

3. REQUISITOS GERAIS PARA A IMPLEMENTAÇÃO DAS TÉCNICAS EXPERIMENTAIS EM GEOTECNIA (EC7 – PARTES A e B)

AMOSTRAGEM PARA ENSAIOS DE LABORATÓRIO

CLASSES DE AMOSTRAGEM

Definem-se cinco classes de amostras no que se refere a características de solos que se mantêm intactas durante a amostragem e manuseamento das mesmas e dos provetes delas moldados. As classes estão descritas no Quadro ____.

Quadro - Classes de qualidade de amostras para ensaios de laboratório.

☐Propriedades dos solos / Classe☐	1☐	2	3☐	4☐	5☐
<i>Características inalteradas:</i>					
Dimensões das partículas	*	*	*	*	
Teor em água	*	*	*		
Peso volúmico; permeabilidade	*	*			
Compressibilidade; resistência	*				
<i>Propriedades determináveis:</i>					
Sequência estratigráfica	*	*	*	*	*
Fronteiras de estratos, p/ grosso	*	*	*	*	
Fronteiras de estratos, c/ porme.	*	*			
Limites, densidade, mat.orgân.	*	*	*	*	
Teor em água	*	*	*		
P.vol., porosidade,	*	*			
permeabilidade	*		*		
Compressibilidade; resistência					

SELECÇÃO DO TIPO DE INVESTIGAÇÃO

- (1) Para identificação e classificação de solos e para a determinação dos parâmetros geotécnicos por ensaios de laboratório, deve-se recorrer a investigações directas com sondagens com recolha de amostras.
- (2) As investigações directas podem ser dispensadas e substituídas por indirectas (ensaios sísmicos, de penetração, etc.) desde que o número das directas seja tal que não haja ambiguidades na interpretação de resultados.
- (3) A proporção entre investigações directas e indirectas depende do tipo de obra geotécnica e do maciço envolvido, da categoria geotécnica (EC7 - Parte 1) e muito especialmente da tradição local e nacional com os métodos de investigação.

- (4) O Quadro__ apresenta exemplos de diversos ensaios *in situ* e de laboratório que ajudam a parametrizar geotecnicaamente diferentes tipos de solos.

Quadro - Exemplos de ensaios *in situ* e de laboratório para parametrização geotécnica

Parâmetro	<i>In situ</i> / Labor.	Cascalho	Areia	Silte	Argila NC	Argila OC	Argila orgânica
Peso volúmico	<i>In situ</i> Lab.	DP -	DP, SPT, CPT DI	PM, SPT DT	PM DT	PM DT	- -
Módulo de compressibilidade edométrica	<i>In situ</i> Lab.	DP -	DP, CPT -	PM, SPT OED	PM OED	PM OED	 OED
Resistência em termos de tensões efectivas	<i>In situ</i> Lab.	DP TX, DST	DP, CPT TX, DST	CPT, SPT TX, DST	- TX, DST	- TX, DST	- TX, DST
Resistência condições não drenadas	<i>In situ</i> Lab.	- -	- -	CPT, SPT TX, SIT	FV TX, SIT	FV TX, SIT	FV (?) TX, SIT
Permeabilidade	<i>In situ</i> Lab.	- PT(C), SV	- PT(C), SV	FP, HF, PU,.. PT(C), PT(F)	FP, HF, PU,.. PT(F)	FP, HF, PU,.. PT(F)	FP, HF, PU,.. PT(F)
Resistência de ponta e fuste de estacas	<i>In situ</i> Lab.	DP -	DP, CPT -	CPT, SPT TX, SIT	FV TX, SFT	FV TX, SFT	FV TX, SFT

Abreviações:

Ensaio *in situ*

DP	Penetração Dinâmica
FV	Ensaio de corte rotativo
PM	Ensaio pressiómetro
CPT (U)	Ensaio de penetração estática (c/ med. de pressões neutras)
SPT	Ens. dinâmico c/ am. Terzaghi
FP	Ensaio de permeabilidade
HF	Ens. de fracturação hidráulica
PU	Ensaio de bombagem

Ensaio laboratório

OED	Ensaio edométrico
TX	Ensaio triaxial com consolidação
PT (F)	Ens. de permeabilidade (constante)
PT (C)	Ens. de permeabilidade (variável)
DST	Ensaio de corte directo
SIT	Ensaio de índice de resistência
SV	Análise granulométrica
DI	Ensaio det. compacidade relativa
DT	Ensaio de det. Peso volúmico

FURAÇÃO E AMOSTRAGEM

- (1) Quando a laminação e estratificação fina do subsolo pode influenciar significativamente o dimensionamento geotécnico, a furação deve ser contínua com tubos amostradores abertos ou amostradores de parede dupla com eventual rotação (rochas). As amostras devem ser

protegidas por revestimentos que as protejam contra as alterações de teor em água das deformações de manuseamento. Se amostras da classe 1 forem necessárias mas o processo de furação não as garantir do mesmo deve ser substituído localmente por equipamento especial que assegure aquelas, como amostradores abertos de paredes delgadas e de comprimento limitado, amostradores de pistão fixo, amostragem de blocos, etc.

- (2) Em casos de grande homogeneidade (sem grande influência de estratificação) pode ser suficiente a amostragem por trados ou por amostradores correntes (tipo Moran) no caso de solo grosseiros. Já no caso de solos finos, devem-se prever meios mais sofisticados de recolha de amostras de grande qualidade. No Quadro apresenta-se alguns exemplo típicos de equipamentos de amostragem e a sua adaptabilidade para lidar com as diferentes classes de amostragem.
- (3) As amostras para classificação e identificação de solos (classes 3 a 5) devem ser tomadas em cada estrato e se os mesmo for muito espesso devem ser retiradas em cada 1 metro.
- (4) Se em solos finos (argilosos e orgânicos) são exigidas amostras das classes 1 e 2 estas devem ser recolhidas em cada 1 metro.

LOCALIZAÇÃO, ESPAÇAMENTO E PROFUNDIDADE

Dos pontos em consideração salientam-se os seguintes:

- As sondagens devem ser dispostas em grelha horizontal conforme implantação da obra e considerar disposições verticais consoante as condições geológicas expectáveis;
- As sondagens devem incidir sempre nos vértices de implantação;
- Em estruturas lineares deve-se incidir sobre o eixo;
- Em estruturas próximas de taludes ou escavações deve-se investigar zonas envolventes (...).

