na modelação (Horpibulsuk et al, 2010; Suebsuk et al, 2010) vem colmatar uma das imperfeições do modelo SCC original, permitindo considerar o efeito da coesão (resistência à tração) no tamanho da superfície de cedência inicial. Para tratar o comportamento de argilas cimentadas como a de um solo sem coesão, este princípio foi adotado como uma tensão de reforço ao confinamento (compreendido

desta forma no modelo de), podendo a estabilização ser interpretada com um confinamento induzido (Gens e Nova, 1993; Nagaraj et al,1998; Correia, 2011).

Conseqüentemente, o modelo MSCC assume a seguinte expressão para formulação da tensão média efetiva modificada (Suebsuk et al., 2010):

$$\bar{p}' = p + p'_b \quad (25)$$

onde  $\bar{p}'$  representa a tensão média efetiva modificada de argilas estruturadas e  $p'_b$  o acréscimo de tensão média efetiva devido à estrutura cimentícia, designado por resistência estrutural.

O parâmetro  $p'_b$  tem efeito sobre a origem da superfície de cedência inicial (como se verá à frente na Figura 3.3), alargando-a para esquerda do eixo de tensão média efetiva. A envolvente de rotura no plano  $q - p'$  também se move na mesma direção, sendo a relação entre a tensão distorcional e a tensão média efetiva dada pela seguinte expressão:

$$q = M(p' + p'_b) \quad (26)$$

onde  $M$  representa o declive da envolvente de rotura da argila cimentada.

O parâmetro de resistência estrutural é posteriormente incorporado na função de potencial plástico para considerar o efeito da coesão da estrutura do solo no comportamento das deformações plásticas.

### 3.3. Lei de Desestruturação

O modelo SCC original não contempla o fenómeno de amolecimento durante a cedência (Malandraki e Toll, 2000; Miura et al, 2001; Horpibulsuk et al, 2004b, 2005 e 2010) por redução da componente da resistência devido às ligações cimentícias, que se verifica quando o grau de cimentação é elevado. Este fenómeno deve-se à desestruturação por corte, dependendo das deformações distorcionais plásticas.

Para ter em conta este efeito, foi integrada uma nova lei de desestruturação no modelo MSCC, reproduzindo este comportamento, através da redução do parâmetro de resistência estrutural,  $p'_b$  (Figura 3.1). Este parâmetro é constante dentro da superfície de cedência inicial e depende das deformações distorcionais plásticas, consistindo o mecanismo de desestruturação ao corte proposto em dois processos:

a) Cedência ou degradação estrutural (pré-rotura), que pode ser interpretada fisicamente pela degradação da estrutura com aparecimento de microfissuras (Malandraki e Toll, 2000; Horpibulsuk, 2010; Correia, 2011) ocorrendo quando a trajetória de tensões se encontra na superfície de cedência, dada pela equação seguinte:

$$p'_b = p'_{b0} \exp(-\varepsilon_{d,f}^p) \quad \text{para pré-rotura;} \quad (27)$$

b) Rotura generalizada (pós-rotura), com quebra abrupta das ligações cimentícias, dado à evolução das fissuras. A partir da rotura, ocorre um decréscimo súbito de  $p'_b$  até à estrutura cimentícia do solo ser completamente removida, que acontece no estado crítico ( $p'_b = 0$ ):

$$p'_b = p'_{b,f} \exp[-\xi(\varepsilon_d^p - \varepsilon_{d,f}^p)] \quad \text{para pós-rotura.} \quad (28)$$

Nas equações anteriores  $p'_{b0}$  representa a resistência estrutural inicial,  $p'_{b,f}$  é a resistência estrutural na rotura (resistência estrutural de pico),  $\varepsilon_{d,f}^p$  é a deformação distorcional plástica na rotura e  $\xi$  é o índice de desestruturação devido ao corte na rotura generalizada.

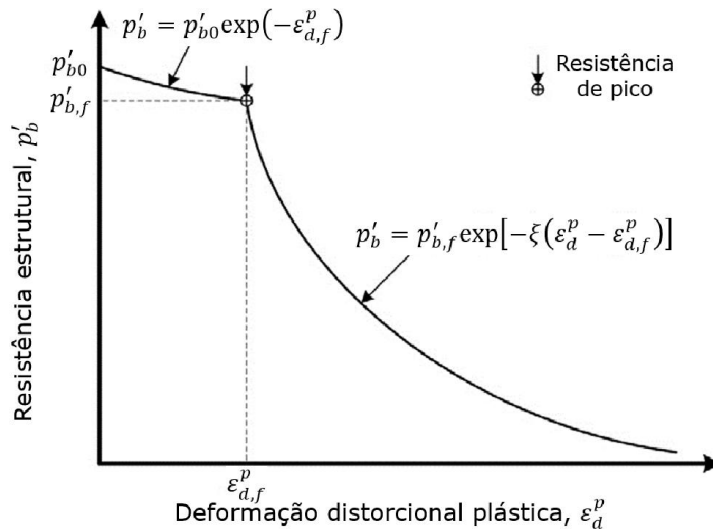


Figura 3.1 – Diagrama esquemático da redução de  $p'_b$  devido ao processo de desestruturação (adaptado de Suebsuk et al., 2010)

### 3.4. Compressibilidade

O modelo de compressão das argilas estruturadas (Liu e Carter, 1999 e 2000) foi incorporado no modelo MSCC por introduzir com êxito a influência da estrutura e do processo de desestruturação devido a deformações volumétricas. Apesar de no capítulo anterior ter sido mencionado que argilas artificialmente estruturadas assumiam um índice de vazios adicional residual que não consegue ser alterado por aumento de tensão, este modelo assume que a SCL é assintótica à ICL.

A influência da estrutura nas deformações volumétricas é tida em conta através do parâmetro  $\Delta e$  (Figura 3.2), que reflete o índice de vazios adicional sustido pela estrutura do solo. A lei de desestruturação devido às deformações volumétricas, quando atingida a tensão de cedência,



induz a diminuição de  $\Delta e$ . Por conseguinte, a compressibilidade (e o processo de desestruturação) de argilas estruturadas pode ser expresso pela seguinte equação:

$$e = e^* + \Delta e, \quad \text{com } \Delta e = \Delta e_i \left( \frac{p'_{y,i}}{p'_0} \right)^b, \quad p'_0 \geq p'_{y,i} \quad (29)$$

onde  $e$  representa o índice de vazios da argila estruturada,  $b$  é o índice de desestruturação devido à deformação volumétrica,  $\Delta e_i$  é o índice de vazios adicional para a tensão média isotrópica de cedência,  $p'_{y,i}$ , e  $p'_0$  é a tensão média isotrópica de cedência corrente.

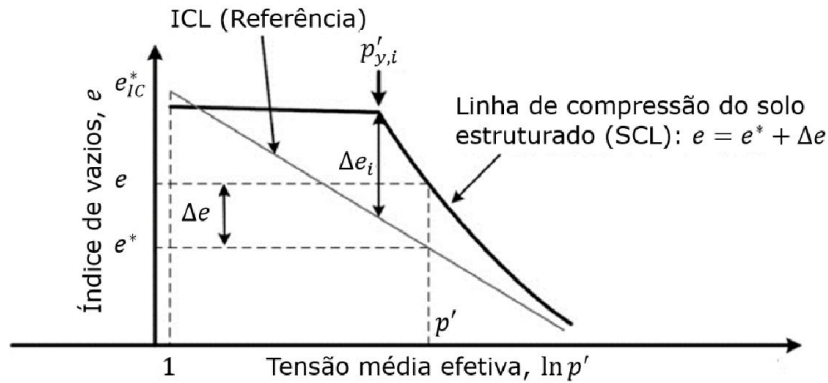


Figura 3.2 – Compressibilidade do solo estruturado (adaptado de Suebsuk et al., 2010)

O parâmetro  $e^*$  representa o índice de vazios da argila desestruturada para o mesmo estado de tensão. A linha de compressão intrínseca (ICL) do estado desestruturado é expressa na forma:

$$e^* = e_{IC}^* - \lambda^* \ln p' \quad (30)$$

onde  $e_{IC}^*$  é o índice de vazios de referência ( $p' = 1 \text{ kPa}$ ) da ICL e  $\lambda^*$  é o declive da ICL.

Assim, de uma forma geral, a linha de compressão virgem do solo estruturado (SCL) pode ser dada em função das componentes elástica e plástica e pode ser usada como base para determinação das deformações volumétricas pela seguinte expressão (Liu e Carter, 2002b):

$$e = e_{IC}^* - \kappa \ln p' + \Delta e_i \left( \frac{p'_{y,i}}{p'_0} \right)^b - (\lambda^* - \kappa) \ln p'_0 \quad (31)$$

### 3.5. Superfície de Cedência

A superfície de cedência é definida com base na tensão média isotrópica de cedência,  $p'_{y,i}$  (caso  $p'_{y,i} > p'_0$ ) e pela resistência estrutural ( $p'_b$ ) (Figura 3.3). Como descrito anteriormente, a forma da superfície de cedência estrutural no plano  $q - p'$  assume-se elíptica (MCC). A soma  $p'_{y,i} + p'_{b0}$  representa o tamanho da superfície de cedência estrutural inicial. A superfície de cedência

estrutural e desestruturada têm a mesma forma, uma vez que no modelo MSCC se assume que o declive da envolvente de rotura e o da linha de estado crítico são os mesmos ( $M = M^*$ ). Este pressuposto já tinha sido aplicado nos modelos de Kasama et al. (2000) e Lee et al. (2004). A função de cedência do modelo MSCC é dada por:

$$f = q^2 - M^2(p' + p'_b)(p'_0 - p) = 0 \quad (32)$$

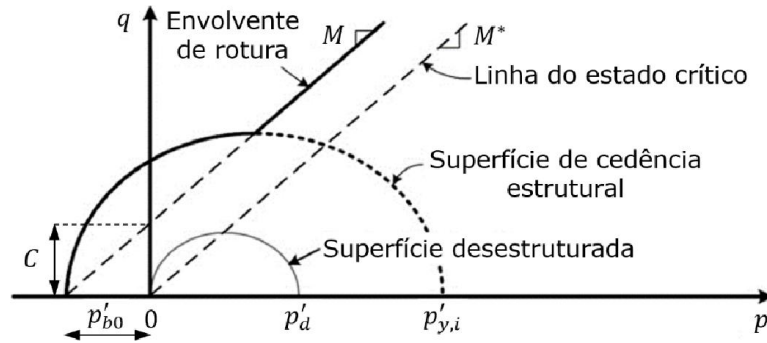


Figura 3.3 – Superfície de cedência (adaptado de Suebsuk et al., 2010)

### 3.6. Lei de Fluxo Plástica

Em contraste com o modelo MCC, o modelo MSCC adotou uma lei de fluxo não associada, ou seja, a função de potencial plástico não coincide com a função de cedência, incorporando desta forma o efeito da estrutura na determinação da direção das deformações plásticas. A função de potencial plástico teve como base a proposta por McDowell e Hau (2003) à qual foi aplicada o conceito de tensão efetiva modificada, e apresenta-se na seguinte forma:

$$g = q^2 + \frac{M^2}{1 - \psi} \left[ \left( \frac{p' + p'_b}{p'_p + p'_b} \right) (p'_p + p'_b)^2 - (p' + p'_b)^2 \right] = 0 \quad (33)$$

onde  $p'_p$  representa o parâmetro de referência da dimensão da superfície e  $\psi$  o parâmetro que descreve a forma do potencial plástico (Figura 3.4). O  $p'_p$  pode ser determinado para qualquer estado de tensão ( $q, p'$ ) resolvendo a equação acima em ordem a  $p'_p$ :

$$p'_p = \left[ (p' + p'_b)^{2 - \frac{2}{\psi}} - \frac{q^2(1 - \psi)}{M^2(p' + p'_b)^{\frac{2}{\psi}}} \right]^{\frac{\psi}{2\psi - 2}} - p'_b \quad (34)$$

A Figura 3.4 exemplifica o funcionamento da lei de fluxo, fazendo variar a forma e tamanho ( $p'_p$ ) do potencial plástico para um dado estado de tensão ( $q_1, p'_1$ ), para diferentes valores de  $\psi$ . Observa-se que para  $\psi = 2$  a superfície de potencial plástico é igual à superfície do modelo MSCC, ou seja, para este valor a lei de fluxo é associativa, e no caso de não existir cimentação

( $p'_b = 0$ ), ou para completa desestruturação, a superfície de cedência e de potencial plástico coincidem com as do modelo MCC (estado reconstituído).

