

# **Metodologias Unificadas de Interpretação dos resultados de Ensaios com CPT, CPTU e SCPT**

## **Obtenção de Parâmetros Geotécnicos em Projeto Assistido por Ensaios**

### **CONTEUDOS**

#### **INTRODUÇÃO**

Do SPT para o CPT, que vantagens?  
Normalização em ensaios com cone penetrómetro estático  
Equipamentos: medidas especiais e metodologias particulares  
Impacto global do CPT para trabalhos geotécnicos

#### **ZONAMENTO E CLASSIFICAÇÃO DE COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO**

Princípios de aplicação- a origem da abordagem  
Da abordagem com sentido físico para a inferição de parâmetros mecânicos

#### **PARÂMETROS GEOTÉCNICOS POR ABORDAGEM UNIFICADA – Unified Approach**

Definição de parâmetros geotécnicos a partir de índices de penetração  
Comportamento básico dos solos à luz da Teoria dos Estados Críticos  
Os solos granulares e a dilatância / os solos finos e grau de sobreadensamento  
Resistência a partir do CPTU em solos granulares (arenosos)  
Resistência a partir do CPTU em solos finos (argilosos/plásticos)  
Rigidez/ deformabilidade a partir do Cone penetrómetro  
O potencial do cone sísmico (SCPT) para avaliação direta do valor de referência  $G_0$   
Rigidez funcional para o projecto a partir do  $G_0$  e da classe de comportamento

#### **COMPRESSIBILIDADE E ADENSAMENTO EM ARGILAS**

Estimativa de assentamentos diferidos no tempo  
Estimativa do coeficiente de consolidação/adensamento em ensaios de dissipação em CPTU  
Condutividade hidráulica a partir do CPTU

#### **ASPETOS PARTICULARES DO POTENCIAL DA ANÁLISE DE COMPORTAMENTO PELO CPT**

Liquefação de fluxo ou estática: definição de risco e avaliação de resistência pós-liquefação  
Liquefação cíclica ou vibratória: caracterização de risco e compressibilidade pós-liquefação

#### **MÉTODOS BASEADOS NO CPT PARA PROJETO DE FUNDAÇÕES**

Fundações Diretas: assentamentos tb/ com não-linearidade de rigidez  
Fundações Diretas: capacidade de carga tb/ em solos heterogéneos  
Fundações Indiretas (estacas): capacidade de carga

# Parte 1

## Introdução

O uso e aplicação de ensaios *in situ* para a caracterização de solos expandiu ao longo das últimas décadas, especialmente em materiais que são difíceis de amostrar e testar usando métodos convencionais.



Fig. 1.1

As principais vantagens da maioria dos ensaios *in situ* podem ser resumidos como se segue:

- rapidez na avaliação de propriedades em maciços e custo-benefício mais favorável comparando com amostragem e ensaios de laboratório;
- grande quantidade de dados;
- boa capacidade para avaliação da variabilidade vertical e lateral.



Fig. 1.2

Parâmetros típicos que podem ser obtidos, quer diretamente, ou indiretamente a partir de ensaios *in situ* são descritos na Tabela 1.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

**Tab. 1.** Aplicabilidade ponderada de ensaios *in situ* para definição de parâmetros geotécnicos e classificação de solos (adaptado de Lunne et al, 1997, e atualizado por Robertson 2012)

Grupo	Ensaio(s) in situ	Tipo de solo	Perfil	$u_0$	OCR	$D_{R-\psi}$	$f$	$S_u$	$G_0-E$	$s-e$	$M-C_c$	$k$	$c_v$	Rocha dura	Rocha branda	Cascalho	Areia	Silte / Argila	Turfa-orgânica
Penetrómetro (c/ intrusão)	Dinâmicos pont. fechada (DP)	C	B	-	C	C	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	SPT	B	B	-	C	B	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	CPT	B	A	-	B	B	B	B	B	C	C	C	-	-	B	B	A	A	A
	CPTu	A	A	A	B	A	B	A	B	C	B	A	A	-	B	B	A	A	A
	SCPTu	A	A	A	A	A	B	A	A	B	B	A	A	-	B	B	A	A	A
	DMT	B	B	B	B	C	B	B	B	C	B	C	B	-	C	C	A	A	A
	SDMT	B	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C	B	-	C	C	A	A	A
	Penet. de ponta esférica, T/ball	C	B	B	B	C	C	A	C	C	C	C	C	-	-	-	C	B	A
Corte Rotativo, Palheta (FVT)	B	C	-	B	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A	B	
Pressiómetro	Com pré-furado (tipo Ménard)	B	B	-	C	C	C	B	B	C	C	-	C	A	A	B	B	B	B
	Auto-perfurador (Camkometer)	B	B	A <sup>-1</sup>	B	B	B	B	A	A	B	B	A <sub>1</sub>	-	C	-	B	A	B
	Prévia pen. inc. dilatómetro (DMT)	B	B	B	C	C	C	B	A	A	B	B	A	-	C	-	B	A	A
Outro	Carga da placa em prof. (hélice)	C	-	-	B	C	C	B	B	B	B	C	C	C	A	B	B	B	B
	Ensaio de corte em sondagens	C	-	-	-	-	B	C	-	-	-	-	-	C	B	C	C	C	-
	Permeâmetro	C	-	A	-	-	-	-	-	-	-	A	B	A	A	A	A	A	B
	Geofísicos em furos (de/para)	C	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	B
	Geofísicos à/em superf. terreno	-	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	A
	Fracturação hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	C	C	B	B	-	-	B	C

Aplicabilidade: A = Alto; B = Moderado; C = Baixo; (-) = nenhum

$u_0$  – Poro-pressão (pressão neutra) in situ;  $OCR$  – Grau de sobreconsolidação (sobreadensamento);  $D_{R-\psi}$  – Índice de compactidade ou densidade relativa e/ou parâmetro de estado;  $f$  – Ângulo de atrito máximo;  $s_u$  – Resistência ao corte não drenado (máximo e/ou amolgado/remoldado);  $G_0-E$  – Módulo de distorção e de Young;  $s-e$  -Relação tensão-deformação;  $M-C_c$  – Módulo confinado - índice de compressão;  $k$  – Permeabilidade;  $c_v$  – Coeficiente de consolidação

Nota-se que o CPT, e as suas variantes (CPTU e SCPTU), têm a aplicação mais ampla para estimar os parâmetros geotécnicos e de solos muito soltos ou moles até às rochas decompostas ou muito alteradas.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Em ensaios *in situ* existe uma grande variedade de diferentes ensaios que podem ser usados para avaliar as propriedades dos maciços, sendo preferível tentar medir um parâmetro específico, em vez de obter uma amostra, cuja garantia de qualidade é muito difícil de assegurar e realizar ensaios de laboratório, muitas vezes sobre o melhor material recuperado, de representatividade muito discutível.

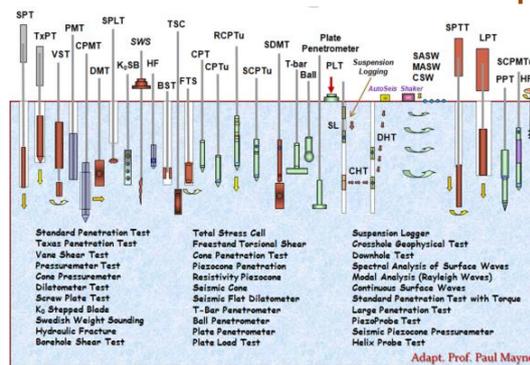


Fig. 1.3

Parâmetros obtidos diretamente ou indiretamente a partir de ensaios *in situ*:

- compactidade (densidade), tensão de repouso, resistência (rotura), deformabilidade, permeabilidade, etc.

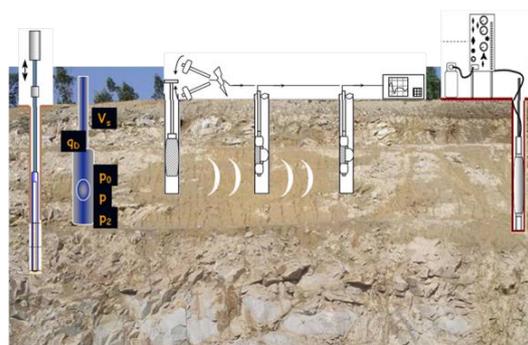


Fig. 1.4

## Ensaios In Situ

- Alguns dos ensaios mais comuns:
  - Ensaios de penetração:
    - Dinâmica (martelagem através da queda de um peso) – e.g. Standard Penetration Test (SPT);
    - Estática (empurrão suave com recurso a hidráulicos) - e.g. Cone Penetration Test (CPT);
  - Vane shear test (para argilas duras e moles);
  - Ensaio com dilatômetro (DMT);
  - Ensaio pressiómetro (PMT) ou self-boring;
  - Ensaio pressiómetro (SBPT);
  - Ensaio de carga e placa;
  - Ensaio de carga parafuso;
- Dependência com a localização geográfica (solos predominantes):
  - nos EUA e América do Sul e Central- Ensaio de penetração Standard (SPT); no Canadá CPT;
  - na Austrália – Ensaio de penetração de cone (CPT), com extração de amostra, mas o SPT ainda é muito utilizado;
  - no SE Asiático e Japão – principalmente o SPT;
  - Engenharia offshore- CPT com extração de amostra;
  - Europa – SPT (Sul) e CPT (Central, à exceção da França – Ensaio com pressiómetro Ménard);
- Geofísicos (vários ensaios não intrusivos)

Os ensaios *in situ* mais comuns utilizados em dimensionamento

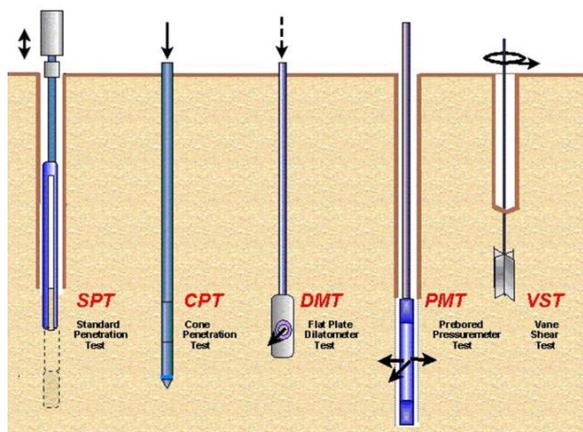


Fig. 1.5

### SERÁ O SPT SUFICIENTE?

O muito difundido SPT apresenta a vantagem de associar a uma resistência à penetração, a recolha de amostras, ao longo de um perfil para fundação. É um ensaio simples em equipamento e técnica de execução (a figura ilustra dois equipamentos de épocas distintas em funcionamento sendo notória a evolução técnica).



Fig. 1.6 Ilustração de dois equipamentos SPT de gerações distintas em funcionamento

As limitações deste ensaio devem-se ao seu empirismo para parametrização geotécnica (uso de correlações que podem variar muito com o tipo de maciço).

Sendo um ensaio que, ainda que bem executado e em condições bem controladas de energia em relação ao padrão de 60% da energia teórica ou mesmo integrado com formulações da teoria da onda, não fornece mais do que o número de pancadas por 30cm de penetração ou outro.

A figura ilustra o paradoxo de dispor de um conjunto exaustivo de parâmetros geotécnicos necessários para projeto, a partir de um só parâmetro de ensaio.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície



Fig. 1.7 Inferição de múltiplos parâmetros geotécnicos a partir do N\_SPT

As correlações de interesse geotécnico baseada neste ensaio são estabelecidas com características mecânicas dos solos (resistência ou rigidez) ou com as consequências destes (resistência de ponta ou lateral de uma estaca ou assentamento de uma sapata).

No entanto, como pode ser admissível gerar tantos “frutos”  
 – entenda-se parâmetros geomecânicos e outros –  
 a partir de um só valor, de um número?

### O ENSAIO CPT

O ensaio do cone-penetrómetro estático, na sua forma básica com leitura da força mobilizada na ponta cónica e da força de atrito na manga lateral (CPT), na sua versão com registo de pressões da água nos poros (CPTU ou piezocone), ou, a leitura de ondas sísmicas distorcionais ou de cisalhamento (SCPTU ou piezo cone sísmico) consiste na cravação contínua no solo de velocidades uma ponteira de aço, sendo todo o processo automatizado, ou seja, é possível observar em profundidade a evolução dos parâmetros que vão sendo medidos de forma quase contínua.

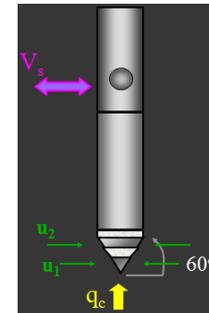


Fig. 1.8

A penetração é estática e contínua, por meio de um sistema hidráulico, a uma velocidade de 20 mm/s, sendo a ponteira de aço, de extremidade cônica (ângulo no vértice igual a 60° e área da base do cone igual a 10 cm<sup>2</sup>) e uma manga (134 mm de extensão, 150 cm<sup>2</sup> de área).

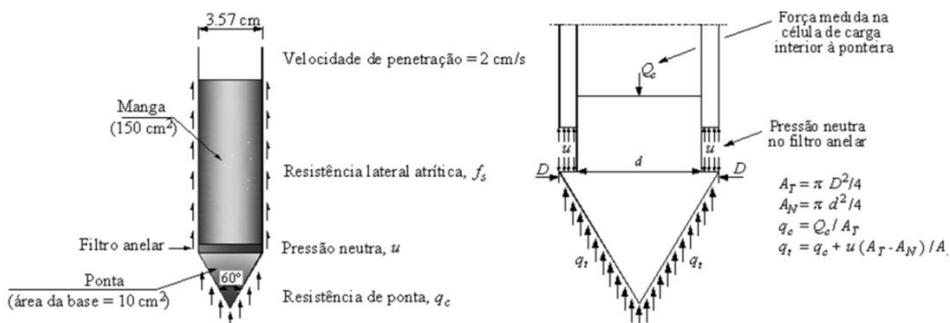
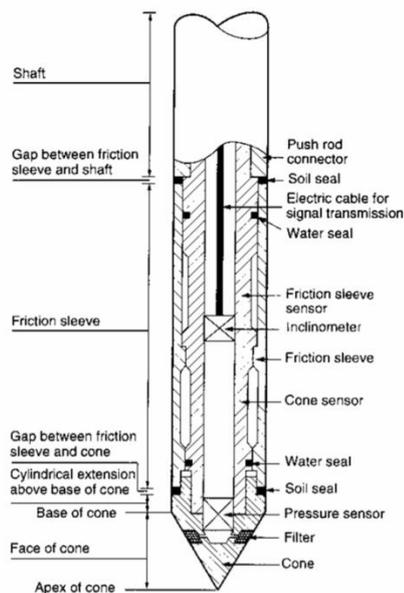


Fig. 1.9

### Ensaio de penetração de cone (CPT)



35,7 mm de diâmetro = 1000 mm<sup>2</sup>  
de área empurrada a 20 mm/s

Fig. 1.10

### Instalação e componentes do CPT

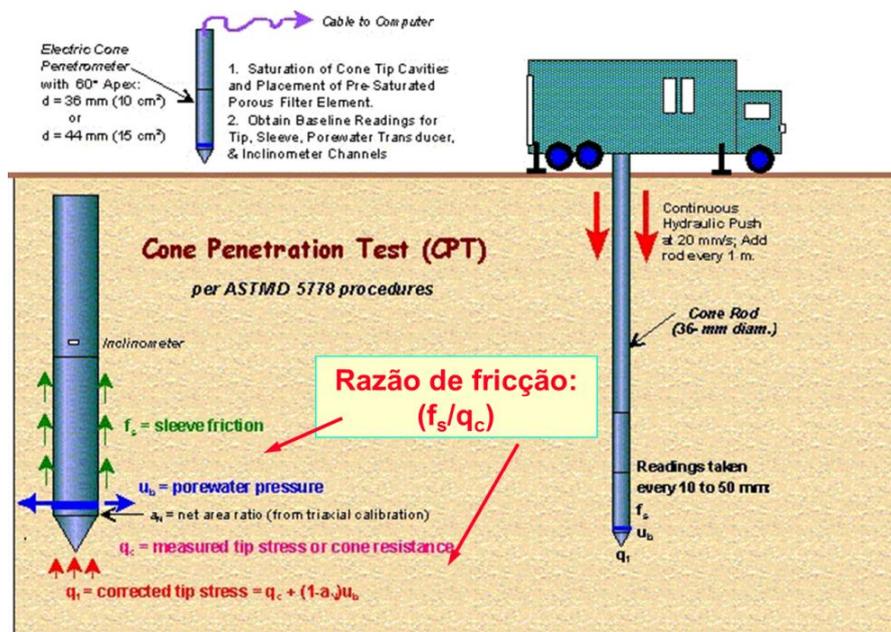


Fig. 1.11



**Fig. 1.12** Unidade CPT (Perth) – Camião de 20 toneladas: reação através do peso



**Fig. 1.13** Camião aberto CPT de 6 toneladas - (Georgia Tech Geomechanics Group, Atlanta)  
reação através de âncoras no solo



**Fig. 1.14** CPT com equipamento de perfuração

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície



Fig. 1.15 CPT usado com um equipamento de pré-furação (CEFEUP/ISC2)



Fig. 1.16 CPT com pré-furação (Lisboa ..., PT)

Os parâmetros medidos são: a resistência de ponta ( $q_c$ , ou no piezocone,  $q_t$ ), a resistência lateral ( $f_s$  ou  $f_l$ ), a pressão intersticial ou dos poros ( $u_1$ , ou  $u_2$ , ou  $u_3$ ), a velocidade das ondas sísmicas de corte ou de compressão,  $V_s$  ou  $V_p$ , e a inclinação da ponteira, que serve para aferir corretamente a posição do cone em profundidade e para interromper o ensaio caso a inclinação seja demasiadamente grande que ponha em causa a segurança do equipamento.

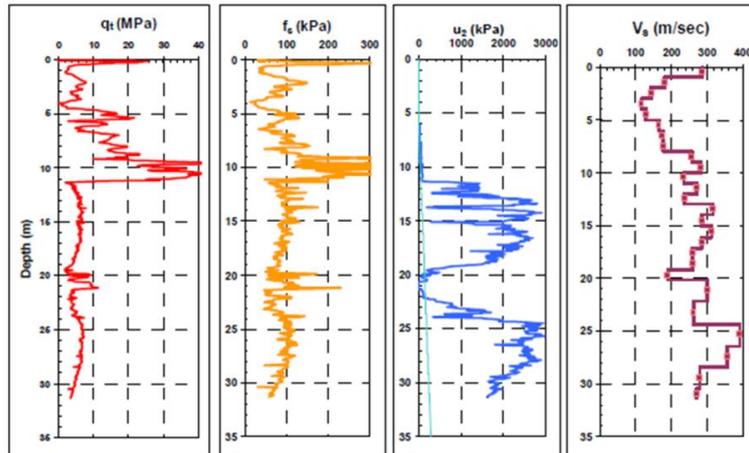


Fig. 1.17

O CPT não permite colher amostras. O tipo de terreno atravessado terá que ser avaliado por via indireta, isto é, por meio da associação de determinadas tendências das grandezas medidas, invocando a experiência adquirida em casos em que a primeira via mencionada foi a prosseguida.

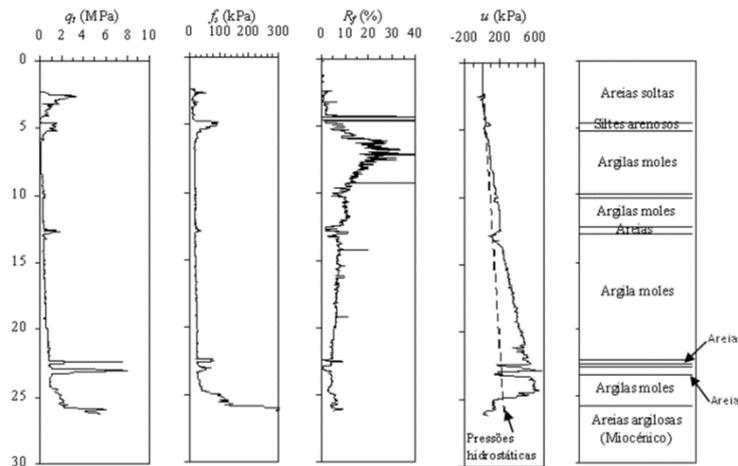


Fig. 1.18

Podem-se definir zonas em função da combinação de  $q_c$  e da razão atrítica ( $R_f = f_s/q_c = f_s/q_t$ ) – os solos finos exibem menores valores de  $q_c$  e maiores valores de  $R_f$ . Estas abordagens são limitadas a profundidades não muito elevadas (abaixo de 30m), pelo que a medição dos valores da pressão da água nos poros no piezocone (CPTU) –  $q_t$  e  $f_s$ , foi um avanço notável.

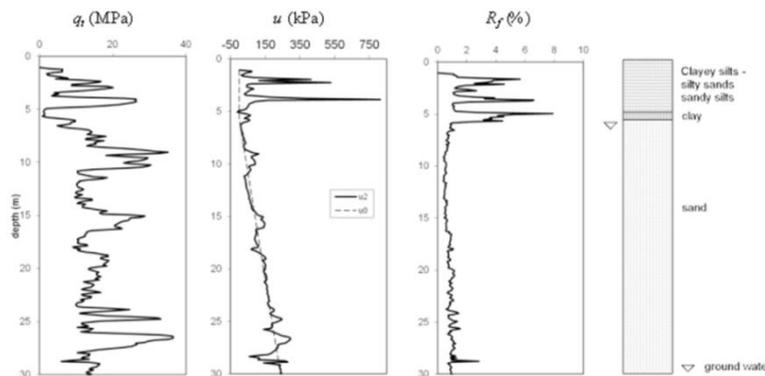


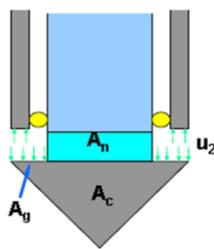
Fig. 1.19

### CPT vs CPTU – parâmetros e correcções

As leituras destas três grandezas ( $F_c$ ,  $F_s$ ,  $u$ ) normalmente são tratadas de modo a calcular os seguintes parâmetros:

- Resistência de ponta –  $q_c = \frac{F_c}{A_c}$ , ( $A_c = 10 \text{ cm}^2$ , área da secção do cone);
- Atrito lateral –  $f_s = \frac{F_s}{A_s}$ , ( $A_s = 150 \text{ cm}^2$ , área circunferencial da manga);
- Razão de atrito –  $R_f = \frac{f_s}{q_c}$ , (em %).

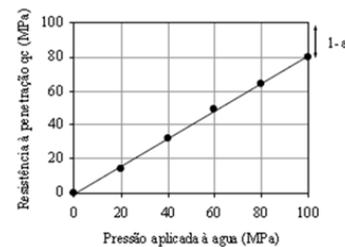
O efeito da desigualdade de área é representado por  $a$ , que é aproximadamente igual ao quociente entre a área da secção da célula de carga ( $A_n$ ) e a área da secção nominal do cone ( $A_c$ ).



$$a = \frac{A_n}{A_c}$$

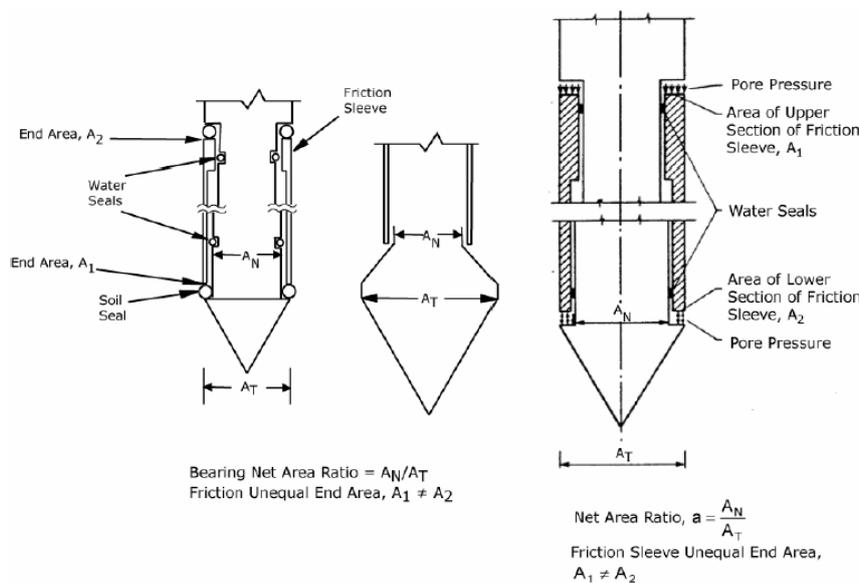
$$q_t = q_c + u_2(1 - a)$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}}$$

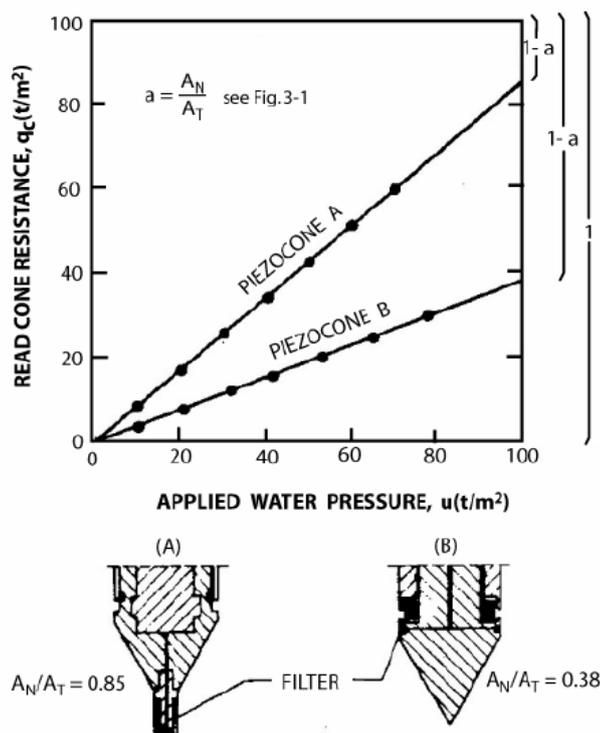


**Fig. 1.20**

As pressões de água podem atuar sobre as superfícies expostas atrás da ponta do cone e sobre as extremidades da manga de atrito (ver Fig. 1.21). Estas pressões de água resultam em medições de resistência de ponta ( $q_c$ ) e resistência lateral ( $f_s$ ) que não representam a verdadeira resistência total do solo. Este erro, introduzido na medição, pode ser superado através da correção da medida  $q_c$  devido ao efeito da desigualdade de área (Baligh et al 1981; Campanella et al., 1982), permitindo a medição da resistência total ( $q_t$ ), conforme ilustra a figura.



**Fig. 1.21 – Influência do efeito de desigualdade de área**



**Fig. 1.22** – Influência do efeito de desigualdade de área.

A Fig. 1.22 mostra o conceito do coeficiente de área líquida ( $a=A_N/A_T$ ). O valor de ( $a$ ) deve ser determinado numa câmara de calibração e não pode ser medido de forma confiável com paquímetro devido aos efeitos dos O-ring.

Um exemplo da determinação do coeficiente de área é mostrado na Fig. 1.22. A câmara de calibração é concebida para conter o cone e para aplicar uma pressão de água com a válvula aberta. Quando a pressão de água (ou ar) for aplicada, todos os canais do cone devem ser registados: ponta, fricção, pressão de poros, etc. Desta forma, o transdutor de pressão será calibrado, o coeficiente de área será determinada para a ponta e a correção da manga de atrito pode ser avaliada.

A maior parte dos cones têm valores de relação de área líquida que variam 0,58 a 0,90, mas às vezes esta relação pode ser muito mais baixa, por exemplo 0,38 (Fig. 1.22). A correção do efeito da desigualdade de área é especialmente importante em argilas moles, onde altos valores de poro-pressão e baixa resistência do cone pode levar à situação fisicamente incorreto de que  $u > q_c$ . A utilização de uma ponta alargada, como mostrado na Figura 1.21 para aumentar a sensibilidade em solos muito moles não é recomendado por causa da exigência de grandes correções na poro-pressão. Uma correção semelhante é necessária para dados da manga de atrito. No entanto, é necessária informação das poro-pressões em ambas as extremidades da manga de atrito. Como esta dupla medição é pouco habitual é geralmente assumido que as pressões dos poros é a mesma e igual a  $u_2$ . A importância da correção manga de atrito pode ser significativamente reduzida e, essencialmente, eliminada utilizando um design de cone com uma manga de atrito igual à área de extremidade.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

## CALIBRAÇÃO

- Dois tipos de calibrações necessárias;

- A verificação das células de cargas numa prensa com um anel dinamométrico padrão para  $qc$  e  $fs$ ;
- Colocação do penetrómetro numa célula triaxial pressurizada para verificar as pressões registadas em meio aquoso, em vista aos registos de poro-pressão pelo transdutor presente na base do cone, que serão atidas em  $qt, ft \rightarrow anet$  e  $bnet$ .

### Calibração das células de carga

A calibração deve ser efetuada utilizando células de carga de referência (boa estabilidade na zeragem e linearidade com pequena histerese), um equipamento com possibilidade de aplicação de cargas mortas e um transdutor de pressão de referência. As calibrações devem ser efetuadas com todos os O-rings e selagem devidamente colocada, como se tratasse de um ensaio efetuado no terreno.

Na calibração dois tipos principais de erros estão associados às células de carga utilizadas no CPTu (Fig. 1.21):

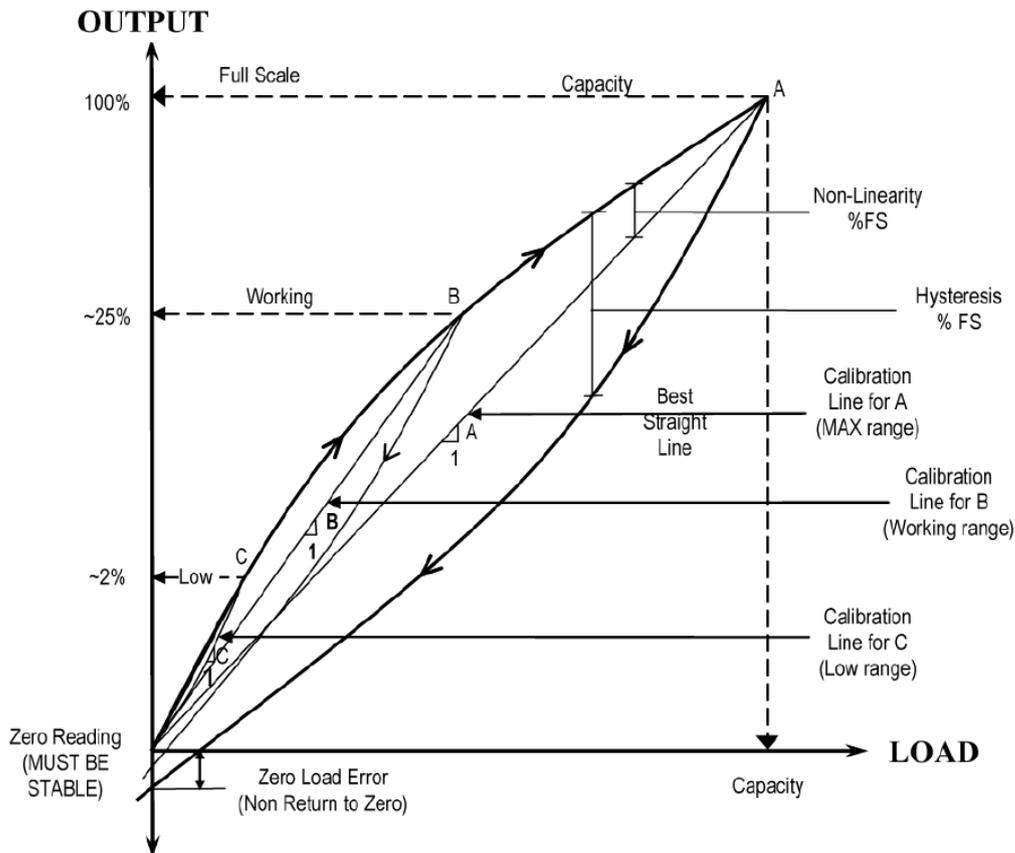
- 1) Erros de calibração
- 2) Erro associado à zeragem da carga

Tem-se verificado que o principal fator de erro que, contribui para as alterações na calibração, é a entrada de solo ao longo das juntas no cone. No entanto, este pode ser significativamente reduzido através de inspeções e manutenção regulares. Além disso, o tempo entre as calibrações deve ser minimizado. Para ajudar nesta última parte, um dispositivo de carregamento de calibração simples deve ser incluído no equipamento de campo para permitir verificações de calibração de campo frequentes. A calibragem deve avaliar repetibilidade, não linearidade e histerese para permitir o melhor ajuste linear dos dados.

Para reduzir a histerese na curva de calibração, o cone deve ser carregado pelo menos 20 vezes até à sua capacidade total, antes de realizar a calibração.

A não linearidade da curva de calibração pode ser consideravelmente reduzida através da utilização de um fator de calibração para a gama de trabalho habitual no campo. Por exemplo, se a carga máxima da ponta, for habitualmente cerca de 400 bar, mas a maioria das tensões de ponta durante o trabalho são inferiores a 200 bar, dever-se-ia usar o fator de calibração para uma gama de pressões de 0-200 bar, ponto B, na curva de calibração na Fig. 1.23, embora a ponta tenha uma capacidade de 1.000 bar ou mais.

O erro de zeragem pode ser reduzido se os cuidados e procedimentos apropriados forem seguidos no campo, com a manutenção recomendada. O erro de zeragem de carga é variável e é determinado para cada piezocone por registo da leitura zero de carga imediatamente antes da penetração e imediatamente após a penetração do cone, no final da retirada a partir do solo. O erro de carga de zero durante a calibração deve ser insignificante (menos de 0,05% F.S.).



**Fig. 1.23** - Célula de carga típica – Curva de calibração da célula de carga da ponta com exagerada não-linearidade para definir os termos associados

O erro de carga zero deve, em geral, não ser superior a 1/2% a 1% do valor da escala completa. Para medições em solos moles, o erro deve ser consideravelmente inferior a 1/2% da escala completa.

As células de carga dentro dos piezocones geralmente apresentam compensação das variações de temperatura. Com boa compensação de temperatura, a variação do sinal de saída pode ser limitado a cerca de 0,05% da escala total.

Se o sinal de saída para a carga zero for medido antes e depois de um ensaio, o erro de carga zero pode então ser avaliado. Em geral, o erro de carga zero é uma indicação fiável da qualidade de um ensaio e é a soma de um certo número de possíveis efeitos:

- 1) estabilidade do sinal de saída
- 2) efeito da temperatura que induz uma carga aparente
- 3) entrada de solo nas juntas
- 4) fricção interna do O-Ring
- 5) entrada de humidade
- 6) duração muito curta de sobrecarga, muitas vezes faz com que ocorra um erro de desvio de zeragem
- 7) deflexão resultando em flexão e cedência localizada.

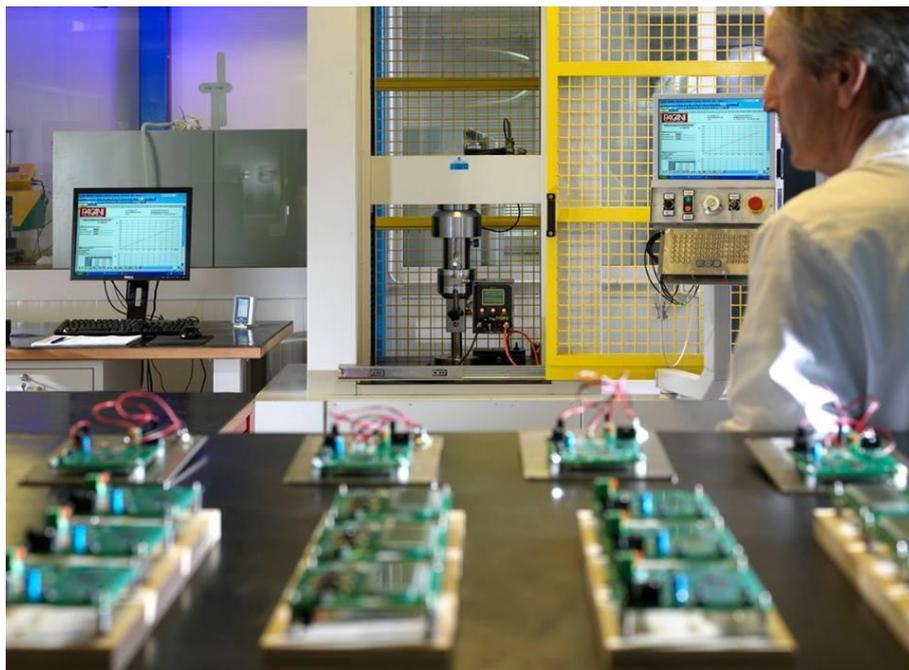


Fig. 1.24 – Calibração de células de carga do piezocone (Sistema Pagani)

### Calibração da célula de medição da poro-pressão

A calibração da célula de poro-pressão deve ser efetuada com uma câmara de pressão, idêntica à ilustrada na Fig. 1.25, que encerra completamente o cone e é selada num ponto acima da manga de atrito. A medição da tensão de ponta e histerese da manga de atrito para as poro-pressões aplicadas permitirá a determinação direta dos efeitos de desigualdade de área. O sistema de aquisição de dados de campo deve ser configurado como se tratasse de um ensaio real.

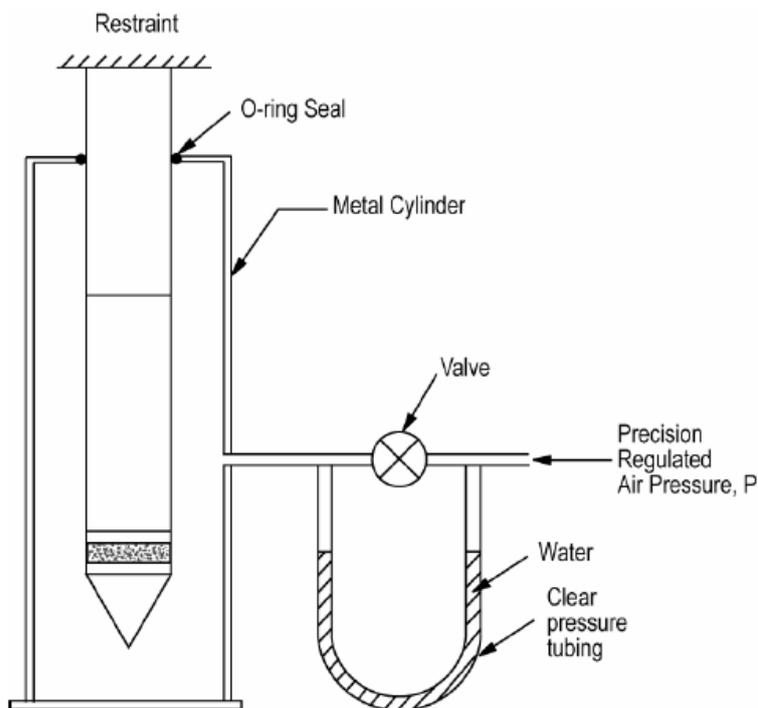


Fig. 1.25 – Câmara de calibração da célula de medição das poro-pressões.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

O sistema de aquisição de dados de campo deve ser configurado como se tratasse de um ensaio no real. A válvula na Fig. 1.25 deverá estar aberta durante a calibração. Quando a pressão está no seu valor máximo de calibração, a pressão deve ser mantida e a válvula deve estar fechada e os níveis de fluido devem ser observados no tubo em U. O nível não deve mudar o que indica que todas as selagens do cone estão a funcionar corretamente. Este é um teste de integridade. Se houver qualquer movimento do fluido, o cone deve ser desmontado e todos os anéis de vedação deverão ser limpos e lubrificados com uma leve camada de massa de silicone. O teste de integridade deve ser repetido até que não sejam observadas fugas.

## Verificação dos registos no CPTu: ex.s calibração

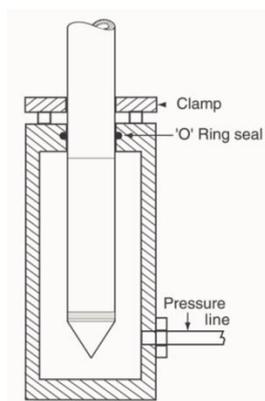


Fig. 1.26 ISO/DIS 22476-1:2005



Fig. 1.27 ([www.terratek.com.br/](http://www.terratek.com.br/))

## Procedimento essencial no CPTu – Saturação da câmara de medição da poro-pressão

As operações de saturação do piezocone de teste consistem geralmente nas seguintes operações:

- 1) de-areação dos filtros porosos.
- 1) de-areação do cone, especialmente no que diz respeito à câmara de pressão imediatamente adjacente ao transdutor de pressão.
- 2) de-areação do conjunto cone e filtro.
- 3) proteção do sistema durante o manuseamento, para evitar perda de saturação.