Quadro - Exemplos de tipos de furação e amostragem em solos e correspondência com as classes de amostras

Técnica	Furação/ Amostragem	Amostrador	Diam.(mm)	Solo não recomend.	Solo recomendado	Classe das amostras
---------	------------------------	------------	-----------	-----------------------	---------------------	------------------------

1. Furação com amostragem contínua

Rotação	Rotação a seco	Tubo simples	65 – 200	Cascalho grosso,	Argila, silte, areia siltosa	4, (3 – 2)
		Tubo vazado em espiral	65 – 200	pedras ou blocos	Argila, silte, areia siltosa	3, (2-1)
	Rotação com Injecção	Tubo simples	65 –	Solos não coesivos	Argila, solos coesivos	3 e 4
		ou duplo	– 300	Solos siltosos	Argila, silte, areia siltosa	(1 – 2)
	Idem	Tubo duplo e anel cortante	100 – 200	Cascalho com pedras/blocos	Solos siltosos e argilosos	2, (1)
Percussão	Amostragem com pistão	Tubos com guia	80 – – 200	Solos com partículas com $D > D_e/3$	Solos coesivos	2, (1)
					Solos não coesivos	3, (2)
	Idem	Tubo corrente	150 – 300	Solos densos com $D > D_e/3$	Cascalho ou solos com $D < D_e/3$	4
Cravação estática	Amostragem por pressão	Tubo corrente	150 – 150	Pedra, blocos, cascalhos ou areias densas	Solos com $D < D_e/3$	2, (1) (coesivo) 3, (2) (não- coesivos)

(D_e – diâmetro interior do tubo amostrador)

2. Furação contínua mas com amostragem não contínua

Rotação	Rotação	Trado com corrente	100 – 2000	Blocos	Todos os solos* e argilas**	4, 3 (?)
Percussão	Percussão	Trado com fio	150 – 500	Cascalho* silte, areia e cascalho**	Argila, silte, areia siltosa	4, 3 (?)

3. Furação com amostragem incompleta

Percussão	Percussão	Balde com linha/fio	100 – 1000	Acima do nível freático	Cascalho, areia **	5, 4(?)
-----------	-----------	------------------------	------------	----------------------------	-----------------------	---------

* - acima do nível freático; ** - abaixo do nível freático.

O espaçamento dos pontos de sondagens depende das condições geológicas, da dimensão da estrutura e da Categoria Geotécnica (EC7 – Parte 1). São indicados os seguintes conselhos:

- Para estruturas muito altas e industriais, as sondagens devem ser dispostas numa malha de cerca de 20 a 40 metros de lado.
- Para estruturas de grande implantação, a malha não deve ter mais de 60 metros de lado.
- Para estradas, caminhos de ferro e condutas, o espaçamento deve ser de 50 a 200 metros.
- Para túneis, o espaçamento deve ser de 100 a 300 metros.
- Para outras estruturas (pontes ou máquinas industriais), 2 a 4 pontos por fundação.
- Para barragens ou diques, pontos espaçados de 25 a 75 metros na direcção longitudinal.

Para situações mais complexas e irregulares, deve-se estreitar o espaçamento e aumentar o número de sondagens. Para situações uniformes pode-se, pelo contrário – sob juízo da experiência do engenheiro, alargar a malha de sondagens.

As profundidades das investigações deverão ser as que se descrevem em seguida (sempre condicionados pelas particularidades das condições geológicas e hidrológicas) sendo os símbolos os que se representam nas figuras esquemáticas:

- Estruturas altas e outros projectos de engenharia civil: $z_a \geq 6m$ ou $z_a \geq 3 \times b_f$;

Para ensoleiramentos gerais e estruturas com diferentes fundações que se influenciam mutuamente as investigações não podem ficar à quem de uma vez e meia a menor dimensão;

- Aterros: em barragens $z_a \geq 6m$ ou z_a entre $0,8 \times h$ e $1,2 \times h$, sendo h a altura da barragem, enquanto em escavações z_a não deve ser menor que $2m$ ou $0,4 \times h$, sendo h a altura da barragem ou do corte da escavação;
- Estruturas lineares: em estradas e aeroportos $z_a \geq 2m$ abaixo da base, enquanto em canais e condutas z_a não deve ser menor que $2m$ abaixo da escavação e $1,5$ vezes a sua largura;
- Túneis e cavernas: a investigação deve atingir profundidades superiores à base das unidades e abaixo desta até duas vezes a sua largura;
- Escavações: se o nível freático se encontra acima da base da escavação deve-se atingir $0,4 \times h$ ou $t + 2,0m$ em que t é a altura enterrada do suporte e h a altura da escavação, enquanto que se o nível freático se encontra abaixo da base da escavação deve-se atingir $1,0 \times H + 2,0m$ ou $t + 2,0m$ em que H é a altura da coluna de água acima da base de encastramento do suporte; se houver artesianismo a investigação deve atingir uma vez e meia os valores anteriores;
- Estruturas de retenção de água (cortinas de estacas-pranchas). Função das condições hidrogeológicas expectáveis; nas cortinas de *cut-off* a investigação deve atingir pelo menos $2m$ abaixo do estrato supostamente impermeável;

- Estacas: a investigação deve ultrapassar profundidades nunca inferiores a $1,0 \times b_G$ ou $3,0 \times D_F$ em que D_F é o diâmetro da estaca e b_G é a base do rectângulo que circunscreve o grupo de estacas que forma a fundação ao nível da base da estaca.

As investigações serão alargadas desde que o projectista entenda justificável (por exemplo por suspeita de zonas mais fracas subjacentes aos horizontes anteriores). Se a fundação de estruturas de edifícios se faz em rocha sã, não é necessário ultrapassar a investigação mais do que 2m abaixo dessa cota, a menos que a geologia contrarie a continuidade em profundidade.

PLANEAMENTO DE ENSAIOS EM LABORATÓRIO

O engenheiro geotécnico é responsável pelo estabelecimento do plano de ensaios (...). A figura — esquematiza os procedimentos para se definir o **valor característico** a partir de ensaios de laboratório.

O volume e tipo de ensaio laboratorial e *in situ* depende da estratigrafia do local e da geologia dominante. Antes de se estabelecer um plano definitivo de ensaios deve-se tentar fazer um levantamento visual do existente, sendo a sua análise apoiada em ensaios manuais simples. Em função dessas análises preliminares, o engenheiro geotécnico deve definir quais os estratos relevantes para os estudos de pormenor.

A este propósito é interessante apresentar uma relação das metodologias de análise geotécnica *in situ*, saliente-se as seguintes como indispensáveis para uma boa caracterização de maciços:

- (i) mapeamento;
- (ii) bases de dados materiais e zonais;
- (iii) métodos de prospecção geofísica;
- (iv) sondagens de furação com recolha de amostras;
- (v) poços de inspecção;
- (vi) amostragem a trado;
- (vii) **ensaios *in situ***: devem ser sempre usados e os seus resultados cruzados para se obterem correlações paramétricas valiosas; ensaios mais robustos como o **SPT** são tidos como mais hábeis na avaliação da estratigrafia, enquanto outros mais sofisticados, como os **pressiómetros**, podem simular as trajectórias de tensões representativas de algumas obras geotécnicas mas, pelas suas características, são limitados a maciços mais brandos e homogéneos.