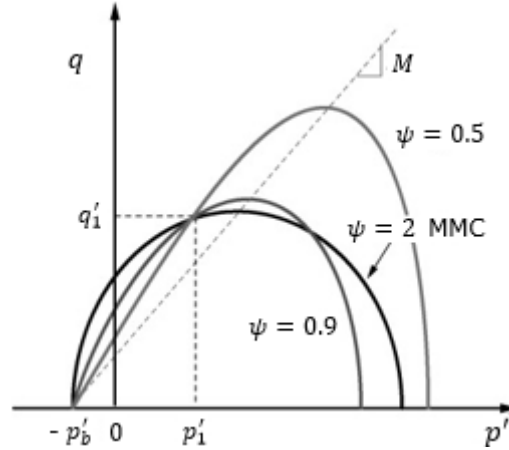


Figura 3.4 – Influência do parâmetro  $\psi$  na forma e tamanho do potencial plástico (Suebsuk et al., 2011)

### 3.7. Lei de Endurecimento

O comportamento elástico das argilas estruturadas obedece à lei de Hooke, sendo definido pelos módulos de deformação volumétrica ( $K'$ ) e de distorção ( $G'$ ), tal como no modelo MCC. Para estados de tensão na superfície de cedência, o modelo MSCC assume que o incremento de deformação volumétrica plástica,  $d\varepsilon_v^p$ , dependente da variação da tensão média efetiva corrente ( $dp'_0$ ), e é deduzido a partir a partir da expressão (31) (Liu e Carter, 2002b), incorporando desta forma o efeito da desestruturação. O  $d\varepsilon_v^p$  para o processo de endurecimento é determinado da seguinte forma:

$$d\varepsilon_v^p = \left\{ (\lambda^* - \kappa) + b\Delta e \left[ \frac{M}{M - \bar{\eta}} \right] \right\} \frac{dp'_0}{(1 + e)p'_0}, \quad \text{com } \bar{\eta} = \frac{q}{p' + p'_b} \quad (35)$$

Na expressão anterior  $\bar{\eta}$  representa a relação entre tensão de desvio e a tensão média modificada, sendo que a relação  $M/(M - \bar{\eta})$  representa o efeito da tensão de desvio corrente. No caso de amolecimento, o efeito da tensão de desvio corrente é insignificante, pelo que a relação anterior é nula, e logo o incremento de deformação volumétrica plástica durante o amolecimento pode ser expresso como:

$$d\varepsilon_v^p = [(\lambda^* - \kappa) + b\Delta e] \frac{dp'_0}{(1 + e)p'_0} \quad (36)$$

Tendo em consideração a função de potencial plástico (expressão (33)) e as expressões anteriores, a lei de endurecimento pode ser modelada da mesma forma que nos outros modelos da família *Cam Clay*, ou seja: a superfície de cedência expande isotropicamente quando  $\bar{\eta} < M$  e  $dp'_0 > 0$  (endurecimento – lei de fluxo positiva); a superfície de cedência encolhe isotropicamente quando  $\bar{\eta} > M$  e  $dp'_0 < 0$  (amolecimento – lei de fluxo negativa) (Figura 3.5).

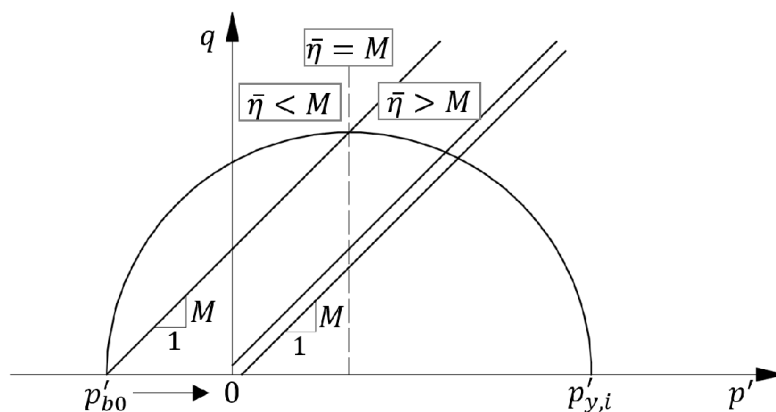


Figura 3.5 – Endurecimento e amolecimento do modelo MCC

### 3.8. Parâmetros do modelo MSCC

O comportamento mecânico de um solo estabilizado depende de uma série de parâmetros que podem ser determinados a partir de ensaios *in situ* e/ou laboratoriais. Para simular o solo, o modelo MSCC requer onze parâmetros determinados a partir de ensaios laboratoriais convencionais: cinco parâmetros básicos já adotados pelo modelo MCC ( $\lambda^*$ ,  $e_{IC}^*$ ,  $\kappa$ ,  $M$  e  $G'$ ); e seis parâmetros estruturais que descrevem a influência das ligações cimentícias ( $p'_{y,i}$ ,  $b$ ,  $\Delta e_i$ ,  $p'_{b0}$ ,  $\xi$  e  $\psi$ ) no comportamento mecânico. Destes parâmetros, seis deles caracterizam a compressibilidade ( $\lambda^*$ ,  $e_{IC}^*$ ,  $\kappa$ ,  $p'_{y,i}$ ,  $b$  e  $\Delta e_i$ ) e os outros cinco caracterizam o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte ( $M$ ,  $G'$ ,  $p'_{b0}$ ,  $\xi$  e  $\psi$ ) e ambos são determinados a partir de ensaios laboratoriais convencionais.

Suebsuk (2010) sugere que a determinação dos parâmetros de compressibilidade se faça a partir de ensaios de compressão isotrópica. Destes consegue-se determinar diretamente os parâmetros  $\lambda^*$ ,  $e_{IC}^*$ ,  $\kappa$ ,  $p'_{y,i}$  e  $\Delta e_i$ , sendo que  $b$  é avaliado por ajuste à SCL. Para os parâmetros de corte é sugerido a determinação através de ensaios triaxiais convencionais, podendo ser determinados diretamente  $M$ ,  $G'$  e  $p'_{b0}$ . Os parâmetros  $\xi$  e  $\psi$  são estimados a partir de estudo paramétrico das relações tensão-deformação. O autor sugere ainda um método para estimar  $\psi$  a partir da simulação da relação entre a deformação volumétrica com a deformação distorcional, determinada de ensaios de compressão anisotrópica para diferentes valores de  $\eta$ .

## 4. ESTUDOS PARAMÉTRICOS E PARAMETRIZAÇÃO

### 4.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo pretende-se apresentar a calibração dos parâmetros do modelo usando os resultados dos ensaios realizados por Correia (2011) com o solo mole do Baixo Mondego. As amostras foram recolhidas no local experimental da Quinta da Foja a 2,5 m de profundidade e os ensaios utilizados incidiram sobre amostras reconstituídas e artificialmente estruturadas.

A mistura de ligantes que melhor estabiliza o solo é constituída por cimento Portland I 42.5R com escória granulada de alto forno, aplicados na proporção 75/25 de massa seca dos ligantes, resultando esta mistura de um estudo de otimização baseado em critérios técnico económicos. Os ensaios usados para a parametrização do modelo MSCC, apresentam uma dosagem de ligantes de  $125 \text{ kg/m}^3$  que corresponde a um  $a_w = 15\%$ , tendo os provetes permanecido em cura 28 dias sob uma pressão vertical de  $24 \text{ kPa}$ . A mistura com o solo natural ( $w_0 = 80,87\%$ ) foi realizada sem a adição de água, com os ligantes no estado seco.

A determinação dos parâmetros será dividida em duas partes consoante o comportamento a caracterizar: seis parâmetros para caracterizar a compressibilidade ( $\lambda^*$ ,  $e_{IC}^*$ ,  $\kappa$ ,  $p'_{y,i}$ ,  $b$  e  $\Delta e_i$ ); e cinco parâmetros necessários para caracterizar o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte ( $M$ ,  $G'$ ,  $p'_{b0}$ ,  $\xi$  e  $\psi$ ).

Uma vez que a influência dos parâmetros adotados pelo modelo MCC já foi bem documentada noutras obras (Muir Wood, 1990), não será estudada neste documento.

### 4.2. Compressibilidade

A compressibilidade é avaliada de forma prática a partir das curvas de compressão que relatam a evolução do índice de vazios com a carga aplicada. Os parâmetros que caracterizam a compressibilidade devem ser determinados preferencialmente a partir de ensaios de compressão isotrópicos. Os parâmetros  $\lambda^*$  e  $e_{IC}^*$  foram determinados a partir da linha de compressão intrínseca (ICL) para amostras reconstituídas. Por outro lado, os três parâmetros estruturais adicionais para classificar este comportamento ( $p'_{y,i}$ ,  $b$  e  $\Delta e_i$ ) foram definidos a partir da linha de compressão estruturada (SCL, *Structured Compression Line* na literatura inglesa) determinada a partir de amostras estabilizadas. O parâmetro  $\kappa$  é determinado com base nas curvas de recompressão ou descarga de amostras estruturadas (SRL – *Structured Reloading Line* na literatura inglesa).

Para caracterizar a compressibilidade, Correia (2011) realizou ensaios edométricos clássicos sobre amostras no estado reconstituído e estabilizado, que são mais usuais do que os ensaios de compressão isotrópica. No entanto, estes ensaios avaliam a compressão unidimensional na direção vertical, ou seja, não permitem avaliar a compressão pura do solo pois não se aplica a mesma tensão de confinamento em todas as direções, apresentando uma relação constante de  $\eta$  e diferente de zero ( $q \neq 0$ ) dada pelo coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ .

A representação em tensão média efetiva (no plano  $e - p'$ ) depende do valor de  $K_0$ , pelo que a representação usual das linhas de compressão e recompressão obtida de ensaios edométricos é realizada no plano  $e - \sigma'_v$ , transformando-se as linhas em retas quando representadas no plano  $e - \log \sigma'_v$ . Os gradientes da linha de compressão e recompressão são dados pelos índices de compressibilidade,  $C_c$ , e recompressibilidade,  $C_r$ , respectivamente, e são univocamente relacionados com  $\lambda$  e  $\kappa$  a partir das equações (37) e (38) (Figura 4.1 a)). De referir que o valor de  $\kappa$  é aproximado dado  $K_0$  ser variável com o OCR.