A saturação dos anéis porosos é feita normalmente em laboratório (Fig. 1.28), colocando-os sob um vácuo elevado, com saturação de fluido durante cerca de 5 a 24 horas. O procedimento mais correto consta de submergir os anéis porosos em glicerina aquecida (40-60 ° C) num banho de ultrassons sob um vácuo elevado (deve utilizar-se uma bomba de vácuo de duas fases com um separador de água).

Após várias horas de vibração, a glicerina aquecida reduz a sua viscosidade e permite uma melhor saturação. Os elementos de filtro são depois colocadas em um recipiente pequeno com glicerina pronto para transporte para o campo.

O fluido mais recomendado para saturar o conjunto de medição da poro-pressão é a glicerina, embora sejam também usados outros fluidos como sejam a parafina, o silicone ou mesmo óleo.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016



(a)



(b)



(c)

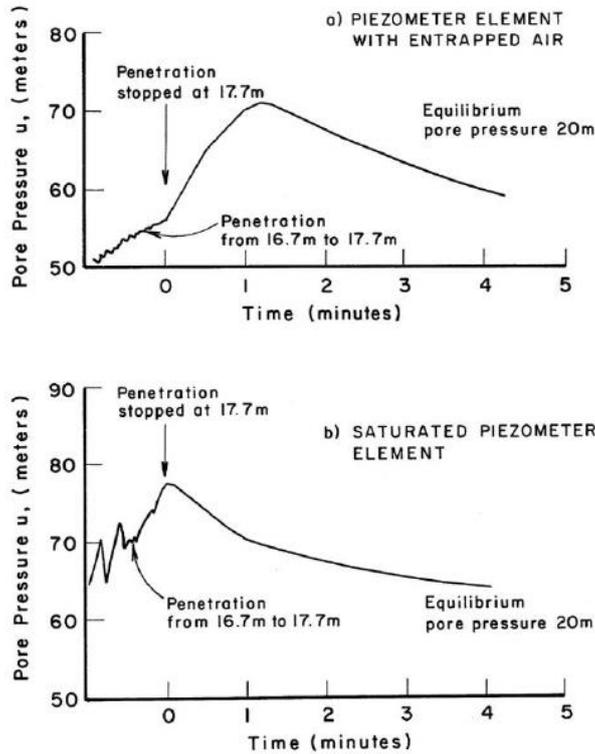
**Fig. 1.28** Exemplo da pré – saturação: (a) Saturação dos filtros; (b) Saturação da ponteira do piezocone; (c) Posicionamento da pedra porosa e do cone

Algumas razões pelas quais a glicerina é um fluido de saturação preferido para a medição das poro-pressões no ensaio CPTu:

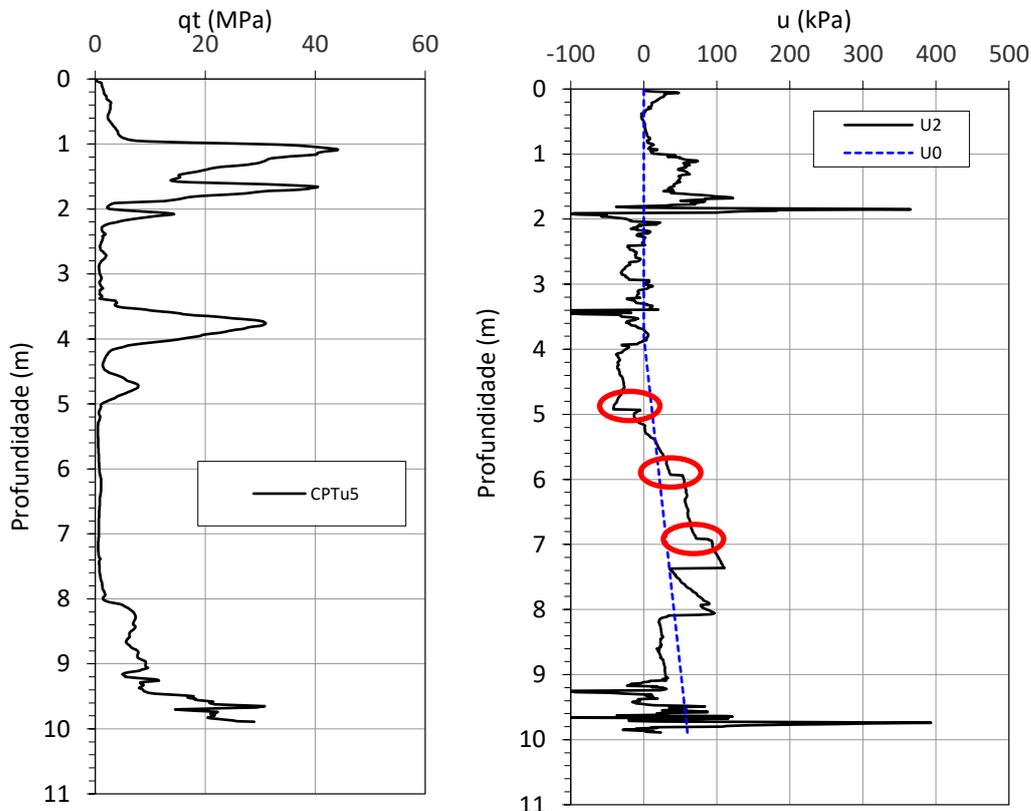
- 1) A alta viscosidade da glicerina (usar 95% de grau de pureza) permite manter a saturação em solos secos acima do nível freático.
- 2) A glicerina é miscível em água (o óleo não é e faz com que ocorram erros devido ao aparecimento de tensões nos meniscos).
- 2) A glicerina é mais incompressível do que a água.
- 3) A glicerina de-areada absorve o ar assim como a água.
- 4) A glicerina tem um ponto de congelamento mais baixo ( $-17^{\circ}\text{C}$ ) do que a água.
- 5) A glicerina não faz mal à pele e é relativamente barata.

A Fig. 1.29 apresenta as diferentes respostas de 2 ensaios CPTu; um deles devidamente saturado e outro não. A não saturação conduz a que tando o máximo da pressão da água nos poros ( $u_2$ ) como os tempos, e modos, de ocorrer a dissipação podem ser seriamente afetados.~

Na Fig. 1.30 pode observar-se que o sistema saturado é muito sensível à estratificação (16,7-17,7m) e não mostra qualquer atraso na dissipação. Observe-se contudo que mesmo o sistema mal saturado consegue, se não houver mais nenhuma alteração, registar devidamente a pressão de equilíbrio final.



**Fig. 1.29** - Efeito do ar na resposta da medição da poro-pressão num ensaio CPTU executado num solo siltoso muito mole.



**Fig. 1.30** – Efeito na resposta da poro-pressão, em condições de não saturação da ponteira filtrante.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Ensaio de penetração de cone – qual o mais sensível?

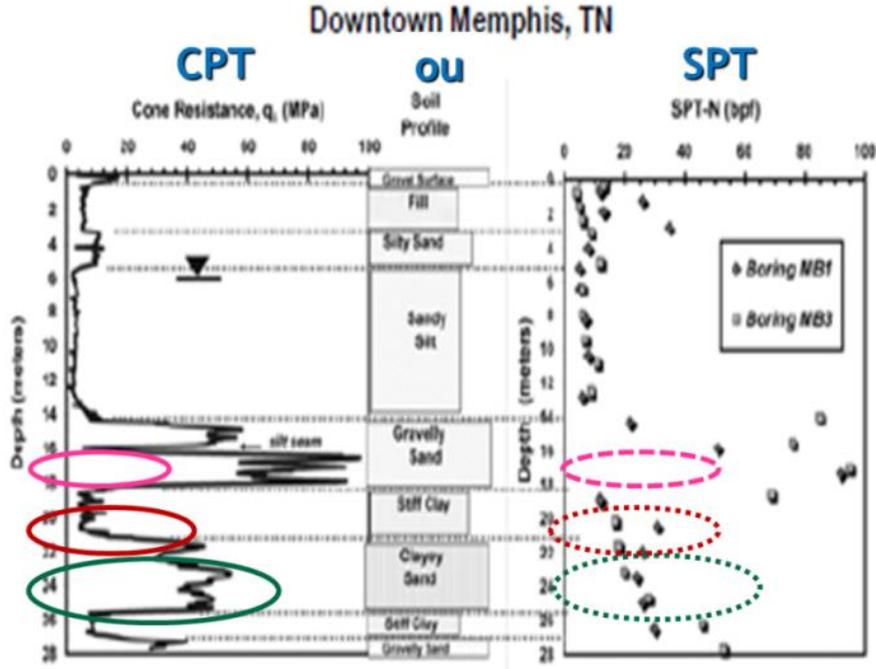


Fig. 1.31

### Detalhes do cone

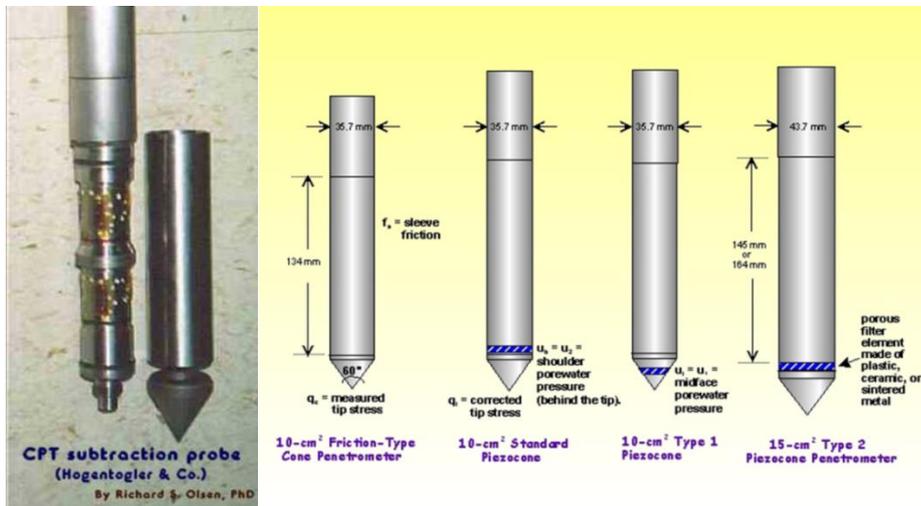


Fig. 1.32 Célula de carga para medição de  $q_c$  e  $f_s$

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície



Pagani Geot. Equip.

Fig. 1.33

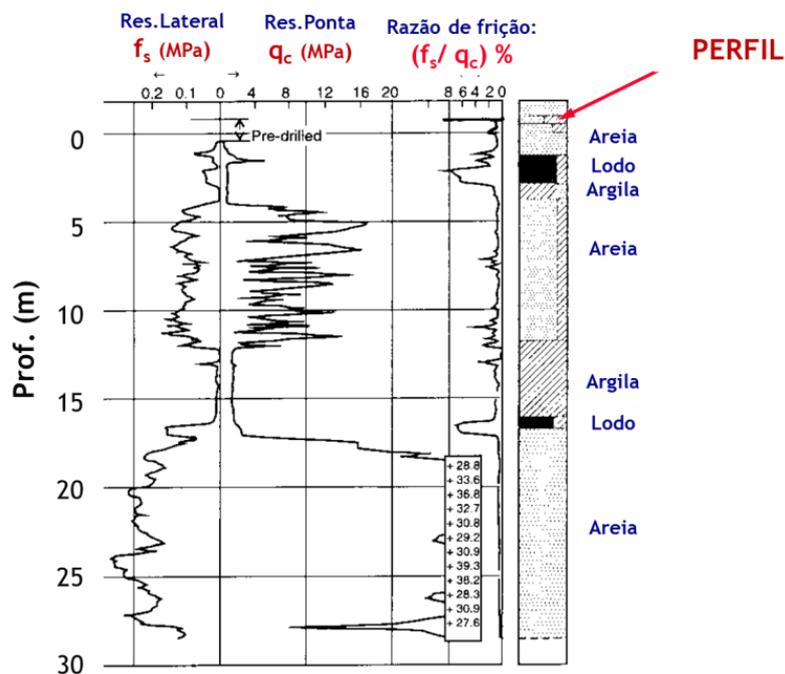


Fig. 1.34 Resultados CPT

As poro-pressões medidas durante os ensaios CPTU dependem muito da localização do elemento piezométrico. Em argilas moles e areias finas, normalmente consolidadas, as poro-pressões medidas sobre a face da ponta são geralmente de 10-20 por cento maior do que os medidos imediatamente atrás da ponta. Em argilas sobreconsolidadas, siltes e areias finas, as poro-pressões

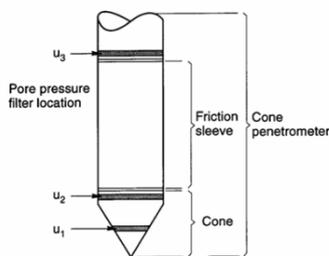
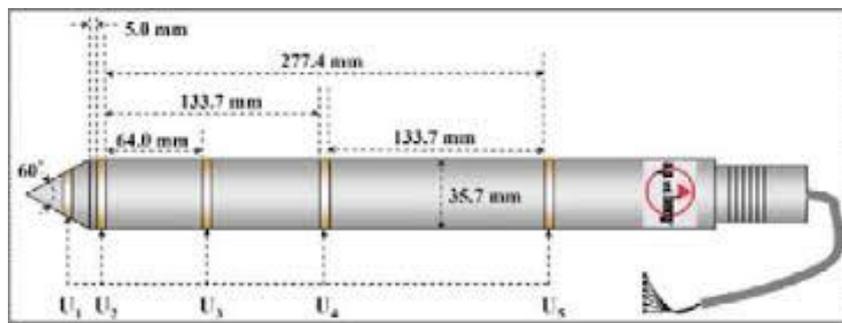
# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

na face da ponta tendem a ser elevadas e positivas enquanto poro-pressões de medidas imediatamente atrás da ponta podem ser consideravelmente menores e possivelmente negativas.

A escolha do posicionamento da célula de medição das poro-pressões é muito importante no que respeita à interpretação dos dados. Os principais locais atualmente utilizados para medir pressões de poros são,

- 1) sobre a face do cone,  $u_1$
- 2) imediatamente atrás da ponta do cone,  $u_2$  (localização padrão)
- 3) imediatamente atrás da manga de atrito,  $u_3$ .



$\Delta u$  positivo em argilas moles & negativo em materiais muito sobreconsolidados

$\Delta u = 0$  – ie  $u = u_0$  (hidrostáticos) em areias limpas (algum  $\Delta u$  pode acontecer em areias siltosas)

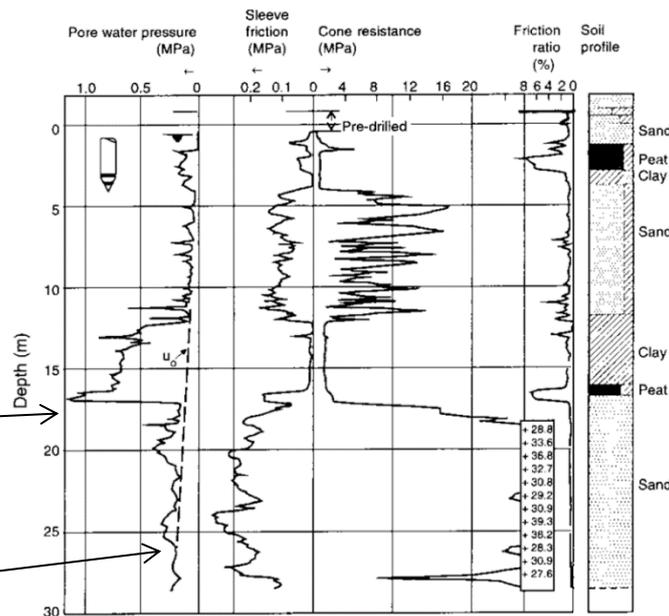
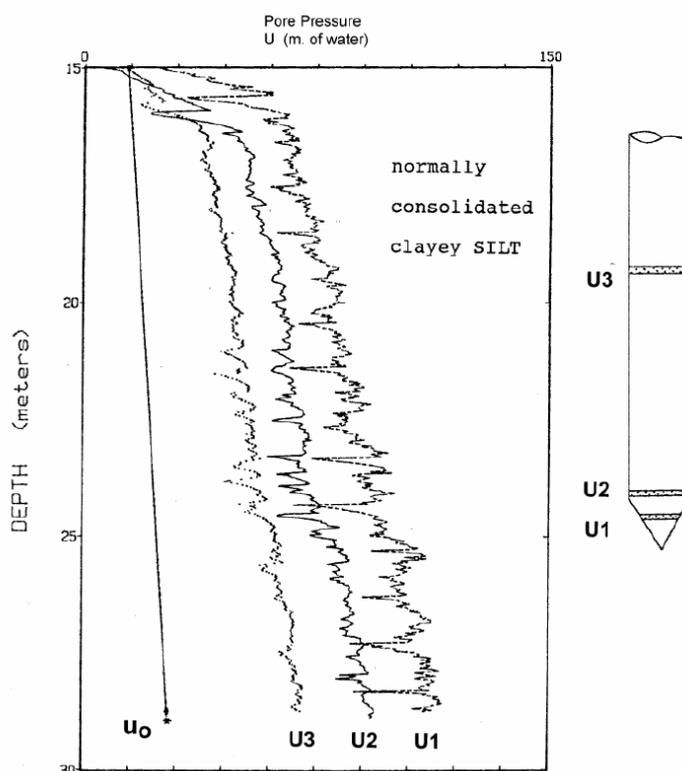


Fig. 1.35 Resultados do piezocone (CPTU)

A Fig. 1.36 mostra perfis de pressão de poros para  $u_1$ ,  $u_2$  e  $u_3$  num silte argiloso normalmente consolidado, moderadamente sensível, juntamente com as poro-pressões hidrostáticas. As poro-pressões de penetração são o resultado de mudanças nas tensões normais e nas deformações de corte. Os valores  $u_1$  são dominados pelas altas tensões normais na face, que são libertadas na quina do cone. Os valores  $u_2$  e  $u_3$  são principalmente a resposta às deformações de corte e à remoldagem.



**Fig. 1.36** – Medição das poro-pressões  $u_1$ ,  $u_2$ ,  $u_3$  num silte argiloso normalmente consolidado.

Os dados recolhidos em diferentes locais, com o elemento de poro-pressão localizado atrás da ponta e sobre a face da ponta é mostrado na **Fig. 1.37**. Os valores da relação  $u/u_0$ , são projetados contra a posição ao longo do cone. Em argilas e siltes insensíveis, normalmente consolidados, as poro-pressões medidas na face são frequentemente três vezes superiores à pressão hidrostática ( $u_0$ ) e cerca de 20% maiores que as poro-pressões medidas imediatamente atrás da ponta. Com o incremento do grau de sobreconsolidação de argilas e siltes, as poro-pressão na face aumentam. Isto deve-se ao aumento da pressão na ponta do cone, o que provoca tensões normais maiores na face em solos sobreconsolidados. Além disso, os solos sobreconsolidados tendem a dilatar-se, ou aumentar de volume, durante o corte o que provoca uma diminuição da pressão de poro em  $u_2$ . Em argilas fortemente sobreconsolidadas, como a argila de Londres (**Fig. 1.37**), os valores  $u_2$  podem diminuir até ao valor de  $u_0$  e tornar-se mesmo negativos.

A parte inferior da **Fig. 1.37** mostra solos mais granulares. Um solo com comportamento completamente drenado, como uma areia grossa, gera pressões nos poros iguais ao valor da pressão hidroestática. Uma areia fina siltosa é parcialmente drenada o que irá gerar altos valores de face e valores negativos atrás do cone devido ao seu comportamento dilatante. É interessante observar que o silte solto ou compacto apresenta valores faciais semelhantes ( $u_1$ ), contudo os valores de  $u_2$  são muito diferentes. Este facto relaciona-se com as diferentes características de mudança de volume dos dois materiais.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

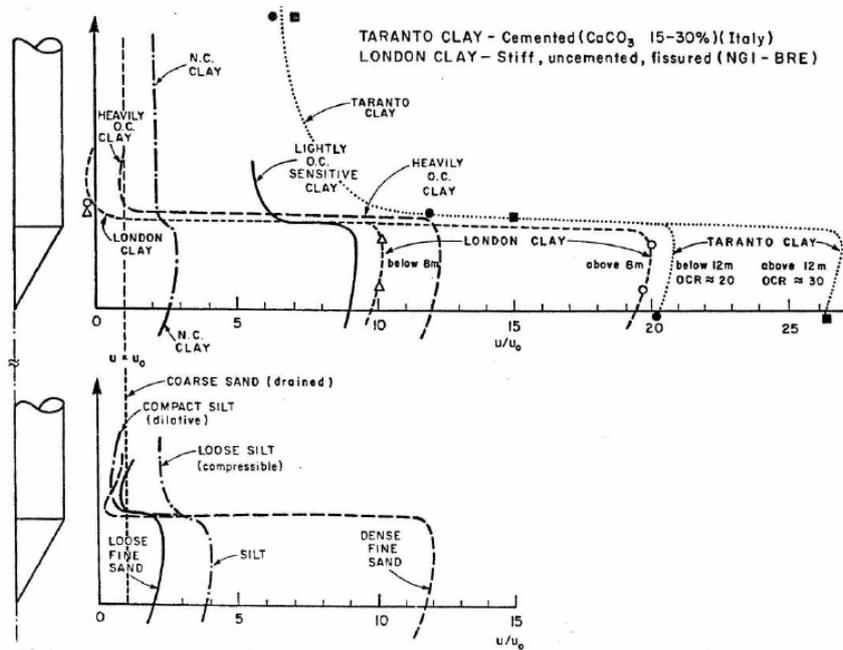


Fig. 1.37

A localização mais frequentemente utilizada do anel poroso é imediatamente atrás do cone ( $u_2$ ), este facto prende-se com as seguintes razões:

- 1) o anel poroso é sujeito a menores danos e muito menor desgaste;
- 2) as medições são menos influenciados pela compressibilidade;
- 3) a posição é apropriada para a correção do efeito da desigualdade de área;
- 4) é possível obter bons detalhes estratigráficos.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Normas do CPT (Cone Penetration Testing)

- International: IRTP for CPT and CPTU (ISSMGE, 1999)
- Europe: CEN standard EN ISO 22476-12 (2009) for mechanical cone
- Europe: CEN standard EN ISO 22476-1 (2007) for electrical piezocone
- Austria: DIN 4094-1
- France: NF P94-113 CPT and NF P94-119 CPTu
- Germany: DIN 4094-1
- Netherlands: NEN 5140
- United Kingdom: BS1377, BS5930
- Bulgarian Standard (use German DIN 4094-90)
- Czech Standard STN 721033
- Slovakia Standard CSN 721033
- Estonia Reference LBN 207-01
- Latvia Reference LVS 437
- Lithuania Reference LBN 005-99
- Hungary Standard MI 15000/2 (1989)
- Poland: Polish Standard PN-B-04452 (2002)
- Romanian Standard NP 074-2007
- Russia Standards GOST 19912-2001 Code SP 11 105 97
- Egypt: Use British Standards: BS 1377 - Part 9 on In-Situ Testing
- USA and Canada: ASTM D 3441 (mechanical cone); ASTM D 5778 (2007) - electric piezocone
- Norway: Norwegian Geotechnical Society Guideline 5 (1995)
- Sweden: Swedish Geotechnical Society SGF Report 1:93E
- Spain: Reference is the UNE 103-804-93
- Australian National Standard: AS1289.6.5.1-1999
- New Zealand: National Standard NZS 4402.6.5.3:1988

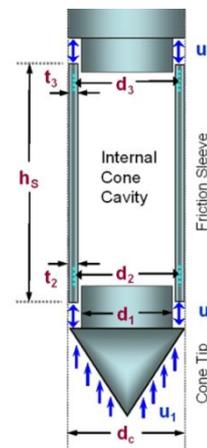


Fig. 1.38

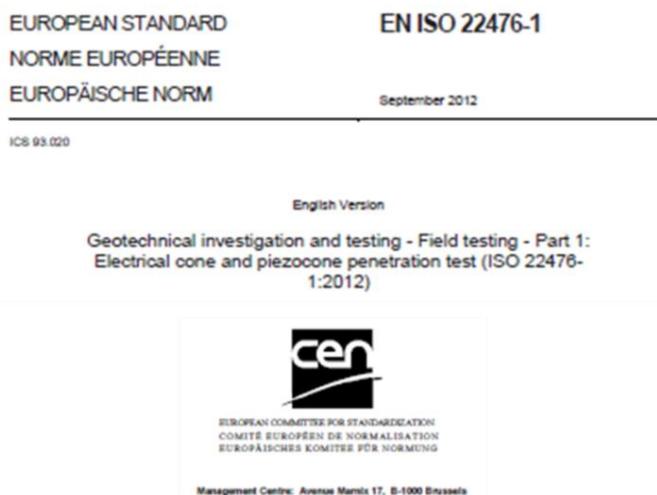


Fig. 1.39 Norma Europeia do CPT/CPTu – Setembro de 2012

Repetibilidade em estudos em CPT (confiabilidade)

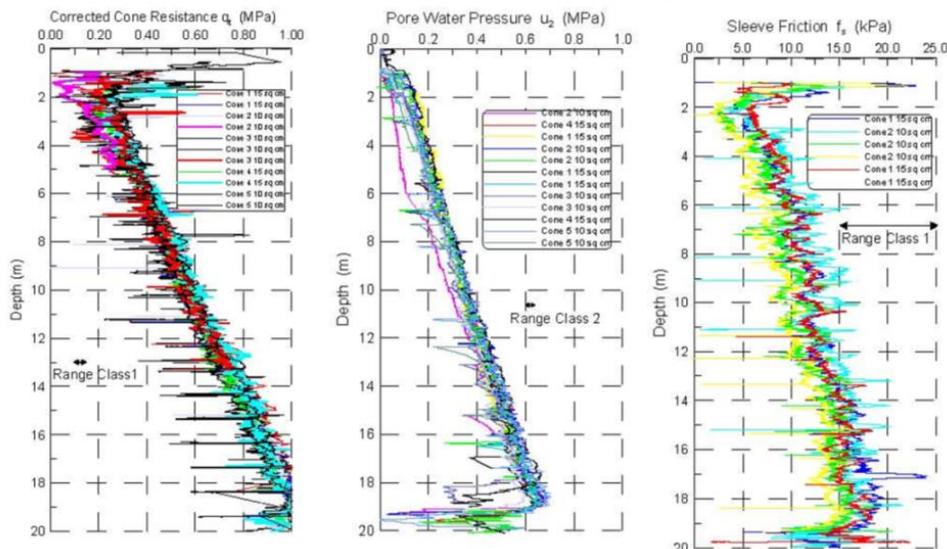


Fig. 1.40 12 CPTs em argilas moles Bothkennar, Escócia, UK

**REQUISITOS DE MANUTENÇÃO PARA GARANTIA DA QUALIDADE DOS ENSAIOS**

A ponta cônica, manga de atrito e o anel filtrante devem ser verificados para deteção de danos óbvios, ou desgaste, no início de cada ensaio. Verificações frequentes devem ser feitas para garantir que as dimensões do cone não excedam as tolerâncias estabelecidas pelo normativo aplicado (por exemplo, as normas ASTM e os procedimentos de teste de referência internacional para CPT por ISSMGE.)

Antes de cada ensaio, a selagem entre os diferentes elementos devem ser limpos e inspecionados para garantir sua integridade. Depois de cada ensaio, é boa prática limpar e inspecionar o cone e as selagens. O solo deve ser removido de todos os selos e o cone limpo antes e depois de cada ensaio.

Os erros de zeragem da carga e erros de calibração tendem a mudar durante os ensaios. O erro de carga zero deve ser verificado observando a saída de carga zero antes e depois de cada ensaio, e gravar os valores da saída de dados.

Para evitar terreno perturbado, o ensaio CPT não deve ser realizado a uma distância inferior a 25 vezes o diâmetro do furo de uma sondagem, ou a menos de um metro de um CPT previamente realizado.

**VERIFICAÇÕES E RECALIBRAÇÕES**

Os sistemas de medição de carga devem ser calibrados em intervalos não superiores a três meses, e mais frequentemente quando o equipamento está em uso contínuo e após cada revisão ou reparação. Uma verificação de calibração de um ponto é facilmente feito no campo com uma célula de carga e um macaco hidráulico.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

A tabela seguinte apresenta um resumo sugerido aos requisitos de manutenção (verificação e recalibração).

**Tab. 2.:** Requisitos de manutenção

Item	FREQUÊNCIA			
	No início de um programa de ensaios *	Antes do início de um ensaio	No final de um ensaio	Com 3 meses de intervalo
Verticalidade da máquina de cravação		●		
Empeno das varas		●		●
Precisão das medições	●			●
Erro da zeragem		●	●	
Durabilidade: - dimensões do cone - rugosidade da manga de atrito	● ●			● ●
Selagem: - presença de solo - qualidade - estado dos O-rings	● ● ●	● ● ●		
Calibração: - células de carga - transdutor de poro-pressão - desigualdade de área - temperatura	● ●			● ● ● ●

\* e regularmente durante programas de ensaio de longa duração

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Cone Sísmico (SCPT): 3 parâmetros ( $q_c, f_s, V_s$ ) em 1 (ensaio)

Piezocone sísmico (SCPTu): 4 parâmetros ( $q_b, f_t, u, V_s$ ) em 1 (ensaio)

MAIS dados com MENOS esforço!

Na Fig. 1.41 ilustra-se o funcionamento de um ensaio com o cone sísmico.

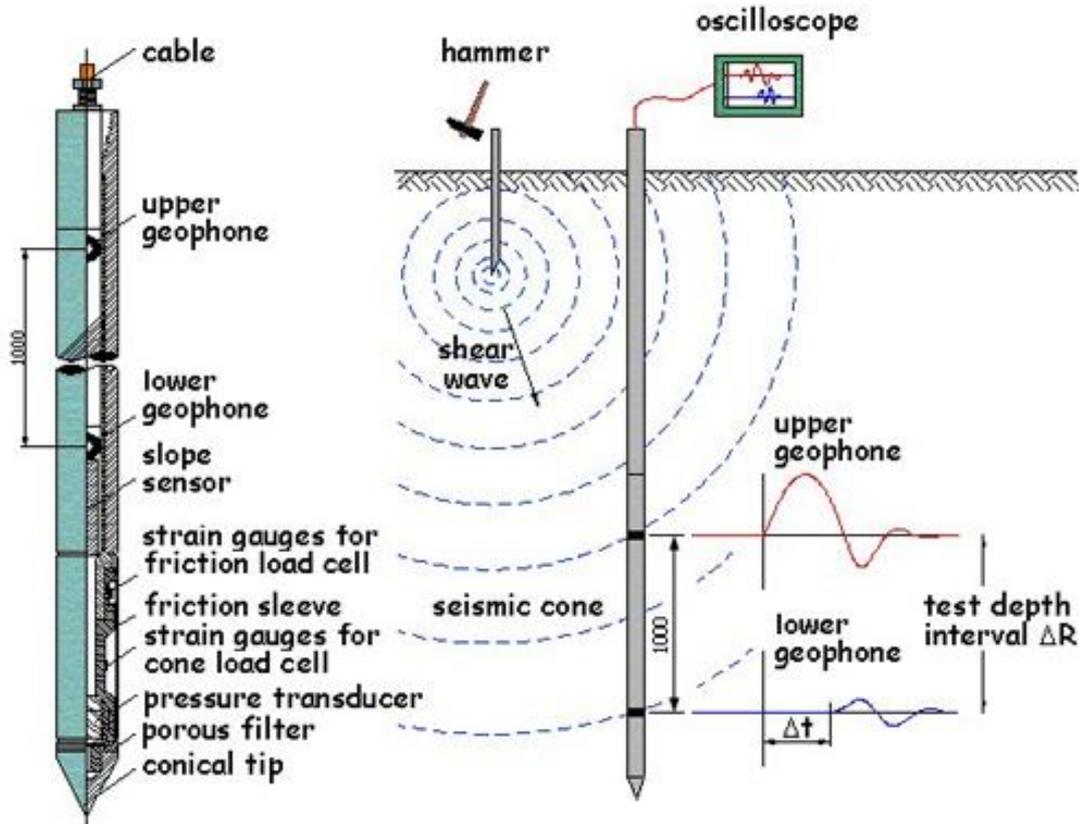


Fig. 1.41. Ensaio com o piezocone sísmico (SCPTu)

Na Fig. 1.42 ilustra-se um equipamento em funcionamento e os esquemas da sua versão mais completa, o ensaio com o piezocone sísmico (SCPTU).

Tempo de propagação medido e, assim, velocidades das ondas distorcionais  $V_s$ .

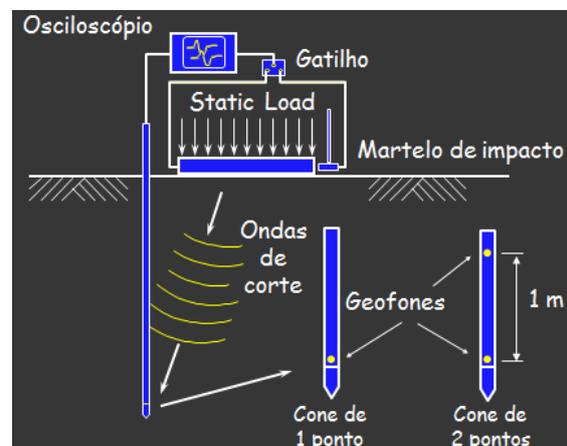
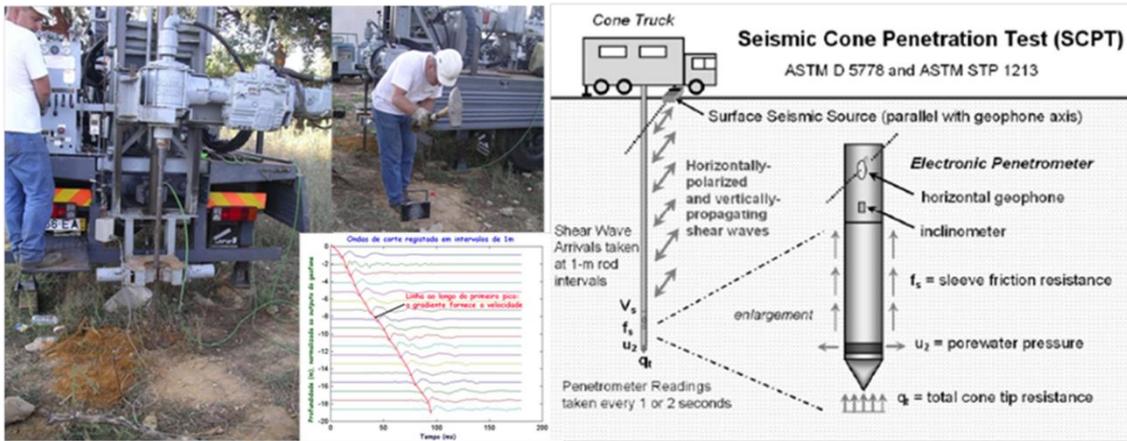


Fig. 1.42

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície



Viga e Martelo de Fonte de onda Distorcional



Fig. 1.43 Fotos e esquema de funcionamento de um SCPTU (Fahey, 2006, Mayne, 2012)

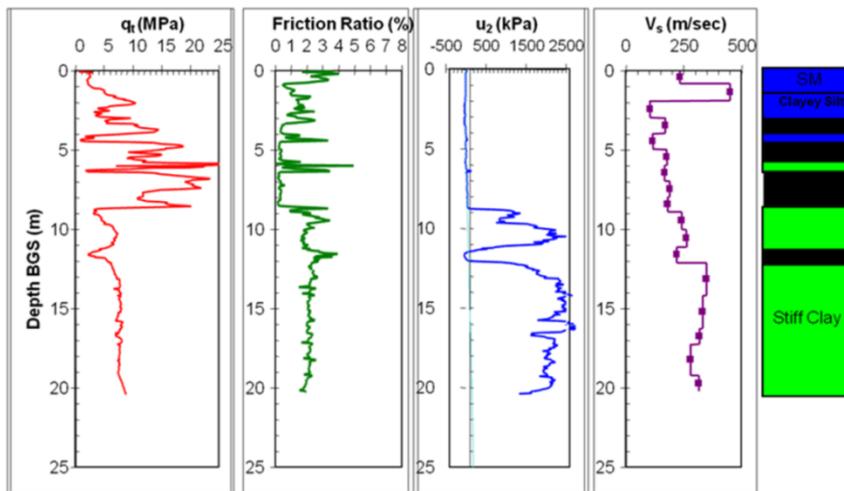


Fig. 1.44 SCPTU: Perth, Western Australia (Fahey, 2008)  
Resultados de ensaios com CPTU e SCPTU

No ensaio SCPTU normalmente é possível o registo das ondas P (de compressão) e das ondas S (de corte). A onda P chega sempre em primeiro lugar. Em solos abaixo do nível freático, a onda P normalmente viaja cerca de 1500 m/s e normalmente muito mais rapidamente do que a onda S, de modo que a separação das duas ondas é facilmente observável. No entanto, acima do lençol freático, a diferença é muito pequena e separação de ondas P e S pode ser muito difícil, exigindo técnicas especializadas. A diferença mais significativa entre as ondas S e P é que as ondas S são

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

facilmente reversível. Portanto, usando uma fonte que é reversível pode permitir a identificação das ondas S, permitindo, assim, a determinação da velocidade de onda de cisalhamento média,  $V_s$ . Além disso, uma fonte de cisalhamento bem concebido minimiza a amplitude das ondas P em relação às ondas de S. Os valores típicos de  $V_p$  e  $V_s$  a uma profundidade até 40 m, são dadas na Tabela seguinte.

**Tab. 2.:** Valores de referência e  $V_p$  e  $V_s$  em água para alguns tipos de solos

Material	$V_s$ (m/s)	$V_p$ (m/s)
Água	0	1482
Solos saturados	<50 – 400	1500-1900
Solos não saturados	< 50 – 200	<100-600
Solos ligeiramente cimentados	250 – 700	
Solos orgânicos saturados	<15 – 50	

A teoria da elasticidade permite estabelecer uma relação direta entre o módulo máximo de corte ( $G_0$ ), a velocidade da onda de corte ( $V_s$ ) e densidade de massa total, ( $\rho=\gamma/g$ ):

$$G_0 = \rho V_s^2$$



**Fig. 1.45** SCPTU: Fonte sísmica automática

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Exemplos de resultados com o piezocone sísmico (SCPTU)

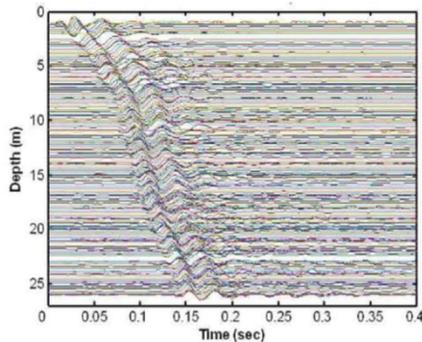


Fig. 1.46

Registo de ondas de corte a partir de uma série intervalos frequentes de ensaios downhole, denotando claramente o perfilamento de propriedades (neste caso rigidez elástica) ao longo do ensaios - SCPTU (Mayne, 2009)

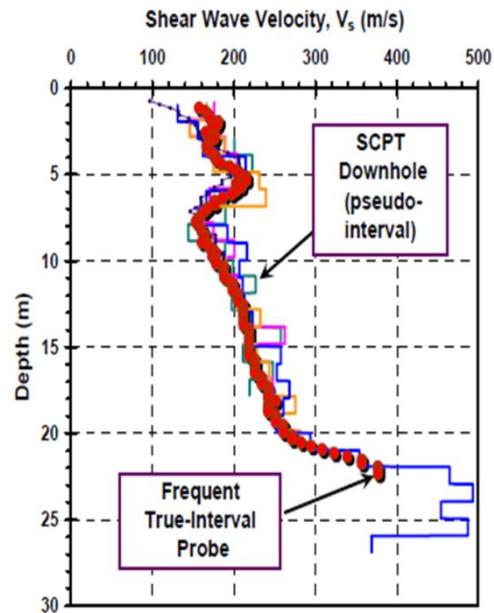


Fig. 1.47

### SISTEMAS DE REAÇÃO

Até que distância? Até onde?