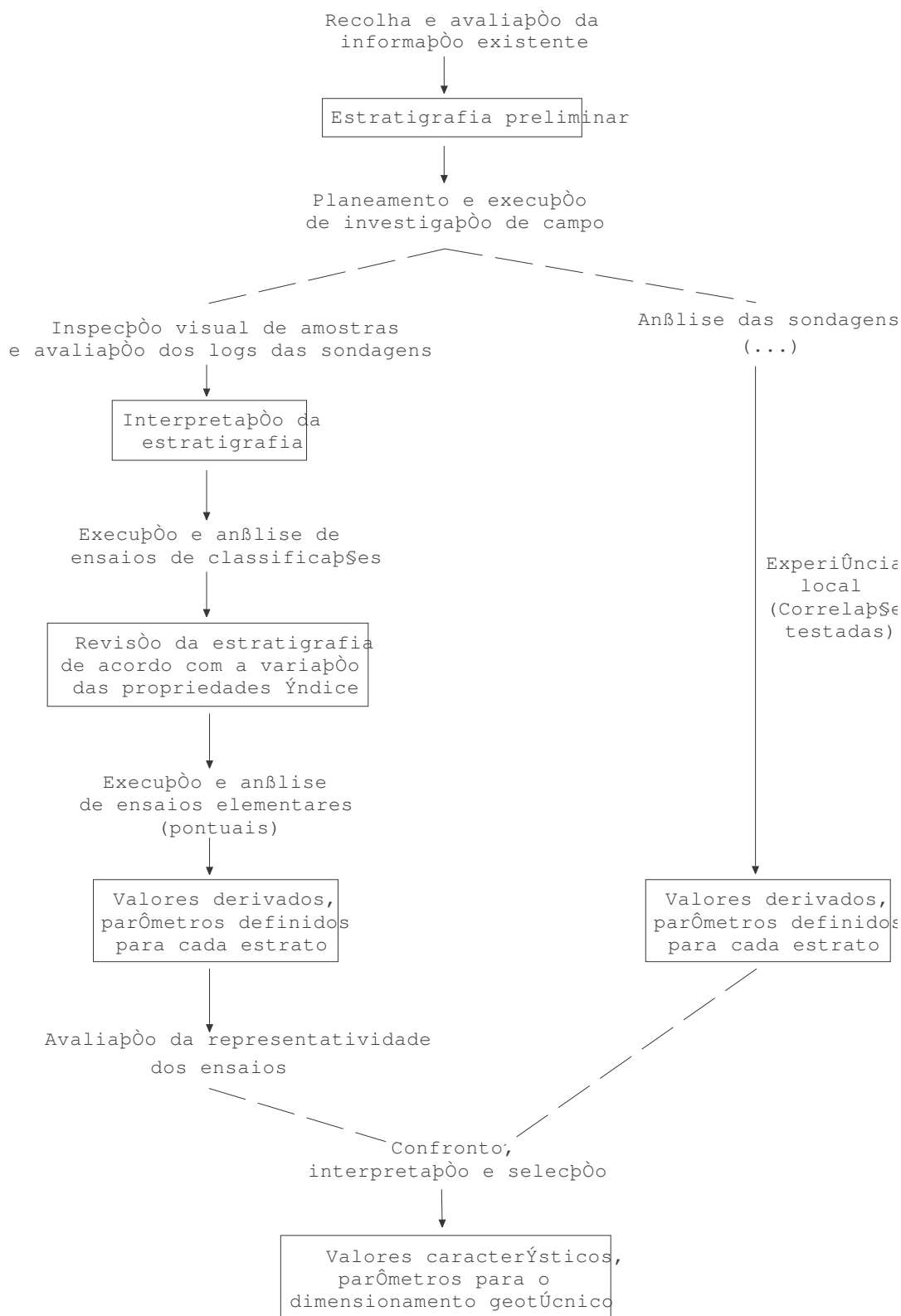


Figura - Passos para a selecção do valor característico do parâmetro geotécnico a partir da investigação experimental.