Na parametrização, assume-se o pressuposto da MSEC que os gradientes  $\lambda$  e  $\kappa$  são independentes do tipo de consolidação (isotrópica ou anisotrópica), localizando-se as linhas para o interior da LCV para compressão pura (isotrópica), tal como na Figura 4.1 b).

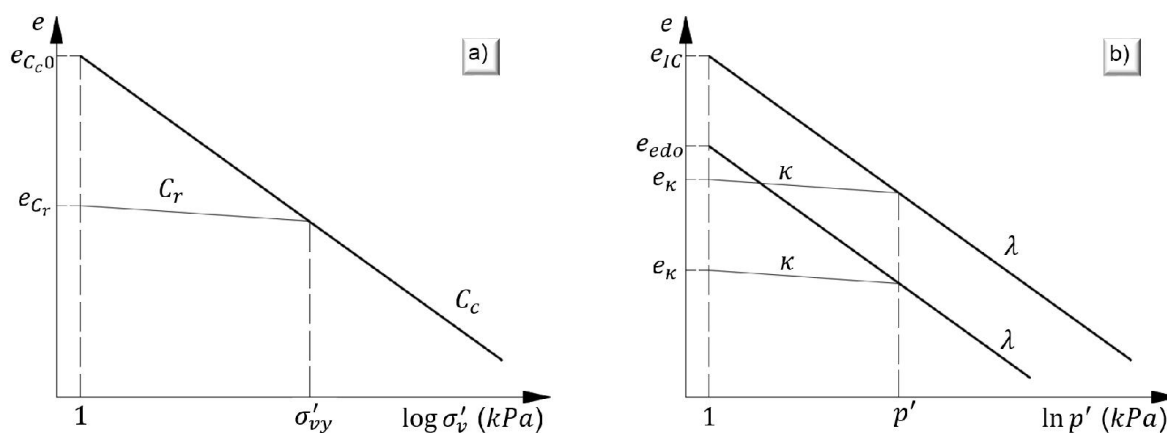


Figura 4.1 – Linhas de compressão e recompressão: a) compressão unidimensional no plano  $e - \log \sigma'_v$ ; b) compressão isotrópica e unidimensional no plano  $e - \ln p'$

Para a parametrização, foram usados os resultados dos ensaios E11 (amostra reconstituída) e EE2 (amostra estabilizada) realizados por Correia (2011) ilustrados na Figura 4.2 a). Estes permitem avaliar diretamente os valores de  $\lambda^*$  e  $\kappa$ , sendo que também se pode avaliar o índice de desestruturação volumétrica,  $b$ , e a tensão efetiva vertical de cedência devido às ligações cimentícias,  $\sigma'_{vy}$  (da qual se deduz a tensão média isotrópica de cedência,  $p'_{y,i}$ ).

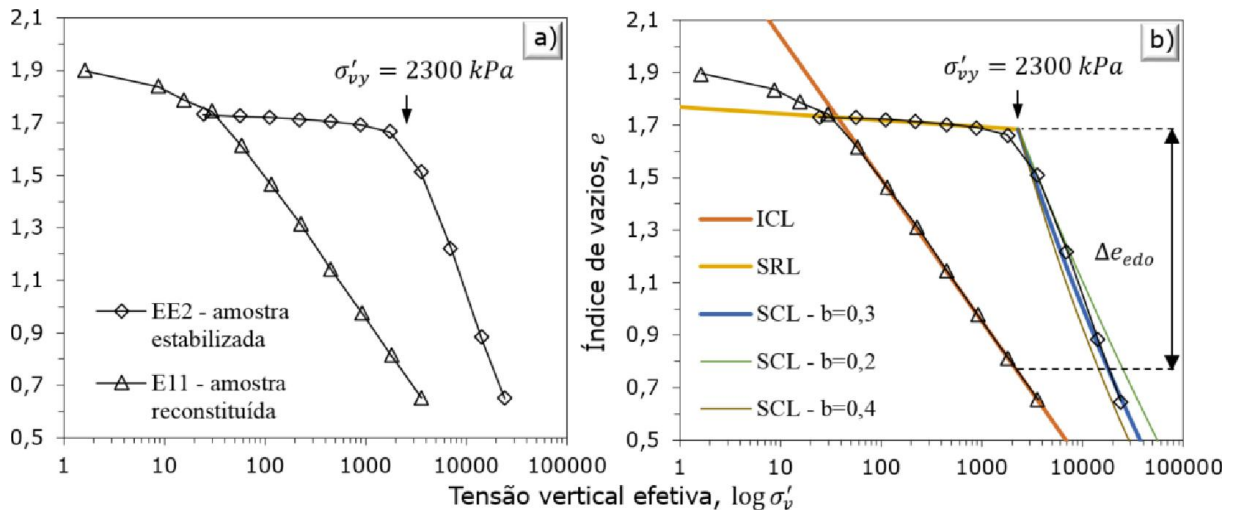


Figura 4.2 – Resultados dos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras de solo reconstituído e estabilizado: a) curvas de compressão; b) parametrização

A determinação de  $\sigma'_{vy}$  é fortemente condicionada pela qualidade das amostras e pelo método utilizado na sua determinação. Seguindo a sugestão de Horpibulsuk (2005) e Correia (2011), na avaliação de  $\sigma'_{vy}$  aplicou-se o método de Butterfield (1979), em detrimento do método de Casagrande, uma vez que o primeiro permite a sua definição unívoca dado pela interseção das linhas de regressão da curva de compressão e recompressão num plano  $\log(e + 1) - \log \sigma'_v$ , tendo sido determinado valor de  $\sigma'_{vy} = 2300 \text{ kPa}$  (Figura 4.3).

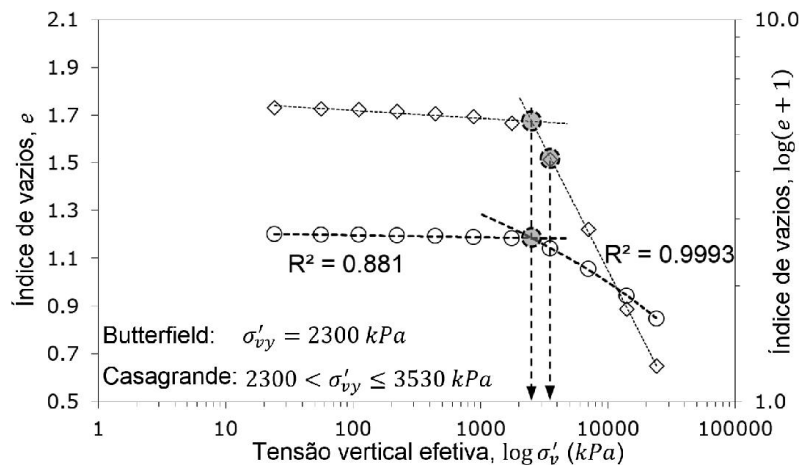


Figura 4.3 – Resultados do ensaio edométrico EE2 (solo estabilizado) para avaliação de  $\sigma'_{vy}$

Os parâmetros  $\lambda^*$  e  $\kappa$ , conforme a teoria do estado crítico, são determinados a partir dos índices de compressibilidade do solo reconstituído ( $C_c^*$ ) e recompressibilidade do solo estabilizado ( $C_r$ ), respetivamente, segundo as seguintes relações:

$$C_c^* = \frac{\Delta e}{\log \Delta \sigma'_v} = 0.542 \qquad C_r = \frac{\Delta e}{\log \Delta \sigma'_v} = 0.025 \qquad (37)$$

$$\lambda^* = \frac{C_c^*}{\ln 10} = 0.235 \qquad \kappa = \frac{C_r}{\ln 10} = 0.011 \qquad (38)$$

A equação (29) proposta por Liu e Carter (1990, 2000) é apenas aplicável a compressão pura. No entanto, como  $b$  é um índice de desestruturação, podem ser usados os valores referentes ao ensaio edométrico, considerando neste caso um índice de vazios adicional para  $\sigma'_{vy}$  determinado diretamente do plano  $e - \log \sigma'_v$ :  $\Delta e_{edo} = 0.929$  (Figura 4.2 b)).

O valor do índice de desestruturação devido à deformação volumétrica,  $b$ , varia entre  $0 \leq b \leq 30$  em função do tipo e estrutura de solo, sendo geralmente  $b > 1$  para argilas pouco estruturadas e  $b < 1$  para argilas fortemente estruturadas ou muito rígidas (Liu e Carter, 1999 e 2000). Suebsuk (2010) sugere que se pode estimar o valor de  $b$  a partir do declive da recta que passa na origem e melhor se aproxima dos resultados de ensaios de compressão isotrópicos no plano  $\ln(\Delta e/\Delta e_i) - \ln(p'_{y,i}/p')$ . A mesma relação pode ser feita para o plano  $\log(\Delta e/\Delta e_{edo}) - \log(\sigma'_{vy}/\sigma'_v)$ , tendo em conta os resultados do ensaio edométrico para a amostra estabilizada para as tensões pós-cedência, conforme ilustrado na Figura 4.4:

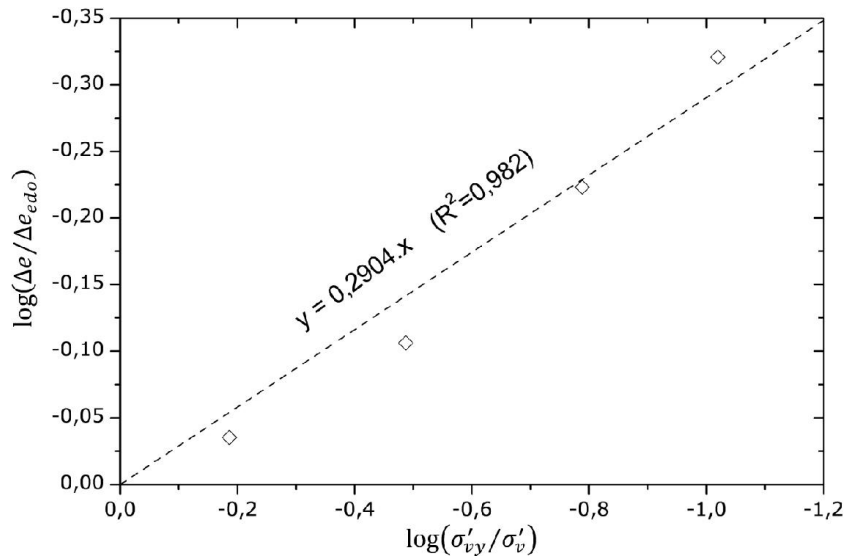


Figura 4.4 – Determinação do índice de desestruturação,  $b$

Assim obtém-se  $b = 0.3$ . Este valor pode ser aferido, transpondo a expressão (31) (SCL) para coordenadas  $e - \log \sigma'_v$  através da seguinte expressão:

$$e = e_{C_c^*0} + \Delta e_{edo} \left( \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{v0}} \right)^b - C_c^* \log \sigma'_{v0} \quad \text{para } \sigma'_{vy} \leq \sigma'_{v0} \qquad (39)$$



onde  $\sigma'_{v0}$  representa a tensão efetiva vertical de cedência corrente e  $e_{c0}^*$  é o índice de vazios de referência ( $\sigma'_v = 1 \text{ kPa}$ ) da ICL no plano  $e - \log \sigma'_v$ . Na Figura 4.2 b), confirma-se que o parâmetro  $b = 0,3$  fornece melhores resultados comparativamente aos restantes valores testados para  $b = 0,2$  e  $b = 0,4$ .