Fig. 1.48 Exemplos de sistemas de reação

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

### Sistema de arraste sobre lagartas



Fig. 1.49 Exemplos de sistema de arraste sobre lagartas

### Sistema de reboque



Fig. 1.50 Sistemas Pagani – (cortesia Dr. Carlos Rodrigues, IPG, Portugal)

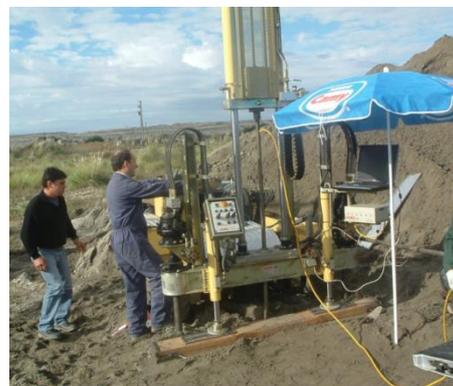


Fig. 1.51 Usado com auto-propulsão e esteira - ou fixo sobre um reboque de caminhão

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

### Veículos Especiais



Fig. 1.52 Exemplos de veículos especiais

### Sistemas com pré-furação



Fig. 1.53 Exemplos de sistemas com pré-furação

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Sistemas adaptados a ferrovia



Fig. 1.54 Exemplos de sistemas adaptados a ferrovia

### Sistemas “light” (grande versatilidade)



Fig. 1.55 Exemplos de sistemas “light” (grande versatilidade)



Fig. 1.56 Disposições especiais de CPT em NearShore e Offshore



Fig. 1.57 Allan McConnell: Serviços Insitu Geotech

### Sistemas especiais



Fig. 1.58 Ing.Massimo Sacchetto, S.P.G. Srl



Fig. 1.59 Modelos Jack-up

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Equipamentos: medidas especiais e metodologias particulares

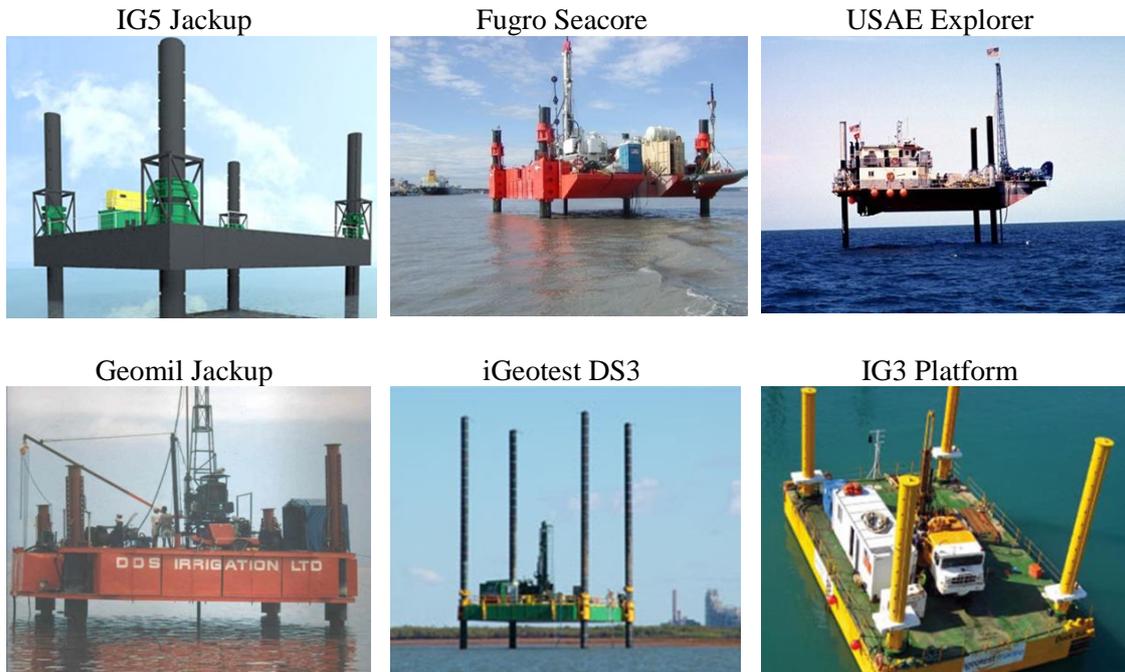


Fig.60 Plataformas para CPT em Near-Shore com Jack-up



Fig. 1.61 Navios de Posicionamento Dinâmico de CPTs em Offshore

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Ensaio "Free-Fall Cone Penetration "

- US Navy XDP
- Canadian FFCPT
- German MARUM
- 



Fig. 1.62 Cone Penetrómetros do tipo “Arpão”

### Cone Penetrómetros do tipo “Arpão”

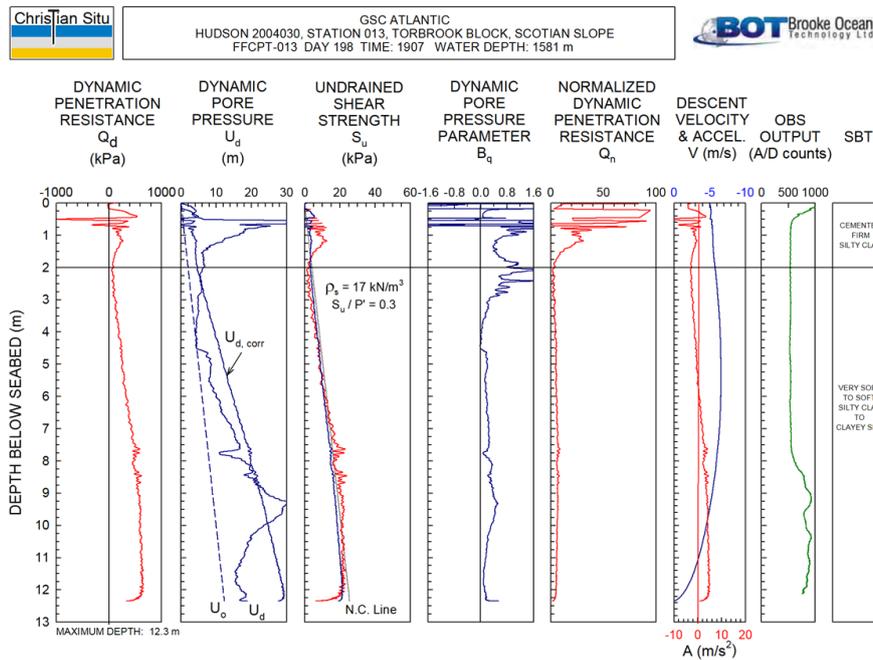


Fig. 1.63

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície



Fig. 1.64 AutoCoston - CPT sistemas robóticos automatizados  
A.P. van den Berg, Holland



Fig. 1.65 Gregg Drilling & Testing Inc.,

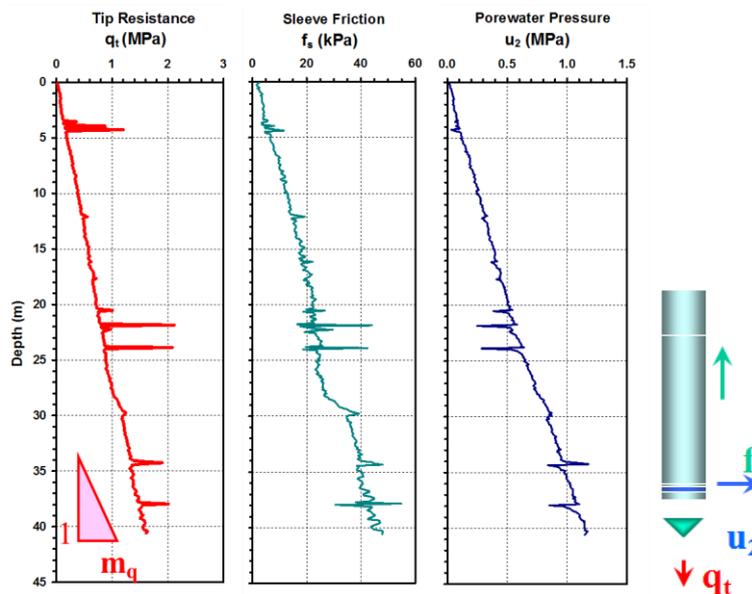
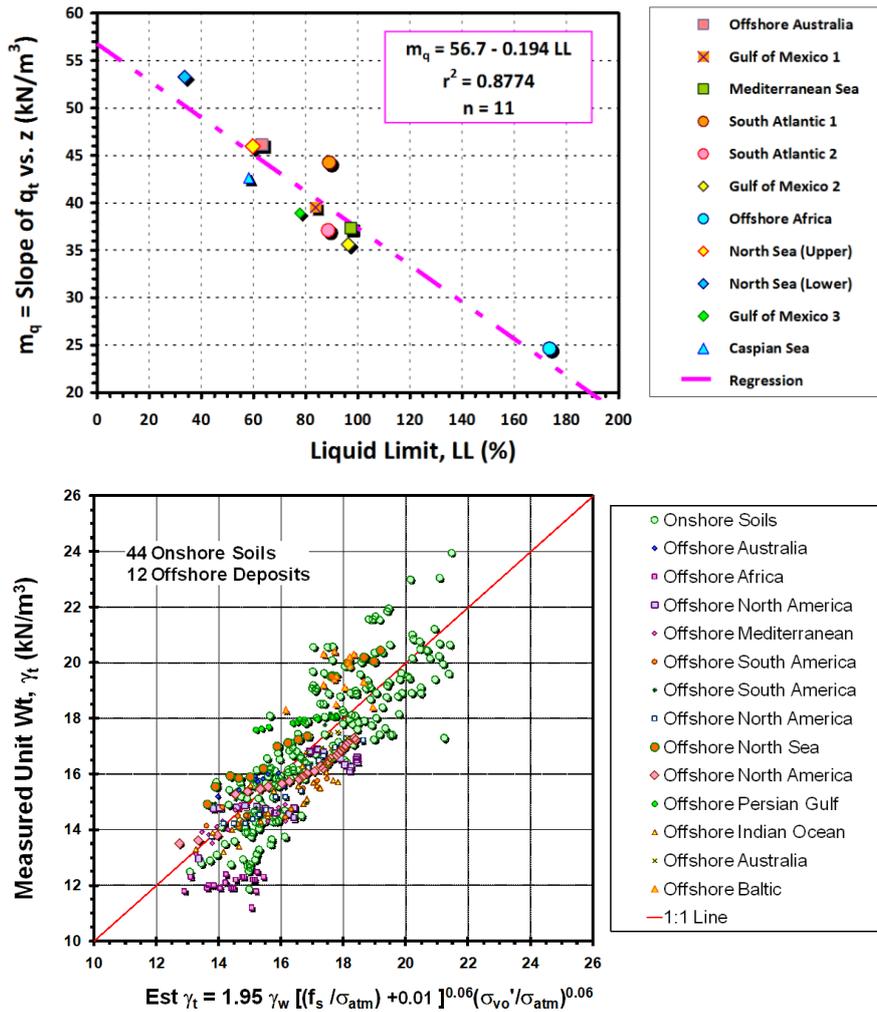


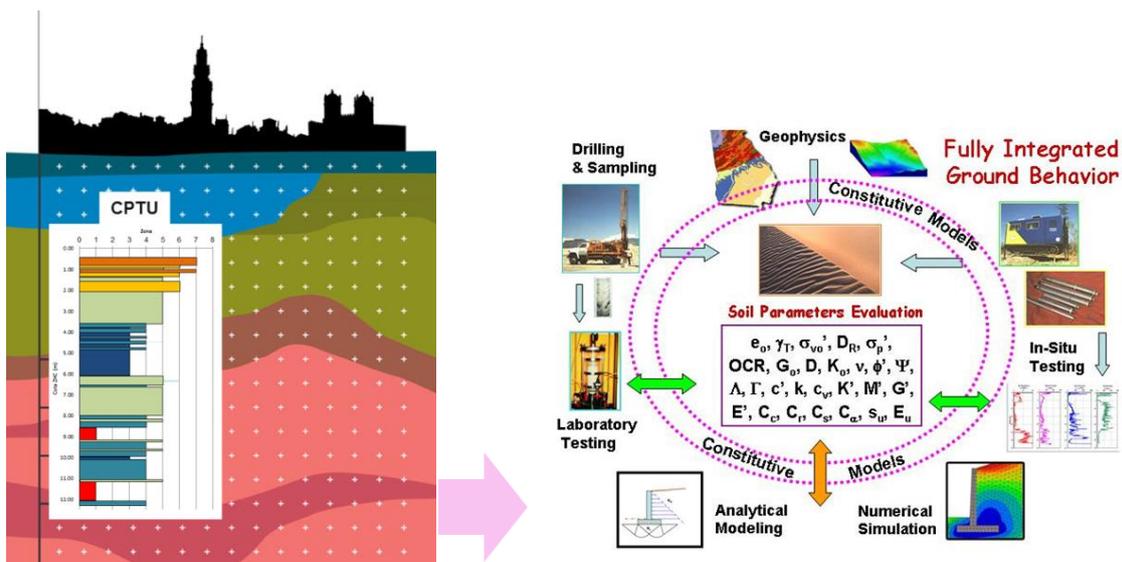
Fig. 1.66 Dados CPTU de Off-shore: Gulf of Mexico



**Fig. 1.67** Dados CPTU de Off-shore: Gulf of Mexico  
 Argilas Normalmente Consolidadas

## Parte 2

# Zonamento e classificação de comportamento geotécnico



## PARAMETRIZAÇÃO GEOMECÂNICA

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

## Princípios de aplicação

### A origem da abordagem

A classificação de solos em função das grandezas extraíveis destes ensaios ( $f_s$  e  $q_c$  - no CPT e, adicionalmente,  $u$  - no CPTU), Robertson (1990) apresenta um sistema integrado que parte de uma adimensionalização das grandezas determinadas no CPT (ou CPTU), para maior generalidade. Esta proposta é, aliás, um desenvolvimento de uma anterior, estabelecida só com base nas duas primeiras grandezas para o ensaio CPT (Robertson e Campanella, 1988). São ábacos tridimensionais baseados nos seguintes valores:

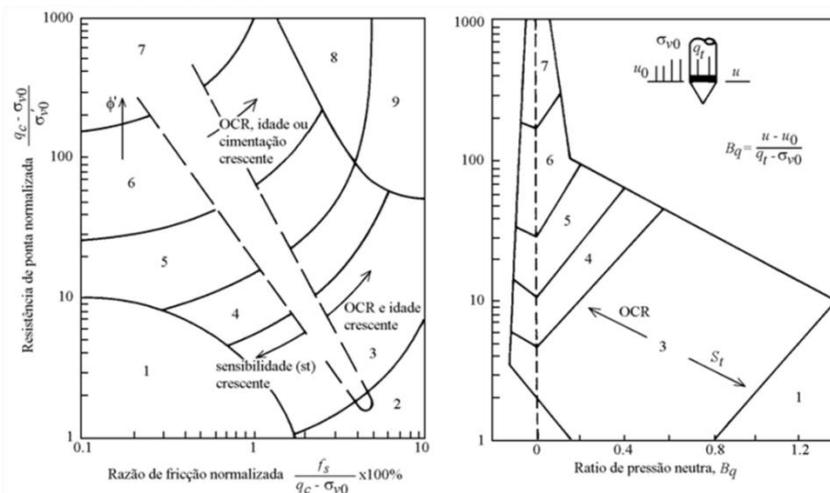
$$Q_t = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.1)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100(\%) \quad (2.2)$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_c - \sigma_{v0}} \quad (2.3)$$

Com  $q_t$  por  $q_s$  no CPTU

Na figura apresentam-se os referidos ábacos:



1: Solos finos sensíveis; 2: Solos orgânicos – turfa; 3: Argilas a argilas siltosas; 4: Siltes argilosos a argilas siltosas; 5: Areias siltosas a siltes arenosos; 6: Areias limpas a areias siltosas; 7: Areias com cascalho a areias; 8: Areias muito compactas a areias argilosas fortemente sobreconsolidados ou cimentados; 9: Solos finos muito duros fortemente sobreconsolidados ou cimentados

Fig. 2.1 Classificação baseado em parâmetros normalizados de CPTU (Robertson, 1990).

Salienta-se as tendências de variação dos valores de graus de sobreconsolidação, graus de cimentação e idade e, muito particularmente, dos ângulos de atrito (condições drenadas - 6 e 7, não drenadas - 1, 2, 3 e 4, ou parcialmente drenadas - 5, 8 e 9).

Outros fatores naturais, como a fábrica, a rigidez e a história de tensões, não estão totalmente contabilizados. Para além desta avaliação qualitativa do tipo de solo, Robertson apresenta algumas correlações empíricas entre  $q_c/\sigma'_{v0}$  versus  $\phi'$  e  $q_c$  versus  $M$ ,  $E$  e, desenvolvidas para areias siliciosas normalmente consolidadas.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

## Da abordagem com sentido físico para inferição de parâmetros mecânicos

A abordagem unificada proposta nos últimos anos por alguns autores, nomeadamente por Robertson (2009, 2010 e 2012) é uma metodologia expedita que tem como objetivo:

- a interpretação dos ensaios CPTU para se obter um zonamento do maciço em profundidade à luz do comportamento mecânico expectável, mais do que com propósito de identificar litologias ou mesmo classes granulométricas ou de comportamento físico.

As relações utilizadas nesta abordagem têm um carácter semiempírico fundamentada na teoria dos estados críticos (CSST ou TEC), que as torna particularmente interessantes por terem bases conceptuais que se estruturam sobre os principais fatores que condicionam o comportamento dos solos:

- Granulometria,
- Plasticidade; e,
- Estado (compacidade ou consistência, idade geológica com reflexo em graus de sobreconsolidação ou sobreadensamento).

A abordagem unificada proposta nos últimos anos por alguns autores, nomeadamente pro Robertson (2009, 2010 e 2012) é uma metodologia expedita que tem como objetivo a interpretação dos ensaios CPTU para se obter um zonamento do maciço em profundidade à luz do comportamento mecânico expectável, mais do que com propósito de identificar litologias ou mesmo classes granulométricas ou de comportamento físico!

Ora, é este estado que pode ser formulado em termos da Teoria a do Estados Críticos (TEC ou CSSM), já que os parâmetros que se obtêm de ensaios *in situ* com medição de mais do que uma grandeza, permitem inferir através de relações que foram sendo ajustadas com a acumulação de experiência de muitos casos reais, a situação de um dado solo em relação a comportamentos limites, tais como:

- o que separa tendências dilatantes ou contrácteis sob carregamentos ou,
- em condições não drenadas, os que conduzem a gerações de poro-pressões negativas ou positivas, em correspondência.

Estes limites têm formulação pela TEC (CSSM) precedendo o desenvolvimento de como se pode evoluir de um ensaio *in situ* para a definição do comportamento de um solo (ou de um horizonte) em vertentes tão diversas como resistência, rigidez, permeabilidade, resposta a sismos ou outros carregamentos transitórios ou rápidos, etc.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

## ZONAMENTOS GEOTÉCNICOS COM BASE NA METODOLOGIA - A UNIFIED APPROACH

### Princípios de aplicação

Com recurso a uma metodologia abrangente, a abordagem unificada (*unified approach*) - Robertson (2009) - é possível determinar um índice, que permite avaliar qualitativamente o comportamento tipo do solo. Não é correto afirmar categoricamente que um determinado solo é, por ex., uma areia, mas sim que tem um comportamento idêntico ao das areias.

### Parâmetros que derivam do CPTU

Parâmetros normalizados (e adimensionais), originais:  $Q_{t1}$ ,  $F_r$  e  $B_q$

$$Q_{t1} = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.1a)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100(\%) \quad (2.2a)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2.2a)$$

$\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  = tensão e efetiva vertical *in situ*, respetivamente

$u_0$  = pressão neutra de equilíbrio *in situ*

$\Delta u$  = excessos de pressão neutra de penetração =  $(u_2 - u_0)$

### Complementada por uma nova normalização, $Q_{tn}$ :

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_v}{p_a} \right) \times \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (2.4)$$

### Índice de comportamento do material:

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0.5} \quad (2.5)$$

Que permite a dedução do seguinte tabela:

Tab. 2

Zona	Comportamento tipo do solo	$I_c$
1	Solos finos sensíveis	N/A
2	Solos orgânicos	>3,6
3	Argilas a argilas Siltosas	2,95 – 3,6
4	Misturas siltosas – siltes argilosos a argilas siltosas	2,6 – 2,95
5	Misturas arenosas – areias siltosas a siltes arenosos	2,05 – 2,6
6	Areias a areias siltosas	1,31 – 2,05
7	Areias com cascalho a areias	<1,31
8	Areias muito compactas a areias argilosas *	N/A
9	Solos finos muito duros *	N/A

\*fortemente sobreconsolidados ou cimentados

O índice de comportamento de grupo definido pela equação (2.5) e o parâmetro de grupo,  $Q_m$  pela equação (2.4), o parâmetro  $n$ , dediz-se com recurso ao próprio  $I_c$ :

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

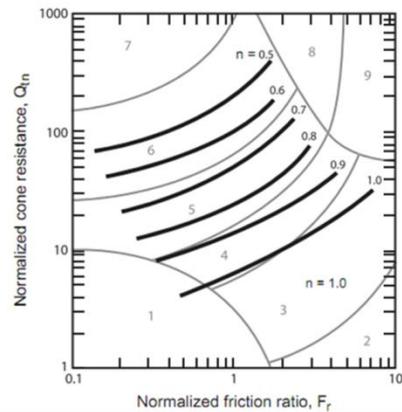
$$n = 0,381 \times I_c + 0,05 \times \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0,15 \quad (2.6)$$

num processo iterativo de cálculo

Para o efeito, inicialmente é necessário conhecer a posição do nível freático e atribuir um peso volúmico ao solo e admitir um valor parâmetro  $n$ .

Em termos indicativos,  $n$  pode ser representado sob a forma ábaco, e conforme se verifica na figura, o comportamento tipo do solo tende a ser mais argiloso quando se aproxima de linha e mais arenoso quando.

Com estes valores é possível adotar um valor intermédio para iniciar o processo iterativo de cálculo do  $I_c$ . A convergência do método referido está relacionada com a convergência de  $n$ , o que em geral, se verifica após, sensivelmente, duas iterações.



**Fig. 2.2** Linhas de contorno associadas ao parâmetro  $n$

Corrige-se o peso volúmico admitido inicialmente, de acordo com equações disponíveis na bibliografia e que apresentam a seguir, sendo a primeira mais fiável, mas implícita em relação a  $\sigma'_{v0}$  (sugere-se que na iteração se utilize a média das duas últimas como ponto de partida até apresentarem valores mais próximos de  $\gamma_t$ ):

$$\gamma_t = 1,81\gamma_w \times \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0,05} \times \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right)^{0,017} \times \left( \frac{f_s}{p_a} \right)^{0,073} \times (B_q + 1)^{0,16} \quad (2.7)$$

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \log(R_f) + 0,36 \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1,236 \quad (2.8)$$

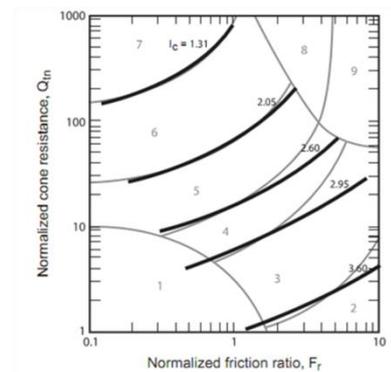
$$\gamma_t \text{ (kN/m}^3\text{)} = 11,46 + 0,33 \log(z) + 3,10 \log(f_s) + 0,70 \log(q_t) \quad (2.9)$$

sendo  $z$  a profundidade do terreno (em metros),  $q_c$  e  $f_s$  expresso em kPa e  $p_a$  a pressão atmosférica ( $\approx 100\text{kPa}$ ).

O valor de  $R_f$  (o mesmo que acima expresso por  $F_r$ ) pode, para efeito da aplicação da equação (2.8) ser simplificado por:

$$F_r = R_f \approx \frac{f_s}{q_c}$$

É interessante notar que o índice de comportamento pode ser situado no ábaco de classificação, sendo claro que o comportamento tipo do solo é bem limitado pelas linhas de contorno que se expressam pela equação de  $I_c$ , podendo comparar a proximidade da localização de um determinado ponto numa zona, em relação às outras Linhas de contorno associadas ao  $I_c$



**Fig. 2.3**

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

## A fronteira que separa os solos

- com comportamento granular, em que as condições drenadas prevalecem, desenvolvendo-se dilatação (aumento de volume) ou contração consoante a capacidade (densidade relativa);

dos solos,

- em que é preponderante a significativa percentagem de finos (e logo as características de plasticidade), com todas as implicações que isso tem nas obras geotécnicas, é feita para  $I_c=2,6$ . Este valor conduz a caminhos diferentes na abordagem unificada dos resultados dos ensaios CPT ou CPTU.

## A descrição dos princípios de zonamento geotécnico, num log complexo da figura seguinte

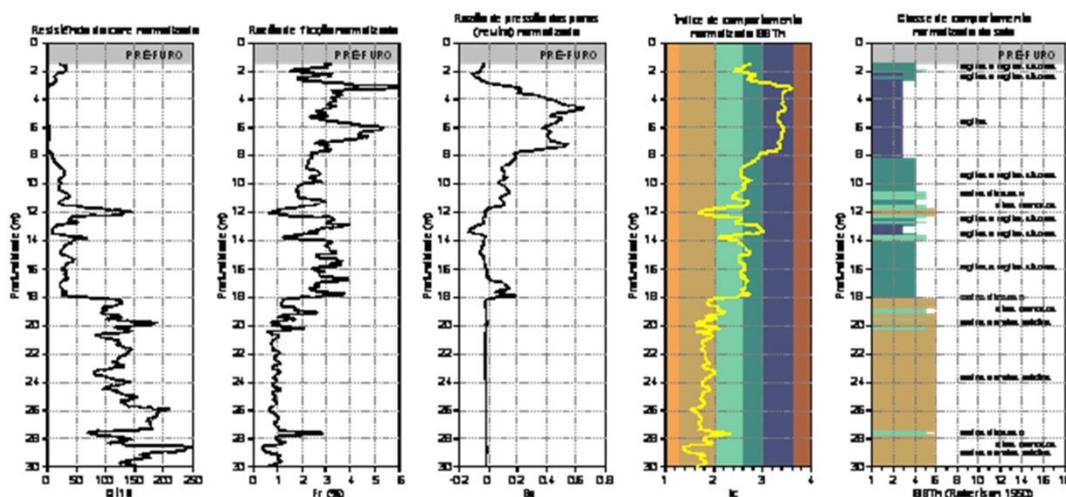


Fig. 2.4 Perfil de classificação de um maciço a partir do índice comportamento

## Definição de parâmetros geotécnicos

Uma vez realizada a classificação do solo, de acordo com o exposto anteriormente, é possível determinar os parâmetros necessários à caracterização do solo, seguindo uma metodologia que integra uma vasta experiência de muitos investigadores com correlações paramétricas muito bem documentada (entre ensaios *in situ* –CTP e CPTU - e as características geomecânicas), com fundamentação na teoria dos estados críticos (*Critical State Soil Mechanics*, CSSM, para manter a universalidade da simbologia).

### Comportamento básico dos solos à luz da CSSM

Segundo a CSSM os solos podem ser caracterizados essencialmente pelos parâmetros:

- Ângulo de atrito a volume constante, corte (cisalhamento) em grandes deformações ( $\phi'_{cv}$ );
- O índice de compressão ( $C_c$ ) e o respetivo índice em expansão recarga ( $C_s=C_r$ );
- O **parâmetro de estado** ( $\psi$ ), posição do índice de vazios atual para a tensão efetiva instalada ( $e_0, \sigma'_{v0}$ ) em relação à linha (ou superfície) que define o estado crítico (CSL, Critical State Line), com reflexo nas argilas e solos finos no valor do grau de sobreconsolidação ( $OCR$ ) de adensamento ( $RSA$ ).

Este parâmetro o diferencial entre valor do índice de vazios inicial e do estado permanente (figura), permitindo relacionar o estado deformabilidade volumétrica do solo e o seu comportamento em termos de estabilidade:

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (2.10)$$

em que  $\psi$  é o parâmetro de estado;  $e_0$  é o índice de vazios no estado inicial (in situ é o estado de repouso em ensaio triaxial corresponde ao fim do processo de saturação);  $e_{ss}$  é o índice de vazios do estado permanente ou crítico.

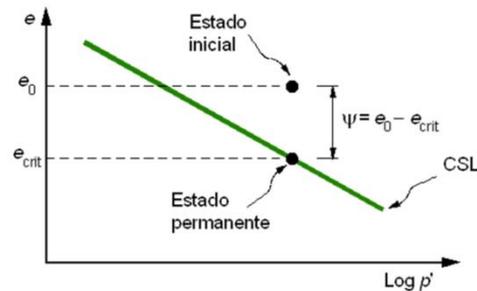


Fig. 2.5

O comportamento dos solos em carregamentos distorcionais (cisalhamento) é comandado pela:

- resistência atrítica interparticular; e,
- variação volumétrica, com diminuição do volume dos poros (compressão), ou afastamento das partículas, com aumento do volume dos poros (dilatância).

Devido às dimensões finitas das partículas e arrumação, as forças exteriores têm que vencer as resistências friccionais mas também desfazer o imbricamento de cada partícula entre as vizinhas. As forças requeridas pela destruição deste imbricamento são tanto mais elevadas quanto maior for a compacidade do solo.

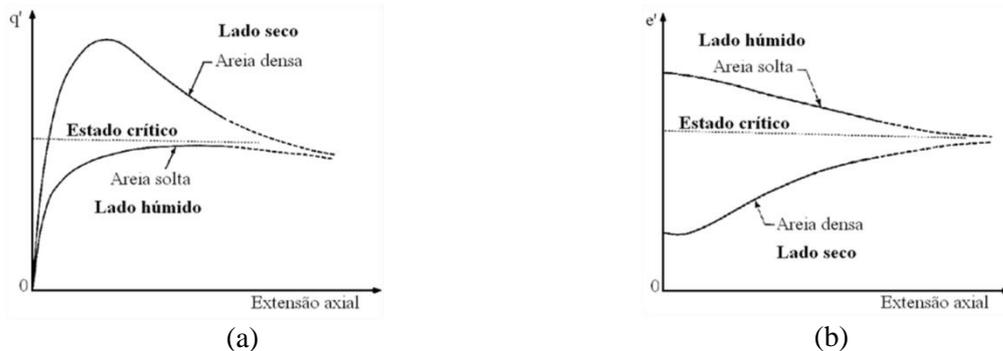


Fig. 2.6 Resultado típico de ensaios triaxiais de duas amostras da mesma areia sendo uma compacta e outra solta: a) resistência crítica; b) e crítico (adaptado de Taylor, 1948).

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Os solos consolidados no lado húmido do estado crítico são normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas.

Os solos no lado seco do estado crítico são normalmente argilas e areias fortemente sobreconsolidadas. Em ambas as situações, os solos encontram-se à esquerda e abaixo da NCL.

Os solos do lado seco, quando carregados, apenas têm deformações volumétricas de acordo com a tensão aplicada.

Nesta figura representa-se a relação do índice de vazios e a tensão efetiva de confinamento principal menor ( $\sigma'_3$ ) num ensaio triaxial.

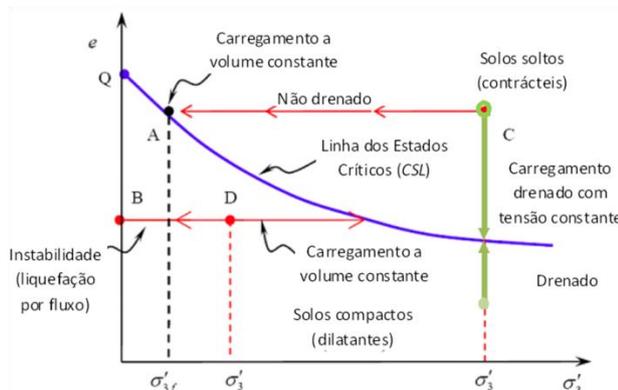


Fig. 2.7

A linha de estados críticos define os estados em que o solo se pode deformar sob volume e tensões constantes.

Um solo solto (contráctil), representado pelo ponto C, quando carregado monotonicamente sob condições não drenadas origina a rotura da amostra, terminando no ponto A. Esse processo não envolve variações volumétricas. O ponto Q representa a perda total de resistência da amostra ( $\sigma'_3 = 0$ ), passando a comportar-se como um líquido.

Um solo compacto - ponto D -, carregado monotonicamente exhibe um comportamento diferente de um solo solto. As tensões efetivas para pequenas deformações aumentam, atingindo um pico, mas rapidamente começam a reduzir, deslocando-se para a direita do ponto D.

Como se trata de um solo denso, as tensões efetivas começam a aumentar até atingir a linha de estado permanente. Se este mesmo solo for carregado ciclicamente, o comportamento demonstrado é muito diferente. O ponto D desloca-se para a esquerda pois as pressões neutras aumentam com os carregamentos cíclicos, reduzindo a tensão efetiva até liquefazer, atingindo assim o ponto B.

Solos correntes (transportados e sedimentados, sem cimentação como laterização) podem ser classificados em dois grandes grupos:

- solos finos (não drenam facilmente); e,
- solos granulares (que drenam rapidamente em condições de carregamento correntes).

Nestes distinguem-se:

- os solos compactos (densos) dilatantes sob carregamento;
- os solos soltos contrácteis.

Aqueles geram excessos de pressões neutras (poro-pressões):

- negativas, por um lado;
- positivas, por outro, se não houver drenagem.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Podemos considerar quatro (4) grupos de comportamentos:

- Zona A<sub>1</sub>: materiais com comportamento drenado-dilatante;
- Zona A<sub>2</sub>: drenado-contráctil;
- Zona B: não drenado-dilatante, excessos de pressão neutra negativos; e,
- Zona C: não drenado e contráctil, logo com excessos de pressão neutra positivos

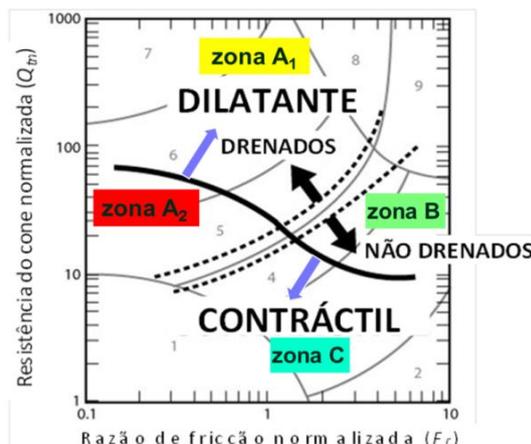


Fig. 2.8 Grupos de comportamento baseados no CPTu (Robertson and Wride, 1998)

É, assim de grande utilidade contar com os resultados de ensaios *in situ* para identificar estes grandes grupos de comportamento.

Para a maioria das situações de projeto geotécnico, o estado do dos solos *in situ* é identificado em termos de grau de sobreconsolidação, *OCR* (razão de sobreadensamento, *RSA*) para solos finos (argilosos a silto-argilosos), enquanto para solos granulares a densidade relativa, *D<sub>R</sub>* (ou índice de compactidade, *I<sub>D</sub>*).

Areias com um parâmetro de estado negativo ( $-\psi$ ), "densas" ou "compactas" e argilas média a fortemente sobreconsolidadas ( $OCR > 4$ ), dilatam para grandes deformações (de cisalhamento). Areias com um parâmetro de estado positivo ( $+\psi$ , 'soltas') e argilas normalmente consolidadas a levemente sobreconsolidadas ( $OCR < 2$ ) contraem-se em ações cisalhamento em grandes deformações.

Assim, se num ábaco de classe de comportamento, se definir a fronteira entre os solos finos e os granulares - identificado pelo valor de  $I_c=2,6$  resta-nos a identificação se a tendência de um solo é de dilatar ou contrair em corte (cisalhamento).

Definindo se os parâmetros fundamentais de projeto serão:

- A resistência ao corte (cisalhamento) drenado (ângulo de resistência ao corte,  $\phi'$ ) – Solos Granulares, ou,
- a resistência não drenada ( $c_u=s_u$ ) – Solos finos.

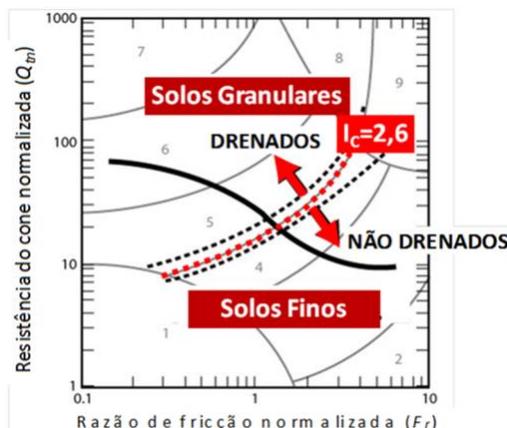


Fig. 2.9 Fronteira entre comportamento granular (drenado) e "argiloso" (não drenado)

## Parte 3

# Resistência e rigidez a partir do CPT / CPTU / SCPTU

## Areias ou solos granulares



# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

## Resistência Atrítica em solos granulares/areias, $I_c < 2,6$

Em solos granulares, o FATOR DILATÂNCIA tem de ser considerado em particular em solos densos, o que tem como consequência o que se segue: há uma linha curva para os níveis mais baixos de tensão (zona dilatante), que é consequência da energia necessária para afastar as partículas entre eles.

O ângulo de resistência ao corte, termo fundamentalmente mais correto, integra a parcela friccional (associado ao ângulo de atrito a volume constante) e a componente energética associada ao aumento de volume.

Aqui se ilustra o comportamento progressivo em termos de relação entre a tensão de corte (cisalhamento) e tensões normais principais, diferentes no mesmo solo para distintos valores de compacidade (densidade), logo de parâmetro de estado.

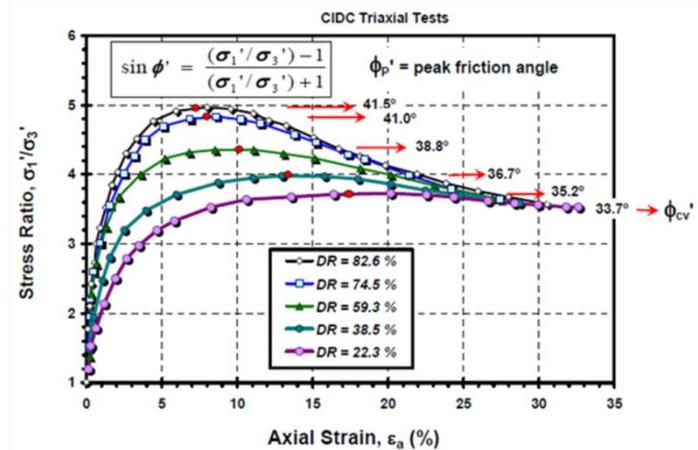


Fig. 3.1 Curvas de tensão-deformação com distintos ângulos de resistência ao corte para o mesmo solo com distintos valores de densidade relativa (Koerner, 1970)

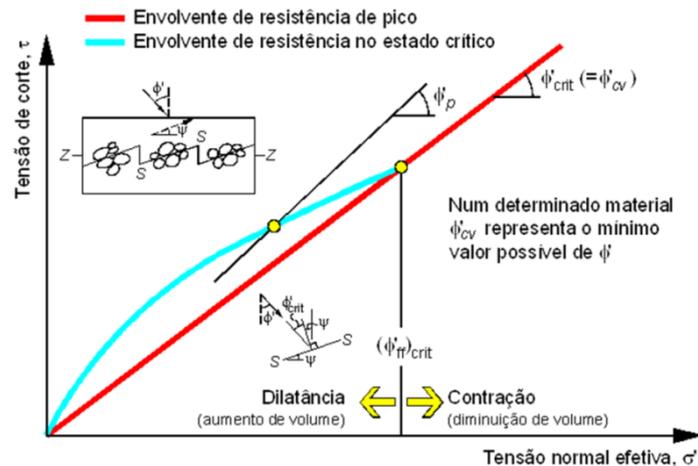


Fig. 3.2 Envoltória de rotura curvilínea na região onde o solo é dilatante, um ângulo de resistência ao corte superior ao crítico, que caracteriza a região puramente friccional

A análise tensão-dilatância para materiais granulares conduz à relação de tensões ( $q/p'$ ) como um somatório da componente de fricção  $M$  com a componente da dilatância:

$$\frac{q'}{p'} = M - \frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \varepsilon_a} \quad (3.1)$$

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

A figura anterior traduz bem essa tendência, representando bem o comportamento geral de solos granulares: duas zonas distintas de resposta atrítica, a que tem como factor de resistência a fricção entre partículas (envolvente rectilínea) e a que é regida pela envolvente (envoltória) de rotura curva; aqui, além da componente puramente friccional, há um acréscimo de resistência associado à energia adicional necessária para afastar as partículas entre si (levantar).

O ângulo de atrito de “pico” é composto pelas parcelas friccional pura (o ângulo de atrito puro ou crítico, isto é a volume constante) e de dilatância que representa a inclinação de um plano de levantamento das partículas. Bolton (1986) traduz esta relação de forma mais simplificada, para condições de deformações planas:

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + 0,8\psi \quad (3.2)$$

A definição do ângulo de dilatância ( $\psi$ ), advém da figura anterior mas tem também expressão em relações desenvolvidas com parâmetros indiciais simples, como sejam o índice de compacidade ( $I_D$ ) ou densidade relativa ( $D_R$ ):

$$-\frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \varepsilon_a} = 0,3I_R^\circ = 0,3[I_D(10 - \ln p') - 1] \quad (3.3)$$

sendo, finalmente, expresso, em deformações planas, por:

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = 0,8\psi = 5I_R^\circ \quad (3.4)$$

E, em condições axisimétricas, por:

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = \psi = 3I_R^\circ \quad (3.5)$$

Enquanto isso, a dilatância tem relação direta com o parâmetro de estado, que é a diferença do índice de vazios em relação ao seu valor no estado crítico. Este índice é um parâmetro chave para classificar o comportamento dos solos granulares:

$$\Psi = e_0 - e_{crit} \quad (3.6)$$

e pode também ser relacionado com os valores de ângulo de atrito de pico e a volume constante:

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + 48\Psi \quad (3.7)$$

Ora, este valor de pode ser relacionado com os resultados do CPT a partir do ábaco de Robertson (2009, 2010), que se inclui na figura.