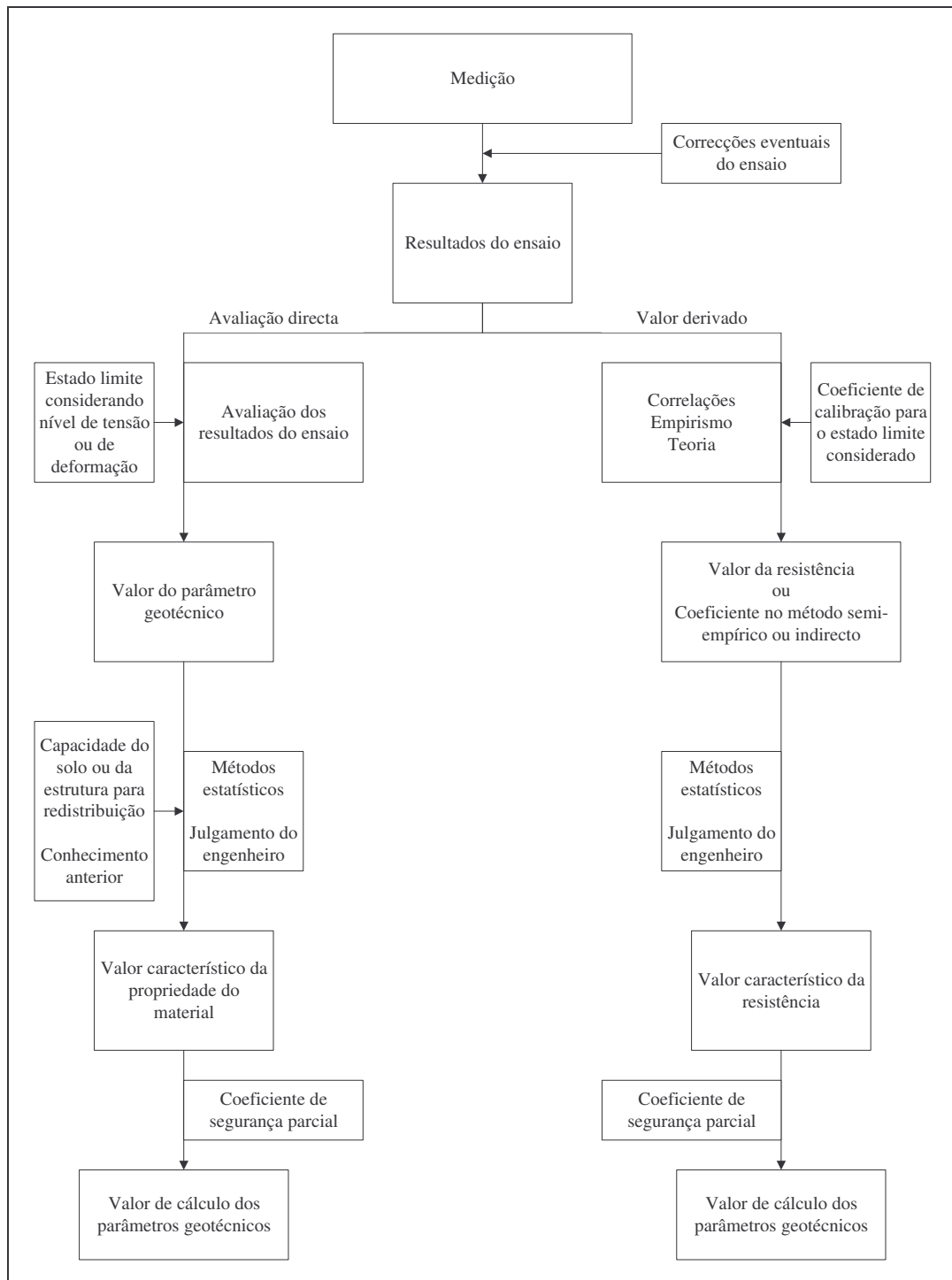


Figura – Procedimento para obter os valores de cálculo

É interessante referir que o EC7 admite a possibilidade de se considerar um só estrato se o engenheiro geotécnico provar que a variação das propriedades não são significativas em termos do dimensionamento. Acresce ainda que uma sequência de finas camadas ou estratos com distintas composições e propriedades pode ser considerada como uma única unidade

geotécnica se o comportamento global é relevante e se o comportamento do solo pode ser representado só por um conjunto de parâmetros.

O engenheiro geotécnico definirá os ensaios necessários para a caracterização adequada do solo e deve assegurar-se que os equipamentos e metodologias de ensaios são os adequados (nomeadamente em termos metrológicos). Também a selecção de amostras deve ser assegurada por meio de um exame cuidadoso das disponíveis, tendo presente o tipo de maciço e os requisitos do projecto. A representatividade das amostras é naturalmente o critério mais determinante e deve basear-se em ensaios mais simples de identificação que as permitam classificar nos termos gerais dos procedimentos mais consagrados.

Quando são definidos os ensaios laboratoriais sobre amostras indeformadas, o engenheiro geotécnico deve definir as dimensões adequadas das mesmas, tendo em conta:

- A dimensão das próprias amostras disponíveis;
- O tipo de equipamento de ensaio disponível;
- A máxima dimensão das partículas do solo a ser analisado;
- A presença da fábrica natural do solo (especialmente de descontinuidades);
- O número de provetes a ser preparados.

As amostras devem ser ensaiadas o mais rapidamente possível e o seu condicionamento e guarda deve ser tal que preserve ao máximo as suas características físicas e mecânicas. O engenheiro geotécnico deve ter em conta os efeitos da perturbação das amostras, tanto no planeamento dos ensaios como na sua interpretação. Aqui é determinante a experiência comparada, tanto com solos identificados como similares, como com solos afins de que se pode identificar pontos comuns e disjuntos.

ENSAIOS ELEMENTARES

A selecção das amostras deve ser tal que permita cobrir uma gama de propriedades indiciais de cada estrato. O programa de ensaios deve prever as vantagens do uso (e confirmação objectiva) de correlações entre propriedades indiciais e parâmetros geotécnicos. O Quadro apresenta algumas possíveis correlações entre essas propriedades.

A qualidade das amostras passa pela amostragem em solos argilosos, siltes e orgânicos (qualidade de Classe 1). Se se ensaiarem amostras de classe 2, o engenheiro deve considerar o grau de perturbação das amostras e o seu efeito nos resultados e se esses efeitos podem ou não ser minorados por processos de reconsolidação.

Quadro - Correlações entre parâmetros geotécnicos e propriedades índice deduzidas de ensaios laboratoriais

Parâmetros de cálculo	Correlações para argilas e alguns siltes	Correlações para siltes, areias e cascalhos
Parâmetros de resistência em termos de tensões efectiva (ϕ' e c')	Parâmetros de resistência em termos de tensões efectiva (ϕ' e c')	Distribuição granulométrica Densidade
Parâmetros de resistência em tensões totais	Ensaio de índices de resistência Teor em água Limite de liquidez Índice de plasticidade Densidade	-
Módulo edométrico (confinado)	Teor em água Índice de plasticidade Ensaio índice de resistência Densidade	Distribuição granulométrica Densidade
Coefficiente de permeabilidade	Distribuição granulométrica Índice de plasticidade	Distribuição granulométrica Densidade ou porosidade

(1) só se a percentagem de argila e a perda por queima for constante

Para aterros e estratos arenosos ou cascalhentos, a alternativa às amostras indeformadas (de obtenção quase inviável) é a reconstituição das mesmas, devendo assegurar-se a mesma composição, o mesmo índice de vazios e teor em água.

O número mínimo de ensaios depende da homogeneidade do solo, do teor de experiência comparada e da categoria geotécnica, devendo ser tal que forneça um valor médio fiável para vir a originar parâmetros de dimensionamento consistentes. Sempre que houver dúvidas ou a dispersão de resultados for substancial o conjunto de ensaios deve ser repetido.

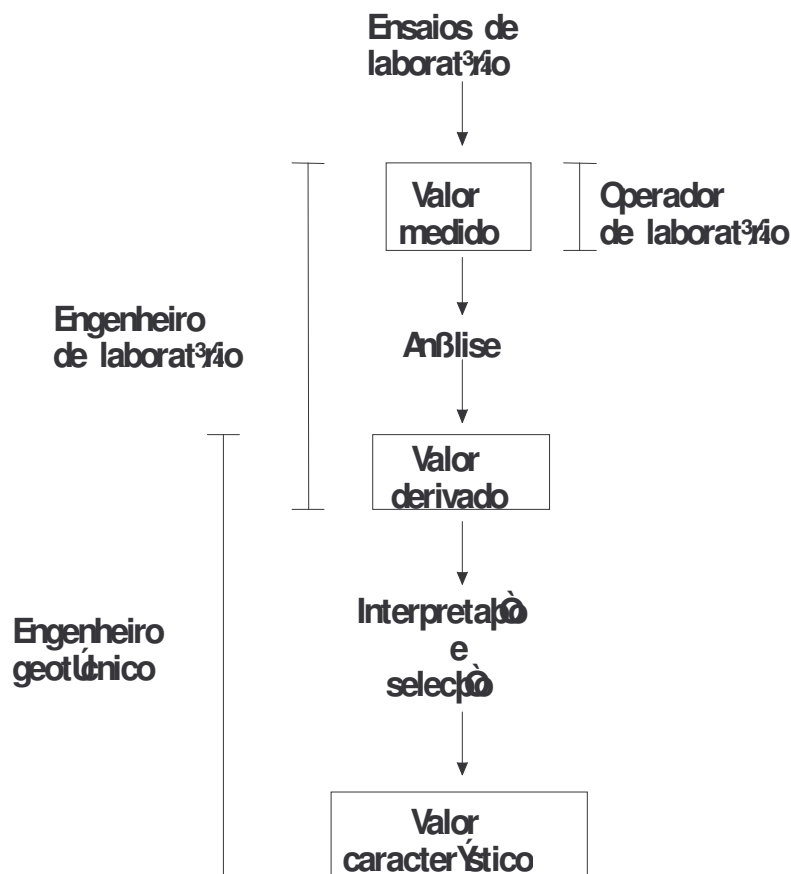
VALORES DERIVADOS DE ENSAIOS

O processo de dedução de parâmetros geotécnicos de ensaios de laboratório ou *in situ* está esquematizado na Figura __. A definição desses valores derivados requer uma interacção muito apertada entre o operador de laboratório (ou o manobrador/operador do ensaio *in situ*), o engenheiro de laboratório e o engenheiro geotécnico. A dedução consiste na obtenção dos ditos valores derivados a partir dos valores característicos obtidos nos ensaios.