Os valores de  $e_{IC}^*$  e  $p'_{y,i}$ , devem ser determinados a partir de ensaios isotrópicos (Liu e Carter, 2002a). No caso de se usarem ensaios edométricos, Liu e Carter (2002a) sugerem um método aproximado para se avaliar  $p'_{y,i}$ , onde se assume que o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , é constante durante compressão virgem unidimensional e é dado aproximadamente pela expressão empírica de Jaky (1944).

No presente caso, e para amostras estabilizadas, assume-se  $K_0 = 0.8$ , em consonância com o valor determinado por Åhnberg (2006) para caracterizar argilas artificialmente estabilizadas com grande quantidade de ligante, e como sugerido por Correia (2011) para o solo em estudo, devido às suas características semelhantes. Por outro lado, para as amostras reconstituídas, e conforme os dados por Correia (2011), assumiu-se  $K_0 = 0.4$ .

Uma vez que se conhece  $K_0$  do solo estabilizado, e se assume que este é constante durante o ensaio ( $\eta = c^{te}$ ), pode chegar-se a um valor aproximado de  $p'_{y,i}$ , de acordo com a seguinte expressão deduzida da expressão (32) (superfície de cedência):

$$p'_0 = \frac{q_{edo}^2}{M^2(p'_{y,edo} + p'_b)} + p'_{y,edo} \quad (40)$$

$$\text{com } q_{edo} = \sigma'_{vy}(1 - K_0) \quad \text{e} \quad p'_{y,edo} = \frac{\sigma'_{vy}}{3}(1 + 2K_0) \quad (41)$$

sendo que o valor dos parâmetros  $M$  e  $p'_{b0}$  são determinados na secção seguinte.  $p'_0$  define o tamanho da superfície de cedência atual, logo  $p'_{y,i} = p'_0 = 2009.4 \text{ kPa}$  (para  $p'_0 < p'_{y,i}$ ).

Com base no estudo empírico na argila de Ariake, é sugerido que  $p'_{y,i}$  é aproximadamente igual à resistência máxima,  $q_{u,máx}$ , de ensaios de compressão não confinada (Horpibulsuk et al, 2010). Com base nesta relação,  $q_{u,máx} = p'_{y,i} \approx 1143 \text{ kPa}$  (Correia, 2011). No entanto, optou-se pelo valor obtido dos ensaios edométricos pelo método apresentado.

Tendo em conta que as linhas de compressão/recompressão para o estado desestruturado têm o mesmo gradiente para diferentes relações de  $\eta$  (Figura 4.1 b)), pode-se relacionar  $e_{IC}^*$  com o índice de vazios de referência ( $e_{edo}^*$ ) obtido no ensaio edométrico, tendo em consideração a expressão da superfície de cedência desestruturada ( $p'_b = 0$ ), pela seguinte expressão:

$$e_{IC}^* = e_{edo}^* + (\lambda^* - \kappa^*) \ln \left( \frac{p'_0}{p'_{edo}} \right), \text{ com } \frac{p'_0}{p'_{edo}} = \frac{q_{edo}^2}{M^2 p'_{edo}{}^2} + 1 \quad (42)$$

sendo que  $p'_{edo}$  e  $q_{edo}$  são determinados para qualquer valor de tensão que passe na linha de compressão do ensaio edométrico, a partir das relações (41) com o  $K_0 = 0.4$ . O parâmetro  $e_{edo}^*$  foi determinado para  $p' = 1 \text{ kPa}$  com base nas mesmas relações, obtendo-se  $e_{IC}^* = 2.531$ .

O valor de  $\Delta e_i$  usado nas equações do modelo MSCC, pode ser estimado através da transformação das coordenadas no plano  $e - \ln p'$ , aplicando as relações (41) e utilizando o  $K_0 = 0.4$  para o estado reconstituído e  $K_0 = 0.8$  para o estado estruturado, tendo-se avaliado o valor de  $\Delta e_i = 1.015$ .

### 4.3. Comportamento ao Corte

Os parâmetros que permitem caracterizar o comportamento ao corte do solo estruturado foram avaliados a partir de seis ensaios triaxiais convencionais não drenados, com trajetória de compressão e aumento da tensão média: três deles com consolidação isotrópica (CIUC); e três com consolidação anisotrópica para  $K_0 = 0,4$  (CK<sub>0</sub>UC), identificados no Quadro 4.1 (Correia 2011):

Quadro 4.1 – Ensaios triaxiais convencionais realizados sobre amostras de solo estabilizado (adaptado de Correia, 2011)

Tipo de Ensaio <sup>(1)</sup>	$\sigma'_c$ (kPa)	$e_0^{(2)}$ (-)	$q_{max}$ (kPa)	$\varepsilon_a$ ( $q_{max}$ ) (%)	$\Delta u_{max}$ (kPa)	$\varepsilon_a$ ( $\Delta u_{max}$ ) (%)
CIUC	50	1,745	1172,25	0,884	46,42	0,733
	100	1,747	1211,75	0,778	92,03	0,644
	150	1,740	1237,67	0,929	137,32	0,795
CK <sub>0</sub> UC	20	1,740	1046,97	0,970	20,96	0,753
	40	1,744	1072,19	0,838	37,10	0,704
	60	1,743	1080,35	0,934	56,08	0,801

(1) – Mistura do solo em estudo ( $w_0 = 80,87\%$ ) com CI42,5/E (75/25), encontrando-se o ligante no estado seco,  $D = 125 \text{ kg/m}^3$  ( $A_w = 15\%$ ), Pressão de cura de  $24 \text{ kPa}$ , Tempo de cura de 28 dias;

(2) – Correspondente ao fim do período de cura.

Os valores dos parâmetros  $M$  e  $p'_{b0}$  foram estimados a partir da representação da envolvente de rotura de pico ( $q_{max}$ ) que melhor se ajusta aos resultados dos seis ensaios triaxiais no plano  $q - p'$  (Figura 4.5).

Constata-se que o declive da envolvente de rotura é  $M = 2,53$  e que a linha do estado crítico é descrita por  $M^* = 1,51$ . O modelo MSCC assume que ambos são iguais, mas como  $M = 2,53$

gera uma superfície de cedência inicial demasiado grande, optou-se por considerar este parâmetro  $M = M^* = 1,51$ .

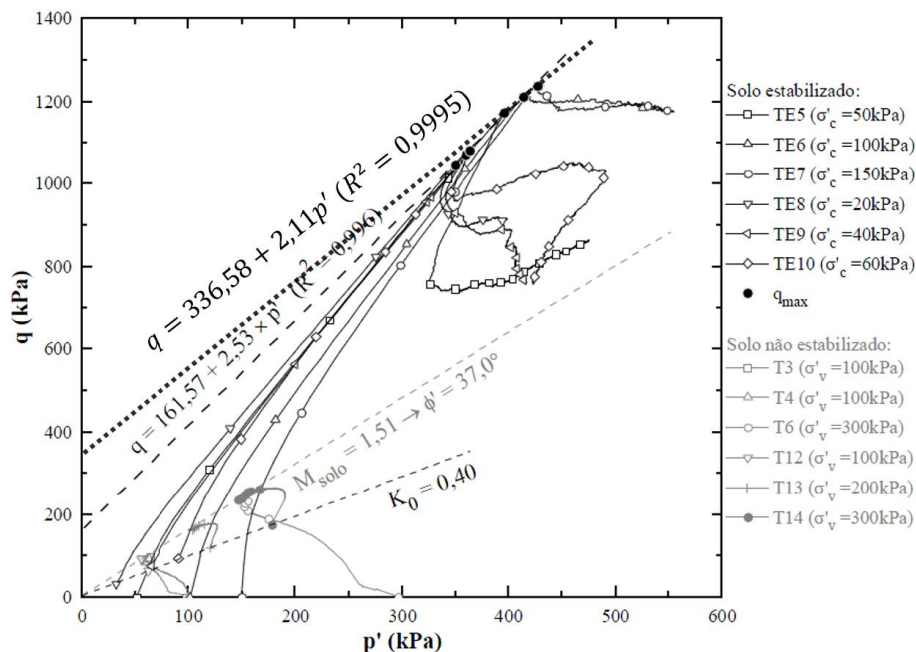


Figura 4.5 – Trajetória de tensões efetiva de ensaios triaxiais do tipo CIUC e CK<sub>0</sub>UC realizados sobre amostras estabilizadas e não estabilizadas (adaptado de Correia, 2011)

A resistência estrutural, igual a  $p'_{b0} = 63,9 \text{ kPa}$ , é determinada a partir da expressão seguinte:

$$p'_{b0} = \frac{C}{M} \quad (43)$$

onde  $C$  representa a contribuição das ligações cimentícias na resistência ao corte, correspondendo ao valor da intersecção da envolvente de rotura com o eixo  $q$  (Figura 3.3), ao qual corresponde o valor de  $C = 151.67 \text{ kPa}$ .

Horpibuksuk et al (2010) sugerem, com base no estudo do comportamento da argila de Ariake, que o parâmetro  $C$  está diretamente relacionado com a resistência não confinada pela seguinte relação:  $C = 0,5 * q_{u,máx}$ , correspondendo no caso dos ensaios de Correia (2011) a  $C = 571.5 \text{ kPa}$ . Constata-se que este valor é muito diferente do obtido diretamente dos ensaios anisotrópicos e isotrópicos ( $C = 151.67 \text{ kPa}$ ), aproximando-se contudo, do valor obtido considerando unicamente os ensaios isotrópicos, ou seja,  $C = 336,58 \text{ kPa}$  (Figura 4.5). Por considerar mais correto o valor obtido diretamente dos ensaios anisotrópicos e isotrópicos, optou-se pelo mesmo nas simulações realizadas.

O módulo de distorção  $G'$  é estimado a partir da relação tensão-deformação no plano  $q - \epsilon_a$ , tendo em consideração a seguinte expressão, da qual se determinou o valor de  $G' = 54,7 \text{ MPa}$ :

$$G' = \frac{1}{2} \frac{E'}{(1 + \nu')} \quad (44)$$

sendo,  $\nu'$  representa o coeficiente de Poisson, que para o solo estabilizado se assume  $\nu' = 0.3$  (Correia, 2011), e  $E'$  corresponde ao módulo de deformabilidade efetivo (para condições drenadas). Contudo, dos ensaios triaxiais não drenados, só se consegue determinar diretamente o módulo de deformabilidade não drenado,  $E_u$  (declive da reta secante para 50% da tensão de desvio de rotura), que no caso do ensaio CIUC com  $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ , corresponde a  $E_u = 164,1 \text{ MPa}$ . Com o valor anterior pode determinar-se o valor de  $E'$  segundo a seguinte relação:

$$E' = \frac{2(1 + \nu')}{3} E_u \Leftrightarrow E' = 142,2 \text{ MPa} \quad (45)$$

O parâmetro que descreve a forma da superfície de potencial plástico,  $\psi$ , e o índice de desestruturação devido ao corte,  $\xi$ , são estimados de forma indireta, ajustando os resultados numéricos ao comportamento obtido em ensaios triaxiais; pelo que a sua estimativa foi efetuada aquando da simulação dos ensaios no capítulo seguinte.  $\xi$  reflete a taxa de desestruturação devido à quebra abrupta das ligações (Figura 3.1), sendo estimado da relação tensão-deformação pós-rotura.