As linhas de contorno na figura anterior, são suportados pela teoria dos estados críticos (CSSM), confirmados em estudos em câmaras de calibração e com amostragem de grande qualidade (com recurso a congelação de solos).

Por seu lado, as linhas de contorno da resistência do cone normalizada ( $Q_{m,cs}$ ), que se apresenta na figura, são suportados por uma base de dados muito vasta de casos históricos).

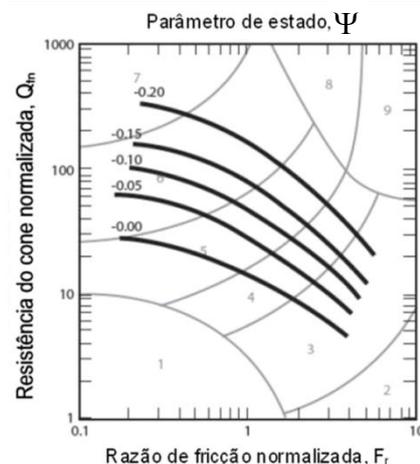
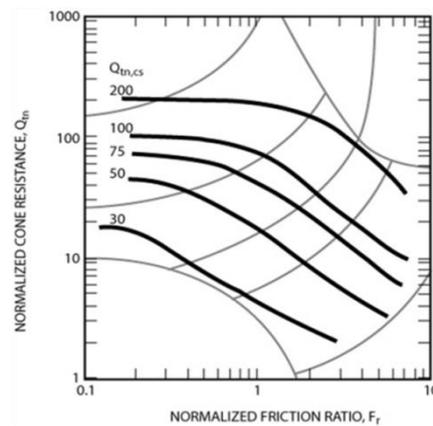


Fig. 3.3 Linhas de fronteira com o mesmo parâmetro de estado (Robertson 2009, 2010)



**Fig. 3.4** Linhas de fronteira ou contorno com valores constantes da Resistência do Cone Normalizada Equivalente ( $Q_{m,cs}$ ) a uma areia limpa (Robertson 2009, 2010)

Robertson (2010), introduziu a Resistência do Cone Normalizada Equivalente ( $Q_{m,cs}$ ) para que com um coeficiente corretivo se possa ajustar a resistência do cone normalizada em areias siltsos ou com finos a uma areia limpa equivalente

$$Q_{tn,cs} = Kc \times Q_{tn} \quad (3.8)$$

$$\text{se } I_c < 1,64, \quad Kc = 1,0 \quad (3.8a)$$

$$\text{se } I_c > 1,64, \quad Kc = 5,581I_c^3 - 0,403I_c^4 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88$$

Mais recentemente (Roberston, 2015), corrigiu esta formulação que se mostrou ser muito conservativa na avaliação da resistência para solos com  $I_c < 1,64$ . Assim deve considerar-se:

$$\text{se } I_c < 1,60, \quad Kc = 1,0 \quad (3.8b)$$

$$\text{se } 1,60 < I_c < 2,60, \quad Kc = 1,7793I_c^3 - 8,4301I_c^2 + 14,386I_c - 7,7282$$

sendo que para se  $I_c > 2,60$  a razão deixa de ter sentido (solos argilosos)

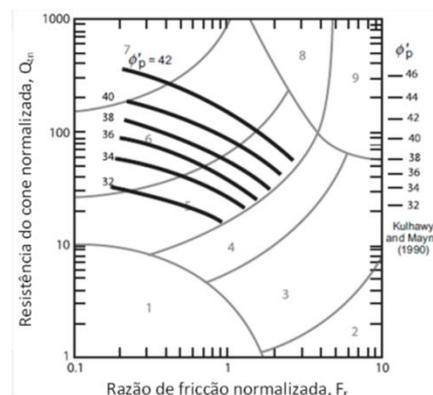
Das duas figuras anteriores, há uma grande convergência (sobreposição) destas isolinhas de parâmetro de estado ( $\Psi, \phi' - \phi'_{cv}$ ) e de Resistência do Cone Normalizada Equivalente ( $Q_{m,cs}$ ), pelo que estes parâmetros são diretamente correlacionáveis pela equação seguinte:

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15,84 \times (\log Q_{tn,cs}) - 26,88 \quad (3.9)$$

O que é convergente com profícuos e confiáveis dados empíricos antes publicados!

Comparando-se estas linhas de  $Q_{m,cs}$  com correlações consagradas verifica-se uma clara convergência de linhas com os valores de ângulo de resistência ao corte (secante de pico) dispostos no trabalho de Kulhawy e Mayne (1990), que, como se pode ver pela figura é coincidente com esta abordagem unificada, mas apenas para  $1,8 < I_c < 2,2$ :

$$\phi' = 17,6^\circ + 11^\circ \times (\log q_{tl}) \quad (1.30)$$



**Fig.3.5**

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Prova-se assim que as correlações baseadas no parâmetro de estado são muito consistentes com as empíricas!

De que precisamos então?

De um parâmetro de estado, que é função de  $Q_{m,cs}$ !

E de o ÂNGULO DE ATRITO CRÍTICO ( $\phi'_{cv}$ ),

Que é função principalmente da classe do solo:

**Tab. 3** Ângulo de Atrito de Crítico (Geotechdata.info)  
<http://geotechdata.info/parameter/angle-of-friction> (em 29 Abril de 2011)

Class.Unif.	Descrição	Valor médio (°)
GW	Cascalhos bem graduados, cascalho arenoso, com poucos finos	40 ± 5
GM	Cascalhos mal graduados, cascalho arenoso, com poucos finos	38 ± 6
GC	Cascalhos argilosos, Cascalhos argilo-arenosos	34 ± 4
SW	Areias bem graduadas, areias cascalhentas, com poucos finos	38 ± 5
SP	Areias mal graduadas, areias cascalhentas, com poucos finos	34 ± 4
SM	Areias siltosas	34 ± 3
SC	Areias argilosas	32 ± 4
ML	Siltes inorgânicos, areias siltosas ou argilosas, pouco plásticos	33 ± 4
CL	Argilas inorgânicas, argilas siltosas ou arenosas, pouco plásticas	27 ± 4
OL	Siltes orgânicos e argilas siltosas orgânicas pouco plásticos	25 ± 4
MH	Siltes inorgânicos muito plásticos	24 ± 6
CH	Argilas inorgânicas muito plásticas	22 ± 4
OH	Argilas orgânicas muito plásticas	22 ± 4
Pt	Lodos (Peat) e outros solos muito orgânicos	5 ± 5

# Argila ou solos finos

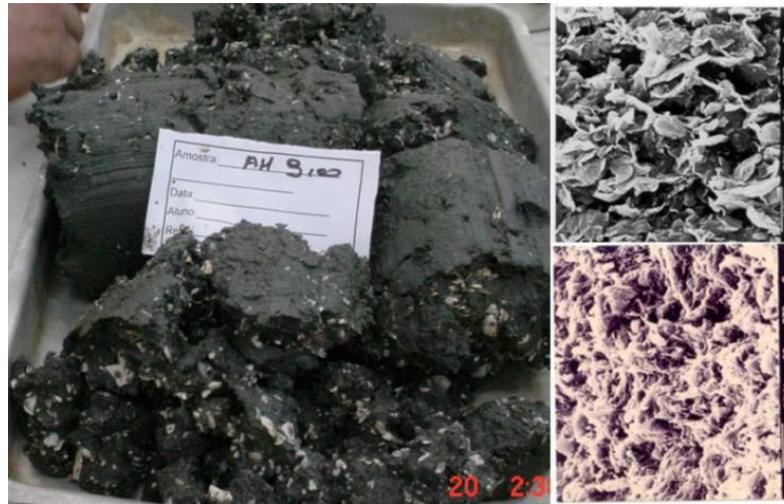


Fig. 3.6

## Resistência Não Drenada em solos argilosos ( $I_c > 2,6$ )

Em solos argilosos o conceito de estado está igualmente presente, sendo a resistência não drenada ( $s_u \cong c_u$ ) comandada pelo grau de sobreconsolidação (**OCR** ou **RSA**). Relações consagradas são:

$$OCR = k \frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_{v0}} = k Q_{tn} \quad (3.10)$$

$$\sigma'_p = k(q_t - \sigma_{v0}) \quad (3.11)$$

sendo comum o valor de  $k = 0,33$ , com uma gama de 0,2 a 0,5.

Estas relações para as argilas normalmente consolidadas (NC), de  $s_u/\sigma'_v$  oscilam entre 0,2 to 0,3, sendo comum valor médio de 0,22 em condições de corte simples (CDS).

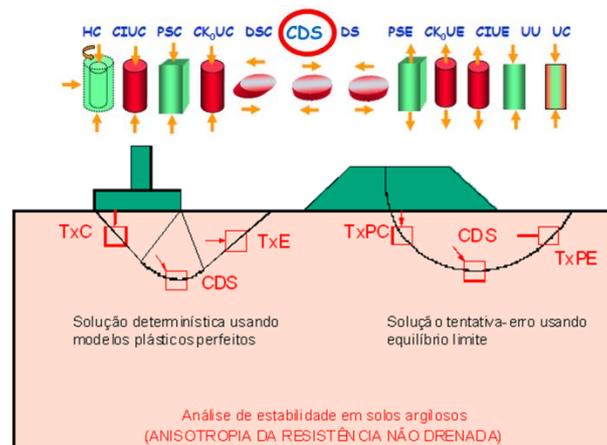


Fig. 3.7 Valores de  $s_u/\sigma'_v$  mais ajustados para zonas específicas de uma superfície potencial de rotura na fundação de um aterro sobre solos moles

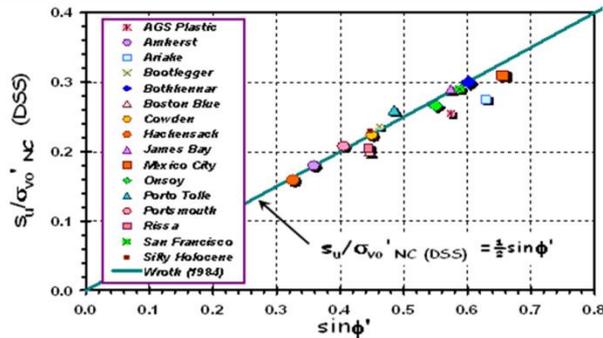
# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Deve-se salientar que a mecânica dos estados críticos tem subjacente uma relação entre a resistência não drenada para solos normalmente consolidados de granulometrias distintas e o ângulo de atrito a volume constante:



**Fig. 3.8** Relação entre  $s_u/\sigma'_v$  em condições remoldadas (solos NC) e as características friccionais das partículas (logo do ângulo de atrito a volume constante,  $\phi'_{cv}$ )

A determinação da resistência não drenada ( $s_u \approx c_u$ ) a partir do ensaio CPTu, foi muito cedo derivada de correlações deste tipo:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \times \frac{1}{N_{kt}} = \frac{Q_{tn}}{N_{kt}} \quad (3.12)$$

em que  $N_{kt}$  é um factor de correctivo da resistência do cone que varia tipicamente entre 10 e 20, com um valor médio de 14.

Se consideramos  $N_{kt} = 14$ , ter-se-á:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{Q_{tn}}{14} \quad (3.13)$$

Para solos finos normalmente consolidados, em que  $s_u/\sigma'_v = 0,22$  e  $N_{kt} = 14$ , o valor da resistência do cone normalizada é de  $(Q_m)_{NC} = 3,08$  com uma gama entre 2 e 6.

ALÉM DISSO, Lunne et al. (1997) e outros demonstraram que os valores da resistência lateral ( $f_s$ ) são semelhantes às resistências do material remoldado em solos finos.

Assim, a razão da resistência não drenada remoldada é dada por:

$$\frac{\sigma_{u(r)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{f_s}{\sigma'_{v0}} = \frac{F_r \times Q_{tn}}{100} \quad (3.14)$$

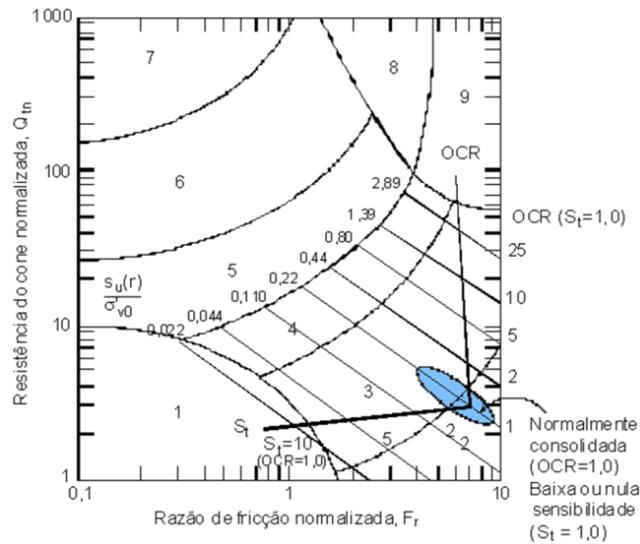
Combinando as equações, a sensibilidade (“sensitivity” em Inglês) dos solos,  $S_t$ , que é a razão entre a resistência não drenada máxima ou de pico e a remoldada, pode ser estimada com:

$$S_t = \frac{s_u}{s_{u(r)}} = \frac{7,1}{F_r} \quad (3.15)$$

Com base a equação, é possível representar aproximadamente as fronteiras de  $s_{u(r)}/\sigma'_{v0}$  no ábaco normalizado (SBTn chart), com é apresentado na figura.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície



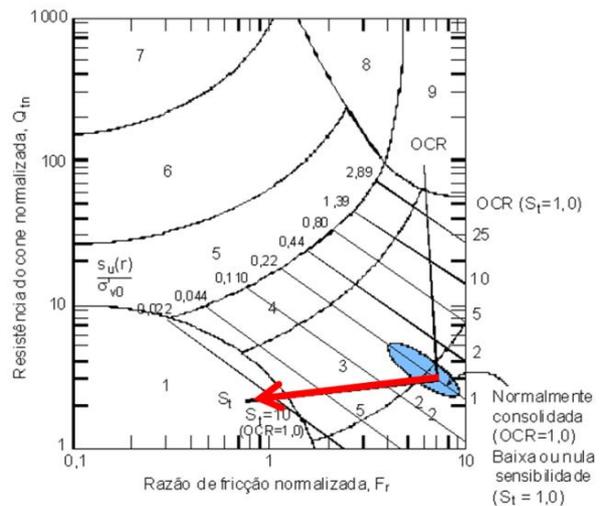
**Notas:**

- $OCR (=RSA)$  é grau de sobreconsolidação ou razão de sobreconsolidação
- $S_u(Cu)$  é a resistência ao corte (ou cisalhamento) não drenada
- Sensibilidade é a razão entre a resistência não drenada de pico e a remoldada ( $S_t = \frac{s_u}{s_{u(r)}} = \frac{7,1}{F_r}$ )

**Fig. 3.9** Linhas de fronteira da razão da resistência não drenada intacta e remoldada ( $s_u/s_{u(r)}$ ) sobre as linhas de valores de  $OCR$  e sensibilidade num ábaco normalizado ( $Q_{tn}-F_r$ ).

À medida que a sensibilidade cresce, as linhas-fronteira evoluem para a zona 1, que é identificada como “solos finos sensíveis”!

Mas atenção, estas fronteiras de  $s_{u(r)}/\sigma'_{v0}$  são apresentadas como guias, tendo em conta a variabilidade dos solos e variabilidade nas medições de  $f_s$ .



**Fig. 3.10**

Ora, o valor da resistência do cone normalizada para argilas normalmente consolidadas ( $Q_{tn})_{NC}$  encontra-se dentro da gama de 2 a 6, com o valor médio de 3,08.

Assim, para solos finos normalmente consolidados e não sensíveis (sensitivos) a gama de 2 a 6 para  $Q_{tn}$  coincide com ou está situada muito próxima de valor típico apontado para  $s_u/\sigma'_{v0}$  de 0,22.

À medida que a sensibilidade das argilas (a razão entre a resistência não drenada intacta e remoldada ( $s_u/s_{u(r)}$ )) cresce o valor do parâmetro de cone ( $N_{kt}$ ) decresce ligeiramente (Lunne et al. 1997). Assim, também os valores de  $Q_{tn}$  decrescem ligeiramente com a sensibilidade das argilas.

Esta variação está ilustrada pelas duas setas que se representam na figura:

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

- a vermelha aponta para zonas crescentes de sensibilidade;
- a verde para crescentes valores de graus de sobreadensamento (OCR, ou RSA).

O ponto de partida dessas setas está a sombreado e identifica os valores do par  $Q_{tn}$ - $F_r$  em solos recentes normalmente consolidados e insensíveis, nos quais  $s_u = s_{u(r)}$ .

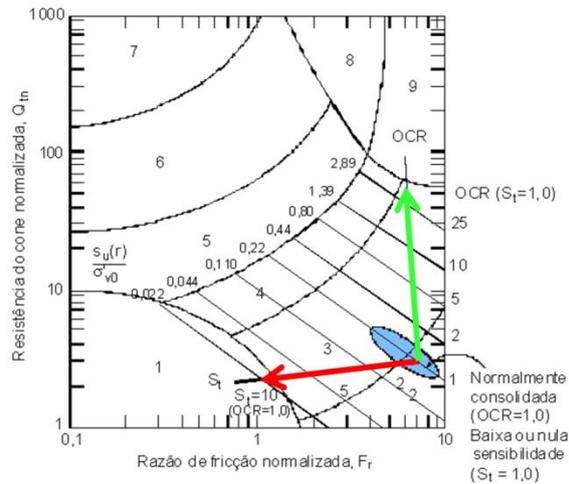


Fig. 3.11

Dado que os valores normalizados retirados dos ensaios CPT ( $Q_{tn}$  e  $F_r$ ) representam bem o grau de consolidação e a sensibilidade dos solos finos, o grande desafio do engenheiro será distinguir dois fatores:  $OCR$  ( $RSA$ ) e  $S_t$ .

No entanto, fica claro da figura que:

- a resistência do cone normalizada  $Q_{tn}$  é muito pouco influenciada pela sensibilidade ( $S_t$ ), o que explica porque o ratio entre a resistência não drenada e o  $OCR$  a partir do  $Q_{tn}$  é geralmente muito fiável; e que,
- a Razão de Fricção ( $F_r$ ) não é fortemente influenciada pelo  $OCR$  ( $RSA$ ).

Atendendo a que o valor de  $N_{kt}$  é próximo de 14 para a maior parte de solos finos e insensíveis, estima-se a sensibilidade e a resistência não drenada de pico em corte (cisalhamento) simples, de forma independente, pelas seguintes expressões:

$$S_t = \frac{7,1}{F_r} e \frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{Q_{tn}}{N_{kt}} \quad (\text{partindo-se do valor de } N_{kt} = 14) \quad (3.16)$$

Se o valor estimado da sensibilidade é alto, a resistência não drenada deduzida deve ser corrigida diminuindo o valor de  $N_{kt}$ .

Em casos de argilas muito moles em que o acréscimo de pressão neutra ( $\Delta u$ ) é significativo em relação à tensão efectiva de repouso ( $\sigma'_{v0}$ ), o que acontece em solos submersos e muito particularmente em “offshore”, pode ser muito vantajoso utilizar os registos de  $\Delta u/\sigma'_{v0}$  usando o ábaco de Schneider et al (2008) – Fig. 3.12 - que relaciona aquele excesso de pressão neutra com  $B_q$  e OCR

Assim, estima-se  $N_{kt}$ , como sugere Lunne et al. (1997) pela equação:

$$N_{\Delta u} = \frac{Q_{tn}}{N_{kt}} \quad (\text{com } N_{\Delta u}=4-10, \text{ por defeito, } = 7) \quad (3.17)$$

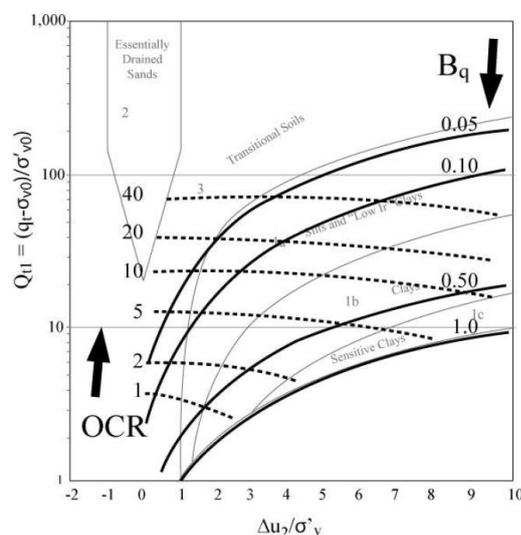


Fig. 3.12

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Para argilas sensíveis ( $S_t > 10$ ), o valor de  $f_s$  pode ser muito baixo perdendo-se precisão. O ensaio de corte rotativo (palleta) pode ser usado para estimar a sensibilidade. A alternativa será estimar primeiro o valor do  $OCR$  via  $Q_{in}$ , e a seguir estimar a resistência não drenada recorrendo às relações diretas da teoria dos estados críticos, que nos permite determinar o valor do grau de sobreconsolidação ( $OCR$ , ou  $RSA$ ) usando expressões que têm em conta as direções das trajetórias de carregamento que estão deduzidas no esquema da Figura 3.12.

Teoria híbrida de expansão esférica e estados críticos	Aproximação de primeira ordem	
	Hipótese A	Hipótese B
	Tomar $\lambda = 1$	$\phi' = 30^\circ$ $I_R = 100$
1. $OCR = 2 \left[ \frac{\frac{2}{M} \times \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}}{\frac{4}{3} (\ln I_R + 1) + \frac{\tau}{2} + 1} \right]^{1/\lambda}$	$\rightarrow \sigma'_p = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{M \times \left[ 1 + \frac{1}{3} \ln I_R \right]}$	$\rightarrow \sigma'_p = 0,33 \times (q_t - \sigma_{v0})$
2. $OCR = 2 \left[ \frac{\frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}}{\left( \frac{2}{3} M \right) \ln I_R} \right]^{1/\lambda}$	$\rightarrow \sigma'_p = \frac{u_b - u_0}{\frac{M}{3} \ln I_R}$	$\rightarrow \sigma'_p = 0,54 \times \Delta u_b$
3. $OCR = 2 \left[ \frac{1}{1,95M + 1} \times \left( \frac{q_t - u_b}{\sigma'_{v0}} \right) \right]^{1/\lambda}$	$\rightarrow \sigma'_p = \frac{q_t - u_b}{1,95M + 1}$	$\rightarrow \sigma'_p = 0,60 \times (q_t - u_b)$

**Fig. 3.12** Teoria mista de Expansão da Cavidade Esférica e Mecânica dos Solos dos Estados Críticos para aproximação de primeira ordem à determinação do  $OCR$  (Mayne, 2008, 2009)

Finalmente, deve-se salientar que para projetos de grande dimensão e/ou com riscos moderados a grandes, onde ensaios adicionais devem ser disponibilizados, correlações específicas devem ser desenvolvidas (ou atidas se já foram realizadas em ambientes regionais), baseadas em valores consistentes de  $s_u$  e  $OCR$  ( $RSA$ ).

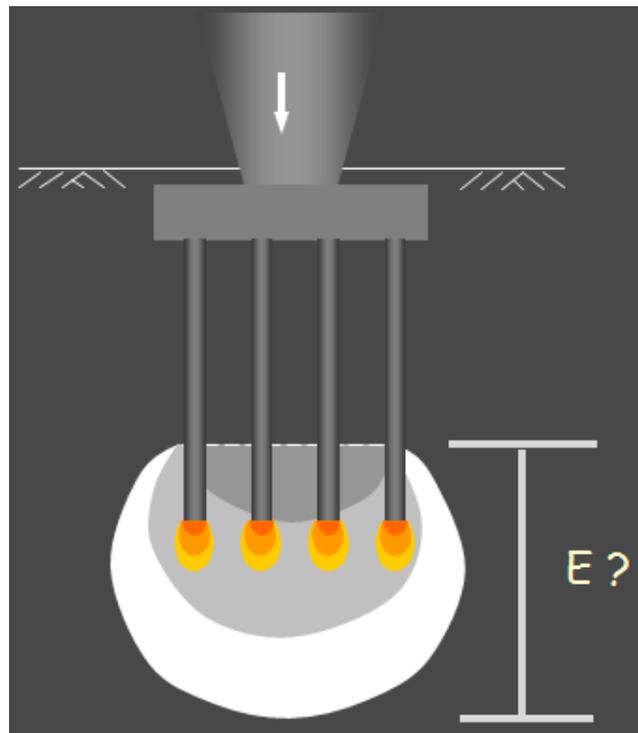
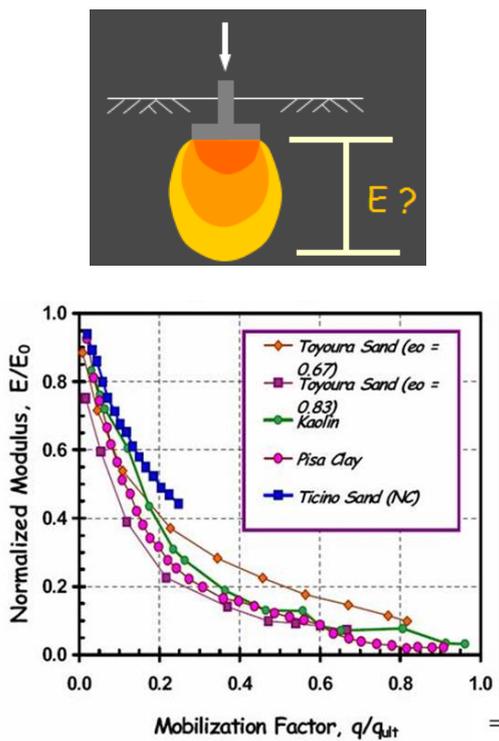
## EM SÍNTESE

A interpretação de ensaios in situ em solos, a exemplo do CPT, faz-se atualmente integrando duas perspetivas, uma teórico-analítica e a outra baseadas em correlações empíricas. Ambas se desenvolveram em separado e independente com base em necessidades específicas mas calibradas em projetos de investigação e desenvolvimento. A disponibilidade de exaustiva documentação em argilas e areias de diversas origens permitiu construir um conjunto de correlações com resultados de ensaios in situ, como é o caso do CPT, dentro de um quadro coerente. Os resultados foram e são validados a partir de ensaios de grande qualidade de laboratório sobre amostras indeformadas em paralelo com ensaios à escala real de obras geotécnicas. O que é necessário é um sistema unificado que se baseia em modelação numérica de obras utilizando modelos ajustados (no contexto da mecânica dos solos dos estados críticos).

Recentemente, trabalhos de síntese expressos nas publicações de Robertson (2009, 2010 e 2012) conduziram a um certo número de novas correlações semi-empíricas que permitem estimar vários parâmetros geotécnicos chave, nomeadamente de resistência – a que se limitou esta comunicação, a partir de resultados do ensaio CPT. A maioria das correlações foram apresentados na forma de contornos (linhas de fronteira entre zonas tipo - SBTN) traçados num gráfico de zonas comportamentais baseadas em parâmetros normalizados ( $Q_m-F_r$ ).

# Parte 4

## Rigidez e Compressibilidade



# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Da rigidez elástica à de serviço

Ensaio com piezocone sísmico

Fornecer quatro medições independentes com a profundidade:

- Resistência de ponta,  $q_t$  ( $=q_c$  corrigida);
- Fricção lateral,  $f_s$ ;
- Pressão neutra,  $u$ ;
- Tempo de chegada da onda de corte Downhole,  $t_s$ ;

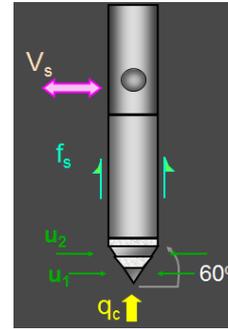


Fig. 4.1

### As ondas sísmicas de baixa energia

#### ONDAS SÍSMICAS VOLUMÉTRICAS

- ondas de compressão ou ondas P
- ondas de corte ou ondas S

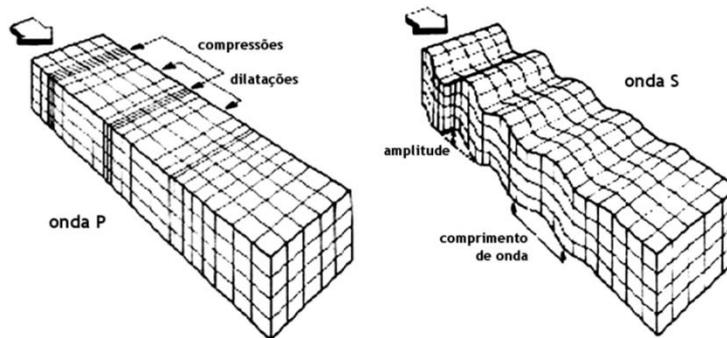


Fig. 4.2

### Medição da rigidez ( $G_0$ ):

#### Ensaio de penetração de cone sísmico

Medição do tempo de propagação, e por isso da velocidade das ondas S,  $V_s$ :

$$G_0 = \rho \times V_s^2 \quad (4.1)$$

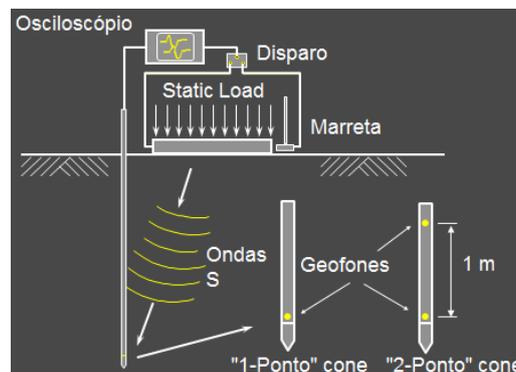


Fig. 4.3

Viga e martelo da fonte da onda S



Fig. 4.4 Ensaio CPT sísmico no edifício Woodside em Perth, Austrália

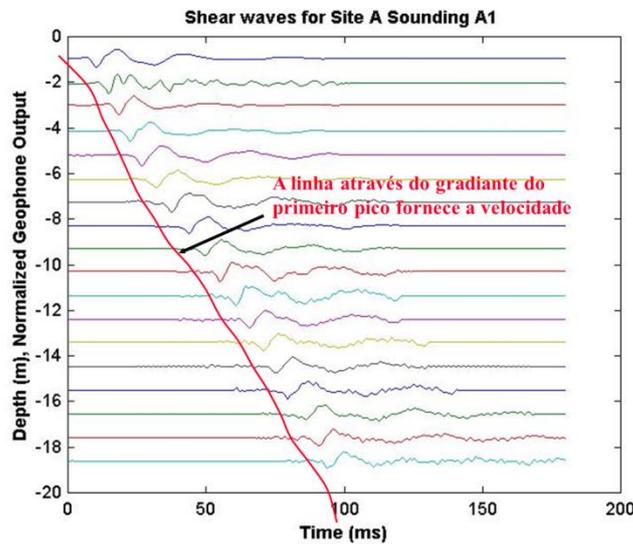


Fig.4.5 Registos da onda S em intervalos de 1m em profundidade

Quanto mais realista podemos esperar que seja a avaliação de  $V_s$  quando obtemos este tipo de resultados correlativos?

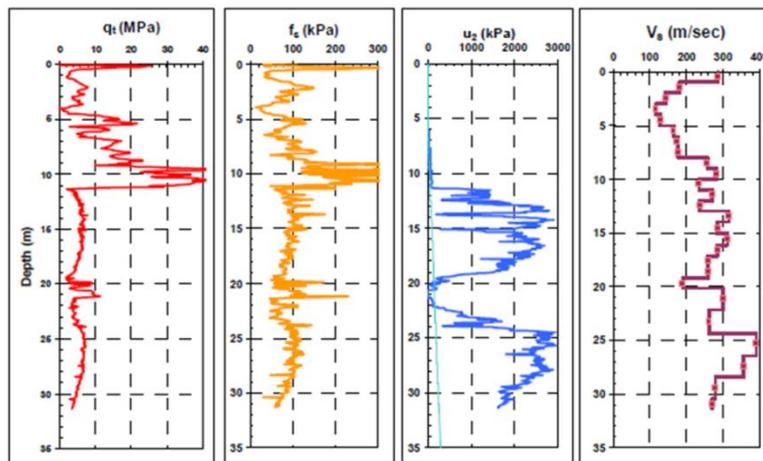


Fig. 4.6 Resposta SCPTU – Memphis, Shelby County, TN (Mayne,2011)

### Rigidez do solo

#### Comportamento tensão-deformação típico do solo – não linear e não elástico

$G_{max}$ : módulo de distorção inicial (ou  $G_0$  – rigidez para deformações nulas)

$G_{50}$ : Módulo de distorção secante para 50% da resistência ao corte

A rigidez do solo não é um parâmetro isolado → deve ser utilizada a secante em função do tipo de problema

$$\text{Nota: } E = 2(1 + \nu)G \quad (4.2)$$

para  $0,2 < \nu < 0,5$ ,  $2, 4G < E < 3G$   
( $\nu$ ) é o Coeficiente de Poisson

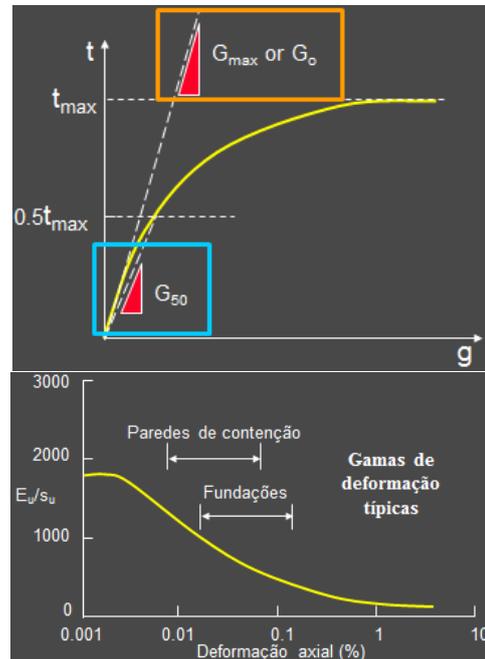


Fig. 4.7

#### $G_0$ ( $G_{max}$ ) e previsão de deformação de projecto

- $G_0$  pode ser facilmente medido (ver depois)
- $G_0$  não pode ser utilizado diretamente
  - Deformações previstas (assentamentos) são demasiado grandes
- Há que “amolecer”  $G_0$ 
  - O rácio  $G / G_0$  pode fornecer deslocamentos corretos?
- Extrapolação extrema
  - Provavelmente não realista

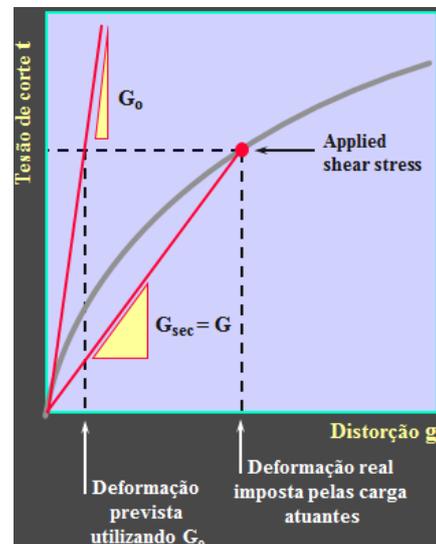


Fig. 4.8

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

$G_o$  ( $G_{max}$ ) - valor de ref<sup>a</sup> para a curva de degradação

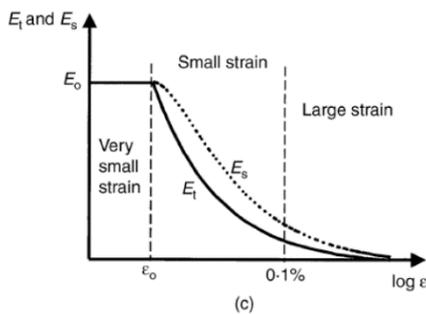
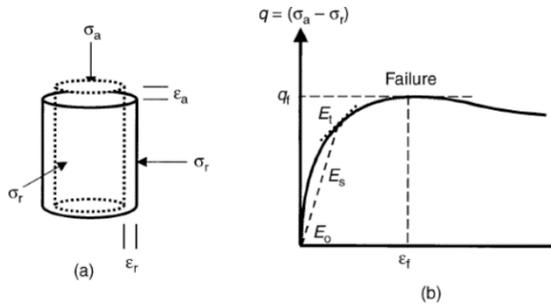


Fig. 4.9

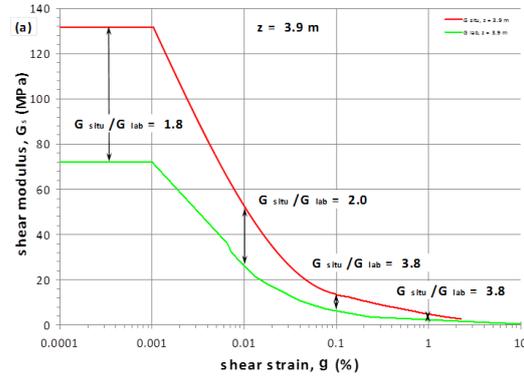


Fig.10

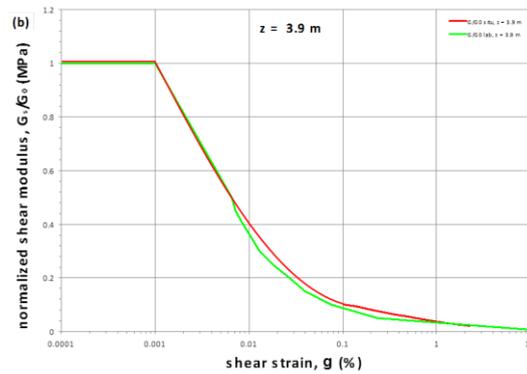


Fig. 4.11

$G_o$  ( $G_{max}$ ) - valor máx. da curva de decaimento

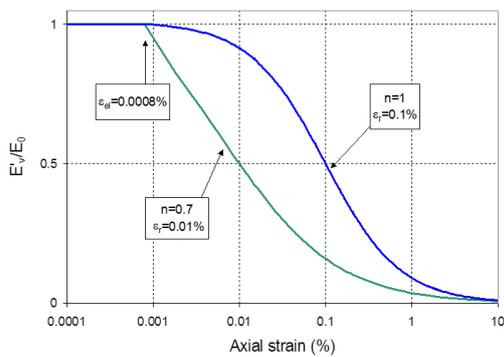


Fig. 4.12

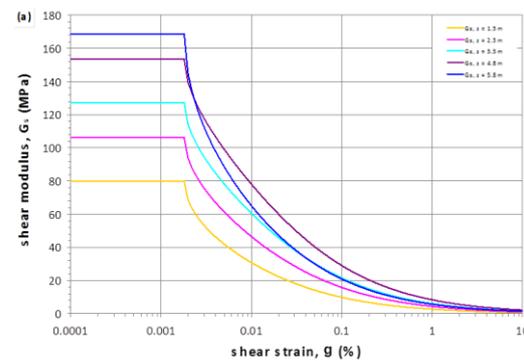


Fig. 4.13

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

$$\frac{E_0}{p_a} = 2400F(e) \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0.5}, F(e) = \frac{1}{e^{1.3}} \quad (4.3)$$

$$E'_v = \frac{E_0}{1 + (\varepsilon - \varepsilon_{el})^{0.6} / (\varepsilon_r - \varepsilon_{el})^{0.6}}, \varepsilon > \varepsilon_{el}, \varepsilon_{el} = 0,00001 \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_r = C_r \left( \frac{\sigma'_h}{p_a} \right)^{0.5}, C_r = 0,00008, (\sigma'_h = \text{cell pressure}) \quad (4.5)$$

## Rigidez a partir do CPTU (solos granulares $I_c < 2,6$ )

Eslaamizaad e Robertson (1997) e Mayne (2000) mostraram que a resposta carga-afundamento para funções superficiais e profundas pode ser bem estimada utilizando  $V_s$ , caso a queda do valor para as condições de serviço seja estimado: ex. A hipérbole modificada (Fahey and Carter, 1993)

$$\frac{E}{E_0} = 1 - f \left( \frac{q}{q_{ult}} \right)^g \quad (4.6)$$

$f$  controla a deformação para a resistência de pico e  $g$  a forma da lei de degradação, função do nível de tensão, e inversa ao fator de segurança  
Valores de  $f=1$  e  $g=0,3$  em condições monotónicas, em materiais não cimentados...