O engenheiro precisa de avaliar os resultados como um todo, incluindo os resultados de campo e de laboratório e a experiência local que permita, por exemplo, identificar anomalias de resultados experimentais. Os resultados devem ser interpretados tendo em conta os

níveis de freáticos, a distribuição granulométrica, o método de furação e de amostragem, o transporte, o armazenamento, o manuseamento e a preparação das amostras.

No cômputo destas análises os resultados de ensaios de laboratório, *in situ* e as descrições geológicas têm que manter uma unidade. Mas é sobretudo a análise criteriosa dos valores médios e extremos (mínimo e máximo) antes da aplicação de métodos estatísticos que levará aos valores característicos. Das distribuições típicas a normal é mais frequentemente usada, embora se refira muitas vezes que a log-normal é mais adequada para fenómenos geotécnicos ou que a distribuição mais estável é a de Student.



A selecção de um valor característico é o resultado de uma análise e interpretação crítica dos resultados dos ensaios, incorporando outros resultados de ensaios de laboratório e "in situ", conhecimento da geologia da zona, etc. e a experiência relevante.

Figura: Passos para a selecção de valores característicos

SELECÇÃO DO VALOR CARACTERÍSTICO

Como foi esquematizado na figura anterior o valor característico é fruto de uma interpretação dos resultados e do cruzamento dos mesmos. Para substanciar o valor médio e o coeficiente de variação, deve-se indexar os parâmetros a grupos similares. É ainda imprescindível ter em consideração o teor do parâmetro que se está a analisar e as consequências em termos de segurança que a escolha do valor de um quantil inferior ou do superior tem na segurança estrutural. Assim, é diametralmente oposta a análise de um módulo de deformabilidade e de um parâmetro de resistência, como o ângulo de atrito ou a coesão. Também a sensibilidade deste nível de segurança à variação de um certo parâmetro é decisiva na escolha do valor característico, nomeadamente na própria selecção do quantil de limite. São muitas vezes considerados quantis de 5% ou de 15% em distintas condições paramétricas. Este juízo é o desafio mais exigente do engenheiro geotécnico.

A consideração ou não de um número suficiente de ensaios passa pelo juízo do engenheiro geotécnico que pode admitir valores característicos iguais aos valores das médias aritméticas no caso de um número de ensaios elevado (por exemplo superior às indicações dadas acima) ou utilizar correlações robustas baseadas em ensaios de classificação para estimar valores característicos. Se, por hipótese extrema, não existirem as correlações robustas referidas, o engenheiro deve seleccionar um valor característico como uma média cautelosa, tendo em conta o valor máximo ou mínimo dos quantis adoptados que leve ao dimensionamento mais conservativo.

Em casos em que o comportamento de um volume substancial de solos é relevante, como por exemplo assentamentos de ensoleiramentos gerais ou um deslizamento profundo na fundação de um aterro em solos moles, o valor característico deve ser tomado como uma média cautelosa do valor médio e, sempre que possível devem-se ter em conta diagramas de influência de deformações no primeiro caso e fenómenos de rotura progressiva no segundo.

Em casos em que só um volume reduzido de solo é envolvido (ex: assentamento de fundações superficiais limitadas) devem-se considerar os valores mais baixos dos resultados dos ensaios para estabelecimento do valor característico (em quantil inferior). Nos casos de projectos com múltiplas fundações, como pontes com encontros e vários pilares, a variação espacial dos parâmetros do solos tem que ser considerada: um exame cuidadoso desses resultados será feito para detectar diferenças entre os comportamentos das várias fundações e o seu efeito na superestrutura.

NOTA SOBRE A CALIBRAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS DE ENSAIO

O objectivo da calibração é assegurar que as medições de grandezas feitas num certo laboratório são tracejáveis nas redes de metrologia internacionais, ou seja, que haja absoluta correspondência entre as unidades de medida locais e os padrões centrais.

O engenheiro geotécnico deve verificar se se cumprem as seguintes condições:

- todos os instrumentos de medição foram calibrados e os registos e recalibrações estão disponíveis;
- as calibrações são tracejáveis a organismos centrais nacionais ou o laboratório pode demonstrar que as correlações e leis de ajuste são precisas;
- todas as medidas realizadas durante qualquer ensaio se incluem nos limites de calibração;
- cada instrumento está no intervalo de recalibração;
- os equipamentos de referência de cada laboratório, que servem para recalibrar os instrumentos de medição dos vários equipamentos de laboratório têm que ser rigorosamente controlados (em intervalos de tempo especificados) e protegidos;
- as grandezas significativas (ex: dimensões lineares, massas, etc) de cada parte de um equipamento de ensaio têm que ser directamente verificáveis e cumprir as tolerâncias de serviço;
- todos os procedimentos de calibração e recalibração têm que ficar registados e guardados em laboratório, em arquivo inviolável (no sentido da sua integridade) mas acessível;
- as condições ambientais de execução dos ensaios (nomeadamente laboratoriais) devem cumprir rigorosamente os requisitos gerais de funcionalidade dos equipamentos e ensaios.

NOTA SOBRE A PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA ENSAIOS

O objectivo da preparação de amostras para os ensaios em laboratório é a obtenção de provetes representativos tanto quanto possível do solo de onde provêm.

Para o propósito de preparação, os provetes podem ser classificados nas três seguintes categorias:

- **provetes remexidos**: usadas para classificação, identificação química, mineralógica e física, compactação e certas determinações de permeabilidade (se as condições de fábrica e estrutura não forem determinantes para o fim em causa);
- **amostras indeformadas**: usadas para determinação das características de resistência e de compressibilidade, devem ser preparadas a partir de amostras indeformadas de qualidade não inferior ao especificado para cada tipo de ensaio;
- **amostras reconstituídas**: também usadas para avaliação de características de resistência, de compressibilidade e de permeabilidade, devem ser preparadas a partir do solo representativo do que será utilizado para material de construção (ex: aterros),

podendo ser preparadas a partir de material remexido seleccionado ou a partir de amostras indeformadas (remexidas e remoldadas aos índices físicos desejáveis).