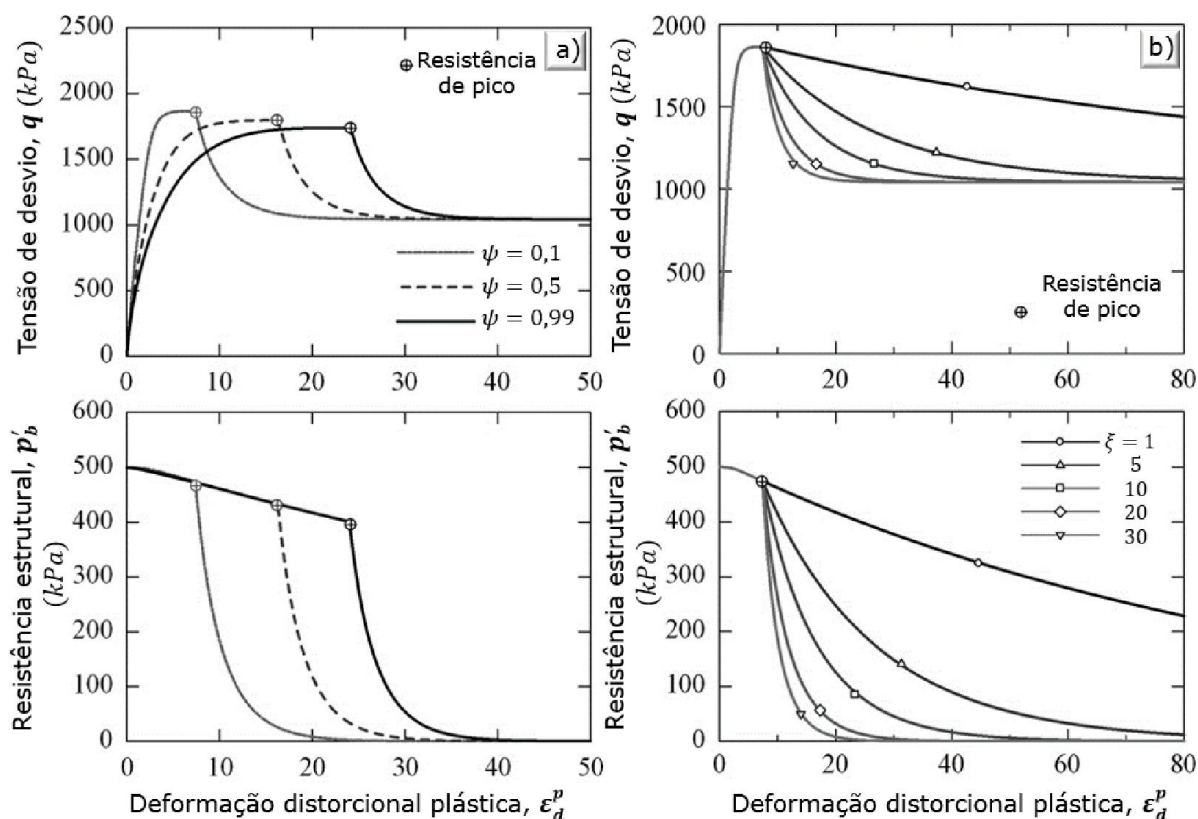


Figura 4.6 – Estudo paramétrico dos parâmetros: a)  $\psi$ ; b)  $\xi$  (adaptado de Suebsuk et al., 2010)

A Figura 4.6 pretende ilustrar o efeito de  $\psi$  e  $\xi$  no comportamento ao corte (Suebsuk et al., 2010). Na Figura 4.6 a) constata-se que quanto menor for  $\psi$ , menor será a deformação distorcional plástica na rotura,  $\varepsilon_{a,f}^p$ , enquanto a resistência e a rigidez aumentam. Na Figura 4.6 b) observa-se que à medida que  $\xi$  aumenta,  $p'_b$  pós-rotura diminui de forma abruptamente (Figura 3.1), o que leva a que a tensão de desvio decresça nessa proporção.

Ambos os parâmetros  $\psi$  e  $\xi$  são dependentes do tipo de argila e do grau de cimentação. O parâmetro  $\psi$  afeta significativamente a direção das deformações plásticas e, por isso, a relação tensão-deformação-resistência. O seu valor é próximo de 2 para argilas naturalmente estruturadas, ou seja, para este estado apresenta aproximadamente a forma do modelo MCC, igual ao do estado desestruturado.  $\psi$  diminui com o grau de cimentação, podendo ser igual a  $\psi = 0.1$  para argilas com ligações cimentícias fortes ou grande teor em ligante. Todavia, o índice  $\xi$  varia ns maior parte dos casos estudados por Suebsuk et al (2010 e 2011) entre  $1 \leq \xi \leq 30$ , parecendo aumentar com o nível de cimentação.

#### 4.4. Parâmetros Adicionais para a Simulação do Ensaio Edométrico

Para a simulação do ensaio edométrico com o software *Cons2D* é necessário a estabelecer o coeficiente de impulso em repouso no início do ensaio edométrico para o estado sobreconsolidados,  $K_0^{OC}$ . Este pode ser relativamente bem estimado aplicando a expressão empírica de Schmidt (1966), amplamente divulgada para solos sobreconsolidados (Correia, 2011), traduzido, pela seguinte expressão:

$$K_0^{OC} = K_0^{NC} OCR^\alpha \quad (46)$$

Assumindo  $K_0^{NC}$ , o valor 0,8 (Åhnberg, 2006) e para o parâmetro  $\alpha$  0,5 (apropriado para a maior parte dos solos e maior parte das aplicações práticas, tal como sugerido por Meyerhof, 1976). Considerando para o ensaio edométrico uma tensão inicial,  $\sigma'_c = 50 \text{ kPA}$ , o valor de  $OCR$  é determinado por:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_c} = \frac{2300}{50} = 46 \quad (47)$$

ao que corresponde um valor coeficiente de impulso em repouso, aplicando a expressão (46), de  $K_0^{OC} = 5,43$ .

## 5. APLICAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO

### 5.1. Considerações Iniciais

As potencialidades do modelo MSCC para simular o comportamento de solos cimentados são analisadas com base nos resultados de ensaios triaxiais consolidados (isotropicamente) não drenados com aumento da tensão média e com controlo de deformação, e ensaios edométricos clássicos, efetuados por Correia (2011) sobre provetes de solo mole do Baixo Mondego estabilizado com ligantes. Os provetes submetidos a ensaios triaxiais foram saturados, tendo a fase de saturação decorrido durante 2 dias, com o aumento crescente da contrapressão até 450 kPa (Correia, 2011).

Para se alcançar o objetivo, foi implementado o modelo MSCC num programa de cálculo desenvolvido no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências da Universidade de Coimbra (*Cons2D*). O software *Cons2D* consiste num programa de elementos finitos para análises bidimensionais que permite efetuar análises acopladas de consolidação incorporando diversos modelos elastoplásticos, como os modelos MCC, Melanie e Mit-E3 (Venda de Oliveira, 2000).

Foram simulados três ensaios triaxiais com diferentes tensões de confinamento,  $\sigma'_c$  (50, 100 e 150 kPa), para o mesmo teor em ligante de  $a_w = 15\%$ . Os valores dos parâmetros do modelo determinados no capítulo anterior estão listados no Quadro 5.1. O programa de cálculo *Cons2D* assume na sua programação o módulo de deformabilidade efetivo,  $E'$ , em vez do módulo de distorção,  $G'$ . O valor do parâmetro  $\psi$  teve como base uma série de simulações entre 0,1 e 2, tendo-se assumido o valor de 0,1 uma vez que se verificava uma maior concordância com a resistência de pico (e também em concordância com o observado para argilas fortemente cimentadas). Optou-se por não apresentar o estudo paramétrico deste parâmetro, pois apesar da deformação distorcional plástica na rotura aumentar, a diferença observada era insignificante. Para a simulação do ensaio edométrico utilizou-se a parametrização relativa ao provete consolidado para  $\sigma'_c = 50$  kPa.

Na simulação dos ensaios triaxiais e edométricos, considerou-se uma análise axissimétrica, uma vez que para ambos os ensaios os provetes são cilíndricos apresentando simetria rotacional em relação a um eixo. Em ambas as simulações considerou-se os provetes saturados.

A malha utilizada na simulação dos ensaios triaxiais não drenados encontra-se representada na Figura 5.1, sendo constituída por um elemento bidimensional isoparamétrico de 8 pontos nodais, com as pressões intersticiais avaliadas nos nós dos cantos da malha. As dimensões

correspondem à altura do provete, 7,6 cm e ao raio do provete, correspondente a 1/4 da altura, ou seja, 1,9 cm. Ao nível das condições de fronteira impostas em termos de deslocamentos (Figura 5.1) os pontos nodais 1, 4 e 6 são impedidos de se deslocarem horizontalmente uma vez que representam o eixo de simetria da amostra. Por sua vez, os deslocamentos verticais na base (pontos nodais 6, 7 e 8) são restringidos, encontrando-se os restantes pontos livres de se deslocarem. De modo a simular as condições não drenadas, em termos de condições hidráulicas, todas as fronteiras são consideradas impermeáveis, não permitindo a existência de drenagem.

Quadro 5.1 – Valores dos parâmetros do modelo MSCC para a argila do Baixo Mondego estabilizada artificialmente

Parâmetros do modelo	$\sigma'_c$ (kPa)		
	50	100	150
$\lambda^*$	0,235		
$\kappa$	0,011		
$e_{\lambda 0}^*$	2,531		
$b$	0,3		
$\Delta e_i$	1,015		
$M$	1,51		
$p'_{b0}$ (kPa)	63,9		
$p'_{y,i}$ (kPa)	2009,4		
$E'$ (MPa)	142	207	212
$\xi$	1;30	1	1
$\psi$	0,1	0,1	0,1

Para a simulação dos ensaios edométricos, elaborou-se uma malha mais complexa constituída por 13 elementos bidimensionais de 8 pontos nodais cada (totalizando 68 pontos nodais), divididos em 3 grupos representados na Figura 5.1 b). O comprimento dos elementos correspondem ao raio do provete, ou seja, 3,5 cm, enquanto a altura destes é dada da seguinte maneira: os primeiros dois elementos a contar do topo com 0,05 cm; os três seguintes com 0,1 cm; e os restantes oito com 0,2 cm. Ao nível das condições de fronteira impostas em termos de deslocamentos, foram impedidos os deslocamentos horizontais nas laterais da malha, uma vez que a amostra se encontra confinada no interior do anel edométrico e um dos eixos corresponde ao eixo de simetria. Os deslocamentos verticais foram impedidos na base, pois a aplicação de carga dá-se pelo topo da amostra. Em termos de condições hidráulicas, as fronteiras laterais e inferior são consideradas impermeáveis, não permitindo a drenagem da água.