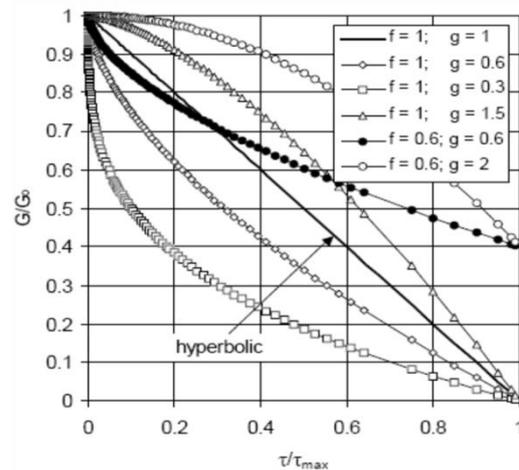


Fig. 4.14

## SÃO ESPERADOS VALORES MAIS ALTOS PARA $G_0$ EM SOLOS ESTRUTURADOS...

$E_0 = 2(1 + \nu)G_0$  O módulo de distorção inicial  $G_0$ , é decisivo

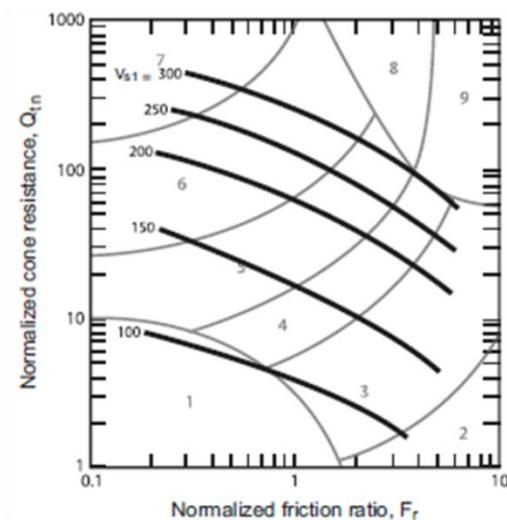


Fig. 4.15

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (4.7)$$

$$G_0 = \alpha_G (q_t - \sigma_{v0}) \quad (4.9)$$

$$\alpha_G = \frac{K_G}{Q_{t1}} \quad (4.9)$$

$$Q_{t1} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.10)$$

O número de módulo  $K_G$  varia entre 400 e 1600 em areias recentes, não cimentadas e compactadas uu, também:

$$\alpha_{vs} = 10^{(0,55I_c + 1,68)} \quad (4.11)$$

$$\alpha_G = \left( \frac{\rho}{p_a} \right) \alpha_{vs} \quad (4.12)$$

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

para  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  ( $r = 1,84$ ), obtém-se:

$$\alpha_G = 0,0188 \times 10^{(0,55I_c + 1,68)} \quad (4.13)$$

Deduzindo a relação para solos novos

$$G_0 = 0,0188 \times 10^{(0,55I_c + 1,68)} \times (q_t - \sigma_{v0}) \quad (4.14)$$

Para o módulo de Young, considerando o padrão da degradação da rigidez

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left( \frac{q}{q_{ult}} \right)^g \quad (4.15)$$

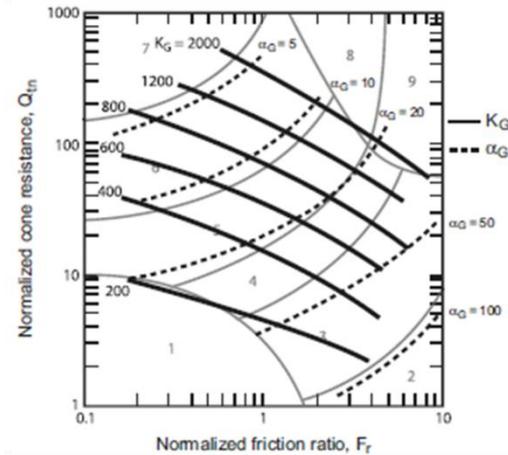


Fig. 4.16

Fahey & Carter (1993) e Mayne (2005) sugerem valores de  $f=1$  e  $g=0,3$  para solos não cimentados não estruturados.

Para níveis de carregamento de 20% a 30%, o rácio  $G/G_0$  é **0,30 a 0,38**:  $E' \cong 0,8 G_0$  (4.16)

As relações entre CPT/CPTU são tipicamente:

$$E' = \alpha_E (q_t - \sigma_{v0}) \quad (4.17)$$

Embora possam ser simplificada considerando  $\sigma_{v0}$

$$\alpha_E = \frac{K_E}{Q_{tn}} \quad (4.18)$$

$$\alpha_E = 0,015 \times 10^{(0,55I_c + 1,68)} \quad (4.19)$$

Originando:

$$E' = 0,015 \times 10^{(0,55I_c + 1,68)} \times (q_t - \sigma_{v0}) \quad (4.20)$$

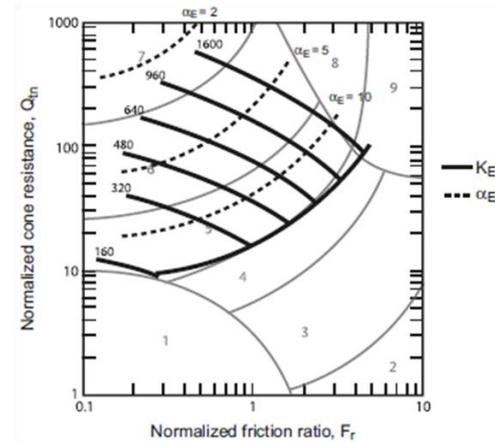


Fig. 4.17

Que é convergente com as referências clássicas: Bellotti et al. (1989) mostraram que os rácios  $E'/q_c$  entre 3 e 12 são de areias recentes (NC). Nas areias envelhecidas, litificadas, o rácio pode ser floclado entre 5 e 20 para solos sobreconsolidados, sendo este, uma função da resistência do cone:

$$E' = 0,047 \times \left[ 1 - \left( \frac{q}{q_{ult}} \right)^{0,3} \right] \times 10^{(0,55I_c + 1,68)} \times (q_t - \sigma_{v0}) \quad (4.21)$$

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

## Solos Moles



## Cones Penetrómetros em Solos Argilosos Muito Compressíveis

### CPTU em SOLOS ARGILOSOS

O Equipamento:

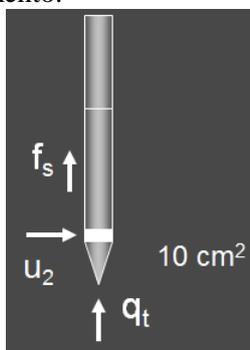


Fig. 4.18 Norma Europeia (ENISO 22476-1, 2007)



Fig. 4.19 Mike Long (2008)

Tab. 4 Extráido de ENISO 22476-1, 2007

Classe de aplicação	Parâmetro medido	Resolução mínima admissível
1 (solos soltos)	Resistência do cone	35kPa ou 5%
	Fricção lateral	5kPa ou 10%
	Pressão neutra	10kPa ou 2%
	Inclinação	2°
	Profundidade de penetração	0,1m ou 1%

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Resultados típicos do CPTU

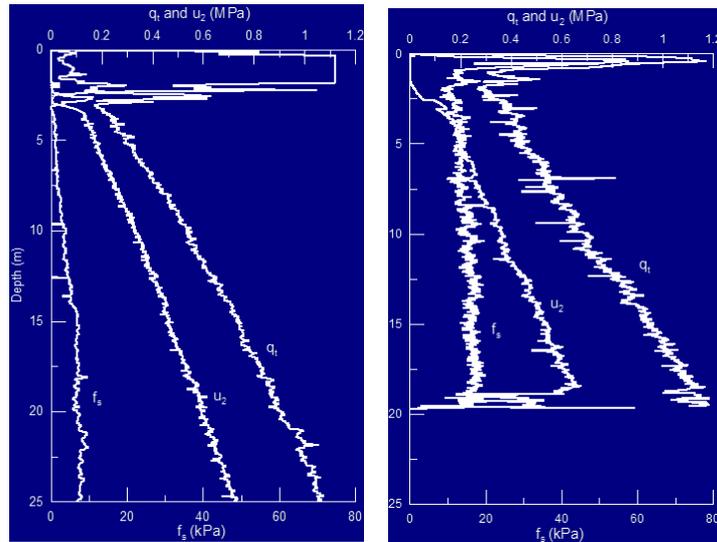


Fig. 4.20 Onsøy (Lunne, 2005) / Bothkennar (Boylan et al., 2007)

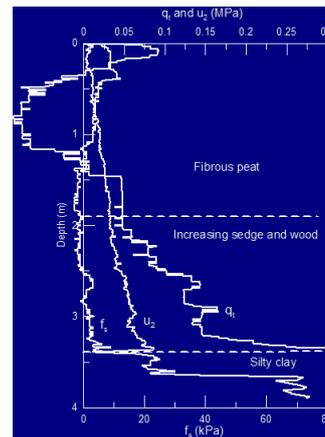


Fig. 4.21 Loughrey, Ireland (depois de Mike Long, 2008)

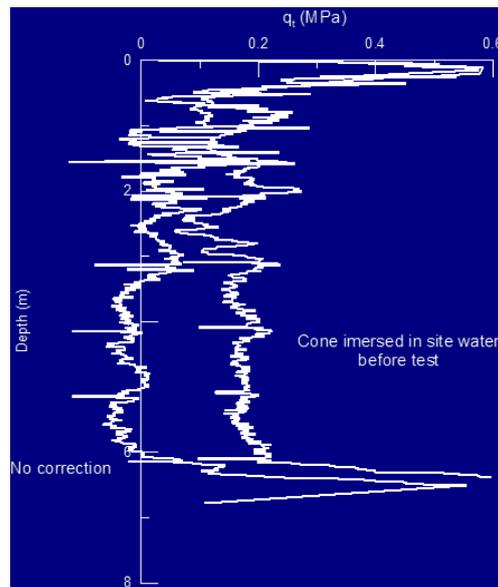


Fig. 4.22 Netherlands (depois Boylan et al., 2008)

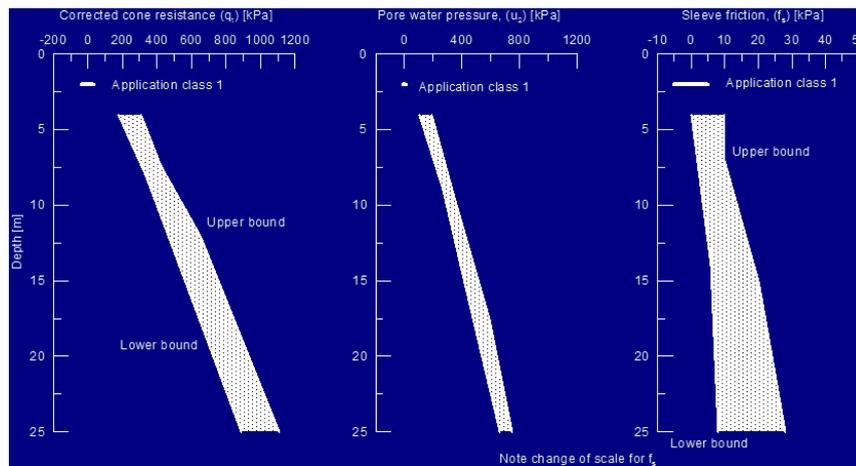


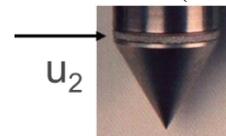
Fig. 4.23 Resultados Onsøy (Long, 2008)

- Gama para  $q_t$  e  $u_2$  em excesso sob os requisitos AC1;
- O mesmo não se passa para  $f_s$  ( $f_s$  tem grande variabilidade);
- Pequena dispersão em  $u_2$ . A dispersão em  $q_t$  é relativamente grande.

**Conclusões para o CPTU Mike Long (2008)**

- Ser anterior não é um fator negativo – ferramenta de grande valor
- Atenção às armadilhas
- Redução na dispersão se utilizada a EN-ISO 22476-1
- $f_s$  maior variação (tratamento com cautela)
- $u_2$  menor variação
- Parâmetros de projeto baseados em  $u_2$

- Medições de  $u_2$  devem ser Standard (CPTU)



**Compressibilidade e consolidação**

A determinação das características de compressibilidade do solo – módulo edométrico, mas também do módulo de *Young* e módulo de distorção, estes com componentes distorcionais acentuadas – tem contornos um pouco complexos devido à diversidade de fatores que as podem influenciar. Procura aqui salientar a tendência de relacionar o módulo edométrico com a resistência ao corte não drenada, ou com a resistência à penetração do cone, privilegiando-se este último pela sua simplicidade.

**Compressibilidade e Consolidação a partir do CPTu**

A designação de *módulo edométrico* é mais adequada em detrimento da designação de *módulo confinado*, pois permite uma diferenciação mais clara entre as situações de total impedimento à deformação lateral, nas condições do ensaio edométrico, das situações de confinamento em que a deformação não é totalmente impedida, ou é-o do tipo isotrópico, como é o caso do ensaio de compressão triaxial.

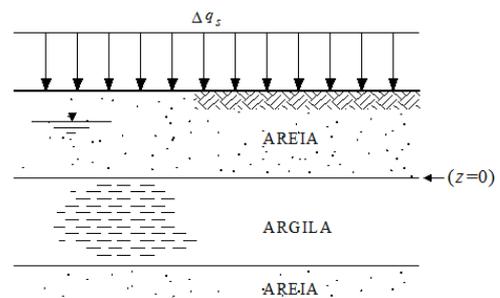


Fig. 4.24

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Vários autores estabeleceram uma relação do módulo edométrico,  $M$  (que corresponde ao inverso do coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ ), com a resistência à penetração do cone, através da expressão do tipo:

$$M = \alpha_m \times q_c \quad (4.22)$$

em que  $\alpha_m$ , varia com o tipo de solo e para o qual existem propostas detalhadas, já muito divulgadas, transcrevendo-se algumas relações no quadro seguinte.

**Tab. 4.1** Relação  $\alpha_m$  com a resistência de ponta (Mitchell e Gardner, 1975, adaptado de Sanglerat, 1972)

Resistência	Coefficiente $\alpha_m$	Tipos de solos
$q_c < 0,7$ MPa $0,7 < q_c < 2,0$ MPa $q_c > 2,0$ MPa	$3 < \alpha_m < 8$ $2 < \alpha_m < 5$ $1 < \alpha_m < 2,5$	Argilas de baixa plasticidade (CL)
$q_c > 2,0$ MPa $q_c < 2,0$ MPa	$3 < \alpha_m < 6$ $1 < \alpha_m < 3$	Siltes de baixa plasticidade
$q_c < 2,0$ MPa	$2 < \alpha_m < 6$	Argilas e siltes muito plásticos (CH, MH)
$q_c < 1,2$ MPa	$2 < \alpha_m < 8$	Siltes orgânicos (OH)
$q_c > 0,7$ MPa $50 < w_n < 100$ $100 < w_n < 200$ $w_n > 200$	$1,5 < \alpha_m < 4$ $1 < \alpha_m < 1,5$ $0,4 < \alpha_m < 1$	Lodos e argilas orgânicas (OH)

Os valores do quadro, de baixas resistências envolvidas, referem-se a materiais normalmente adensados, com valores de  $\alpha_m$  mobiliza desde a origem. Este coeficiente varia contudo com o estado de tensão.

A avaliação do módulo edométrico de acordo com as determinações do ensaio edométrico pode fazer-se relacionando os incrementos de tensão com os incrementos de deformação axial vertical através da relação:

$$M = \frac{\Delta\sigma'_{v0}}{\Delta\varepsilon_a} = \frac{2,3(1+e)\sigma'_v}{C_c} = \frac{1}{m_v} \quad (4.23)$$

em que figuram o índice de compressibilidade,  $C_c$ , e o coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ .

Uma solução alternativa foi apresentada por Senneset (1992) a partir da aproximação de Janbu (1963), que assenta sobre o fact

o de o módulo variar com a tensão efectiva de modo diferenciado para os vários tipos de solo, podendo nestas variações ser definidas pela expressão geral:

$$M = m \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{1-a} \quad (4.24)$$

em que:  $m$  – número de módulo adimensional;  $p_a$  – tensão de referência (100 kPa);  $a$  – expoente de tensão ( $-1 \leq a \leq 1$ )

A observação da curva geral de evolução das deformações verticais em função das tensões efectivas aplicadas (Fig. 4.25), mostra uma variação aproximadamente linear no troço inicial, que se desenvolve até à tensão de pré-consolidação, resultando na definição de um módulo quasi-constante ( $a = 1$ ) para as tensões situadas aquém da tensão de consolidação.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

23 | Junho | 2016

FEUP | Porto

A partir daí, a curva típica tem uma variação sucessiva que resulta num módulo crescente de modo aproximadamente linear com o estado de tensão ( $a = 0$ ), que exibe um valor mínimo para a pressão de consolidação, podendo este andamento qualitativo ser observado na figura. Senneset (1992), investigando o comportamento de argilas sobreconsolidadas, propõe uma relação diferenciada de acordo com a gama de tensões em análise, sugerindo que na zona sobreconsolidada, em que as tensões se posicionam aquém da tensão de pré-consolidação a avaliação do módulo se faça por:

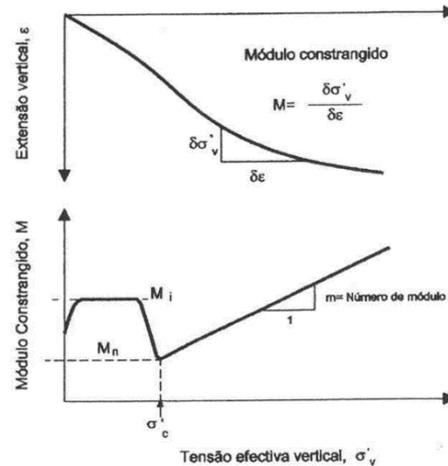


Fig. 4.25

$$M_i = m_i \times q_n = m_i(q_t - \sigma_{v0}) \quad (4.25)$$

em que  $m_i$  varia de 5 a 15, que no caso das argilas mostra uma boa concordância para um valor médio de  $m_i = 10$ .

Para a região normalmente consolidada, mobilizada a zona virgem onde se acentuam as deformações, pode ser combinada a expressão:

$$M_n = m(\sigma'_{v0} + a) \quad (4.26)$$

$$\text{com a expressão: } q_n = N_m(\sigma'_{v0} + a) \quad (4.27)$$

$$\text{donde resulta: } M_n = m_n \times q_n = m_n(q_t - \sigma'_{v0} + a) \quad (4.28)$$

em que o coeficiente  $m_n$  corresponde ao número de módulo *in-situ* ( $m_n = m/Nm$ ) podendo variar entre 4 e 8, sendo frequente a adoção do valor de  $m_n = 5$ .  $Nm$  corresponde a um número de resistência do cone que é função do parâmetro de pressões intersticiais,  $Bq$ , do ângulo de atrito efectivo,  $\phi'$ , e de um ângulo de plastificação  $\beta$ . O parâmetro “ $a$ ” reflecte a resistência a tracção ( $c' = a \cdot \tan \phi'$ ).

Kulhawy e Mayne (1990), propõem uma solução mais geral, ajustada à regressão linear de um conjunto de 32 observações.

$$M = \alpha_m(q_t - \sigma_{v0}), \text{ tendo deduzido } \alpha_m = 8,25 \quad (4.29)$$

Robertson (2009), generalizou esta solução, tornando o valor de  $\alpha_m$  função da resistência de ponta normalizada:

$$\alpha_m = Q \text{ para } Q \leq 14 \text{ \& } \alpha_m = 14 \text{ para } Q > 14$$

sendo

$$Q = \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_{a2}} \right) \times \left( \frac{p_{a2}}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (4.30)$$

com:  $p_{a2}$  = pressão de referência ( $p_{a2} = 0.1$  MPa)  
 $n = 0,5$  para areias e  $1,0$  para argilas

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Mais recentemente, Mayne (2007), mostrou que o rácio  $M/G_0$  varia entre 0,02 e 2 de argilas moles até areias. A partir da ligação entre os valores do cone normalizados e  $G_0$ , é possível desenvolver contornos do número do módulo dinâmico  $K_M$  num gráfico tipo de comportamento de solo normalizado (SBT)  $Q_m - F_r$ , como mostra a figura, onde:

$$M = K_M \times p_a \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^a \quad (4.31)$$

O expoente (a) é igual a 1,0 para tensões acima da pressão de pré-consolidação e zero para valores inferiores.

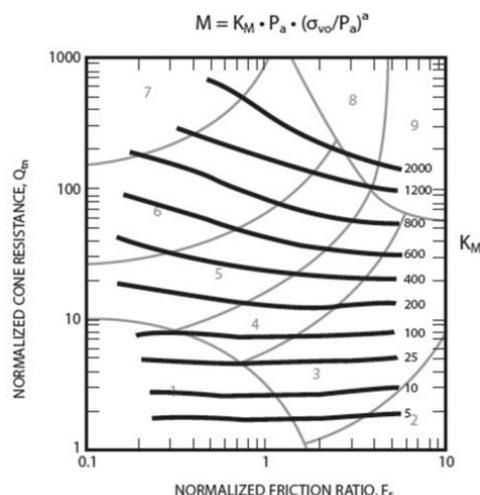


Fig. 4.26

Atendendo a que as correlações clássicas entre o módulo confinado e a resistência do cone possuem tipicamente a forma da equação (4.29)  $M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$ , Mayne (2007) mostrou que  $\alpha_M$  varia com o tipo de solo e a resistência total do cone em valores desde 1 até 10, sendo os valores mais baixos aplicáveis a argilas. Baseados nas tendências dos gráficos obtém-se:

$$\text{Quando } I_c > 2,2 \text{ usar: } \begin{cases} \alpha_M = Q_{tn} & \text{quando } Q_{tn} < 14 \\ \alpha_M = 14 & \text{quando } Q_{tn} > 14 \end{cases} \quad (4.31)$$

$$\text{Quando } I_c < 2,2 \text{ usar: } \alpha_M = 0,03 \times 10^{(0,55I_c + 1,68)}$$

Em países onde o cálculo dos assentamento é efetuado através do índice de compressibilidade ( $C_c$  ou  $C_r$ ), é possível combinar as equações em solos finos ( $I_c > 2,2$ ) para obter:

$$C_{c/r} = 2,3 \frac{1+e_0}{Q_{t1}^2} \quad \text{quando } Q_{t1} < 14 \quad (4.32)$$

$$C_{c/r} = 2,3 \frac{1+e_0}{14 Q_{t1}} \quad \text{quando } Q_{t1} > 14 \quad (4.33)$$

## O coeficiente de consolidação

A penetração do cone num solo pode ser modelada através da teoria da expansão da cavidade cilíndrica ou esférica num meio elástico perfeitamente plástico, caracterizando-se pelo desenvolvimento de uma zona plastificada com configuração cilíndrica ou esférica mas próxima do cone e exteriormente por uma zona em equilíbrio elástico sendo a extensão da zona plastificada dependente do índice de rigidez ( $I_r = G/s_u$ ), em que  $G$  corresponde ao módulo de distorção e  $s_u$  à resistência ao corte não drenada (Senneset, 1992). Desenvolveram-se vários modelos baseados na teoria da expansão da cavidade, para interpretação dos ensaios de dissipação e obtenção do coeficiente de consolidação,  $c_v$  ou  $c_h$ , que, como se sabe, pode ser definido por uma relação do coeficiente de permeabilidade,  $k$ , com o módulo edométrico,  $M$  (ou  $m_v$ ).

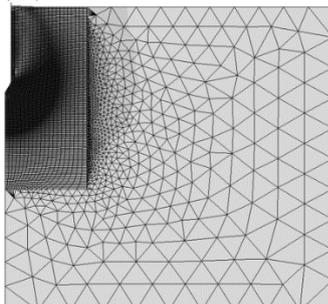


Fig. 4.27

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

## Determinação do coeficiente de consolidação por ensaios de dissipação d os excessos de pressão neutra

Os parâmetros de velocidade de consolidação podem ser determinados a partir da medição da variação da dissipação (aumento ou diminuição) dos excessos de pressão neutra no tempo, após a paragem da penetração de ponteira do CPTU.

Calcular a diferença entre a poro-pressão no início da dissipação ( $u_i$ ) e a poro-pressão hidroestática ( $u_0$ );

Calcular a percentagem de dissipação  $U_{50\%} = (u_i - u_0)/2$  e, a partir da curva experimental o tempo para ocorrer 50% da dissipação ( $t_{50}$ );

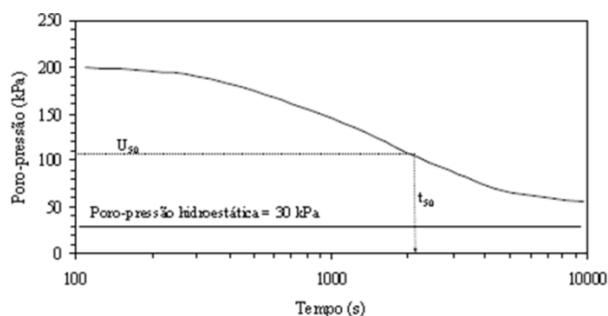


Fig. 4.28

Obter o valor de  $T^*$  da tabela e calcular  $c_h$  através da equação 4.34.

Tab. 4.2

(1 - u)%	Factor tempo $T^*$ (posição do filtro)		
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone
20	0,001	0,014	0,038
30	0,006	0,032	0,078
40	0,027	0,063	0,142
50	0,067	0,118	0,245
60	0,154	0,226	0,439
70	0,345	0,463	0,804
80	0,829	1,040	1,600

$$T^* = \frac{c_h t}{R^2 \sqrt{I_r}}; c_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (4.34)$$

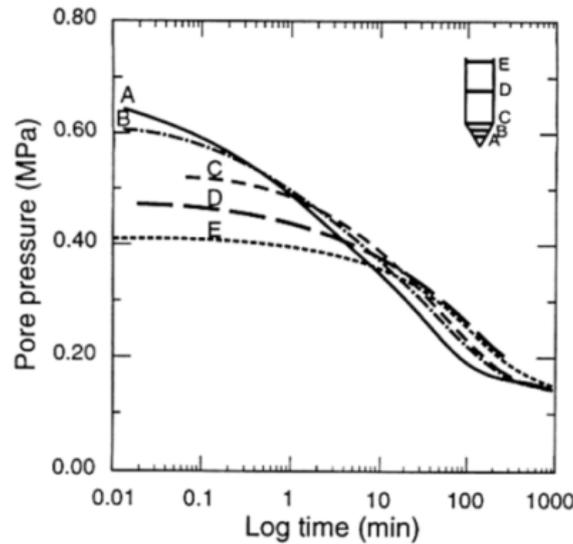
$R$  = raio do peizocone;

$t$  = tempo de dissipação (definido para 50%);

$I_r$  = índice de rigidez ( $G/c_v$ );

$G$  = módulo de distorção

Na figura 4.29 ilustra-se algumas curvas de dissipação típicas, numa argila mole (Bothkennar), para várias posições do filtro e transdutor de pressões, com representação em logaritmo de tempo.



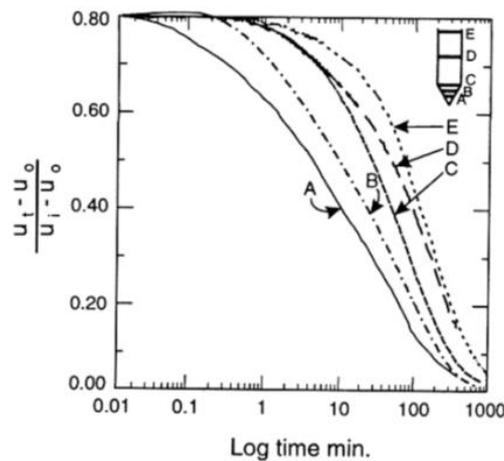
**Fig. 4.29**

Reconhece-se, contudo, que a interpretação da curva se faz melhor normalizando a pressão neutra em relação à pressão neutra no início da dissipação,  $u_i$ , e em pressão neutra de equilíbrio *in situ*,  $u_o$ . O excesso de pressão neutra normalizado,  $U$ , no tempo  $t$ , é expresso por:

$$U = \frac{u_t - u_o}{u_i - u_o} \quad (4.35)$$

Sendo:  $u_t$  = a pressão neutra no tempo  $t$ ;  $u_i$  = a pressão neutra para  $t=0$ ;  $u_o$  = a pressão neutra de repouso.

Os resultados foram replotados com os valores normalizados e são representados na figura seguinte:



**Fig. 4.30**

Ao longo dos últimos 10 a 15 anos, várias soluções teóricas e semi-empíricas foram apresentadas nas quais se derivam o coeficiente de consolidação a partir destes resultados.

O quadro seguinte apresenta um resumo das principais soluções disponíveis para cálculo do coeficiente de consolidação a partir das curvas de dissipação.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Tab. 4.3

Autor	Tipo de cavidade	Modelo constitutivo	Pressão neutra inicial,	Consolidação	Observações
Stodesberg (1962)	Cilíndrica, de raio R	Elastoplástico	$\frac{\Delta u}{\Delta u_1} = \frac{R}{r}$	1 – D	Em desenho
Torstenssen (1975,77)	Cilíndrica, esférica	Elastoplástico	$\Delta u_1 = 2 \times s_u \times l_n \left(\frac{r_p}{r}\right)$ $\Delta u_1 = 4 \times s_n \times l_n \left(\frac{r_p}{r}\right)$	1 – D	
Randolph & Wroth (1979)	Cilíndrica	Elastoplástico	$\Delta u_1 = 2 \times s_u \times l_n \left(\frac{r_p}{r}\right)$ $\Delta u_1 = 4 \times s_n \times l_n \left(\frac{r_p}{r}\right)$	1 – D	Equiv. a Torstensen
Battaglio et al (1981)	Cilíndrica, esférica	Elastoplástico	$\Delta u_1 = 2 \times s_u \times l_n \left(\frac{r_p}{r}\right)$ $\Delta u_1 = 4 \times s_n \times l_n \left(\frac{r_p}{r}\right)$	1 – D	Equiv. a Torstensen
Senneset et al. (1982)	Cilíndrica	Elastoplástico	$\Delta u_1 = 2 \times s_u \times l_n \left(\frac{r_p}{r}\right)$ $\Delta u_1 = 4 \times s_n \times l_n \left(\frac{r_p}{r}\right)$	1 – D	Bem fundamentado fisicamente
Levadoux & Baligh (1985)	Modelo para piezocone	Não linear $I_r = 500$	Método de trajectória de deformações	2 – D	
Gupta & Davidson (1986)	Modelo para piezocone	Elastoplástico	Expansão de cavidades modificadas, em algumas dissipações	Linear axissimétrico	
Soares et al. (1987)	Modelo para piezocone	Elastoplástico	Correcção visual e regressão analítica	2 – D	
Houlsby & Teh (1988)	Modelo para piezocone	Elastoplástico	Previsão por MEF com grandes deformações e mét. de traj. de def.	2 – D	Desenvolvimento de Levadoux

Das teorias, releva-se as de Torstensen (1975, 1977) que desenvolveu um modelo de interpretação baseada nas teorias da cavidade cilíndrica.

As pressões neutras iniciais são calculadas assumindo um modelo constitutivo elasto-plástico e o tema da expansão cilíndrica.

Usa-se, então, a consolidação unidimensional linear não acoplada para avaliar a dissipação das pressões neutras. Torstensen sugeriu que o coeficiente de consolidação devia ser interpretado para 50% da dissipação a partir da expressão seguinte:

$$C_h = \frac{T_{50}}{t_{50}} r_0^2 \quad (4.36)$$

sendo o factor tempo  $T_{50}$  dado pelas soluções teóricas,  $t_{50}$  medido a 50% de dissipação e  $r_0$  o raio do furo de penetração (modelo cilíndrico) com raio do penetrómetro equivalente num modelo esférico.

A selecção de um modelo apropriado depende da localização do elemento poroso e transdutor. Se a solução esférica é ajustada para qualquer posição do filtro no cone, já para posições deste na zona cilíndrica a teoria mais ajustada é a solução homotética.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Um estudo bem fundamentado da dissipação das pressões neutras foi feita por Levadoux e Baligh (1980, 1986), usando o método da trajectória de deformação plana (Baligh, 1985) para prever a distribuição das pressões neutras e o MEF para acoplar na análise da consolidação isotrópica.

Algumas conclusões importantes:

- as soluções simples não acopladas fornecem uma boa previsão do processo de dissipação;
- a consolidação dá-se predominantemente em recompressão para dissipações menores do que 50%;
- a distribuição inicial de excesso de pressões neutras à volta do dispositivo de penetração tem uma forte influência no processo de dissipação;
- a dissipação é predominantemente realizada por fluxo com direcção horizontal.

Houlsby e Teh (1988) propuseram uma interpretação baseada em análises através do MEF (com grandes deformações) da geração de pressões neutras no processo de penetração e análises em diferenças finitas das dissipações dos excessos de pressões neutras, assim calculadas.

Usaram uma aproximação do tipo da teoria de Levadoux-Baligh mas incluíram o efeito da variação do índice de rigidez ( $I_r = G/s_u$ ), que é um parâmetro tipológico do maciço em questão e que pode ser definido experimentalmente.

Houlsby e Teh sugeriram usar um factor de tempo adimensional modificado,  $T^*$ , dado no quadro seguinte, e que se define por:

$$T^* = \frac{c_h t}{R^2 \sqrt{I_r}} \quad (4.37)$$

**Tab. 4.4** Factor tempo admissível modificado para determinação de  $c_h$   
(Houlsby e Teh, 1988)

Grau de consolidação	Localização do filtro / transdutor de pressão			
	No cone ( $u_1$ )	Na parte cilíndrica acima da base do cone ( $u_2$ )	Cinco raios acima da base do cone	Dez raios acima da base do cone
20%	0,014	0,038	0,294	0,378
30%	0,032	0,078	0,503	0,662
40%	0,063	0,142	0,756	0,995
50%	0,118	0,245	1,110	1,458
60%	0,226	0,439	1,650	2,139
70%	0,463	0,804	2,430	3,238
80%	1,040	1,600	4,100	5,240

Na equação, os símbolos correspondem a:

- $c_h$  = coeficiente de consolidação na direcção perpendicular ao eixo do cone, tipicamente horizontal
- $r$  (ou  $a$ ) = raio do cone, tipicamente 35,7mm.

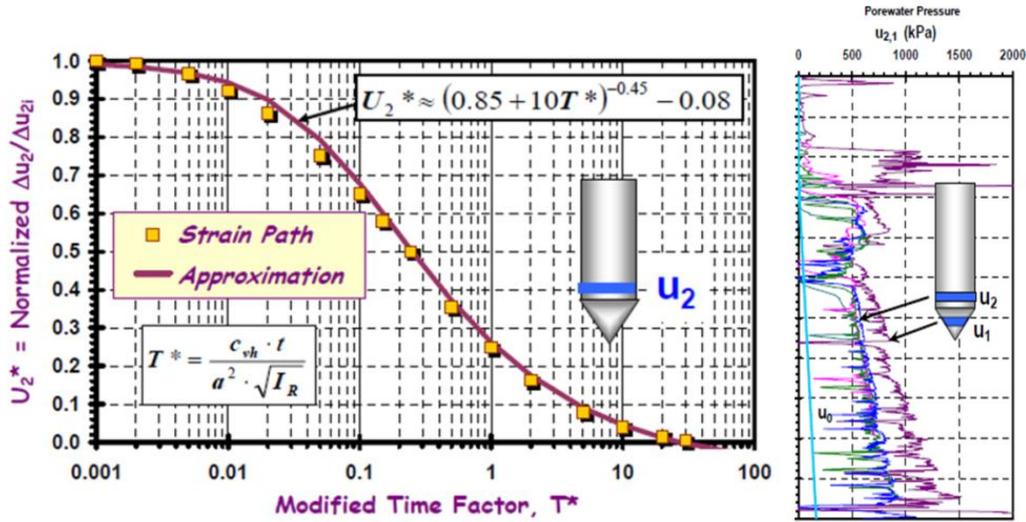


Fig. 4.31

Estas soluções são baseadas em modelos elasto-plásticos e, portanto, o índice de rigidez corresponde a uma “rigidez elástica equivalente”.

$$I_r = \frac{G}{s_u} \quad (4.38)$$

Det. a partir da relação com o índice de plasticidade ( $PI$ ) e grau de sobreadensamento, (Keaveny & Mitchell, 1986)

Com o rácio da resistência em estado crítico:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (4.39)$$

$$I_R = \exp \left[ \left( \frac{1.5}{M} + 2,925 \right) \times \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{q_t - u_2} \right) - 2,925 \right] \quad (4.40)$$

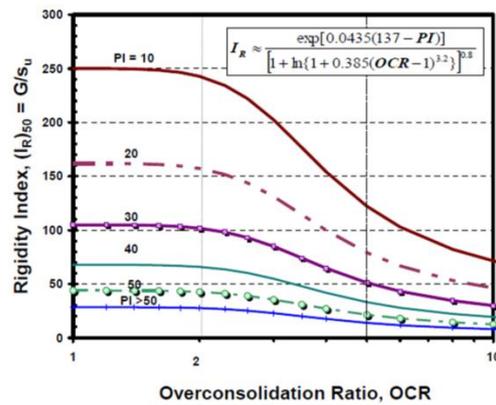
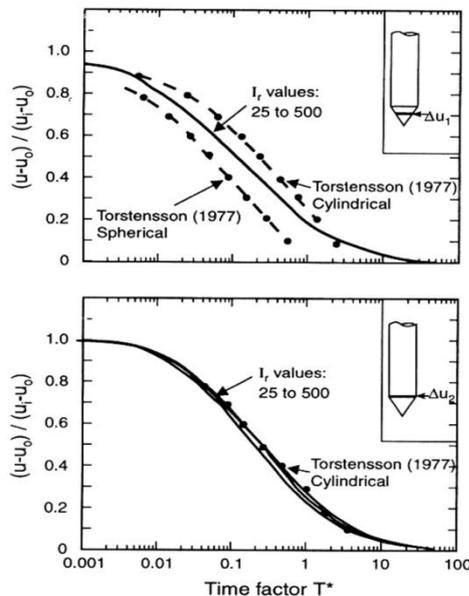
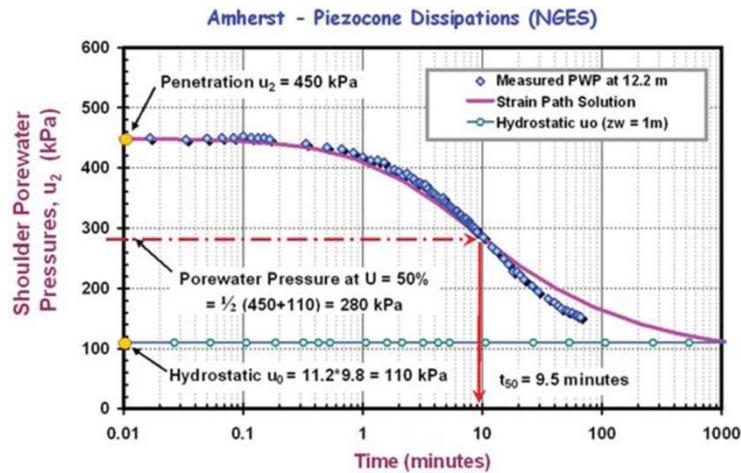


Fig. 4.32

É interessante verificar (ilustração na figura) que as soluções mais recentes dos autores citados concordam muito razoavelmente com as de Torsetenssen, muito em particular para a posição “ $u_2$ ”.

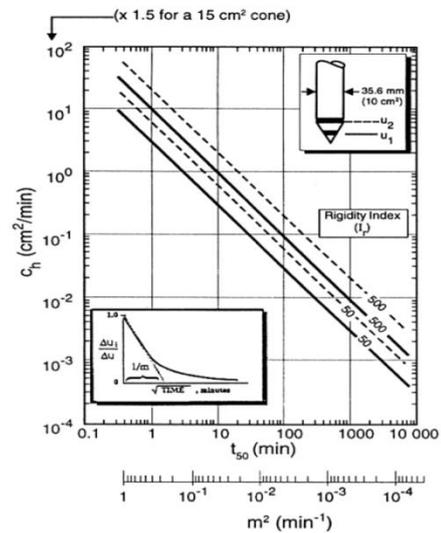
Fig. 4.33





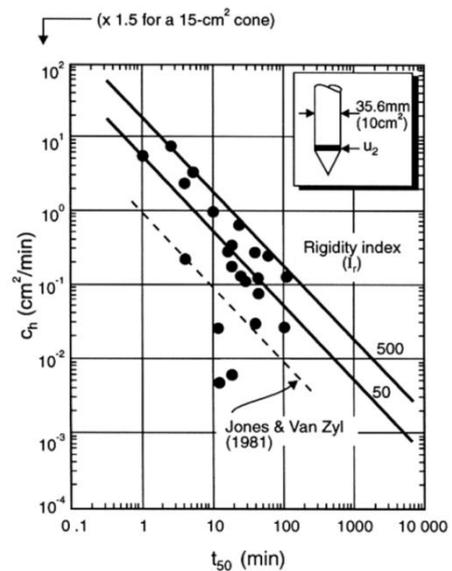
**Fig. 4.34** Exemplo das dissipações medidas em Amherst NGES e definição de  $t_{50}$  a 50% de consolidação (NCRHP, 368)

Para fins práticos, os autores apresentam um ábaco de avaliação de  $c_h$  (figura) que explicita graficamente a expressão anterior para valores de  $I_r$  entre 50 e 500 e duas posições do sensor (“ $u_1$ ” e “ $u_2$ ”), e considerando o tempo de 50% de dissipação ( $t_{50}$ ).