É da responsabilidade do engenheiro geotécnico a definição das quantidades necessárias a ensaiar bem como da avaliação da representatividade de cada provete ensaiado. São, nomeadamente, factores de decisão sobre esta representatividade os seguintes:

- equipamentos e procedimentos de preparação ajustados e em boas condições;
- dimensões dos tubos amostradores, dos anéis e moldes de preparação (normalizados ou especificados em regulamentos); exige-se o registo de todos os equipamentos usados;
- os provetes não podem ser sujeitos a distorções ou tensões excessivas na preparação;
- o armazenamento, as condições ambientais das sala de preparação dos provetes e o manuseamento têm que cumprir requisitos especificados em regras de bom procedimento; tem que haver um cuidado especial na preservação do teor higrométrico (do teor em água) das amostras;
- na desagregação dos torrões, em fase remeximento das amostras para ensaios de identificação, por exemplo, deve haver cuidados especiais de não se quebrarem as partículas;
- a toma de porções de amostras deve ser feita por métodos de esquartelamento;
- a dimensão das amostras têm que ser referenciada à dimensão máxima das partículas existentes no solo, por relações especificadas e devidamente fundamentadas; se alguma porção de material de dimensão superior aquele limite tiver que ser rejeitado, devem ser consideradas instruções específicas sobre os critérios de substituição e de interpretação; a relação das dimensões dos próprios provetes é função das características (nomeadamente de factores de estrangimento das fronteiras) do equipamento de ensaio;
- só se admite a utilização de massas de solo inferiores ao especificado se forem dadas instruções específicas sobre esta limitação;
- os provetes que apresentam descontinuidades devem ser identificados e aquelas devem ser bem caracterizadas;
- como corolário o provete deve ser representativo da amostra que lhe deu origem.

A quantidade (massa) mínima de solo requerida para ensaios está sumarisado no Quadro As quantidades aí identificadas permitem a preparação de um provete, com alguma margem de material que se perde na preparação, mas não tem em conta a inclusão de material de dimensões superiores ao máximo. No Quadro__ apresenta-se, similarmente, as quantidades mínimas de solos requerido para ensaios sobre amostras/provetes indeformados.

Quadro - Massa do solo necessário para ensaios sobre amostras remexidas

ENSAIO	MASSA INICIAL	MASSA MÍNIMA DO PROVETE PREPARADO		
Teor em água	(pelo menos o dobro da massa do provete)	Argila e Silte 30g	Areias (D<2mm) 100g	Cascalho D=2-10mm - D>10mm (MMS) (0,3MMS)
Densidade das partículas	100g	10g (diâmetro < 4mm)		
Dimensões das partículas: Peneiração Sedimentação -hidrómetro - Pipeta	2 (MMS) 250g 100g	(MMS) Argila e Silte 50g 12g Solos arenosos 100g 30g		
Limites de Atterberg	500g	300 (diâmetro < 4mm)		
Índice de Compacidade	8kg	*		
Dispersibilidade	400g	*		
Susceptibilidade ao congelamento	80kg	*		
Compactação Molde Proctor Molde CBR	S 25kg 80kg NS 10kg 50kg	* * *		
CBR	6kg	*		
Permeabilidade** Dia. 100mm 75mm 50mm 38mm	4kg 3kg 500g 250g	*		

NOTAS: D Diâmetro máximo partículas em quantidade significativa ($\geq 10\%$);
S Partículas quebráveis com a compactação;
NS Partículas não quebráveis com a compactação;
* Massa do provete depende do comportamento do solo durante o ensaio;
** Permeabilidade com provetes de altura igual a duas vezes o diâmetro;
(MMS) Massa mínima para peneiração:

Diâmetro máximo, D (mm)	Massa
75	120 kg
63	70 kg
45	25 kg
37,5	15 kg
31,5	10 kg
22,4	4 kg
20	2 kg
16	1,5 kg
11,2	600 g
10	500 g
8	400 g
5,6	250 g
4	200 g
2,8	150 g
2 ou ...	100 g

Quadro - Massa de solo necessário para ensaios sobre amostras indeformadas

TIPO DE ENSAIO	DIMENSÕES DOS PROVETES Diâmetro – Altura (mm)	MASSA MÍNIMA NECESSÁRIA (g)
Edométrico	50 - 20 75 - 20 (30) 100 - 20 (...)	90 200 350
Compressão - não confinado - não consolidado e não drenado - triaxial	35 - 70 38 - 76 50 - 100 70 - 140 100 - 200 150 - 300	150 200 450 1200 3500 12000
Caixa de corte directo	60 - 60 - 20 100 - 100 - 20 (30) 300 - 300 - 150	150 450 30.000
Densidade (D = diâmetro máximo das partículas)*	D ≤ 5,6 mm D = 8 mm D = 10 mm D > 10 mm	125 300 500 1,4 (MMS)**

NOTAS: * D - Dimensão máxima das partículas com percentagem significativa (≥ 10%);
 ** (MMS) - Massa mínima para ser usada em peneiração (ver Quadro anterior).

NOTA: metodologias e critérios usados nos ensaios triaxiais

EXTRACÇÃO E INSTALAÇÃO DOS PROVETES

Os solos são materiais de fábrica e microestrutura sensíveis aos processos de amostragem, pelo que os danos podem ser substanciais. Mesmo se o alívio de tensões é baixo (por exemplo em amostragem muito cuidadosa e a profundidades baixas), a sensibilidade elevada ao manuseamento acarreta geralmente danos importantes, razão pela qual o estudo destes materiais se tem concentrado em ensaios *in situ* e em laboratório com amostras remoldadas, acompanhados de estudos de influência dos factores de fábrica, idade ou estruturação.

O estado de tensão que se encontra no interior de um amostrador após a sua extracção do maciço natural, pode variar entre valores muito mais baixos e muito mais altos do estado de repouso, dependendo da história de tensões e de sensibilidade do maciço. Baldi *et al.* (1988) apresentam um esquema qualitativo dessas alterações do estado de tensão.