A simulação dos ensaios foi efetuada com base no conceito de controlo de deformação, tendo sido aplicados no topo do provete para: (i) o ensaio triaxial 66 incrementos de deformação axial,

fazendo variar a deformação axial até se atingir 30% da altura inicial do provete (7,6 cm); (ii) o ensaio edométrico 50 incrementos de deformação axial até se atingir 40% da altura inicial (2 cm). Para o ensaio triaxial o cálculo foi efetuado com consolidação acoplada, enquanto na simulação do ensaio edométrico foi efetuado uma análise drenada, simulada através de um coeficiente de permeabilidade muito alto. No controlo do algoritmo de resolução do problema não linear, as matrizes de rigidez são recalculadas na 1ª iteração de cada fase. Na análise numérica, considera-se para a colocação do ponto representativo do estado de tensão no interior da superfície de cedência uma tolerância de 0,001 kPa, utilizando-se para a tolerância do critério de convergência 0,1%.

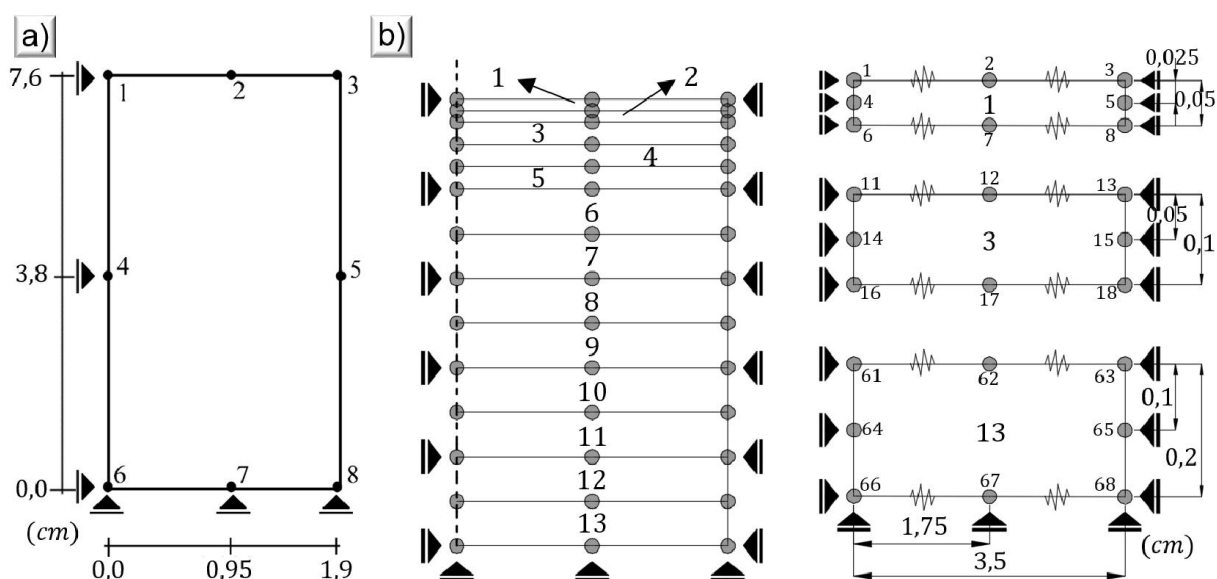


Figura 5.1 – Malha de elemento finitos utilizados na simulação de um ensaio: a) triaxial não drenado (Venda de Oliveira, 2000); b) edométrico clássico

## 5.2. Resultados Numéricos e Discussão

A comparação entre os resultados laboratoriais (ensaio triaxiais não drenados e edométricos) e os obtidos por via numérica utilizando o programa de cálculo *Cons2D* é ilustrada nas Figuras 5.2, 5.3 e 5.4. Relativamente aos ensaios triaxiais (Figura 5.2), de um modo geral, constata-se que o modelo consegue captar com êxito a relação tensão-deformação no plano  $q - \varepsilon_a$ , conseguindo replicar adequadamente os resultados quando não se observa desestruturação ( $\xi = 1$ ) para os ensaios com  $\sigma'_c = 100$  e  $150$  kPa. Conforme verificado da Figura 5.2, não existiu um decréscimo da tensão de desvio pós-rotura dos ensaios para  $\sigma'_c = 100$  e  $150$  kPa, o que não representa o suposto comportamento mecânico explicitado na revisão bibliográfica. Este foi justificado pelo autor dos ensaios (Correia, 2011), como devido à resposta da resistência do imbricamento pós-rotura de pico, correspondendo à contribuição do imbricamento dos agregados de argila.



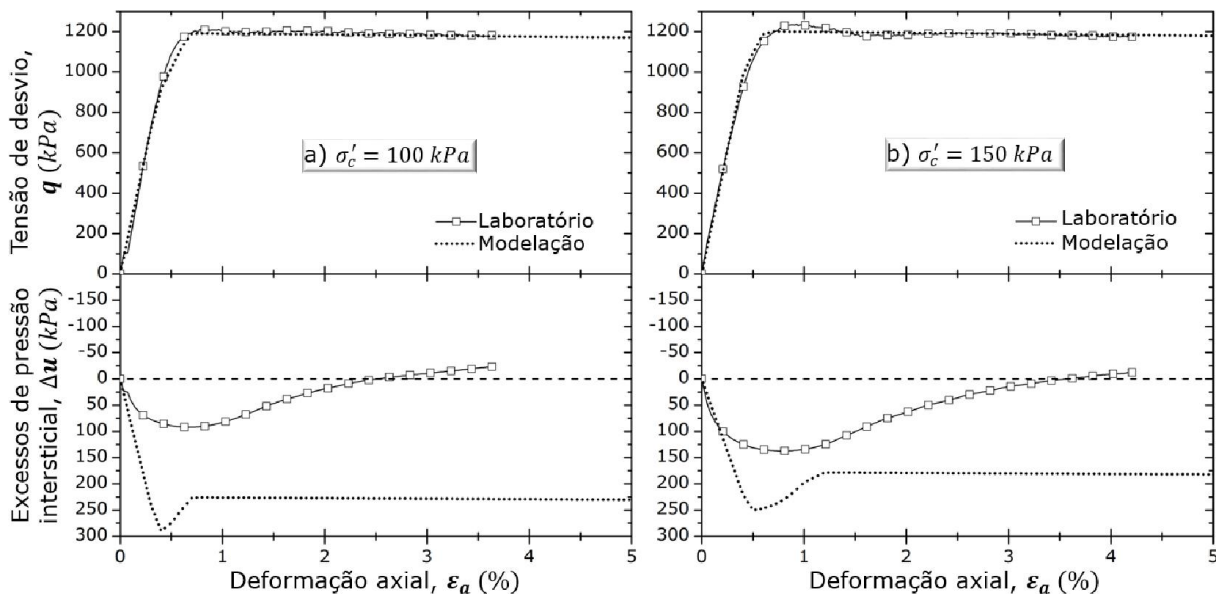


Figura 5.2 – Simulação numérica dos ensaios: a)  $\sigma'_c = 100$  kPa; b)  $\sigma'_c = 150$  kPa

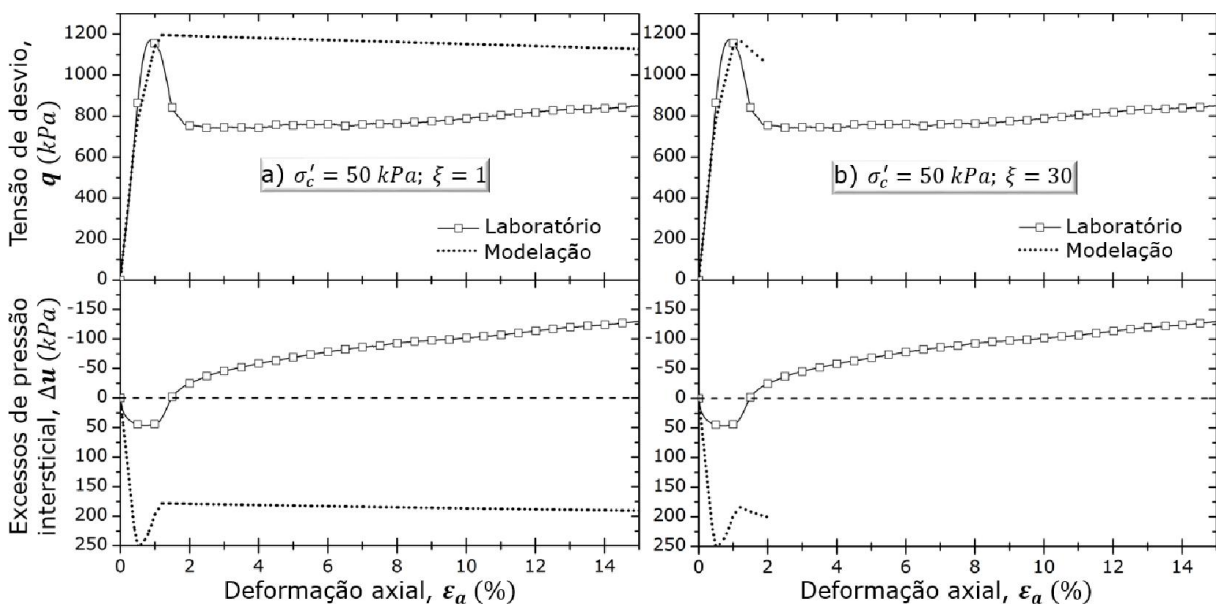


Figura 5.3 – Simulação numérica do ensaio  $\sigma'_c = 50$  kPa com: a)  $\xi = 1$ ; b)  $\xi = 30$

Em termos da evolução dos excessos de pressão intersticial,  $\Delta u$ , observa-se que qualitativamente se obtém a mesma tendência de comportamento, embora, em termos quantitativos se registem grandes diferenças, que fundamentalmente resultam do facto do modelo originar inicialmente maiores excessos de pressão intersticial que o obtido nos ensaios. Será pouco provável encontrar-se o comportamento simulado na realidade, uma vez que  $\Delta u$  ultrapassariam a pressão de confinamento  $\sigma'_c$ .

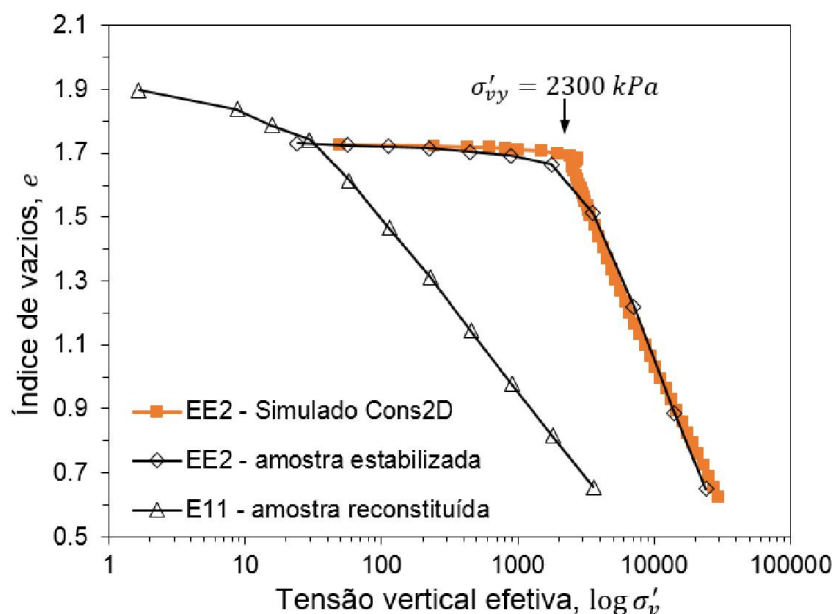


Figura 5.4 – Simulação numérica do ensaio edométrico EE2 para amostra estabilizada

Na Figura 5.3 apresenta-se um pequeno estudo paramétrico com  $\xi = 1$  e  $\xi = 30$  para o ensaio CIU com  $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ . Com  $\xi = 30$  (Figura 5.3 b)), constata-se que a simulação numérica reproduz a diminuição de resistência pós-pico, obtendo-se um comportamento mais próximo dos resultados laboratoriais; no entanto, a partir de 2% registaram-se problemas numéricos, devido à falta de convergência.