**Fig. 4.35**

Sobre a questão da posição do sensor, Robertson et al. (1998) testaram a solução de Houlsby e Teh (1988) em vários casos práticos e, para além de a confirmarem como muito fiável, concluíram que a melhor reprodutibilidade corresponde à posição “ $u_2$ ” (ver Figura 4.36).



**Fig. 4.36**

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Powel e Quaternmann (1997) demonstraram que em argilas moles as formas das curvas de dissipação de excessos de pressões neutras são muito semelhantes para as várias posições dos sensores, estando simplesmente deslocadas mas em relação às outras.

Assim, os valores de  $c_h$  deduzidos da solução de Houlsby e Teh eram muito semelhantes para as posições “ $u_1$ ” e “ $u_2$ ”, mas algo inferiores para “ $u_3$ ”.

Se se pretender seguir a interpretação da curva de dissipação em termos do quadrado do tempo, Teh (1987) propõe que se tome a inclinação (gradiente) da zona inicial rectilínea (“ $m$ ” na figura) e calcular  $c_h$  pela expressão seguinte:

$$c_h = \left(\frac{m}{M}\right)^2 \times \sqrt{I_r} \times r^2 \quad (4.41)$$

$M$  = gradiente correspondente à curva teórica de uma amostra de referência e localização do sensor determinado (valores na Tabela 4.5);

$m$  = gradiente medido na representação quadrática.

**Tab. 4.5** Valores padrões dos gradientes da curva quadrática de dissipação dos excessos de pressão neutra

Posição de filtro	Cone ( $u_1$ )	Cilindro-base do cone ( $u_2$ )	Cinco raios acima da base do cone
Gradiente “M”	1,63	1,15	0,62

O método da raiz quadrada é útil para ensaios de dissipação muito curtos, em que a pressão neutra inicial ( $u_i$ ) é dificilmente avaliável.

### Alguns condicionalismos à fiabilidade das soluções teóricas (1)

#### Avaliação da distribuição da pressão neutra inicial

As pressões neutras iniciais em torno do cone variam com o tipo e dimensão deste e ao longo do conjunto cone e cilindro.

Em argilas rijas fortemente sobreconsolidadas a variação da pressão neutra ao longo do conjunto cone-cilindro é especialmente elevada, podendo atingir valores negativos na zona cilíndrica. Antes da dissipação pode haver uma redistribuição local que pode resultar num crescimento de pressão acima do cone antes de começar a diminuir.

Sabe-se da importância que o valor da pressão neutra no tempo  $t=0$ , tem para a validação das análises teóricas. Para melhor definir o valor correcto da pressão neutra inicial, é essencial registar as pressões neutras em intervalos de tempo o mais curtos possíveis (este registo inicial é muito afectado por pela inércia dos sensores na posição “ $u_1$ ”).

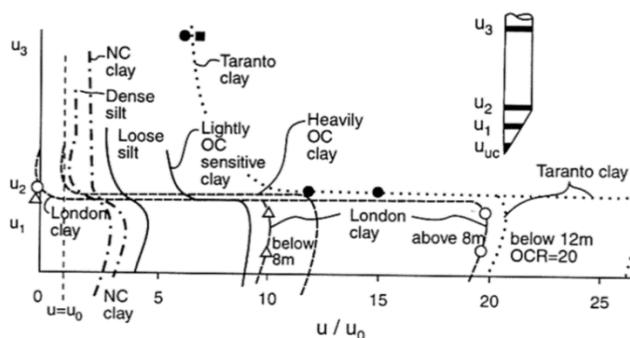


Fig. 4.37

Há grande benefício na reprodutibilidade das análises técnicas se se recorrer à estimativa de  $u_i$  a partir da projecção linear numa representação no gradiente do tempo (Powell e Quartermann, 1987).

### Alguns condicionalismos à fiabilidade das soluções teóricas (2)

#### Efeito da perturbação do solo na penetração

O efeito principal reside na alteração da permeabilidade do solo “amolgado” (geralmente diminui a permeabilidade), induzindo coeficientes de consolidação eventualmente menores. Mas nem sempre é assim, como é o caso de argilas duras fissuráveis.

Para ter em conta o efeito do posicionamento do cone no solo, deverá ter-se em conta que a leitura que se faz do coeficiente de consolidação estará MAIS PROXIMA DO SOLO NA SUA CONDIÇÃO NATURAL (SOBREADENSADA OU COM “AGEING”), PELO QUE SE RECOMENDA QUE SE CORRIJA QUANDO SE PRETENDE O VALOR EM CONDIÇÕES NORMALMENTE ADENSADAS:

$$c_h(NC) = \frac{C_s}{C_c} c_h(CPTU) \quad (4.42)$$

$$c_v = \left(\frac{k_v}{k_h}\right) \times \left(\frac{C_s}{C_c}\right) c_h(CPTU) \quad (4.43)$$

### Alguns condicionalismos à fiabilidade das soluções teóricas (3)

#### Influência mista da consolidação vertical e horizontal (anisotropia)

Embora se considere que a dissipação nas condições geométricas da figura seja eminentemente radial, há inevitáveis incertezas quanto à importância relativa de  $c_v$  e  $c_h$ . Esta importância depende da anisotropia do solo.

Em face das limitações e observações anteriores considera-se, em geral, que o coeficiente da consolidação é mais fiavelmente avaliado nas condições correspondentes à posição “ $u_2$ ” (que é o adoptado comercialmente).

Esquemática do processo recomendado para estimativa de  $c_h$ :

- representar a parte inicial da dissipação numa escala alargada, no logaritmo ou no quadrado do tempo, e estimar o valor de  $u_i$ ;
- definir  $u_0$  a partir de dados piezométricos ou níveis aquíferos estacionários, ou mesmo dos valores de pressão neutra após completa dissipação;
- representar a expressão da pressão neutra normalizada

$$U = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \quad (4.44)$$

- definir o tempo para 50% de dissipação ( $t_{50}$ );
- com o valor de  $t_{50}$  utilizar a formulação de Houlsby e Teh (1988) com expressão no quadro anterior; se não se possuir qualquer indicação de  $I_r$  estima um valor tipo entre 50 e 500;
- se a espera de dissipação não tiver sido suficientemente longa para se reconhecer com fiabilidade  $t_{100}$ , deve-se recorrer à metodologia alternativa de estimar  $c_u$  pela linearização quadrática da resposta inicial (método apresentado por Teh, 1987).

Os valores dos coeficientes de consolidação assim estimados estão, como foi referido, próximos de  $c_h$ , pelo que se se pretender fazer uma estimativa de  $c_v$  poderemos admitir uma proporção dos coeficientes de permeabilidade (admitindo que os coeficientes de compressibilidade são equivalentes nas duas direcções). Assim, obtém-se:

$$c_v = c_h \frac{k_v}{k_h} \quad (4.45)$$

sendo a relação entre os coeficientes permeabilidade estimada, por exemplo, pela tabela seguinte:

**Tab. 4.6** Gama da relação entre  $k_h$  e  $k_v$  *in situ* para argilas moles (Jamiolkowski et al, 1985)

Natureza da argila	$k_h/k_v$
Sem fábrica evidente, ou ligeira macro-fábrica; depósitos bastantes homogéneos	1 – 1,5
Razoável e substancial fábrica estabelecida, ex: argilas sedimentares com lenticulas descontínuas e camadas de material mais permeável	2 – 4
Argilas comprimidas e depósitos fortemente estratificados e permeáveis	3 – 15

### Coefficiente de permeabilidade (condutividade hidráulica)

Segundo Baligh e Levadoux (1980) o coeficiente de permeabilidade horizontal é estimado por:

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2,3\tau_{v0}} RR \times c_h \quad (4.46)$$

RR é a razão de compressão na zona sobreconsolidada, ou seja a deformação por ciclo logaritmico da variação da tensão efectiva na recompressão, podendo ser determinado em ensaios de consolidação em laboratório ( $0,5 \times 10^{-2} < RR < 2 \times 10^{-2}$ , segundo os autores).

Robertson et al. (1992) resumiram os dados disponíveis valores de  $k_h$  deduzidos dos ensaios de dissipação e de ensaios em laboratório específicos.

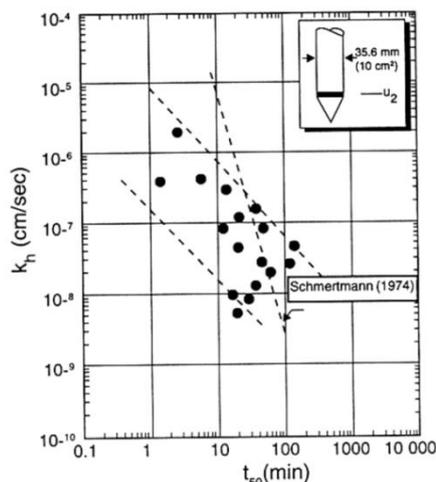


Fig. 4.48

Esta mesma é usada como guia para uma estimativa grosseira de  $k_h$  a partir de  $t_{50}$ . Também se pode estimar o valor do coeficiente de permeabilidade, através dos ábacos de classificação do tipo de solos – quadros

Tab. 4.7 Estimativa da permeabilidade (k) de um solo a partir da classificação de solos baseada nos parâmetros normalizados do CPT (ábaco de Robertson, 1990)

Zona	Tipo de comportamento do solo (descrição)	Zona do coeficiente ou permeabilidade, km (m/s)
1	Grão fino e muito sensíveis	$3 \times 10^{-9}$ a $3 \times 10^{-8}$
2	Solos orgânicos	$1 \times 10^{-8}$ a $3 \times 10^{-6}$
3	Argila	$1 \times 10^{-10}$ a $3 \times 10^{-9}$
4	Argila siltosa a argila	$1 \times 10^{-9}$ a $3 \times 10^{-8}$
5	Silte argiloso e argila siltosa	$1 \times 10^{-8}$ a $3 \times 10^{-7}$
6	Silte arenoso e silte argiloso	$1 \times 10^{-7}$ a $3 \times 10^{-6}$
7	Areia siltosa e silte arenoso	$1 \times 10^{-5}$ a $3 \times 10^{-6}$
8	Areia e areia siltosa	$1 \times 10^{-5}$ a $3 \times 10^{-4}$
9	Areia	$1 \times 10^{-4}$ a $3 \times 10^{-3}$
10	Areia cascalhenta e areia	$1 \times 10^{-3}$ a 1
11	Solo fino muito rijo	$1 \times 10^{-9}$ a $3 \times 10^{-7}$
12	Areia e areia argilosa muito rija	$1 \times 10^{-8}$ a $3 \times 10^{-6}$

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Tab. 4.8 Estimativa da permeabilidade ( $k$ ) de um solo a partir da classificação de solos baseada nos parâmetros normalizados do CPT (ábaco de Robertson, 1990)

Zona	Tipo de comportamento do solo (descrição)	Zona do coeficiente ou permeabilidade, km (m/s)
1	Grão fino e muito sensíveis	$3 \times 10^{-9}$ a $3 \times 10^{-8}$
2	Solos orgânicos	$1 \times 10^{-8}$ a $1 \times 10^{-6}$
3	Argilas	$1 \times 10^{-10}$ a $1 \times 10^{-9}$
4	Misturas siltosas	$3 \times 10^{-9}$ a $1 \times 10^{-7}$
5	Misturas arenosas	$1 \times 10^{-7}$ a $1 \times 10^{-5}$
6	Areias	$1 \times 10^{-5}$ a $1 \times 10^{-3}$
7	Areias cascalhentas e areias	$1 \times 10^{-3}$ a 1
8	Areia a areias argilosas muito rijas	$1 \times 10^{-8}$ a $1 \times 10^{-6}$
9	Solos finos muito rijos	$1 \times 10^{-9}$ a $1 \times 10^{-7}$

## Condutividade/fluxo (permeabilidade) do CPTu

A permeabilidade do solo ( $k$ ) pode ser estimada pelos ensaios de dissipação CPTu.

A dissipação da pressão neutra durante o CPTu é controlada pelo coeficiente de consolidação na direção horizontal ( $c_h$ ) que é influenciado pela combinação de permeabilidade do solo ( $k_h$ ) e compressibilidade ( $M$ ), como de seguida definido onde:

$$k_h = \frac{c_h \times \gamma_w}{M} \quad (4.47)$$

$M$  é o módulo confinado 1D e  $\gamma_w$  é o peso volúmico da água, em unidade compatíveis.

$k$  pode ser estimado através do CPTu combinado com uma estimativa de deformabilidade ( $M$ ) para obtenção de uma estimativa melhorada da permeabilidade.

A relação simplificada para o coeficiente de consolidação na direção horizontal ( $c_h$ ) é a função do tempo de 50% de dissipação para um cone com  $10 \text{ cm}^2$ , dada por:

$$c_h = 1,67 \times 10^{-6} \times 10^{(1-\log t_{50})} \text{ m}^2/\text{s} \quad (t \text{ em minutos}) \quad (4.48)$$

Combinado o módulo a 1D, dado pelas equações anteriores (i.e. resistência total do cone, ( $q_t - \sigma_{v0}$ ) em kPa e  $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$ ) é possível desenvolver um contorno de  $k$  versus  $t_{50}$  para diferentes valores de  $Q_m$  e  $\sigma'_{v0}$ .

Aplicado a solos finos, com processo de penetração não drenado (i.e.  $I_c > 2.60$ )

Mais recentemente, Robertson (2010b) apresentou uma estimativa direta do coeficiente de permeabilidade do solo ( $k$ ), por análise de correlações entre este parâmetro de condutividade e o índice de comportamento  $I_c$ , na linha de outros trabalhos (ex.: Cetin and Ozan, 2009) que exploraram a dependência deste coeficiente com o teor de finos, tendo expresso essas correlações na Figura (4.49).

Como base de cálculo, pode-se formular a condutividade hidráulica (o coeficiente de permeabilidade,  $k$ ) com os índice de comportamento  $I_c$ :

$$\text{Para: } 1.0 < I_c \leq 3.27, \quad \text{teremos: } k = 10^{(0.952 - 3.04 I_c)} \quad (\text{m/s}) \quad (4.48)$$

$$\text{Para: } 3.27 < I_c < 4.0, \quad \text{teremos: } k = 10^{(-4.52 - 1.37 I_c)} \quad (\text{m/s}) \quad (4.49)$$

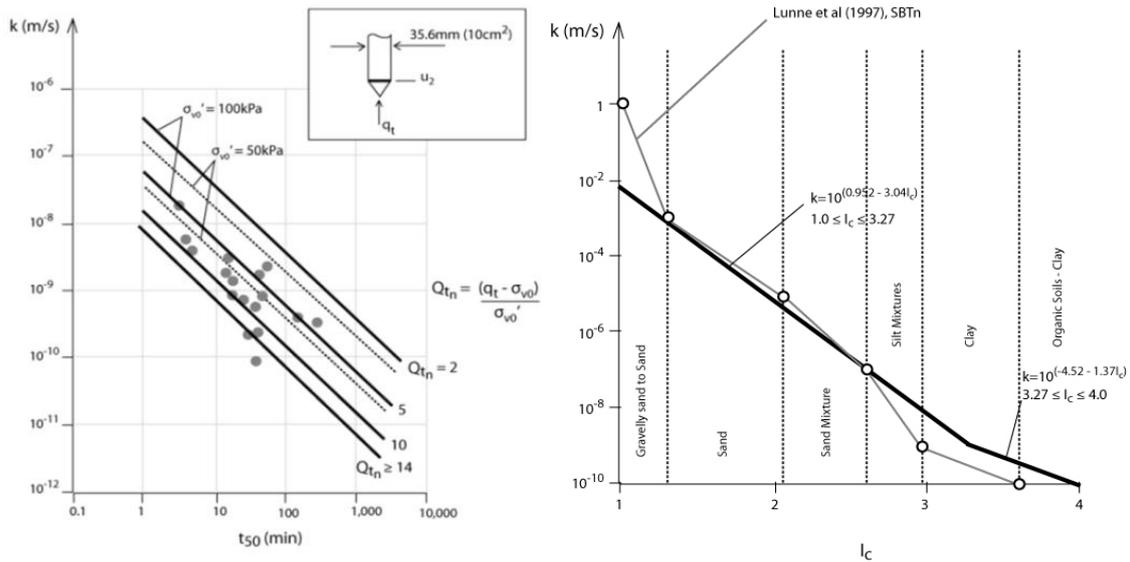


Figure 4.49. Variação proposta entre a permeabilidade ( $k$ ) e o índice de comportamento ( $I_c$ ), de acordo com a Robertson (2010b)

**O coeficiente de consolidação secundário**

Recentemente, dois trabalhos pioneiros com base em observação do comportamento de um grande depósito de grande dimensão na bacia sedimentar da lagoa de Veneza, em maciços constituídos por materiais silto-argiloso e silto arenosos protótipos, com instrumentação de precisão em profundidade (ver Figura 4.50), conduziu a duas propostas de estimativa do coeficiente de consolidação secundária definido como:

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log t} = \frac{\Delta e}{(1+e_p) \cdot \Delta \log t} = \frac{C_{\alpha}}{1+e_p} \tag{4.50}$$

Sendo  $e_p$  o valor do índice de vazios no início do ramo linear da relação semi-logarítmica  $e - \log t$ .

Os trabalhos de Bersan et al. (2012) e Tonni e Simonini (2013) apresentaram correlações entre a resistência de ponta normalizada,  $Q_m$ , e o coeficiente de consolidação secundária definido na equação (4.50), que resultam do tratamento dos resultados representados na Figura 4.51 e que denotam elevados elevados coeficientes de correlação ( $R^2$ ).

Dois equações foram propostas:

$$C_{\alpha e} = 0,03 \cdot (Q_{tn})^{-0,89} \tag{4.51}$$

$$C_{\alpha e} = 0,077 \cdot (Q_{tn})^{-1,11} \cdot \left[ 1 + \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \right]^{-0,74}, \text{ com } \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} > -1 \tag{4.52}$$

Sendo esta última mais complexa, para ter em conta excessos de pressões neutras ainda não dissipados aquando da penetração do cone e início da consolidação secundária. Esta formulação é mais significativa quando se está perante solos intermediários, ou seja, nem totalmente drenantes (areias, etc) nem não drenantes (argilas...) durante a penetração

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

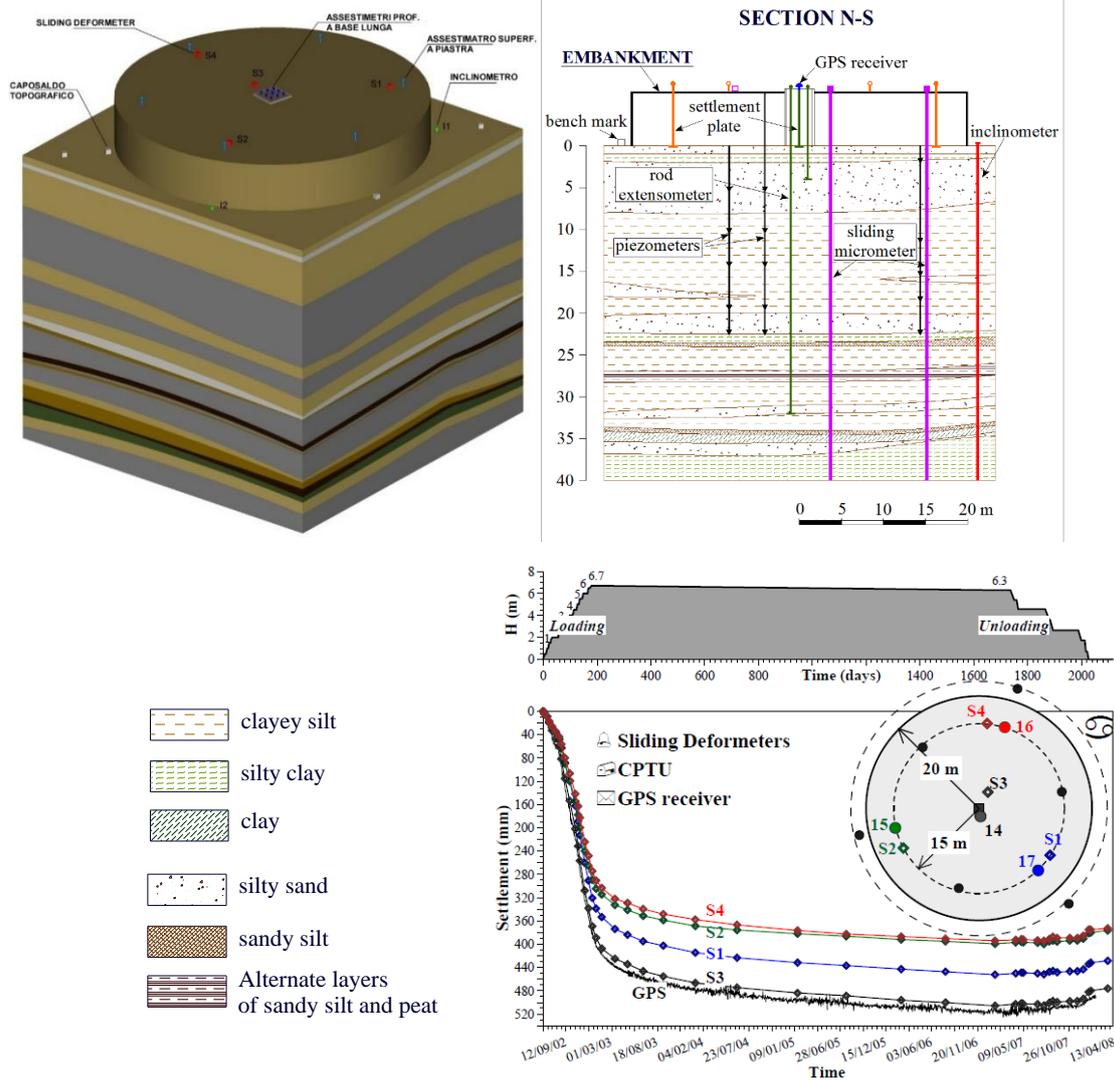


Figure 4.50. Protótipo de Treporti (Venezia): a) Modelo geotécnico e instrumentação de deformações; b) assentamentos para longa duração à suerfície (Bersan et al. 2012)

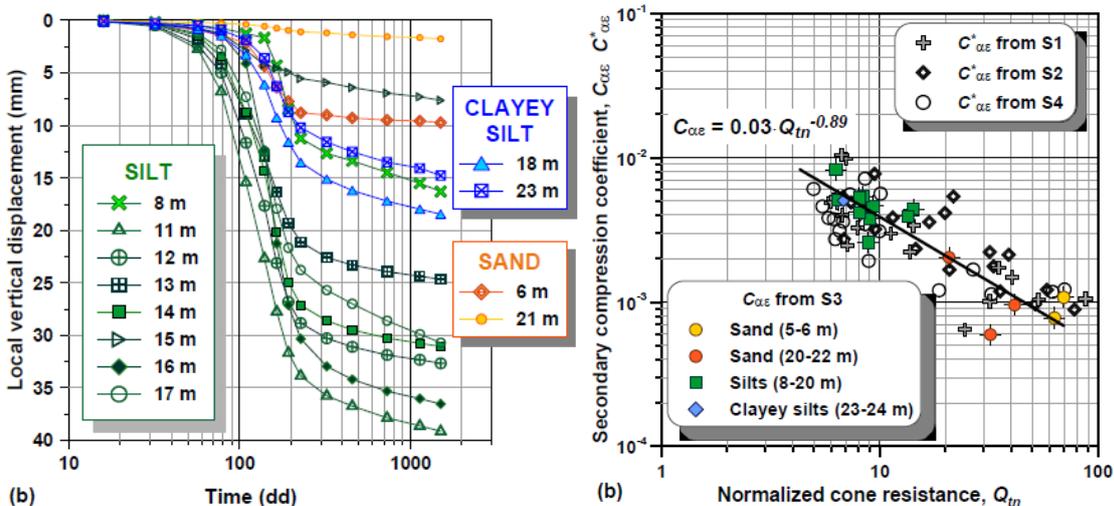


Figure 4.51. Resultados do ensaios em Treporti: a) Deslocamentos verticais no tempo em profundidade; b) correlações entre  $Q_{tn}$ , e  $C_{\alpha\epsilon}$  vários tipologias de solos (Tonni e Simonini, 2013)

### Carregamentos Drenados e Não Drenados no CPTu

#### SOLOS INTERMÉDIO S- PARCIALMENTE DRENADOS

Uma velocidade de penetração do cone ( $v$ ), para certo diâmetro do cone ( $d_c$ ) e um valor derivado do coeficiente de consolidação do solo ( $c_h$ ) incorre em condições distintas de drenagem, que pode ser equacionada por:

$$V = v \frac{d_c}{c_h} \quad (4.53)$$

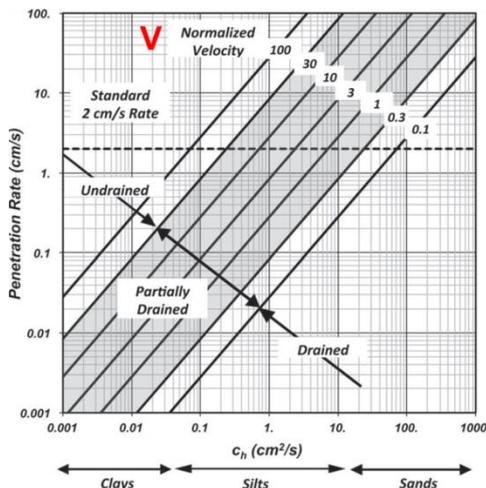


Fig. 4.50 De Jong et al. 2012- ISC'4

#### Condutividade/fluxo (permeabilidade) do CPTu

O grau de consolidação (adensamento) na penetração do cone depende da taxa de penetração ( $v$ ), do diâmetro do cone ( $d_c$ ) e coeficiente de consolidação do solo ( $c_h$ ). Pode ser utilizado para obter a taxa de penetração normalizada adimensional.

$$V = v \frac{d_c}{c_h}$$

A transição de penetração em condições completamente drenadas para parcialmente drenadas ocorre para  $V \sim 0,1-1$  enquanto de parcialmente drenadas para não drenadas ocorre  $V \sim 10$  (outros autores apontam para  $V \sim 5$ ). Um CPT com um cone de  $10 \text{ cm}^2$  a penetrar com uma velocidade  $20 \text{ mm/s}$ , penetração não drenada pode ser expectável em solos com valores  $c_h$  inferiores a  $7 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  (se  $V=10$ )

Kim et al (2010) mostrou que a resistência do cone não varia para  $V > 1$ , correspondente a um  $c_h \sim 7 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ . Baseado na relação  $t_{50}$  e  $c_h$ , isto corresponde a um fator  $t_{50} < 0,5 \text{ min}$  (30 s).

Por isso, um método simples para avaliar se a penetração CPT está a ocorrer em condições não drenadas ou parcialmente drenadas é efetuar um ensaios de dissipação.

- Se  $t_{50} > 30$  segundos, a penetração é não drenada e a resistência do cone pode ser utilizada para estimar a resistência não drenada do solo .
- Se  $t_{50} < 30$  segundo, a resistência do cone medidas pode ser ligeiramente superior devido às condições de drenagem parcial.

## Parte 5

# CPT/CPTU/SCPT para Avaliação de Risco de Liquefação e comportamento Pós-Liquefação



Ruptura de barragens de resíduo de cobre (material silto arenoso, ÑP)(Cerro Negro, Chile, 2003)

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

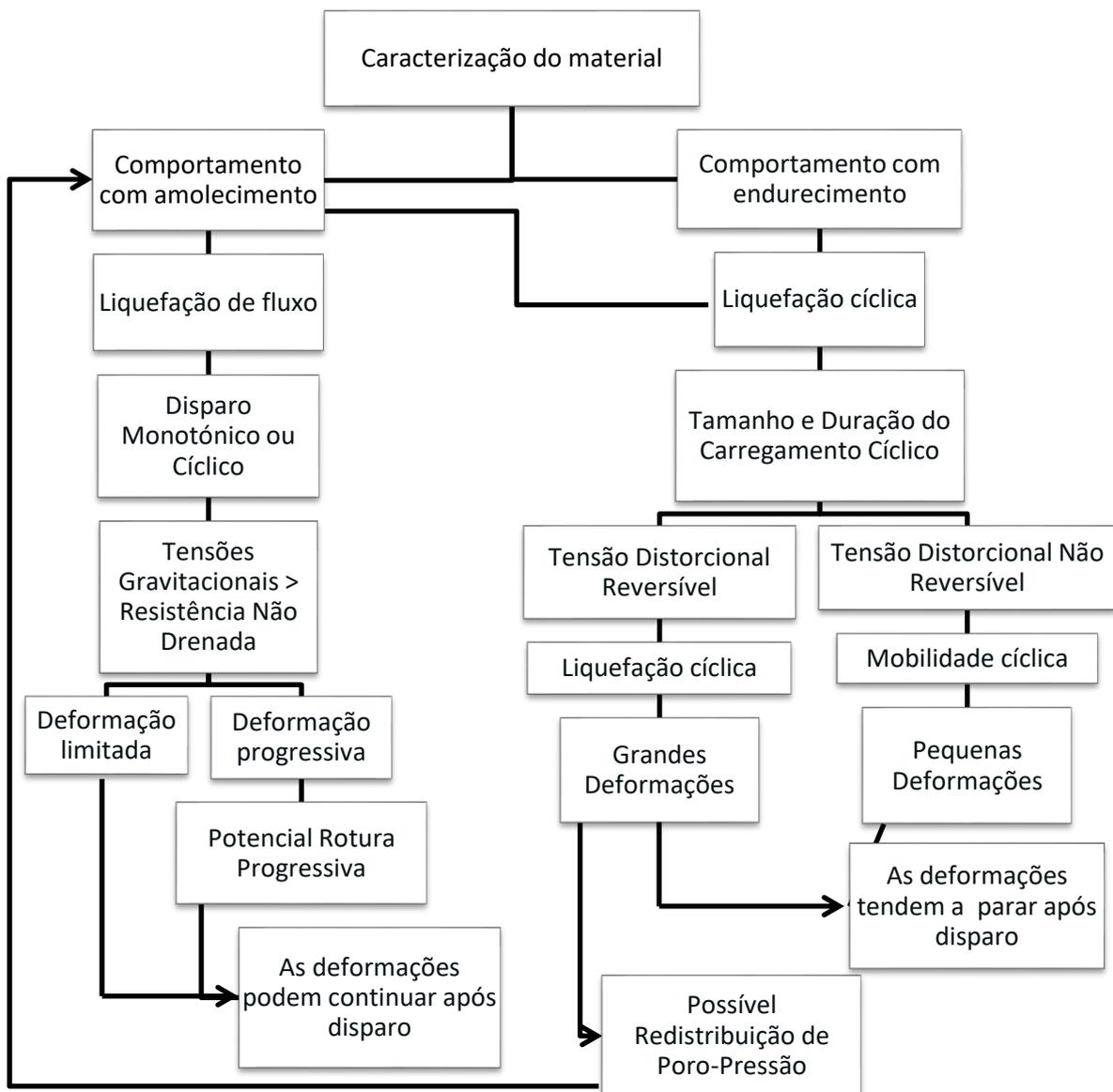
## Como lidar com a liquefação?

Deve haver uma distinção entre

Liquefação devido às cargas cíclicas, onde tensão efetiva pode chegar a zero durante o carregamento cíclico resultando numa perda de rigidez do solo (liquefação cíclica).

Liquefação devido à progressão de deformação com a resultante perda de resistência ao corte (fluxo ou escoamento). Fluxo de liquefação pode também ser referida como liquefação estática (e.g., Jefferies e Been, 2006).

Robertson e Wride (1998) apresentam uma chave dicotómica simplificada que ajuda na avaliação da liquefação.



Robertson e Wride 1998

### Fluxo por liquefação pelo CPTU

Pode acontecer através do carregamento cíclico e estático, logo o termo fluxo pode ser utilizado em ambos os casos. Pode ocorrer em qualquer solo saturado ou perto da saturação tal como areias sem coesão, siltes ou argilas sensíveis.

Para a rotura de uma estrutura de solo, talude ou aterro, um suficiente volume de material deve ser liquefeito.

O colapso pode ser um escorregamento de fluido dependendo das características do solo e respetiva geometria

Os movimentos devem-se aos esforços de gravidade-induzida que podem acontecer após a materialização do mecanismo de liquefação.

A avaliação da suscetibilidade do fluxo por liquefação é controlado pela avaliação do potencial de uma solos sofrer solicitações de corte não drenadas.

- Areias soltas e argilas muito sensíveis podem experimentar perdas de resistência abruptas para pequenas deformações de corte resultando numa baixa resistência ao corte;
- Argilas naturais de alto-PI podem experimentar perda de resistência, são tendencialmente mais dúcteis com perda de resistência gradual para grandes gradientes de deformação;
- Solos coesivos com deformações de resistência de pico 5% maiores que a perda gradual de resistência pós-pico, têm pouca probabilidade de sofrerem fluxos por liquefação.

Então,

O Elemento-chave na identificação da suscetibilidade de fluxos por liquefação é a identificação de partículas grosseiras em estado solto (areias, siltes arenosos, areias siltosas) e solos finos muito sensíveis (siltes, siltes argilosos, argilas siltosas e argilas).

No senso comum. Solos do lado seco do crítico ( $\psi < 0$ ) serão dilatantes e terão maiores deformações em corte não drenado, Enquanto solos do lado húmido do crítico ( $\psi > 0$ ) serão contrativos e terão poucas deformações em corte não drenado.

Tem vindo a ser observado que um solo com um parâmetro de estado de 0,05, deforma mais e perde resistência sob corte não drenado

Para projetos comuns, a definição de uma região no CPT que representa o parâmetro de estado de 0,05 ajuda a identificar a suscetibilidade de fluxo por liquefacção

Seguidamente, é possível identificar uma área no ábaco, baseada na representação  $Q_m - F_r$ , a fronteira entre a resposta dilatante e contrativa do solo.

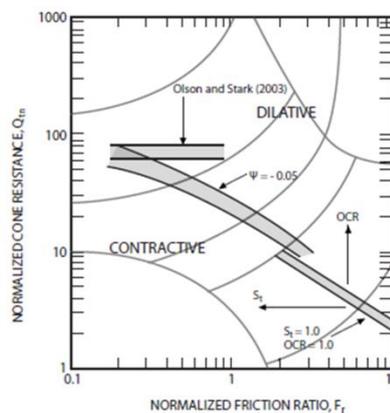


Fig. 5.1

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Robertson e Wride (1998) sugerem um fator corretivo para a resistência de cone normalizada em areias siltosas para uma areia limpa equivalente  $Q_{m,cs}$  utilizando a seguinte expressão:

$$Q_{tn,cs} = K_c \times Q_{tn} \quad (5.1)$$

Onde  $K_c$  é um fator correção, antes apresentado (eq.3.8b), que representa uma função das características dos grãos combinadas com a influência do teor em finos (FC), mineralogia e plasticidade do solo que pode ser estimada utilizando  $I_c$  da seguinte forma:

se  $I_c < 1,60$ ,  $K_c = 1,0$

se  $1,60 < I_c < 2,60$ ,  $K_c = 1,7793I_c^3 - 8,4301I_c^2 + 14,386I_c - 7,7282$

sendo que para se  $I_c > 2,60$  a razão deixa de ter sentido (solos argilosos)

Os contornos podem ser definidos pela resistência do cone de uma areia limpa equivalente,  $Q_{m,cs}$ , num gráfico CPT SBT.

Os contornos de  $Q_{m,cs}$  seguem uma tendência semelhante de uma fronteira dilatante-contrativa definida pela figura anterior...

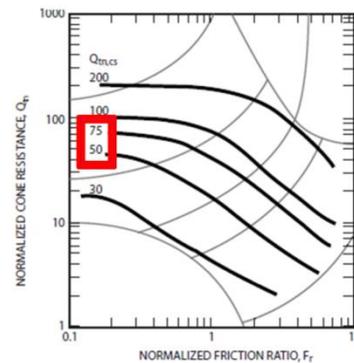


Fig. 5.2

Um valor de  $Q_{m,cs}$  entre 50 e 70 representa a fronteira entre o estado dilatante-contrativo para uma grande variedade de solos.

Em síntese, Robertson 2009 apresentaram um resumo do gráfico CPT/SBT  $Q_m-F_r$  para identificar zonas de liquefação potencial e/ou perda de rigidez como demonstra a figura

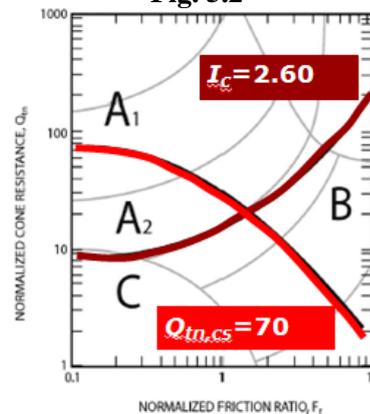


Fig. 5.3

A fronteira ( $I_c=2,60$ ) é definida entre as zonas A1 e A2 e zonas B e C, sendo aproximadas pelo  $I_{c\_CPT}$ .

A fronteira entre as zonas A1 e B e Zonas A2 e C pode ser definida por  $Q_{m,cs}=70$

**Zonas A1 e A2 de solos sem coesão, predominam areias:** é apropriada a utilização de bases de dados históricas do CPT baseadas em correlações de liquefação cíclica (Youd et al. 2001, Robertson&Wride, 1998).

**Zonas A1 e A2 são suscetíveis a liquefação cíclica,** sendo os solos soltos da zona A2 mais suscetíveis à perda de resistência e fluxo de liquefacção.

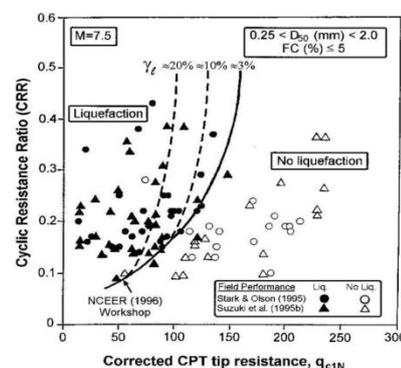


Fig. 5.4 Youd et al. 2001, Robertson&Wride, 1998

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

**Zonas B e C:** solos finos, predominantemente argilas, suscetíveis ao amolecimento cíclicos, com acumulação de deformação se as solicitações sísmicas/cíclicas forem suficientemente elevada; os solos mais moles na Zona C podem ser mais sensíveis e suscetíveis a grandes perdas de resistência e possível fluxo por liquefação.

## Avaliação da resistência ao corte pós-liquefação

Os casos históricos mostram que quando a queda de resistência de um solo ocorre, os colapsos são normalmente rápidos, ocorrem com pouco aviso, e as deformações resultantes são muito grandes.

Os eventos que despontam os colapsos podem ser pequenos e irão ocorrer se os solos forem suscetíveis à perda de resistência. Com efeito, a gestão de risco das estruturas de solo é efetuada após a avaliação da suscetibilidade e resultante resistência ao corte do solo liquefeito.

Existe uma relação teórica entre o parâmetro de estado e o rácio da resistência do solo liquefeito  $s_{uliq} / \sigma'_{vo}$  (Jefferies e Been 2006).

A resistência de penetração normalizada para a areia limpa equivalente  $Q_{tn,cs}$  é equivalente ao parâmetro de estado, valores de  $Q_{tn,cs}$  são comparáveis com  $s_{uliq} / \sigma'_{vo}$  para os casos históricos (Robertson, 2010)

Robertson (2010) propôs um limite inferior para a relação entre a resistência do solo liquefeito e a resistência de penetração normalizada para a areia limpa equivalente que evita a necessidade de extrapolação baseada na base de dados de casos históricos.

Quando os solos tendem a endurecer durante o corte não drenado, a resistência ao corte não drenada irá tipicamente exceder a resistência drenada, apesar de limitada pela cavitação. O limite será o corte drenado em corte simples.

(O valor triaxial pode ser maior):  $\tau / \sigma'_{v0} = \tan \phi'$

Por isso, para  $Q_{tn,cs} > 70$ ,

## Uma estimativa conservadora do rácio da resistência não drenada

$$\tau / \sigma'_{v0} = 0,4 - 0,5$$

O gráfico mostra a melhor estimativa de valores para os rácios resistência ao corte liquefeita e a média dos valores da resistência de penetração para a areia limpa equivalente para as Zonas A e casos históricos B. Limite inferior proposto para a relação  $s_{uliq} / \sigma'_{vo}$  é incluído

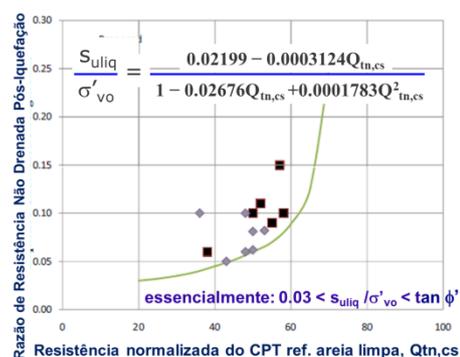


Fig. 5.5

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Avaliação da resistência ao corte liquefeita

Uma NOTA: A relação proposta pode ser conservativamente baixa em **argilas sensíveis**, onde o rácio de resistência ao corte do solo remexido *pode* ser definido como:

$$\frac{S_{u(r)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{f_s}{\sigma'_{v0}} = \frac{F_r \times Q_{tn}}{100} \quad (5.2)$$

Isto é, a resistência a corte remexida para a maior parte dos solos argilosos é aproximadamente igual à resistência lateral do CPT,  $f_s$ .