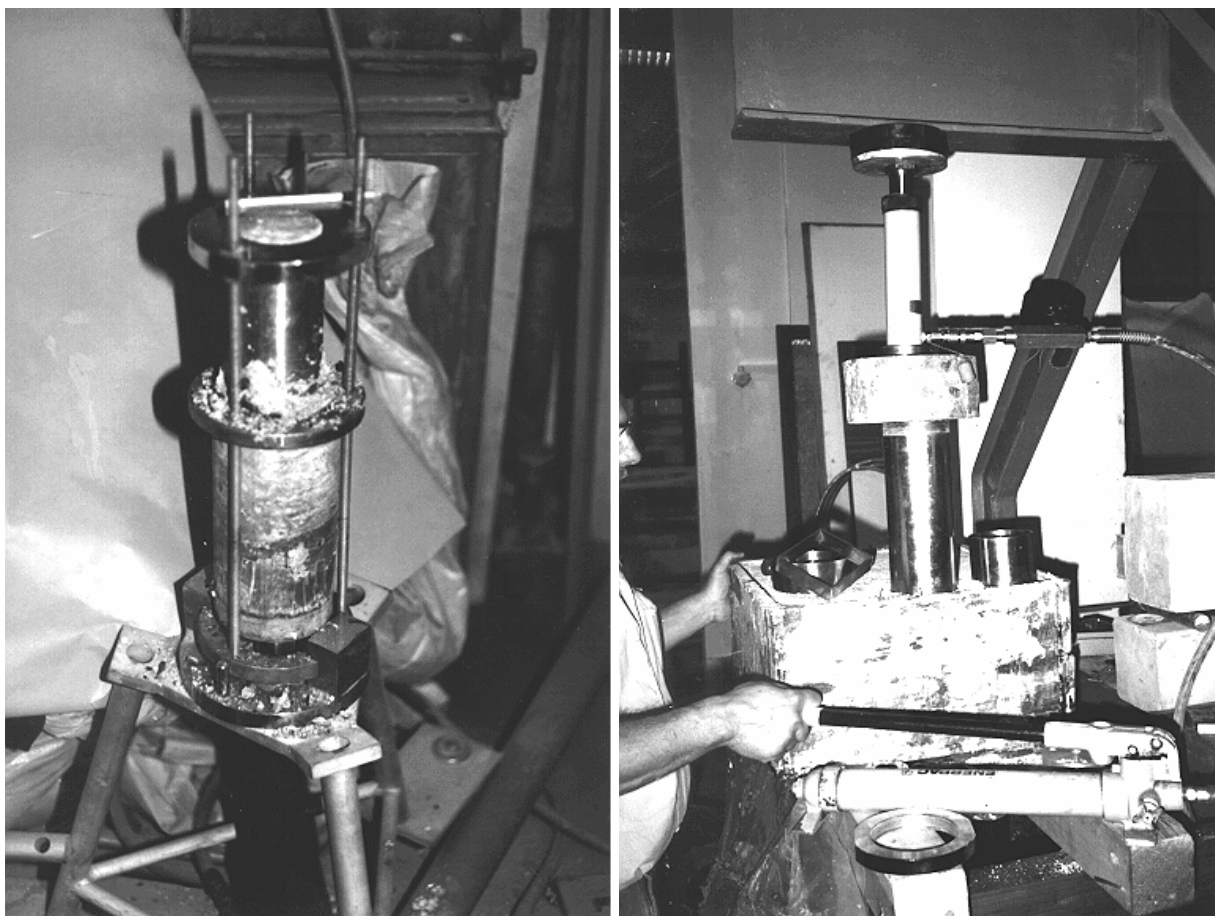
Note-se que, para avaliar a qualidade de amostragem de materiais sensíveis, têm sido propostas comparações entre parâmetros mais correspondentes, tais como o módulo de distorção dinâmico (máximo) e a velocidade de transmissão das ondas de corte, nas condições de jazidas e nas amostras recolhidas.

Esquema de Baldi (...)

Dos cuidados tidos na preparação dos provetes retirados dos blocos e amostradores recolhidos *in situ* salientam-se os identificados no Quadro. Na Figura ilustra-se os processos de subamostragem destes provetes.

Cuidados tidos na preparação dos provetes para os ensaios triaxiais.

Extrusão (factores mecânicos)	Extrusão e montagem (condições higrométricas)
- as paredes internas do amostrador eram lisas e não corrosíveis: na amostragem e subamostragem que foi seguida neste estudo usaram-se sempre amostradores lisos (faces rectificadas de muito baixa rugosidade) de aço inox e sem quaisquer ressaltos de bisel, tendo-se sempre lubrificado interiormente as paredes com uma fina camada de vaselina esterilizada; - o comprimento de extrusão foi o mais pequeno possível para diminuir o desenvolvimento de estados de corte progressivos ao longo da amostra sequencialmente estrangida e aliviada; todos os amostradores de maior dimensão foram, quando necessário, serrados cuidadosamente ao longo do perímetro cilíndrico para dimensões próximas do provete; a subamostragem que sempre se seguiu (a partir de amostradores cilíndricos de maior dimensão e dos blocos talhados <i>in situ</i>) foi feita nos termos das dimensões finais, esperadas para os provetes (Figura 6.80); - a coaxialidade dos amostradores, subamostradores e pistões de extracção foi o mais perfeita possível para evitar a introdução de forças de corte no interior do provete; para o efeito, além da estrutura de fixação dos amostradores ser rígida, as faces foram cuidadas e previamente regularizadas (plana e perpendicularmente às geratrizes daqueles); - os pistões ou peças postiças fixas aos amostradores tinham dimensões o mais próximas possível da secção interior destes, para que não fossem induzidas tensões de corte marginais com consequente retenção de solo nas paredes interiores e turbulência granular; - as parcelas de solo mais próximas dos extremos dos amostradores foram sempre rejeitadas por nelas se darem inevitavelmente perdas de água e compressões-expansões desestruturantes.	-o tempo de armazenagem (que se supõe em condições higroscópicas representativas do estado natural do material - câmaras saturadas para solos saturados, por ex.) devia ser reduzido ao mínimo; nesta vertente e dada a sequência do plano de ensaios realizados, foi inevitável o armazenamento de amostras por períodos muito díspares (as primeiras foram ensaiadas logo após a recolha <i>in situ</i> e os últimos quase 3 anos após a mesma); - a perda de água entre a extracção e a montagem definitiva no aparelho de ensaio deve ser reduzida ao mínimo, pelo que as amostras não deviam ser expostas a ambiente de higroscopia muito diferente do seu estado natural por períodos longos; por essa razão , a sua montagem foi feita sempre num reduzido espaço de tempo; - a transferência de água entre a amostra e a membrana de latex, filtros e pedras porosas também deve ser reduzida ao mínimo; não sendo as membranas de latex (e outras) absolutamente impermeáveis, transferem, acima de tudo, água de e para o provete em contacto; é, por isso, aconselhável que sejam previamente saturadas (em particular, como no caso presente, quando se pretende trabalhar em condições de saturação total) o que se fez por imersão das mesmas em água durante vários dias; além disso, a sua permeabilidade desce consideravelmente quando previamente saturadas; o mesmo se aplica aos filtros de papel que foram colocados na montagem dos provetes; nos ensaios realizados, e no próprio ambiente do laboratório de Geotecnia, foram usadas membranas e filtros que estão continuamente imersos em água destilada sendo no processo de montagem simplesmente enxaguados à superfície imediatamente antes da colocação no provete; o mesmo se faz em relação às pedras porosas que são colocadas imediatamente nos extremos dos provetes, vindas de recipientes onde são saturadas por ebulição prévia; no circuito de acesso de água por contrapressão também é previamente expurgado das bolhas de ar mais significativas.



Subamostragem para as dimensões ajustadas aos provetes para ensaios triaxiais, a partir de amostradores e blocos recolhidos *in situ*.