A Figura 5.4 apresenta os resultados da simulação do ensaio edométrico da amostra estabilizadas com ligantes (EE2), usada para determinar os parâmetros que caracterizam a estrutura em termos de compressibilidade. Como se pode observar, obtiveram-se bons resultados para esta simulação, sendo que a simulação numérica com o modelo MSCC consegue reproduzir a desestruturação volumétrica dada pela diminuição do índice de vazios adicional e aproximação da curva de compressão (SCL) à curva do solo reconstituído. No entanto, constata-se um ligeiro aumento da tensão de cedência ( $\sigma'_{vy} \approx 2600 \text{ kPa}$ ) em relação à observado em laboratório ( $\sigma'_{vy} = 2300 \text{ kPa}$ ). Os resultados permitem ainda concluir que o índice de desestruturação volumétrica  $b$ , foi bem definido aquando do estudo paramétrico ( $b = 0,3$ ).

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1. Conclusões

Esta dissertação foi elaborada com o propósito de simular o comportamento de solos estabilizados com ligantes, cuja estrutura tem um papel preponderante no comportamento.

Assim, iniciou-se o trabalho com uma revisão bibliográfica, abordando duas temáticas essenciais: a estrutura da argila a nível microscópico e as características do comportamento mecânico no domínio da MSEC. Os trabalhos de investigação efetuados sobre a estrutura num prisma microscópico, revelam os seguintes aspetos principais:

- a) a fábrica original da argila é constituída por agregados de argilas, e o seu tamanho e disposição são condicionados tanto pela sua história de tensões, como pelo teor em água natural em relação ao seu limite de liquidez;
- b) para a mesma argilas, a fábrica no estado cimentado e não cimentadas é semelhante, sendo que a principal função da introdução de ligantes é unir esses agregados, proporcionando continuidade à fábrica. Logo a resistência das ligações cimentícias coexiste com a da fábrica natural;
- c) o grau de cimentação é caracterizado essencialmente pela relação entre teor em água da argila, teor em ligante e tempo de cura;
- d) as reações de hidratação são responsáveis pelo rápido ganho de resistência na fase inicial da cura, ao passo que as reações pozolánicas são as grandes responsáveis pelo aumento da resistência mecânica no tempo (muito significantes em tempos de cura prolongados).

Em termos de comportamento mecânico de argilas estruturadas, refere-se as principais características que devem ser captadas pelos modelos constitutivos:

- a) o estado metaestável, caracterizado por índices de vazios adicionais superiores ao do estado reconstituída para a mesma tensão;
- b) o processo de desestruturação durante a cedência, em termos de compressibilidade, caracterizado por redução do índice de vazios adicional, com aproximação da curva de compressão (SCL) ao estado estável característico do solo base. A curva de compressão reconstituída da argila natural apresenta por isso uma boa referência e pode ser usada como tal para a modelação da curva de compressão estruturada;
- c) o efeito das ligações cimentícias, que além de conferirem coesão, originam uma elevação da envolvente de rotura em relação ao estado crítico para amostras reconstituídas. O efeito da coesão na resistência pode ainda ser interpretado como um reforço da pressão de confinamento;

- d) o processo de desestruturação durante o corte induz uma degradação da estrutura com aparecimento de microfissura (cedência estrutural) até à rotura, sendo caracterizada após a rotura por uma quebra abrupta das ligações cimentícias. Em modelação constitutiva, este processo traduz-se num amolecimento das deformações por redução da contribuição das ligações cimentícias para a resistência, e deve ser incorporado tanto na função de cedência, como na função de potencial plástico e envolvente de rotura.

Finaliza-se o trabalho com a aplicação do modelo MSCC (Suebsuk et al 2010) para simular o comportamento do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente. O modelo incorpora o efeito da estrutura de solos cimentados no conceito de tensão efetiva, na função de cedência, função de potencial plástico e na lei de endurecimento, permitindo descrever o comportamento mecânico deste tipo de argilas.

Embora o modelo necessite de onze parâmetros, foi demonstrado que a sua avaliação pode ser efetuada de forma simples a partir de ensaios laboratoriais convencionais na mecânica dos solos. Apesar de os autores do modelo sugerirem que a determinação dos parâmetros que caracterizam a compressibilidade seja feita a partir de ensaios de compressão isotrópica, foram apresentados métodos aproximados para a sua determinação a partir de ensaios edométricos, uma vez que este tipo de ensaios são mais usuais. Conclui-se dos resultados obtidos das simulações que estes métodos permitiram uma boa determinação dos parâmetros deste comportamento.

A partir das simulações de ensaios triaxiais realizados sobre amostras de solo do Baixo Mondego artificialmente estabilizado com ligantes para diferentes tensões de confinamento, concluiu-se que o modelo consegue captar com êxito a influência da estrutura na relação tensão-deformação-resistência, e a evolução qualitativa das pressões intersticiais, embora se registem importantes discrepâncias em termos quantitativos.

Com  $\xi = 30$  simulou-se a diminuição de resistência pós-pico, contribuindo para uma melhor aproximação dos resultados numéricos, que demonstra com êxito a implementação do processo de desestruturação por corte no modelo.

Também se verifica que o modelo capta com êxito o comportamento observado durante os ensaios edométrico, principalmente no processo de desestruturação volumétrica caracterizado por diminuição do índice de vazios adicional sustido pela estrutura da argila.

Refere-se por fim que estes resultados constituem os primeiros resultados numéricos obtidos com o modelo MSCC pelo programa de cálculo automático *Cons2D*. Assim, futuramente prevê-se a melhoria do desempenho do código após a resolução de alguns problemas numéricos.

A quantidade de resultados analisados ficou aquém do esperado, tanto por limitações da convergência das soluções numéricas, como por falta de ensaios laboratoriais que permitissem a parametrização do comportamento para diferentes condições. Apesar de existirem ensaios edométrico para várias dosagens, diferentes limites de liquidez e pressões verticais de cura, não existiam os correspondentes ensaios de corte triaxial dessas amostras. Mesmo com este factor limitante, acredita-se que os objetivos propostos foram devidamente cumpridos, e que a escassez de resultados em relação aos objetivos inicialmente propostos, foi compensada por um trabalho de revisão bibliográfica profundo, tendo em conta estudos atualizados do comportamento mecânico de argilas estruturadas.

## 6.2. Perspetivas de trabalhos futuros

Tendo por base as conclusões do presente trabalho, assim como algumas das suas críticas e insucessos, aqui se deixam algumas sugestões a ponderar em investigações futuras:

- a) melhoria do desempenho do código do programa *Cons2D*, principalmente na geração de excessos de pressão intersticial e na lei de fluxo plástica;
- b) associação do modelo MSCC a modelos de fluência para análise dos efeitos do tempo sobre colunas de *deep mixing*;
- c) apesar do modelo mostrar boa performance em análise de elementos únicos, não existe nenhuma aplicação para problemas com condições de fronteira complexas e malhas de elementos finitos de maior dimensão. Para tal sugere-se a simulação de obras reais quando o solo de fundação é melhorado por colunas de *deep mixing*;
- d) melhoria do modelo implementado com incorporação de elasticidade não linear, e do processo de desestruturação na envolvente de rotura;
- e) implementação no programa de elementos finitos de modelos anisotrópicos considerando o efeito da estrutura;
- f) realização de ensaios edométricos e de corte axial, drenados e não drenados, sobre amostras com diferentes teores em ligante, tempos de cura, teores em água inicial e pressões de confinamento, de modo a se analisar a potencialidades do modelo implementado para argilas estruturadas, noutras condições.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Åhnberg H. (2006). “Strength of stabilised soils – a laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder”. Ph.D. thesis, University of Lund, Sweden. (citado em Correia, 2011).
- Baudet, B. and Stallebrass, S. (2004). “A constitutive model for structured clays”. *Géotechnique*, Vol. 54, Issue 4, pp. 269-278.
- Bennett, R.H. and Hulbert, M.H. (1986). “Clay Microstructure”. International Human Resources Development Corporation, Press, Prentice Hall, Boston.
- Burland J. B. (1990). “On the compressibility and shear strength of natural soils”. *Géotechnique*, Vol. 40, Issue 3, pp. 329-378.
- Butterfield, R. (1979). “A natural compression law for soils (an advance on e-log p)”. Technical Note, *Géotechnique*, Vol. 29, Issue 4, pp. 468-480.
- Callisto, L and Rampello, S. (2004). “An interpretation of structural degradation for three natural clays”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, Issue 3, pp. 392-407.
- Cardoso, A.S. (1987). “A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações – métodos de análise e dimensionamento”. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Carter, J. P. and Liu, M. D. (2005). “Review of the structured cam clay model”. Proceedings of the Session of the Geo-Frontiers, Soil constitutive models: evaluation, selection, and calibration, ASCE, Issue 128, pp. 99-132.
- Carter, J.P., Liu, M.D. and Horpibulsuk, S. (2009). “Modelling natural soils using Structured Cam Clay”. Proceedings of 14th National Convention in Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand, pp. 1 -24 (Keynote lecture).
- Casagrande, A. (1932). “The structure of clay and its importance in foundation engineering”. *Boston Society Civil Engineers Journal*, Vol. 19, Issue 4, pp. 168–209.
- Chew, S. H., Kamruzzaman, A. H. M. and Lee, F. H. (2004). “Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, Issue 7, pp. 696–705.
- Correia, A. A. S. (2011). “Aplicabilidade da Técnica de Deep Mixing aos Solos Moles do Baixo Mondego”. Dissertação de Doutoramento, FCTUC, Coimbra.
- Cotecchia, F. and Chandler, R. J. (2000). “A general framework for the mechanical behaviour of clays”. *Géotechnique*, Vol. 50, Issue 4, pp. 431-447.
- Drucker, D. C., Gibson, R. E. and Henkel, D. J. (1957). “Soil mechanics and work hardening theories of plasticity”. *Transactions ASCE*, Vol. 122, pp. 338-346.
- Gens, A. e Nova, R. (1993). “Conceptual bases for constitutive model for bonded soil and weak rocks”. Proceedings of Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soil-Soft Rocks. Athens, Greece. Anagnostopoulos et al. (eds.). A. A. Balkema, Rotterdam. Vol. 1, pp. 485-494.