### Estimativa de Deformações Pós-sismos a partir do CPT

#### Assentamentos Verticais

- Deformações volumétricas acumuladas (Zhang, Robertson & Brachman, 2002)

A aproximação baseada no CPT na estimativa da liquefação, que induz assentamentos em locais com solos arenosos e siltosos, é combinada com resultados de ensaios laboratoriais.



Fig. 5.6 Kobe Earthquake, 1995



Fig. 5.7 Shinkiba



Fig. 5.8 Urayasu



Fig. 5.9 Ichikawa



Fig. 5.10 Chiba

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Escorregamentos laterais

- Deformações de corte acumuladas
  - Influência da geometria e profundidade (Zhang, Robertson & Brachman (2004))

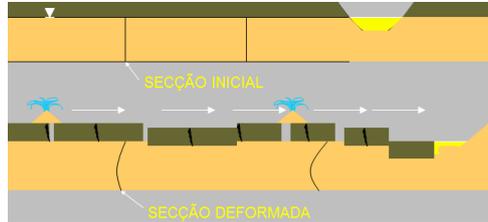


Fig. 5.11

### Assentamentos verticais (Zhang, Robertson & Brachman, 2002)

- Baseados em extensos resultados laboratoriais (Ishihara and Yoshimine, 1992);
- Ligações com o CPT (densidade relativa) e fator de segurança para deformações volumétricas para areias limpas;
- Aplica a aproximação CPT 'areia limpa equivalente' no encontro de perfis de deformações volumétricas convertidas em assentamentos.

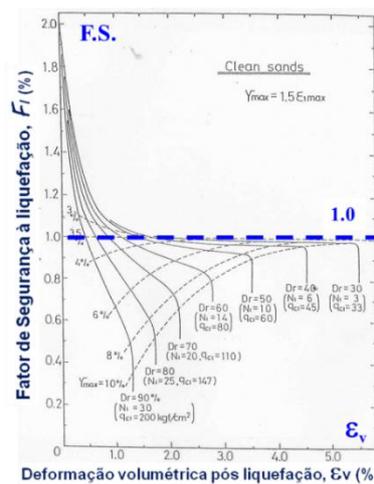


Fig. 5.12 Ishihara and Yoshimine (1992)

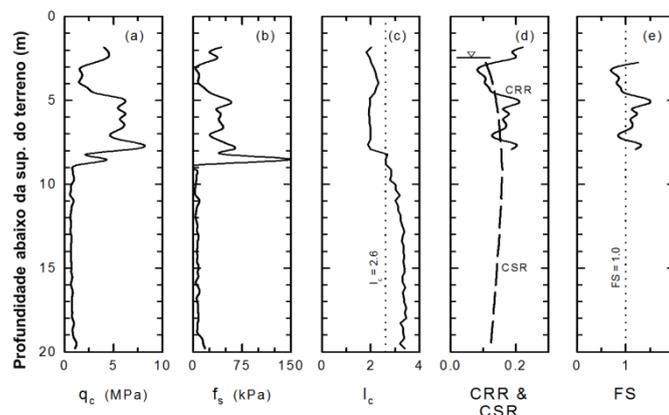
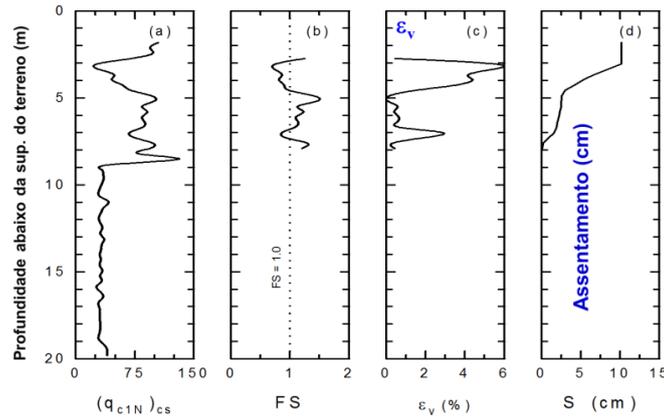


Fig. 5.13 Estimando o potencial de liquefação – método CPT Robertson and Wride (1998)

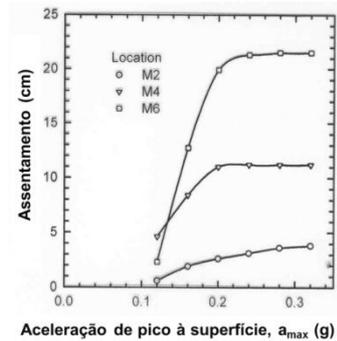


**Fig. 5.14** Estimando os assentamentos induzidos por liquefação  
Zhang, Robertson & Brachman (2002)

**Avaliação dos assentamentos pelo CPT**

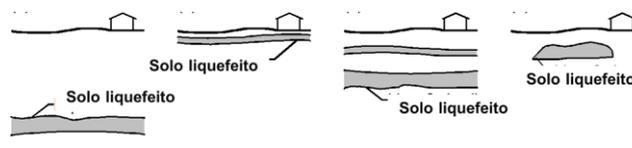
- Zhang et al. (2000) mostraram:
  - Bons resultados quando aplicados aos casos históricos de Distrito de Marina (1998) e Ilha Treasure (1998);
  - A importância de pequenos estratos em zonas de transição;
  - A importância dos efeitos 3D;
- Lee et al. (2000) mostraram:
  - Bons resultados quando aplicados aos casos históricos de Taiwan (1999)

Influência da superfície de aceleração de pico no cálculo do assentamento em três localidades no Distrito de Marina



**Fig. 5.15**

Quatro casos hipotéticos que mostram a importância do 3D na distribuição das camadas liquefeitas



**Fig. 5.16**

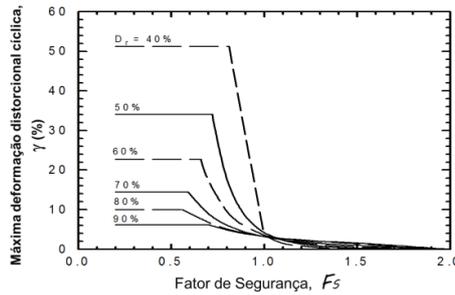
**Escorregamentos laterais (Zhang, Robertson & Brachman, 2004)**

- Baseados em extensos resultados laboratoriais;
- Ishihara and Yoshimine (1992);
- Ligações com o CPT (densidade relativa) e fator de segurança para deformações volumétricas para areias limpas;
- Aplica a aproximação CPT ‘areia limpa equivalente’ no encontro de perfis de deformações volumétricas – Índice de deformabilidade lateral (LDI);

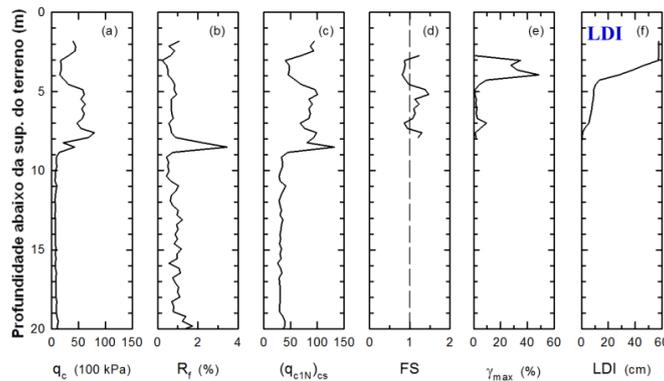
# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

- Ajustamento LDI (baseado em casos históricos) para a geometria do terreno.

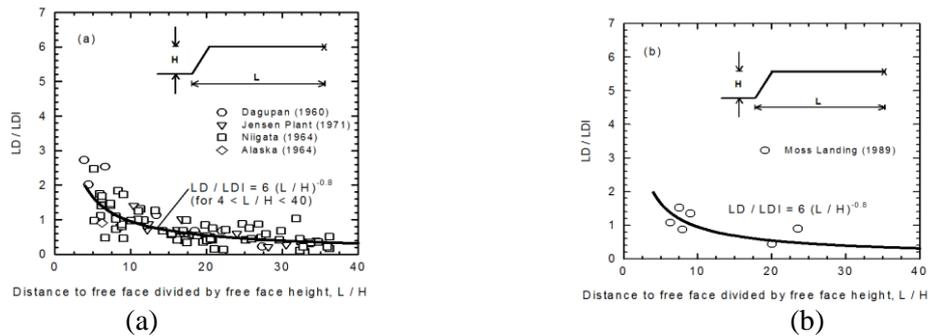


**Fig. 5.17** Relação entre a máxima deformação de corte e fator de segurança para diferentes densidades relativas  $D_r$  para areias limpas (Ishihara e Yoshimine, 1992)



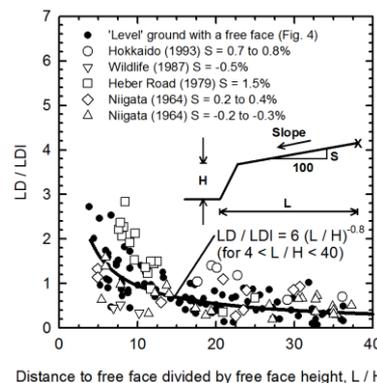
**Fig. 5.18** Estimando a liquefação por descolagem lateral Zhang, Robertson & Brachman (2004)

Rácio da deformação lateral medida LD e índice de deformação lateral LDI versus  $L/H$  para casos históricos disponíveis com terreno plano e face livre:



**Fig. 5.19** (a) Base de dados SPT; (b) Base de dados CPT

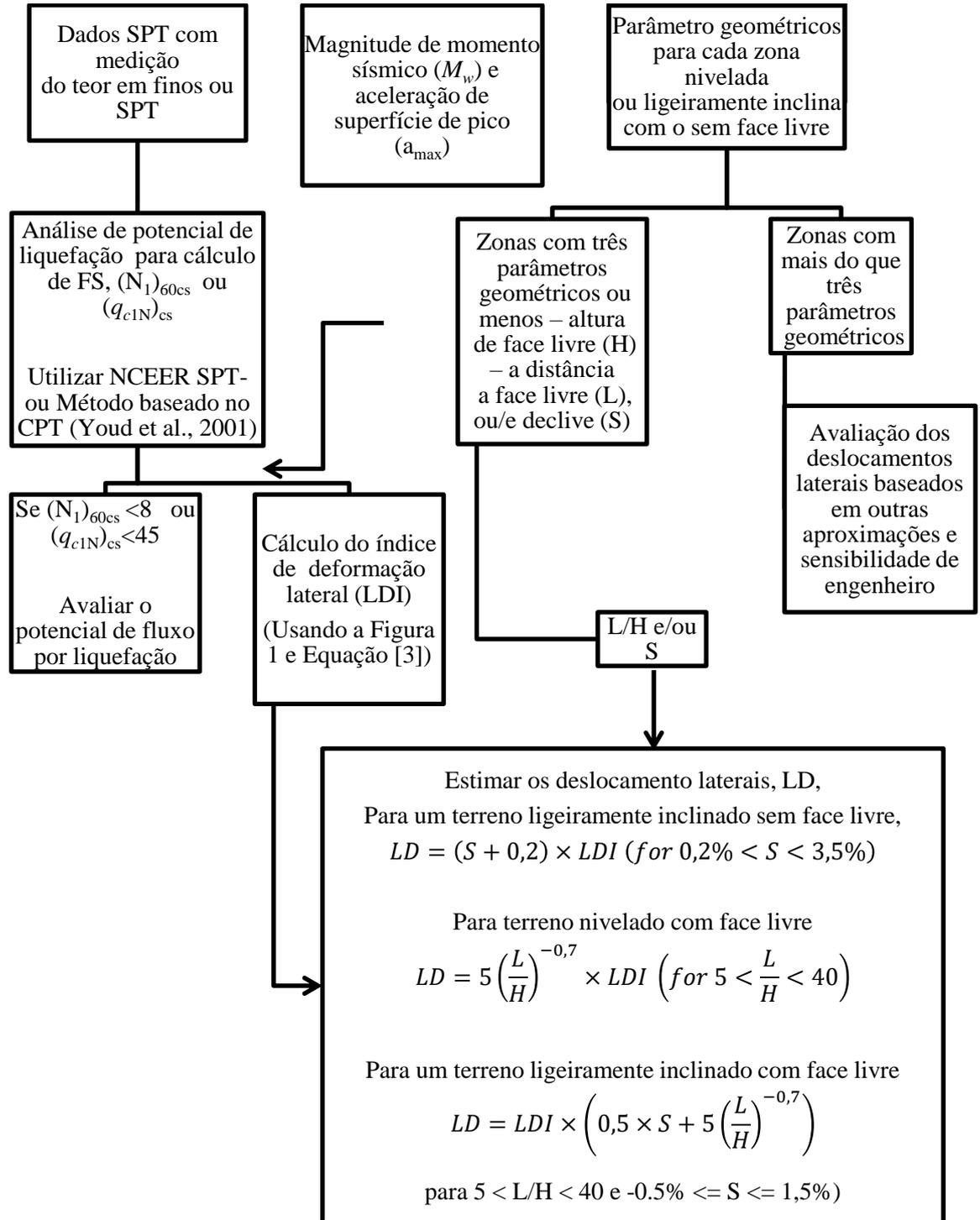
Rácio da deformação lateral medida LD e índice de deformação lateral LDI versus  $L/H$  para casos históricos disponíveis em solos nivelados e ligeiramente inclinados com face livre.



**Fig. 5.20.** Chave dicotómica para estimar a liquefação induzida pelos descolamentos laterais – método CPT (Zhang, Robertson & Brachman, 2004)

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície



## Parte 6

# DOIS CASOS DE APLICAÇÃO

## Porto (PT) e São Paulo (BR)

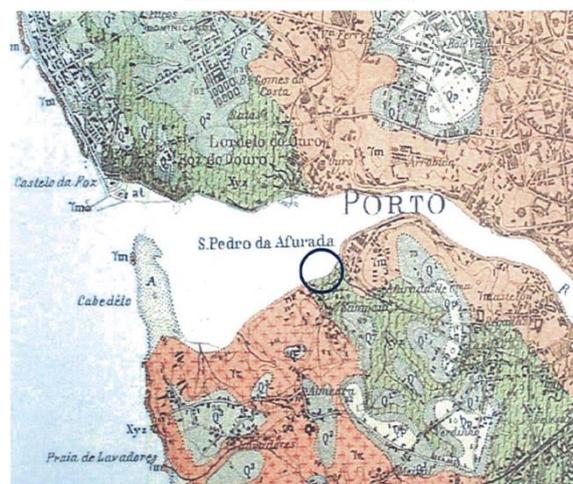
**1º Caso: Marina de Gaia – Ensaios CPTU**  
**Localização:** Porto, Portugal

Na margem esquerda do rio Douro próximo da foz onde um pequeno porto de recreio foi construído.



Extracto da Carta Geológica de Portugal, Folha 9 C - Porto, na escala 1:50.000

(Representação gráfica sem escala associada)



Migmatitos, gneissos, mica-xistos, xistos lúcentes, etc.

Fig. 6.1

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Ensaio SPT indicaram solos moles até 15 m de profundidade.

A primeira solução de projeto era muito pesada incluindo colunas de brita e blocos.

Assim, o objetivo era avaliar as propriedades mecânicas do solo de fundação de forma a desenvolver uma solução mais económica.

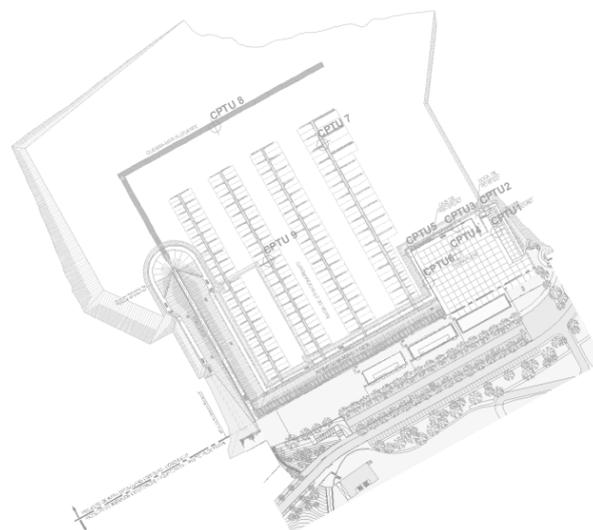


Fig. 6.2

## Marina de Gaia – A Abordagem Unificada de Robertson

A abordagem unificada foi proposta por Robertson (2009) com o objetivo de permitir aos engenheiros geotécnicos a interpretação de resultados do cone-penetrómetro estático (CPT ou CPTU, ou ainda SCPT) de uma forma mais abrangente e para uma maior gama de solos.

$$I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (\log F + 1,22)^2]^{0,5} \quad (6.1)$$

### Parâmetros normalizados

$$F = \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0}) \times 100} \quad (6.2)$$

$$Q = \left[ \frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \right] \times \left[ \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right]^n \quad (6.3)$$

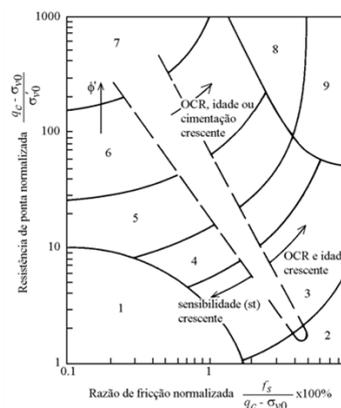


Fig. 6.3

n depende do tipo de solo

$$n = 0,381(I_c) + 0,05(\sigma'_{v0}/P_a) - 0,15 \rightarrow \text{Processo iterativo}$$

n = 1,0 para argilas

n = 0,5 para areias

Zona	Comportamento tipo do solo	I <sub>c</sub>
1	Solos finos sensíveis	N/A
2	Solos orgânicos	> 3,6
3	Argilas e argilas siltosas	2,95 – 3,60
4	Misturas siltosas – siltes argilosos a argilas siltosas	2,60 – 2,95
5	Misturas arenosas – areias siltosas a siltes arenosos	2,05 – 2,60
6	Areias a areias siltosas	1,31 – 2,05
7	Areias com cascalho a areias	<1,31
8	Areias muito compactas a areias argilosas*	N/A
9	Solos finos muito duros*	N/A

\* Fortemente sobreconsolidados ou cimentados

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Obtenção dos perfis do solo

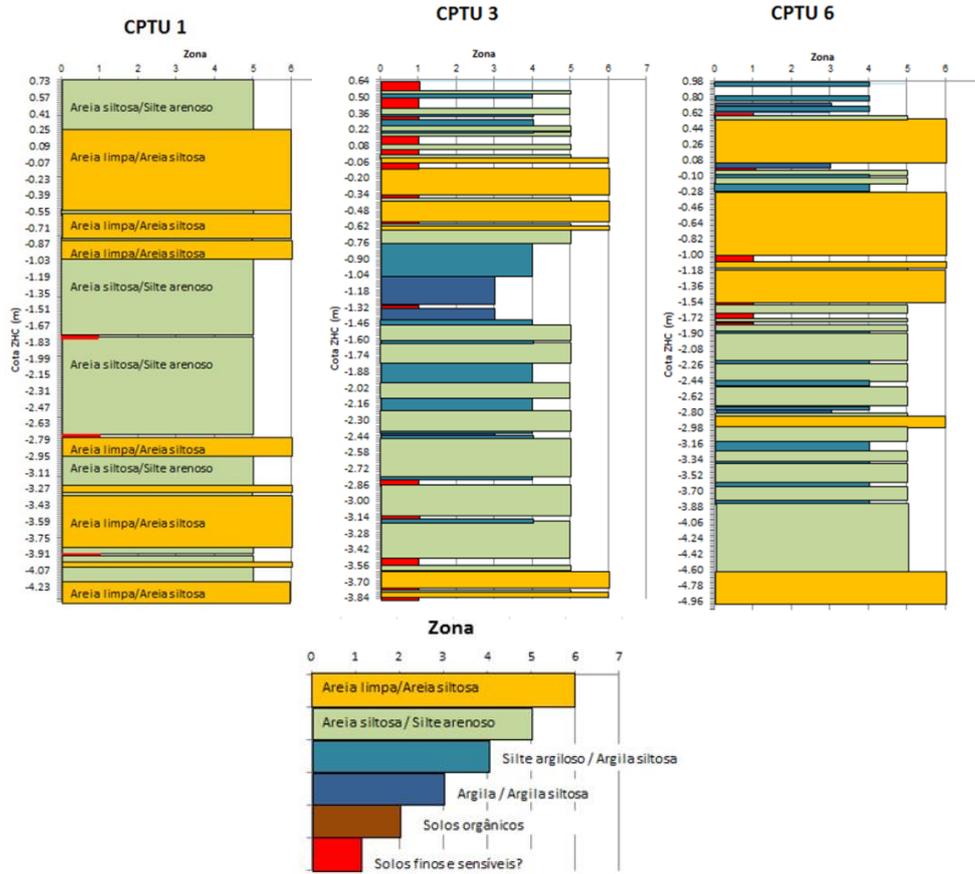


Fig. 6.4

### Marina de Gaia – Parâmetros de projeto

Parâmetros de resistência – ângulo de resistência ao corte  $\phi'$

– Primeira abordagem

$$\phi'_{pico} = \phi'_{cv} + 46\psi \quad (6.4)$$

Parâmetro de estado (Been and Jefferies, 1985)

$$\psi = 0,485 - 0,314 \log Q_{tn,cs} \quad (6.5)$$

– Segunda abordagem

$$\phi' = \phi'_{cv} + 14,44 \log Q_{tn,cs} - 22,31 \quad (6.6)$$

onde,

$$Q_{tn,cs} = K_C \times Q \quad (6.7)$$

se,  $I_c < 1,64$        $K_C = 1,0$

se,  $I_c > 1,64$        $K_C = 5,581I_c^3 - 0,403I_c^4 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88$

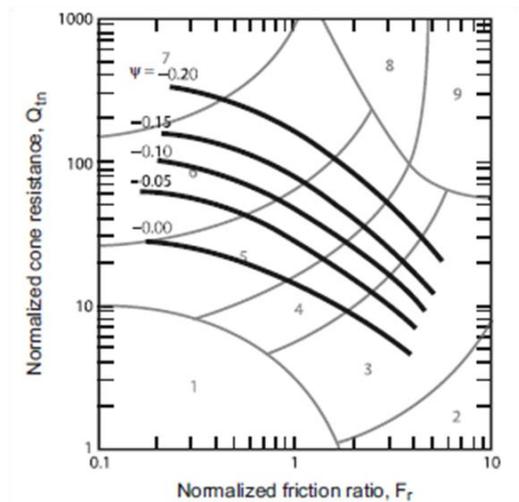


Fig. 6.5

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

– Terceira abordagem

$$\phi' = 17,6^\circ + 11,0 \log q_{t1} \quad \text{Apenas se } 1.8 < I_c < 2.2$$

Parâmetros de deformabilidade – módulo de distorção máximo  $G_0$

$$G_0 = \alpha_G (q_t - \sigma_{v0}) \quad \rightarrow \quad \alpha_G = \frac{\rho}{p_a} \alpha_{vs} \quad \rightarrow \quad \alpha_{vs} = 10^{(0,55I_c + 1,68)}$$

Para  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$$G_0 = 0,0188 \times 10^{(0,55I_c + 1,68)} \times (q_t - \sigma_{v0}) \quad (6.8)$$

Stiffness degradation with strain level



$$E_0 = 2(1 + \nu)G_0$$

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left( \frac{q}{q_{ult}} \right)^g \quad \text{Fahey e Carter, 1993}$$

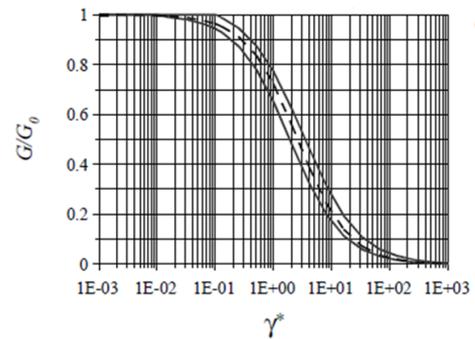


Fig. 6.6

Fahey e Carter (1993) e Mayne (2005) sugeriram valores de  $f=1$  e  $g=0,3$  para solos não cimentados ou estruturados. Assim, para níveis de tensão de 0,2 a 0,3 o ratio  $G/G_0$  é de 0,30 a 0,38.  $\rightarrow E = 0,8 G_0$

Na primeira solução a cortina estava prevista para ser executada em estacas-prancha pelo que se assumiu um valor mais conservativo de 0.5 para esta relação.

### Marina de Gaia – Exemplo CPTU 1

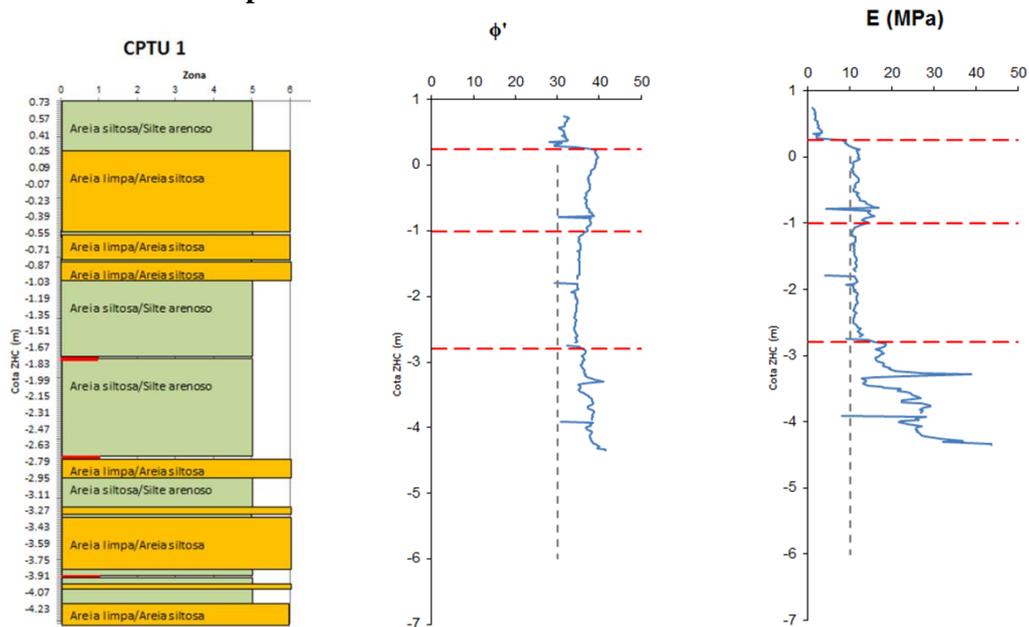


Fig. 6.7

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Cota ZHC (m)	Tipo de solo	Parâmetros	
		$\phi'$ (°)	E (MPa)
até 0,77	Água		
(0,77 ; 0,25)	Areia siltosa / Silte arenoso	31,4	2,1
(0,25 ; -1,01)	Areia limpa / Areia siltosa	37,8	11,8
(-1,01 ; -2,79)	Areia siltosa / Silte arenoso	34,8	11,3
(-2,79 ; -4,37)	Areia siltosa	37,3	22,7

### Marina de Gaia – Exemplo CPTU 3

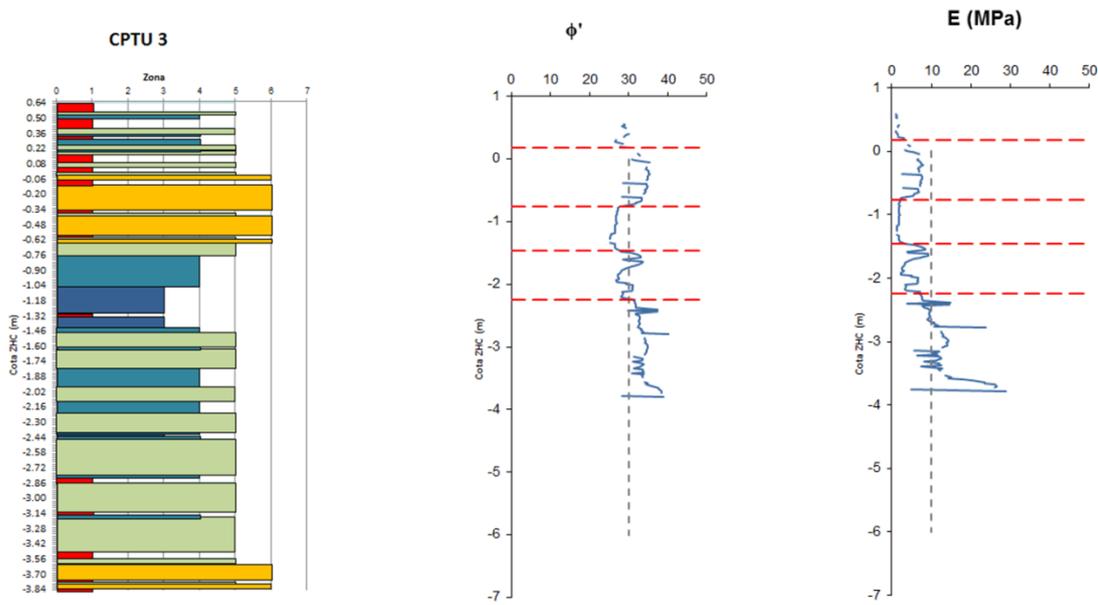


Fig. 6.8

Cota ZHC (m)	Tipo de solo	Parâmetros	
		$\phi'$ (°)	E (MPa)
(0,74 ; 0,18)	Silte argiloso / Argila siltosa	28,6	1,3
(0,18 ; -0,76)	Areia siltosa / Silte arenoso	33,5	6,2
(-0,76 ; -1,46)	Argila	26,6	1,8
(-1,46 ; -2,24)	Silte argiloso / Argila siltosa	29,7	4,9
(-2,24 ; -3,84)	Areia siltosa / Silte arenoso	33,8	12,4

### 1º Caso: Marina de Gaia – Exemplo CPTU 6

Cota ZHC (m)	Tipo de solo	Parâmetros	
		$\phi'$ (°)	E (MPa)
(1 ; 0,54)	Silte argiloso / Argila siltosa	28,3	1,2
(0,54 ; 0,04)	Areia limpa / Areia siltosa	35,0	6,8
(0,04 ; -0,28)	Silte argiloso / Argila siltosa	27,5	2,2
(-0,28 ; -1,60)	Areia limpa / Areia siltosa	35,8	13,0
(-1,60 ; -2,74)	Areia siltosa / Silte arenoso	28,7	5,1
(-2,74 ; -4,62)	Muito heterogêneo com argila	29,1	6,8
(-4,62 ; -5,04)	Areia siltosa / Silte arenoso	36,4	22,4

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

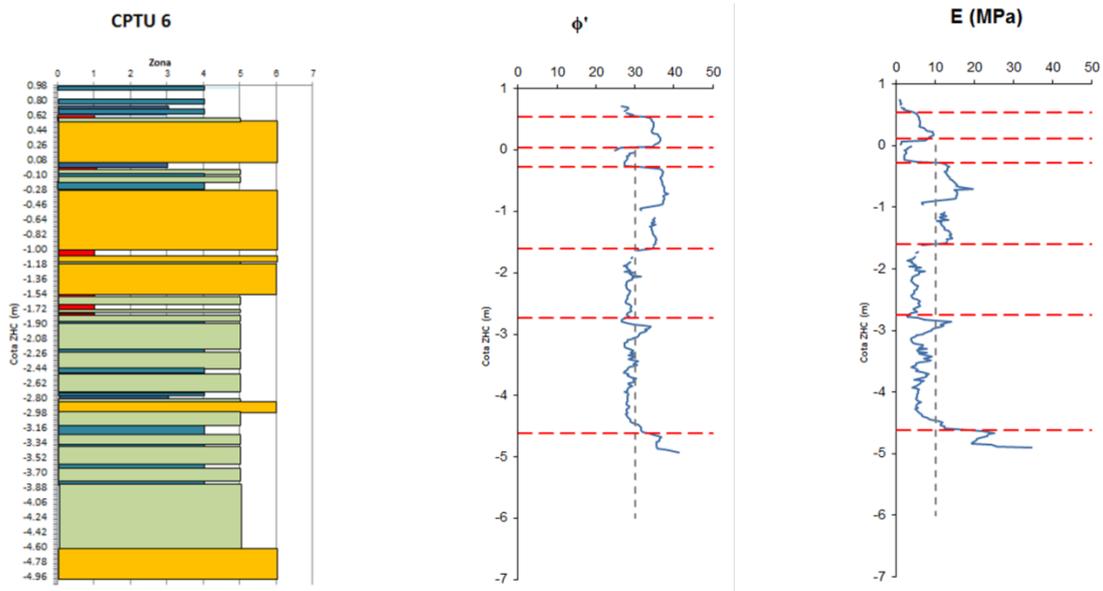


Fig. 6.9

### Marina de Gaia – Solução final

A solução final consistiu na execução de uma cortina frontal de estacas de betão, ligada com vigas de betão armado a estacas intermédias pontuais, posicionadas a 5,60m do eixo da cortina frontal, e a um muro de betão em forma de L, recuado e assente num prisma de fundação em enrocamento.



Fig. 6.10

### Marina de Gaia – Final da construção



Fig. 6.11

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

### 2º Caso: Condomínio Mar Verde – Localização

Vila Oceanópolis – Mongaguá – S. Paulo, Brasil



Fig. 6.12

### Condomínio Mar Verde – Observação do problema

Observação de recalques muito significativos na envoltória dos edifícios



Fig. 6.13

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Condomínio Mar Verde – Ensaios CPTU

De forma a perceber qual a razão desses recalques foram realizados 4 ensaios CPTU com dissipação das pressões neutras para avaliar o coeficiente de consolidação dos solos atravessados.

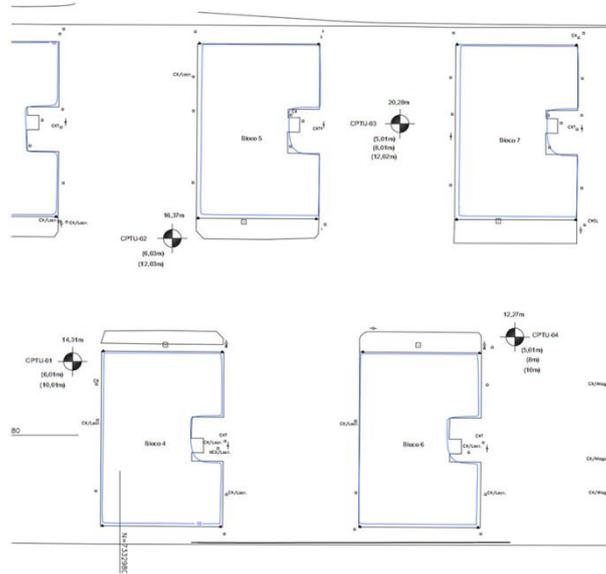


Fig. 6.14

### Condomínio Mar Verde – Obtenção dos perfis do solo



Fig. 6.15

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

## Condomínio Mar Verde – Parâmetros de projeto – CPTU 1

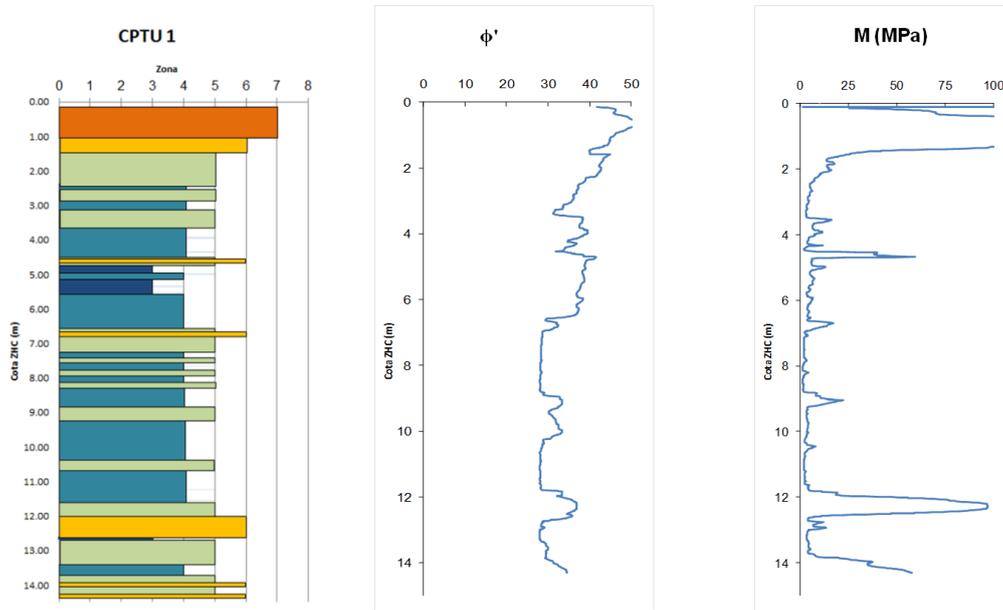


Fig. 6.16

## Condomínio Mar Verde – Parâmetros de projeto – CPTU 1

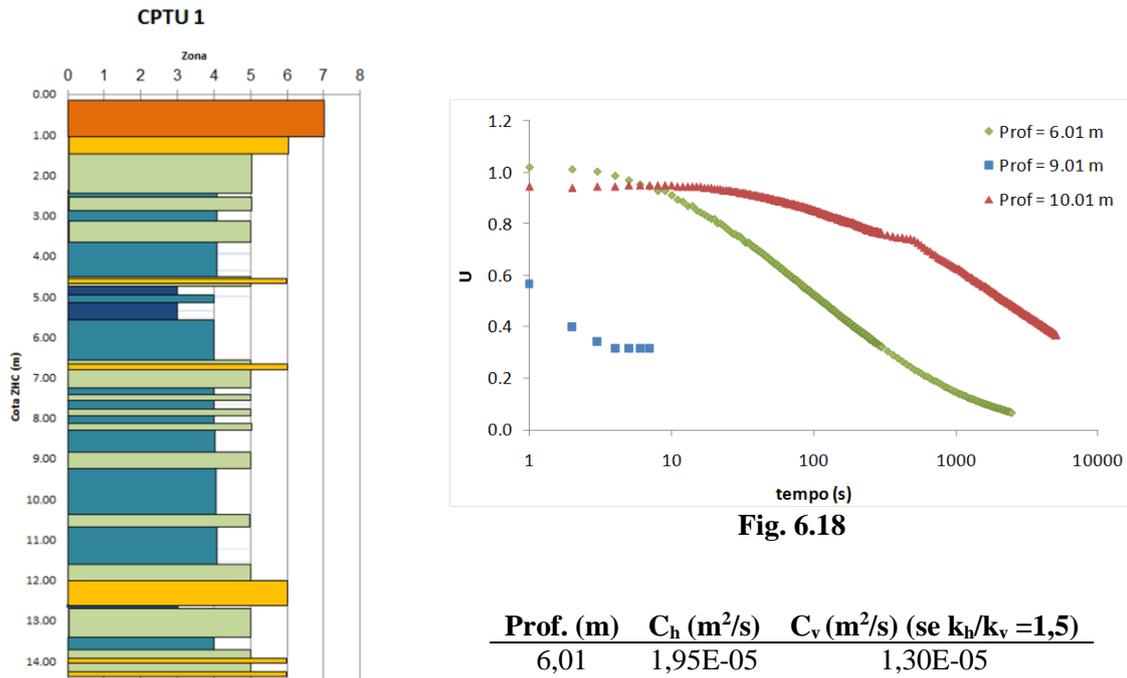


Fig. 6.17

Fig. 6.18

Prof. (m)	$C_h$ (m <sup>2</sup> /s)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s) (se $k_h/k_v = 1,5$ )
6,01	1,95E-05	1,30E-05
9,01	1,66E-03	1,11E-03
10,01	9,81E-07	6,54E-07