Cabe fazer uma referência em relação às dimensões dos provetes antes indicados como mais adaptados a este tipo de análise. Dada a dimensão máxima das partículas presentes no tipo de saprólito analisado ($D_{\text{máx}} \cong 5,0\text{mm}$) e pelas relações propostas da norma ASTM (ASTM D4767-88-1989), os provetes acima de 50mm de diâmetro poderiam ser considerados representativos sob condições exclusivamente granulares (note-se que a norma ASTM referida estipula uma relação mínima de $D_{\text{prov}}/D_{\text{máx}} = 6$, o que também é compatível com estas indicações). No entanto, e dada a importância da integração de singularidades (fissuras) não detectadas visualmente bem como da fábrica e estruturação natural destes materiais, considerou-se preferível trabalhar com amostras de $D=100\text{mm}$ e, no limite, de $D=70\text{mm}$ (estas condicionadas pela dimensão da câmara de “Bishop-Wesley”).

INICIALIZAÇÃO DOS ESTADOS DE TENSÃO EFECTIVA APÓS MONTAGEM. SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO.

A medida do estado de tensão efectiva num provete indeformado ou remoldado após montagem na câmara foi feita da seguinte maneira: com as válvulas de drenagem fechadas a tensão de confinamento foi muito lentamente aumentada até se obter uma resposta de tensão neutra (cientes da não saturação do material). A resposta foi-se verificando, quase na integridade dos provetes, em valores de confinamento próximos de 10kPa, pelo que este diferencial (correspondente a uma tensão efectiva inicial) foi então considerado como base para o processo subsequente de saturação e que a seguir se descreve.

A saturação do provete foi definida a partir do parâmetro B de Skempton. Saliente-se que, dada a sua dependência com a compressibilidade da própria estrutura do solo, um mesmo valor de B (por exemplo 95%) pode corresponder a valores diferentes de graus de saturação conforme o solo é rijo ou mole (99,9 ou 96%, respectivamente, conforme Black e Lee, 1973). Assim, solos muito densos ou estruturados (como os solos residuais de matriz cimentada) apresentam elevados níveis de saturação para valores mais incipientes de B .

Nos trabalhos realizados fizeram-se alguns controlos preliminares de B e correspondentes graus de saturação, tendo-se obtido sistematicamente saturação para valores de B de 90 a 92%.

Dada a média a elevada permeabilidade destes materiais (maior em condições de estruturação natural) tornou-se eficiente a percolação inicial de água desaerada sob gradientes baixos. Com este processo conseguiu-se a eliminação das bolhas de ar mais significativas, atingindo-se, segundo os resultados de ensaios realizados sem o subsequente aumento de contrapressão para elevados valores, graus de saturação muito próximos de 90%. Este processo de percolação é só possível em materiais de matriz estrutural estável, como o caso presente. Alguns solos eminentemente arenosos de baixa compacidade e com alguma percentagem de finos dispersos podem sofrer processos de arraste dos finos e criar condições severas de “piping” (para além de, naturalmente, induzirem heterogeneidades nos provetes).

Para que o fenómeno de dispersão, reconhecido como fortemente desestruturante, fosse minimizado, foi prática neste trabalho fazer incrementos de contrapressão nunca superiores ao valor de tensão efectiva inicial (10kPa) a fim de garantir sempre confinamentos efectivos positivos. Este processo foi testado nos ensaios com recurso ao anel de Bishop, tendo-se verificado inalterabilidade de deformação radial durante esta sequência de contrapressão.

A consolidação foi realizada por recompressão directa ao estado de tensão *in situ*. É inevitável, contudo, dar-se alguma perda do estado de compacidade, dado o carácter evolutivo da trilogia que caracteriza um estado natural (e , p' e q). Atkinson e Sallfors (1991) demonstram ser impossível recuperar o estado de compacidade *in situ* com reposição simples

do estado de tensão correspondente. No entanto, se a amostra é de boa qualidade e se o solo é relativamente rijo ou de estrutura estável (e preservada pelos processos descritos anteriormente), as diferenças entre o estado natural e o induzido são pequenas. Saliente-se que, pelas suas características, o método de *SHANSEP* (Ladd e Foott, 1974) é desestruturante das ligações de cimentação e fábrica naturais, pelo que a sua aplicação nestes materiais residuais se desaconselha vivamente.

Uma questão importante e pertinente na caracterização da resposta deformacional, desde os valores mais incipientes de tensões distorcionais, tem a ver com a história ou trajectórias recentes das tensões de reposição. Ou seja, sendo conhecida a trajectória de tensões a induzir no ensaio de corte, este deve ser antecedido por um caminho de tensões (de consolidação) coincidente com o caminho que precedeu a obra e análise (Atkinson e Sallfors, 1991). Nos ensaios que foram implementados houve sempre a preocupação (facto só possível na câmara de “stress-path”) de se aplicarem pequenos incrementos de direcção e sentido do corte subsequente, integrados no cômputo do estado de consolidação. Este pequeno artifício tem também a vantagem de eliminar erros de ajuste iniciais que atrás foram exaustivamente identificados.

Quanto ao tempo de consolidação, constata-se que se apresentam diferentes comportamentos em corte dos materiais que foram mantidos em estado de consolidação durante tempos distintos (permitindo para além da dissipação das pressões neutras inevitável fluência). Viu-se, aquando da análise da resposta destes materiais a solicitações do tipo unidimensional, que o tempo de dissipação dos excessos das pressões neutras é de poucos minutos, logo se seguindo a consolidação secundária. Esta parcela cresce com o nível de tensão aplicado, sendo relativamente baixa dentro do limiar estrutural mas crescente para valores para além deste. Acresce ainda o facto de que só para tempos de carregamento elevados se verifica uma aceleração da fluência (ver 6.2.9.3). Num ou noutro caso, a manutenção das tensões de consolidação acarreta cedências estruturais no tempo que poderão alterar as características do material, e o podem fazer incongruentemente entre os diferentes ensaios se se optar por diferentes tempos de estabilização. Por estas razões foi tomado como critério de fim de consolidação o tempo de 24 horas em todos os escalões de indução de novos estados de tensão iniciais (pré-corte).

CORTE DRENADO. VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO

Os ensaios realizados sob condições de drenagem pelos topos dos provetes foram conduzidos com velocidades de aplicação de cargas tais que se assegurasse a dissipação total

dos excessos das pressões neutras induzidas pela resposta dilatante do solo (Head, 1985). As velocidades impostas nos vários ensaios realizados são as representadas no Quadro A.6.3.2.

Quadro - Velocidades adoptadas de corte drenado.

$L \text{ (mm)} (\cong 2 \cdot D)$	76	100	140	200
$v \text{ (mm/min)}$	7×10^{-4}	10^{-3}	$1,4 \times 10^{-3}$	2×10^{-3}

Todas as velocidades foram aumentadas para o dobro após se atingir a estabilização da variação volumétrica (tendência para o estado crítico), a fim de abreviar a conclusão do ensaio para valores considerados menos significativos para a análise pretendida.