- 
- Horpibulsuk, S. (2001). "Analysis and assessment of engineering behaviour of cement stabilized clays". PhD Dissertation, Saga University, Saga, Japan.
- Horpibulsuk, S. (2005). "Mechanism controlling undrained shear characteristics of induced cemented clays". *Lowland Technology International*, Vol. 7, Issue 2, pp. 9–18.
- Horpibulsuk, S., Liu, M. D., Liyanapathirana, D. S. and Suebsuk, J. (2010). "Behaviour of cemented clay simulated via the theoretical framework of Structured Cam Clay model". *Computers and Geotechnics*, Vol. 37, Issues 1-2, pp. 1-9.
- Horpibulsuk, S., Miura, N. and Nagaraj, T. S. (2003). "Assessment of strength development in cement-admixed high water content clays with Abrams' law as a basis". *Géotechnique*, Vol. 53, Issue 4, pp. 439-444.
- Horpibulsuk, S., Miura, N. and Nagaraj, T. S. (2005). "Clay–water/cement ratio identity for cement admixed soft clays". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, Issue 2, pp. 187-192.
- Horpibulsuk, S., Rachan, R., and Raksachon, Y. (2009). "Role of fly ash on strength and microstructure development in blended cement stabilized silty clay". *Soils and Foundations*, Vol. 49, Issue 1, pp. 85–98.
- Horpibulsuk, S., Bergado, D. T. and Lorenzo, G. A. (2004a). "Compressibility of cement admixed clays at high water content". *Géotechnique*, Vol. 54, Issue 2, pp. 151-154.
- Horpibulsuk, S., Miura, N. and Bergado, D. T. (2004b). "Undrained shear behaviour of cement admixed clay at high water content". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE. 130, Issue 10, pp. 1096-1105.
- Huang, J. T. and Airey, D. W. (1998). "Properties of an artificially cemented carbonate sand". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 6, pp. 492-499.
- Jaky J. (1944). "The coefficient of earth pressure at rest". *Journal of the Society of Hungarian Engineers and Architects*, Budapest, pp. 335-358.
- Kamruzzaman, A. H. M., Chew, S. H. and Lee, F. H. (2009). "Structuration and destructuration behavior of cement-treated Singapore marine clay". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 135, Issue 4, pp. 573-589.
- Kasama, K., Ochiai, H. and Yasufuku, N. (2000). "On the stress-strain behaviour of lightly cemented clay based on an extended critical state concept". *Soils and Foundations*, Vol. 40, Issue 5, pp. 37-47.
- Kavvas, M. and Amorosi, A. (2000). "A constitutive model for structured soils". *Géotechnique*, Vol. 50, Issue 3, pp. 263-273.
- Lade, P. V., and Overton, D. D. (1989). "Cementation effects in frictional materials". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, Issue 10, pp. 1373–1387.
- Lambe, T. W. (1953). "The structure of inorganic soils". *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 79, Separate Issue 315, October, pp. 1-49.
- Lee, K., Chand, D. and Lam, K. (2004). "Constitutive model for cement treated clay in a critical state framework". *Géotechnique*, Vol. 42, Issue 3, pp. 427-441.
-

- 
- Leroueil, S. and Vaughan, P. R. (1990). "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks". *Géotechnique*, Vol. 41, Issue 3, pp. 467-488.
- Leroueil, S., Hight, D. W. (2003). "Behaviour and properties of natural soils and soft rocks". *Proc. Int. Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore, Edited by K.K. Phoon, D.W. Hight, S. Leroueil, and T.S. Tan., A.A. Balkema, Vol. 1, pp. 29-254.
- Liu, J. (2013). "A study of the mechanical behavior of cemented soils via Structured Cam Clay". Master of Engineering Thesis, School of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong.
- Liu, M. D. and Carter, J. P. (1999). "Virgin Compression of structured soils". *Géotechnique*, Vol. 49, Issue 1, pp. 43-57.
- Liu, M. D. and Carter, J. P. (2000). "Modelling the destructuring of soils during virgin compression". *Géotechnique*, Vol. 50, Issue 4, pp. 479-483.
- Liu, M. D. and Carter, J. P. (2002a). "A structured cam clay model". Research Report, No. 814, University of Sidney.
- Liu, M. D. and Carter, J. P. (2002b). "A structured cam clay model". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, Issue 6, pp. 1313-1332.
- Liu, M. D. and Carter, J. P. (2003). "The volumetric deformation of natural clays". *International Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol. 3, Issue 2, pp. 236-252.
- Liu, M. D., Horpibulsuk, S., Suebsuk, J. and Chinkulkijniwat, A. (2007). "A theoretical study of the behavior of clays in reconstituted, naturally structured and cemented states". *International Symposium on Geotechnical Engineering, Ground Improvement and Geosynthetics for Human Security and Environmental Preservation*, Bangkok, Thailand, pp. 469-484.
- Lorenzo, G. A. and Bergado, D. T. (2004). "Fundamental parameters of cement-admixed clay – new approach". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, Issue 10, pp. 1042-1050.
- Lorenzo, G. A. and Bergado, D. T. (2006). "Fundamental characteristics of cement-admixed clay in deep mixing". *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 18, Issue 2, pp. 161-174.
- Malandraki, V. and Toll, D. G. (2000). "Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil". *Géotechnique*, Vol. 50, Issue 2, pp. 141-151.
- Maranha das Neves, E. (2013). "Mecânica dos Solos dos Estados Críticos". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Divisão e Divulgação Científica e Técnica, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (2006). "Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais". FEUP Edições, Porto.
- McDowell, G. R. and Hau, K. W. (2003). "A simple non-associated three surface kinematic hardening model". *Géotechnique*, Vol. 53, Issue 4, pp. 433-437.
- Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing capacity and settlement of pile foundations". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 102, Issue GT3, pp. 197-228.
-



- 
- Mitchell, J. K. and Soga, K. (2005). "Fundamentals of soil behavior". 3rd edition, John Wiley & Sons, New Jersey.
- Miura, N., Horpibulsuk, S. and Nagaraj, T. S. (2001). "Engineering behavior of Cement stabilized clays at high water content". *Soils and Foundations*, Vol. 41, Issue 5, pp. 33-45.
- Moses, G. G., Rao, S. N. and Rao, P. N. (2003). "Undrained strength behaviour of a cemented marine clay under monotonic and cyclic loading". *Ocean Engineering*. 30, Issue 14, pp. 1765–1789.
- Muir Wood, D. (1990). "Soil behavior and critical state soil mechanics". Cambridge University Press, Cambridge.
- Nagaraj, T. S. and Miura, N. (2001). "Soft clay behavior – analysis and assessment". Netherlands: A. A. Balkema, Rotterdam.
- Nagaraj, T. S. and Srinivasa Murthy, B. R. (1986). "A critical reappraisal of compression index equations". *Géotechnique*, Vol. 36, Issue 1, pp. 27-32.
- Nagaraj, T. S., Pandian, N. S. and Narasimha Raju, P. S. R. (1998). "Compressibility behavior of soft cemented soils". *Géotechnique*, Vol. 48, Issue 2, pp. 281–287.
- Nagaraj, T.S., Vatsala, A. and Srinivasa Murthy, B. R. (1990). "Discussion on 'Change in pore size distribution due to consolidation of clays' by Griffith, F. J. and Joshi, R. C. (1989)". *Géotechnique*, Vol. 40, Issue 2, pp. 303-309.
- Nguyen, L. D., Fatahi, B. and Khabbaz, H. (2014). "A constitutive model for cemented clays capturing cementation degradation". *International Journal of Plasticity*, Vol. 56, pp. 1-18.
- Olsen, H. W. (1962). "Hydraulic flow through saturated clay". *Proceedings of the Ninth National Conference on Clays and Clay Minerals*, Pergamon Press, West Lafayette, IN, pp. 131–161.
- Panda, A. P. and Rao, S. N. (1998). "Undrained strength characteristics of an artificially cemented marine clay". *Marine Georesources & Geotechnology*, Vol. 16, Issue 4, pp. 335–353.
- Roscoe, K. H. and Burland, J. B. (1968). "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay". *Engineering plasticity*, Cambridge University press, Cambridge, pp. 553-609.
- Roscoe, K. H. and Schofield, A. N., (1963). "Mechanical behaviour of an idealised wet clay". *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 47-54.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C.P. (1958). "On the yielding of soils". *Géotechnique*, Vol. 8, Issue 1, pp. 22-53.
- Rotta G. V., Consoli, N. C., Prietto P. D. M., Coop, M. R. and Graham, J. (2003). "Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress". *Géotechnique*, Vol. 53, Issue 5, pp. 493-501.
- Rouainia, M. and Muir Wood, D. (2000). "A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure". *Géotechnique*, Vol. 50, Issue 2, pp. 153-164.
-

- 
- Santamarina, J. C. (2003). "Soil behavior at the microscale: particle forces". In: J. T. Germaine, T. C. Sheahan, and R. V. Whitman (Eds.), *Soil Behavior and Soft Ground Construction*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 119, ASCE, Reston (VA), pp. 25–56.
- Sasanian, A. (2011). "The behavior of cement stabilized clay at high water contents". PhD Dissertation, School of Graduate and Postdoctoral Studies, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada.
- Schmertmann, J. H. (1991). "The mechanical aging of soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. Vol. 119, Issue 9, pp. 1288-1330.
- Schmidt, B. (1966), "Discussion of 'Earth pressures at rest related to stress history' by Brooker, E. W. and Ireland, H. O. (1965)". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 3, Issue 4, pp. 239-242.
- Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968). "Critical State Soil Mechanics". MacGraw-Hill, London.
- Shibuya, S. (2000). "Assessing structure of aged natural sedimentary clays". *Soils and Foundations*, Vol. 40, Issue 3, pp. 1-16.
- Srinivasa Murthy, B. R., Vatsala, A. and Nagaraj, T. S. (1991). "Revised Cam-clay model". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, Issue 6, pp. 851-871.
- Suebsuk, J. (2010). "Development of the Modified Structured Cam Clay Model and Finite Element Implementation". Ph.D. thesis, Suranaree University of Technology, Thailand.
- Suebsuk, J., Horpibulsuk, S. and Liu, M. D. (2010). "Modified Structured Cam Clay: A generalised critical state model for destructured, naturally structured and artificially structured clays". *Computers and Geotechnics*, Vol. 37, Issues 7-8, pp. 956-968.
- Suebsuk, J., Horpibulsuk, S. and Liu, M. D. (2011). "A critical state model for overconsolidated structured clays". *Computers and Geotechnics*, Vol. 38, Issue 5, pp. 648-658.
- Taiebat, M., Dafalias, Y. F. and Peek, R. (2010). "A destructuration theory and its application to SANICLAY model". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 34, Issue 10, pp. 1009-1040.
- Terashi, M. (1997). "Theme lecture: deep mixing method – Brief state of the art". 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany Vol. 4, pp. 2475–2478.
- Uddin, K., Balasubramaniam, A. S. and Bergado, D. T. (1997). "Engineering behavior of cement-treated Bangkok soft clay". *Geotechnical Engineering Journal*, Southeast Asian Geotechnical Society, Vol. 28, Issue 1, pp. 89-119.
- Venda Oliveira, P. J. (2000). "Aterros sobre solos moles. Modelação numérica". Dissertação de Doutoramento, FCTUC, Coimbra.
- Yin, Z. Y., Chang, C. S., Hicher, P. Y. and Karstunen, M. (2009). "Micromechanical analysis of kinematic hardening in natural clay". *International Journal of Plasticity*, Vol. 25, Issue 8, pp.1413–1435.
- Yin, Z. Y., Chang, C. S., Hicher, P. Y. and Wang, J. H. (2011). "Micromechanical analysis of the behavior of stiff clay". *Acta Mechanica Sinica*, Vol. 27, Issue 6, pp. 1013–1022.
-