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

## Condomínio Mar Verde – Parâmetros de projeto – CPTU 2

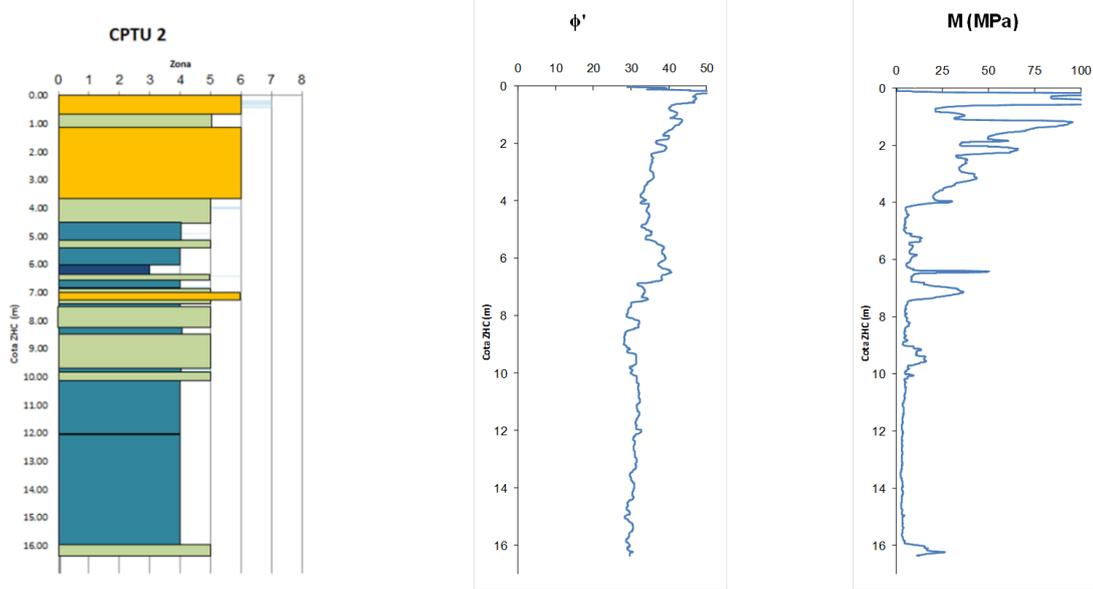


Fig. 6.19

## Condomínio Mar Verde – Parâmetros de projeto – CPTU 2

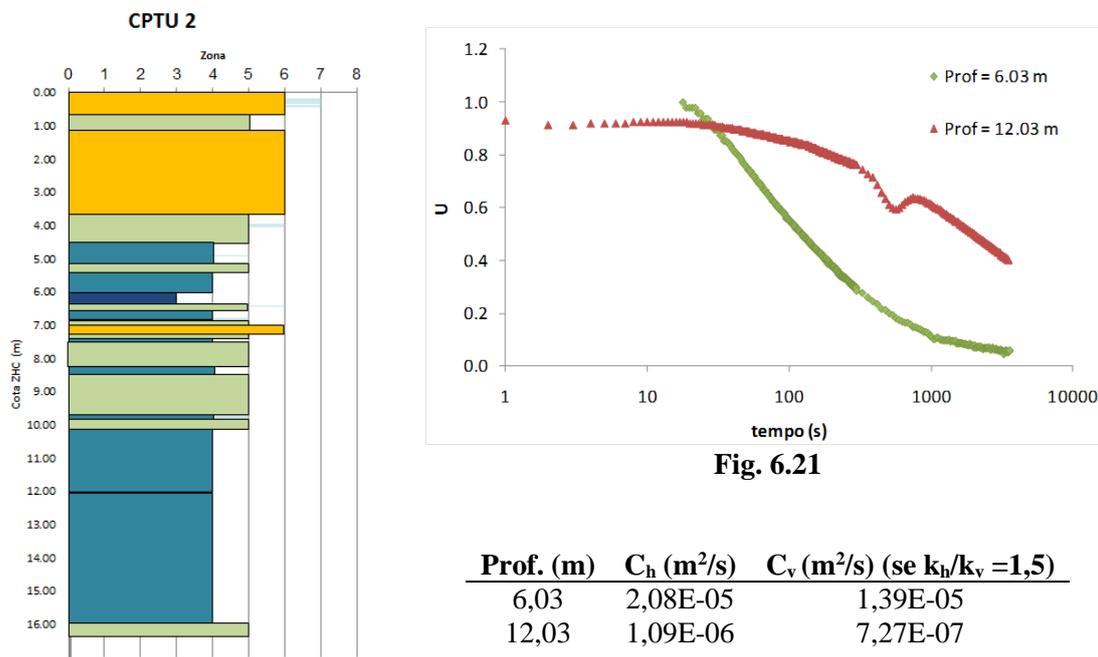


Fig. 6.20

Fig. 6.21

Prof. (m)	$C_h$ (m <sup>2</sup> /s)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s) (se $k_h/k_v = 1,5$ )
6,03	2,08E-05	1,39E-05
12,03	1,09E-06	7,27E-07

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Condomínio Mar Verde – Parâmetros de projeto – CPTU 4

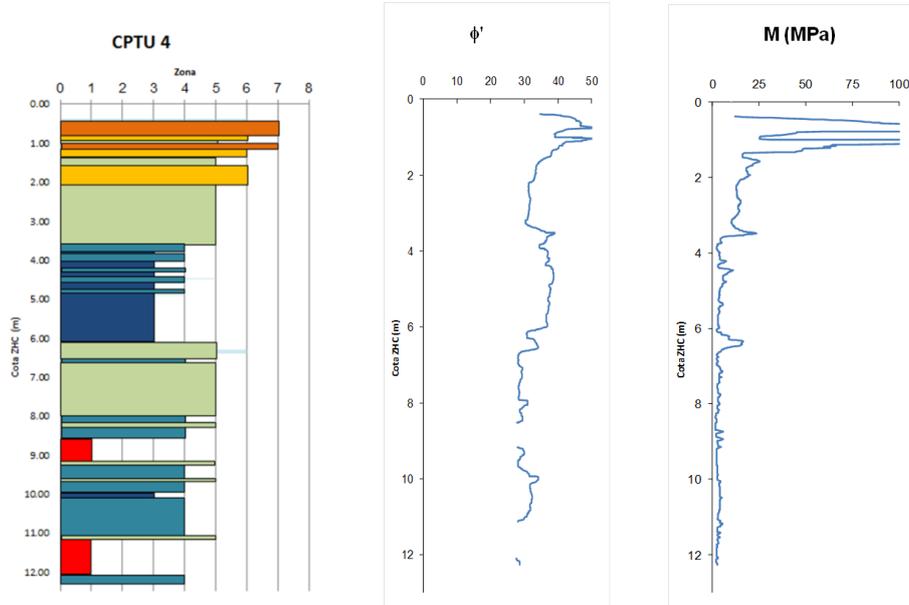


Fig. 6.22

### Condomínio Mar Verde – Parâmetros de projeto – CPTU 4

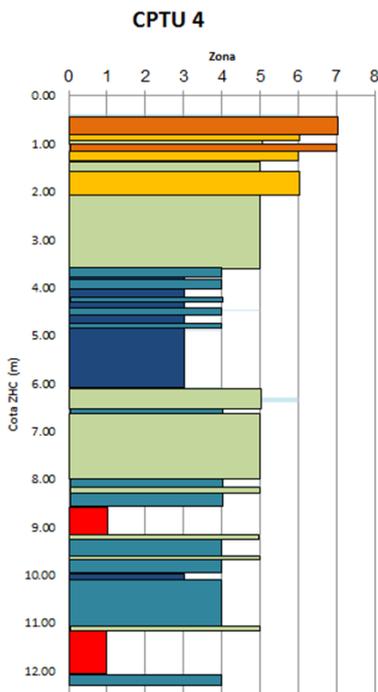


Fig. 6.23

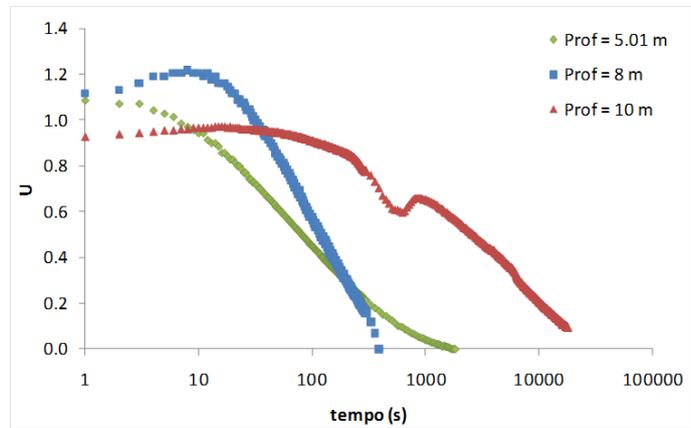
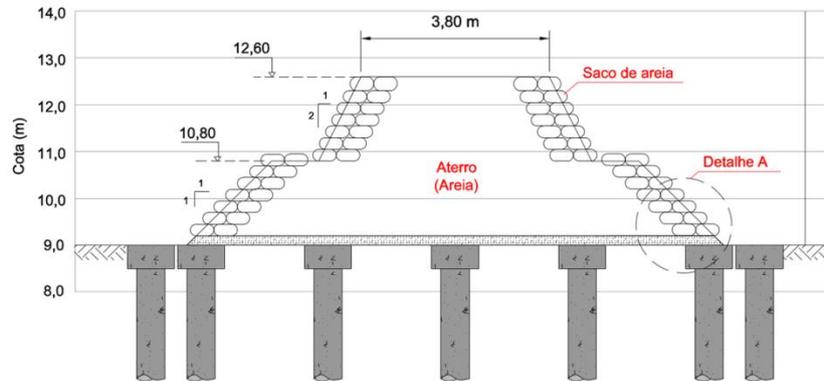


Fig. 6.24

Prof. (m)	$C_h$ (m <sup>2</sup> /s)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s) (se $k_h/k_v = 1,5$ )
5,01	2,71E-05	1,81E-05
8	1,86E-05	1,24E-05
10	8,32E-07	5,54E-07

**Condomínio Mar Verde – Solução final**

A solução final consistiu na execução de colunas em Deep Soil Mixing (DSM) cujas características foram testadas através de um aterro piloto instrumentado.



**Fig. 6.25**

# Parte 7

## Fundações Diretas Deformabilidade/Assentamentos e Capacidade De Carga

### Métodos baseados no CPT

### ASSENTAMENTOS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

#### Método de Schmertmann

Há um número significativo de métodos empíricos e semi-empíricos para estimar assentamentos de fundações superficiais. O trabalho de Burland e Burbidge é ex. disso.

De entre os métodos mencionados, o método semi-empírico baseado no CPT de Schmertmann (1970, 1978) é porventura o mais conhecido e aplicado para sapatas rígidas.

A expressão do assentamento imediato é a seguinte:

$$s_j = C_s \Delta q_s \int \left( \frac{I_\varepsilon}{E} \right) dz \quad (7.1)$$

Em que:

- $C_s$  é um coeficiente correctivo adimensional que se destina a ter em conta o efeito favorável do encastramento (embibimento) da sapata, também considerado por Burland & Burbidge, com a expressão:

$$C_s = 1 - 0,5 \frac{\sigma'_{vb}}{\Delta q_s} \quad (7.2)$$

Em que:

- $\sigma'_{vb}$  é a tensão efectiva vertical ao nível da base da sapata;
- $\Delta q_s$  é a pressão aplicada pela sapata subtraída de  $\sigma'_{vb}$ ;
- $E$  representa o módulo de deformabilidade do solo, estimado para cada profundidade a partir de resultados de ensaios CPT;

-  $I_\varepsilon$  é o chamado *factor de influência da deformação vertical*, grandeza adimensional, cuja distribuição está indicada na figura.

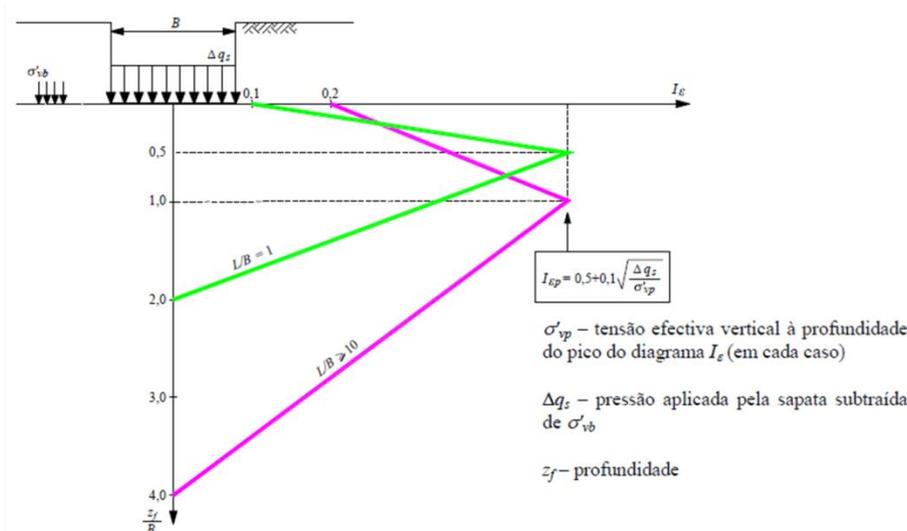


Fig. 7.1

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Os fundamentos deste diagrama de influências:

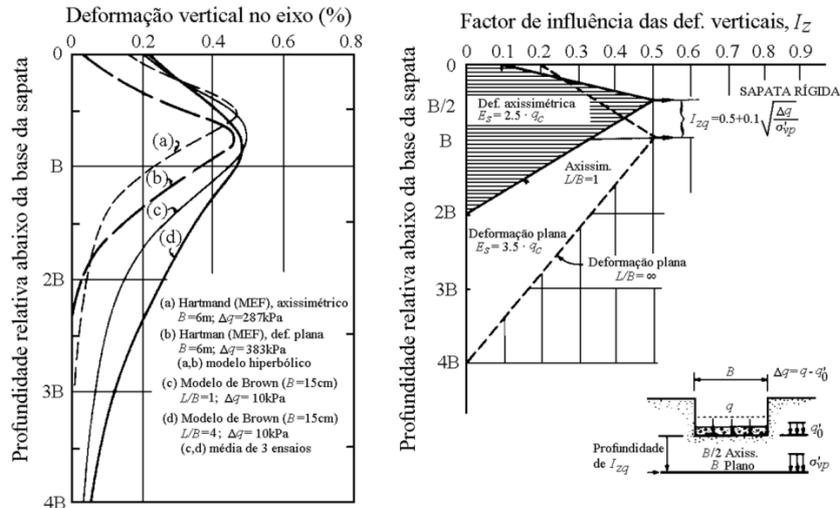


Fig. 7.2 Método de Schmertmann et al. (1970; 1978)

O que, confrontando com a distribuição de tensões: REVELA QUE, mesmo em solos +/- homogêneos a maior parte da deformação dá-se mais à superfície!

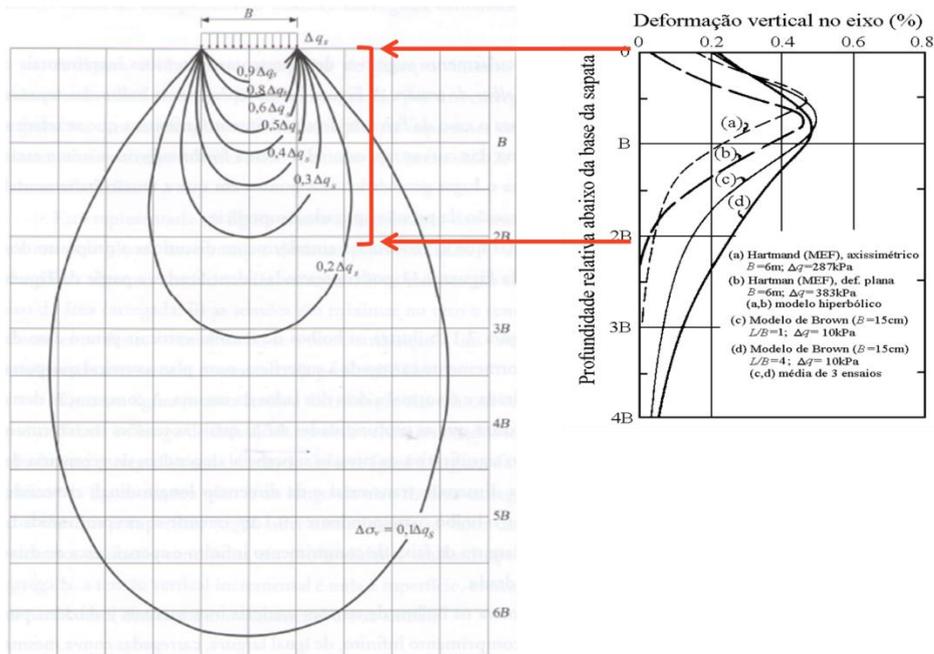


Fig. 7.3

Este factor de influência que é função do coeficiente de Poisson e da profundidade ( $z$ ), tem as distribuições triangulares que a figura ilustra para sapatas de desenvolvimento linear infinito e circulares.

Na sua essência este método resulta da simplificação - generalização - de resultados de análises numéricas sob diversos maciços arenosos, caracterizados por diferentes condições de compactidade e padrões de variação de rigidez em profundidade, e outras tantas geometrias de carregamento.

O assentamento final será assim definido por:

$$s = \int_0^{2B(4B)} \varepsilon_z dz \cong \Delta p \int_0^{2B(4B)} \frac{I_z}{E_z} dz \cong C_s \times C_\alpha \times \sum_{i=1}^{n(2B;4B)} \frac{I_{z_i}}{E_{z_i}} \Delta z_i \quad (7.3)$$

sendo  $E_z$  o valor do módulo de elasticidade secante do solo, variável em profundidade. O autor propõe correlacionar este valor com a resistência de ponta do CPT em profundidade:

$$E_{s(z)} = \alpha \times q_{c,CPT}(z) \quad (7.4)$$

$\alpha = 2,5$  para situações de sapatas circulares em areias.

Robertson e Campanella (1988) encontraram valores de 3,5 a 6,0 e 6,0 a 10,0, em maciços antigos e fortemente sobreconsolidados, e Viana da Fonseca (1996), valores de 4,0 a 4,5 para solos residuais de granito...

A METODOLOGIA EXPOSTA DE SCHMERTMANN, é um ajuste simples e racional do método teórico de cálculo dos assentamentos imediatos de fundações, PODE SER UMA alternativa vantajosa em relação aos métodos empíricos e semi-empíricos com o mesmo fim.

O assentamento final PODERÁ ADICIONALMENTE ter em consideração a consolidação secundária ou fluência A PARTIR DO parâmetro corretivo  $C_\alpha$

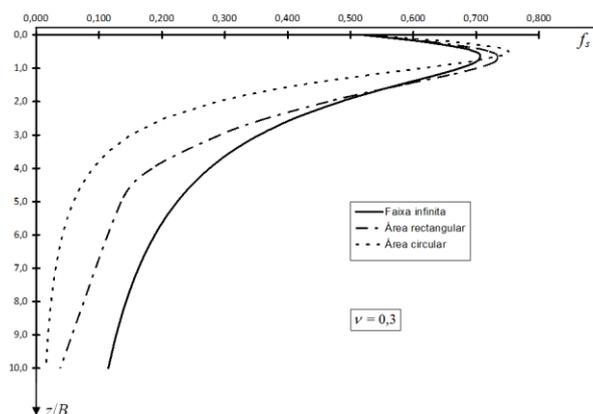
$$C_\alpha = 1 + 0,2 \log_{10} \left( \frac{t}{0,1} \right) \quad (7.5)$$

QUALQUER CRÍTICA, PELO FACTO DE SE DERIVAREM OS MÓDULOS DE DEFOMABILIDADE A PARTIR DE ENSAIOS, DEIXA DE TER SENTIDO SE PENSARMOS QUE AS MESMAS FORMULAÇÕES SEMI-EMPÍRICAS SÃO USADAS PARA A FORMULAÇÃO DA TEORIA DE ELASTICIDADE!

A função  $f_s$  da solução teórica e o factor de influência da deformação vertical,  $I_s$ , do método de Schmertmann, e os respectivos integrais, têm o mesmo significado físico.

Comparando agora as figuras: pode observar-se que esta última corresponde a uma simplificação e adaptação da primeira, para contemplar alguns dos aspectos responsáveis pelos desvios das soluções elásticas.

Assim, não surpreende que o método teórico elástico e o de Schmertmann conduzam a resultados semelhantes, nomeadamente quando este último é aplicado considerando unitário o factor  $C_s$  que procura atender ao efeito da tensão efectiva média na redução da deformabilidade do terreno, quando a profundidade da base da sapata aumenta.



**Fig. 7.4**

### Não linearidade da rigidez com os níveis de deformação

A dependência da deformabilidade dos solos em relação aos níveis de deformação e enquadramento de métodos de ensaio: enquadramento de ensaios *in situ* em função do nível de deformação.

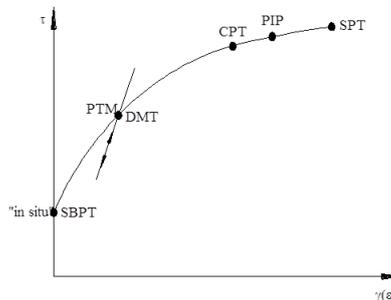


Fig. 7.5

#### NOTA ADICIONAL:

As recomendações de profundidades até onde devem ser feitas as sondagens são condicionadas pelas cargas como pelas geometrias. Assim o expressam os critérios explicitados pelos ábacos.

### Estimativa das características de deformabilidade do solo

Uma boa estimativa do módulo de deformabilidade do maciço, é determinante para a avaliação dos assentamentos imediatos.

O coeficiente de Poisson do solo também é um parâmetro de cálculo dos assentamentos, NO ENTANTO, a sua influência é pequena, já que ele não varia dentro de limites muito largos.

- Para areias e argilas com comportamento drenado, valores de  $\nu$  entre 0,3 e 0,4 parecem razoáveis.
- Para argilas sob condições não drenadas (variações volumétricas praticamente nulas)  $\nu$  terá que ser, obviamente muito próximo de (ou coincidente com) 0,5.

### Módulo de deformabilidade de solos arenosos

A impossibilidade de colher amostras indeformadas de areias para ensaios de corte em laboratório, conduz a que em grande parte das situações se recorra exclusivamente a ensaios *in situ* para a caracterização mecânica daquele tipo de solos.

O ensaio de carga em placa e o ensaio pressiométrico são suscetíveis de uma interpretação teórica dos respetivos resultados de modo a obter o módulo de deformabilidade do solo para uso na avaliação dos assentamentos.

São ensaios onerosos, sendo realizados apenas em situações menos correntes.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Na maior parte das obras de fundações os ensaios realizados são de penetração, nomeadamente o SPT e o CPT



Fig. 7.6

Ensaios cuja interpretação é susceptível de conduzir a estimativas muito boas da deformabilidade do terreno.

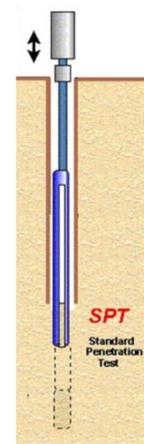


Fig. 7.7



Fig. 7.8 Ensaio SPT com um equipamento clássico (tripé)

O CPT é claramente um ensaio SUPERIOR, pela sua reprodutibilidade, EMBORA,

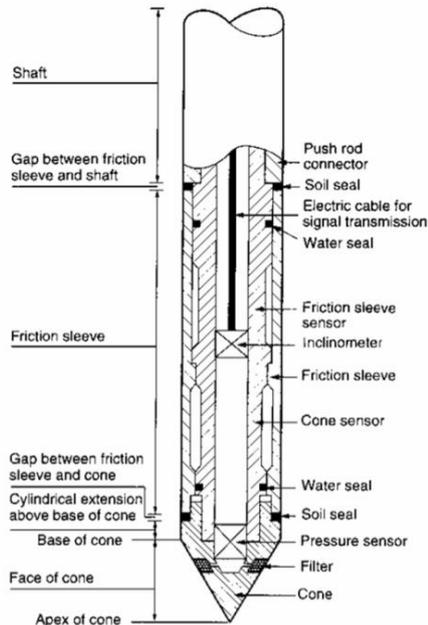
- não recolha amostras para identificação dos materiais
- não seja adequado em materiais muito granulares (com grossos, como cascalhos ou massão com blocos ex. Solos Residuais)

MAS, com a evidente representatividade em relação ao objecto de um comportamento tensão-deformação, POIS, TEM-SE uma resposta em resistência à PENETRAÇÃO ESTÁTICA que inclui o factor RIGIDEZ NAQUELA RESISTÊNCIA.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

### Cone Penetration Test (CPT)



Diâmetro 35,7 mm (área: 10 cm<sup>2</sup>)  
cravado estaticamente a 2 cm/s

Fig. 7.9

### Montagem do ensaio CPT

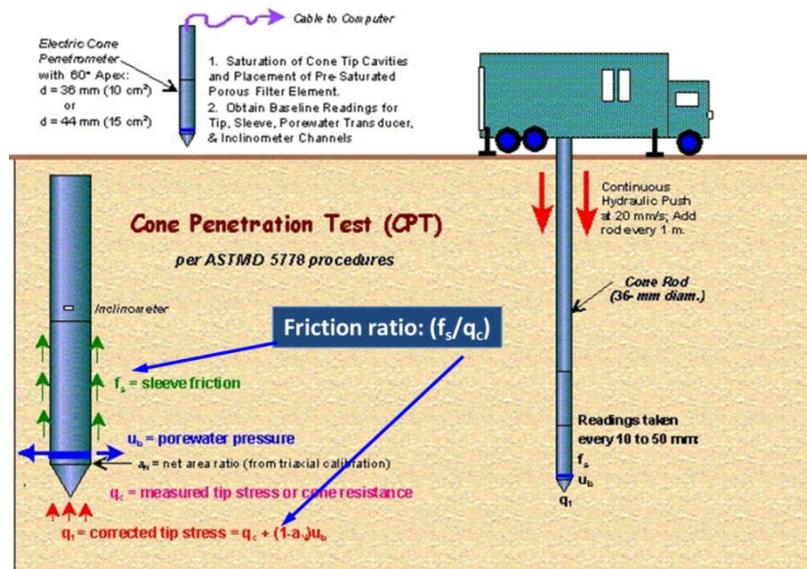


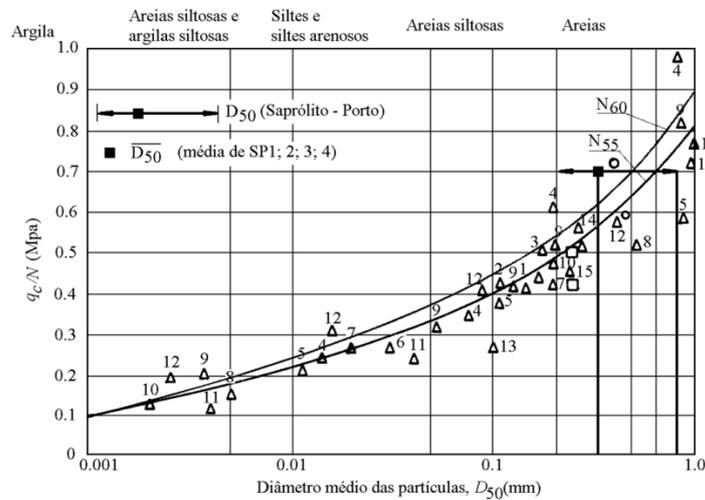
Fig. 7.10

Existem muitas correlações de natureza empírica entre os resultados dos ensaios *in situ*, em particular, do SPT ( $N_{60}$ ) e do CPT ( $q_c$ ) e os parâmetros que definem o comportamento mecânico dos solos arenosos.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

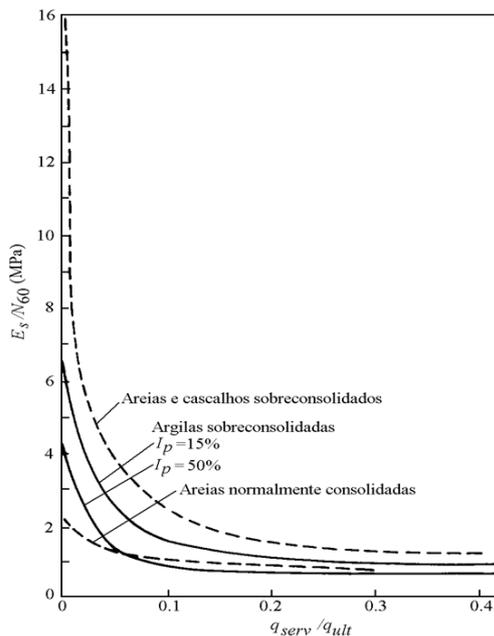
## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Há quem defenda que quando se dispõe apenas de resultados dos ensaios SPT, é melhor correlacionar  $N$  com  $q_c$  e usar depois correlações de  $q_c$  com  $E \rightarrow$



**Fig. 7.11** Correlações entre  $q_c$  e  $N$  função da granulometria do solo (os valores de  $N$  não se encontram corrigidos) – Robertson e Campanella (1983)

Outros há que o contestam e propõem relações diretas:



**Fig. 7.12** Ábaco da relação  $E_s/N_{60}$  versus  $q_a/q_{ult}$  para os vários tipos de materiais em causa.

**Tab. 1** Valores típicos para a razão  $q_a/q_{ult} = 0,1$  em solos indexáveis aos saprólitos de granito, Stroud (1988)

Tipo de Maciço	$E/N_{60}$ (MPa)	$E/c_u^*$
Areias e cascalhos sobreconsolidados	2,5	-
Areias normalmente consolidadas	1,0	-
Rochas brandas pouco sensíveis ( $N_{60} < 200$ )	1,0	200

As correlações de  $q_c$  com  $E$  são habitualmente expressas por uma relação de proporcionalidade do tipo:

$$E = \alpha \times q_c \tag{7.6}$$

Em que o parâmetro adimensional  $\alpha$  VARIA MUITO. O valor  $\alpha = 3$  pode ser considerado nem excessivamente optimista nem pessimista.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

A observação do comportamento das fundações permite medir o assentamento que experimentam. Obtém-se, por *retro-análise*, o módulo de deformabilidade, ou a sua distribuição em profundidade (consoante a abordagem), exibido pelo solo de fundação

As formulações empíricas resultam de correlações diretas entre resultados de ensaios de campo e o módulo de deformabilidade do solo, com assentamentos registados em ensaios de carga de fundações.

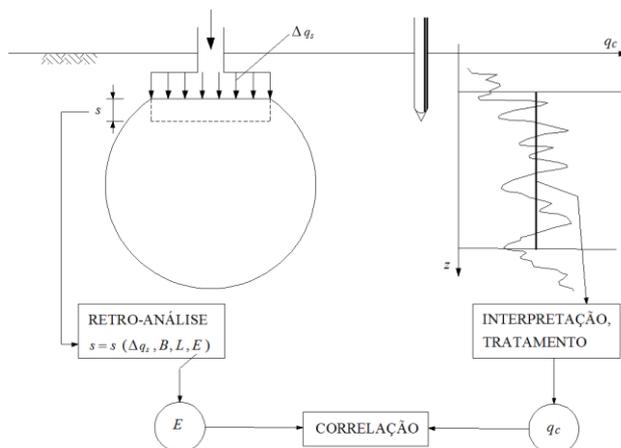


Fig. 7.13

A figura ajuda a ter uma ideia da diversidade das propostas existentes. Nela as diversas linhas representam outras tantas correlações entre  $E$  e  $q_c$ .

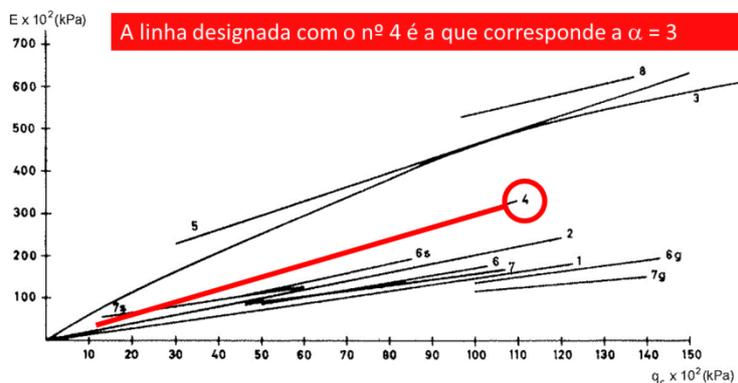


Fig. 7.14 Correlações entre a resistência de ponta do CPT,  $q_c$ , e o módulo de deformabilidade de solos granulares (Folque, 1976).

Um “estado da arte” de 1991, no que respeita a fundações superficiais (Frank, 1991) são propostos valores de  $E/q_c$  entre 2,5 e 3,5 para depósitos normalmente consolidados e recentes de areias, de 3,5 a 6,0 para depósitos normalmente consolidados antigos e entre 6 a 10 para maciços sobreconsolidados. Outras propostas como o Regulamento Canadano apontam:

Tab. 2

Tipo de Maciço (Can. Found. Eng. Man., 1992)	$\alpha = E_{25}/q_c$
Silte e areias (soltas)	1,5
Areias médias	2,0
Areias compactas	3,0
Areias e cascalhos sobreconsolidados	4,0

### CONSIDERAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE DO MÓDULO DE YOUNG

Como sabemos, TODOS OS MATERIAIS TÊM COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR E ELASTO PLÁSTICO!

Tal implica a consideração da degradação do módulo. À medida que a amplitude de deformação aumenta, o módulo distorcional diminui.

A curva na figura (ou a sua curva equivalente normalizada  $G/G_{max}$  em função da deformação, na Figura) é denominada de curva de redução do módulo (degradação de rigidez).

A curva básica e a curva de redução do módulo, fornecem a mesma informação (se uma for especificada é fácil obter a outra).

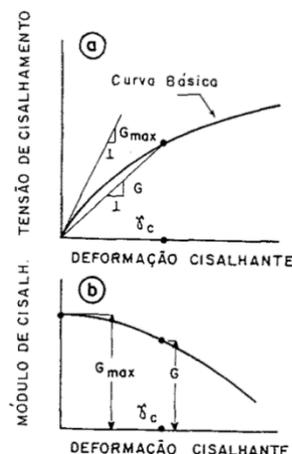
Sabemos que o MÓDULO DE DEFORMABILIDADE MÁXIMO (dinâmico) é função da velocidade de propagação das ondas  $S$ ,  $V_s$ , admitindo um comportamento elástico linear (MUITO PEQUENAS DEFORMAÇÕES).

A determinação de  $V_s$  permite avaliar diretamente o módulo de distorção dinâmico do solo, mesmo quando este está saturado, já que a água não apresenta resistência ao corte.

$$G_{din}(= G_0 = G_{máx}) = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (7.7)$$

Sendo  $\gamma$  é o peso volúmico do solo e  $g$  é a aceleração da gravidade.

Um recurso muito utilizado é estimar o módulo de deformabilidade a partir dos resultados dos ensaios sísmicos entre furos (“cross-hole seismic test”).



**Fig. 7.15** Relação entre a curva básica e o módulo de distorção secante (Idriss *et al.*, 1978)

### CAPACIDADE DE CARGA A PARTIR DO CPT e/ou do PMT

#### SOLUÇÃO DE COMPROMISSO PARA SOLOS HETEROGÉNEOS

Os valores dos fatores de capacidade de carga que são considerados na expressão geral ( $N_g$ ,  $N_c$ ,  $N_q$ ) da resistência última de fundações superficiais são só válidos para solos homogéneos.

Os métodos pressiométricos e penetrométricos são considerados por algumas estruturas legislativas, como a Francesa, como muito fiáveis por serem resultado de inúmeros ensaios de carga realizados por laboratórios, como o LCPC, e por tratamento cuidado de dados da bibliografia internacional

#### PROFUNDIDADE DE ENCASTRAMENTO EQUIVALENTE, $D_e$

Esta profundidade define-se a partir de resultados de ensaios de solos *in situ*, designadamente pressiómetros (PMT) e conepenetrómetros estáticos (CPT). Se considerarmos uma variação em profundidade dos parâmetros significativos deduzidos de cada um destes ensaios ( $p_l$  no caso de pressiómetro e  $q_c$  no caso de CPT), como se ilustra na figura, os valores adoptados geralmente para a profundidade de encastramento equivalente serão definidos pelas ponderações expressas da seguinte forma:

- no caso do pressiómetro:

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \quad (7.8)$$

sendo , com  $p_l$  a pressão limitada e  $p_0$  a pressão horizontal antes do ensaio;

- no caso do penetrómetro:

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz \quad (7.9)$$

Sendo as pressões limite equivalente e a resistência de ponta equivalente definidos como se segue e ilustra nas figuras.

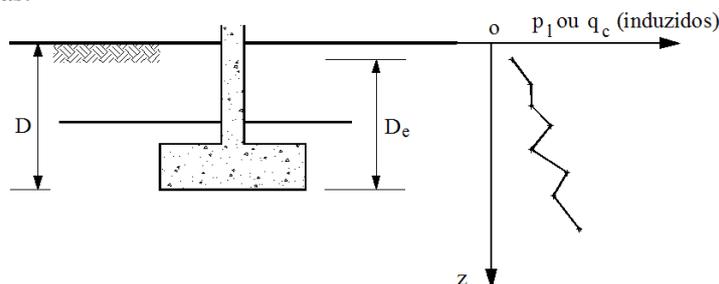


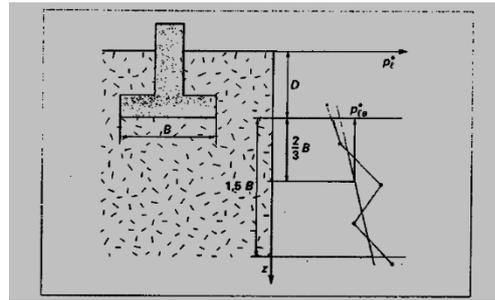
Fig. 7.16 Definição do encastramento equivalente de uma fundação superficial

#### PRESSÃO LIMITE EQUIVALENTE $p_{le}^*$ - PRESSIÓMETRO MÉNARD

No caso de uma fundação superficial sobre uma camada homogénea com espessura pelo menos de  $1,5 \cdot B$  abaixo da base da sapata (ou seja, que as pressões limites não difiram mais do que razões 1 para 2 nesse horizonte), deve-se estabelecer uma expressão linear dos valores disponíveis e tomar o valor à profundidade:

$$D + \frac{2}{3}B \quad (7.10)$$

$$p_{le}^* = p_{l(D+\frac{2}{3}B)}^* \quad (7.11)$$



**Fig. 7.17** Definição de pressão limite efetiva equivalente numa camada homogénea

No caso da fundação repousar sobre um solo não homogéneo, embora com valores de pressões limite não muito dispares até  $1,5 \cdot B$  da base, poder-se-á admitir como valor da pressão equivalente, a média geométrica dos valores disponíveis e a profundidade  $D$  e  $D + 1,5 \cdot B$ .

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{es}^* \times p_{lz}^* \times \dots \times p_{ln}^*} \quad (7.12)$$

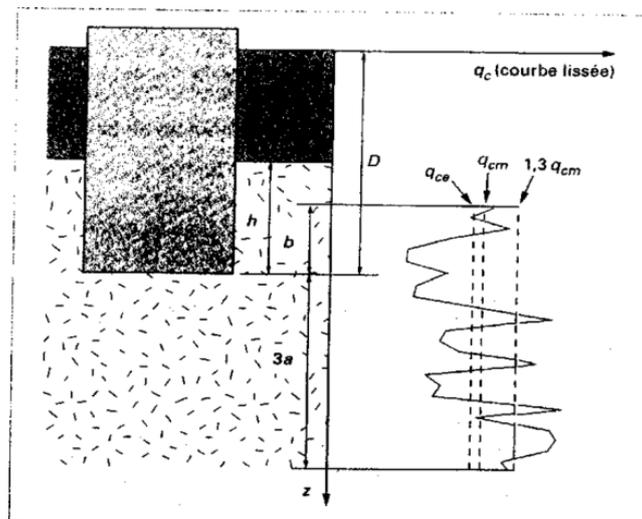
**RESISTÊNCIA DE PONTA EQUIVALENTE  $q_{ce}$  PARA O CPT**

No caso do CPT a resistência de ponta deve ser considerada como uma média em torno da base da fundação, a partir de um integral entre  $B - b$  e  $D + 3a$  (figura):

$$q_{ce} = \frac{1}{30 + b} \int_{D-b}^{D+3a} 1,3 \times q_c(z) dz \quad (7.13)$$

sendo  $q_c$ , a resistência de ponta entre as profundidades antes identificadas com:

- $a = B/2$ , para  $B > 1m$ ;
- $a = 0,5 m$ , para  $B < 1m$ ;
- $b = \min \{a, h\}$ , onde  $h$  é a altura da fundação dentro da camada de suporte (Fig. 7.18).

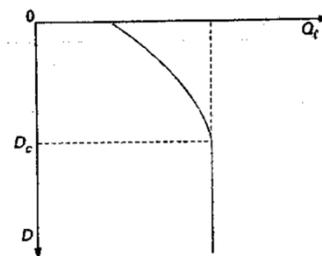


**Fig.7.18**

O mesmo conceito de resistência de ponta equivalente, pode ser aplicado em solos muito heterogéneos, sendo a média geométrica dos valores disponíveis e a profundidade  $D$  e  $D + 1,5 \cdot B$

### PROFUNDIDADE CRÍTICA

A experiência demonstra que, para um solo homogéneo, a capacidade de carga da base de uma fundação ( $Q_l$ ) aumenta com a profundidade de encastramento ( $D$ ), até um limite que se convencionou designado de profundidade crítica ( $D_c$ ), além da qual passa a ser constante (figura).



Esta profundidade varia, em princípio, com:

- o tipo de solo;
- a resistência do solo;
- o diâmetro (ou lado menor,  $B$ ) da fundação.

Fig. 7.19 Variação de capacidade de carga com a profundidade de encastramento

A razão entre a profundidade de encastramento equivalente ( $D_e$ ) e a largura (lado menor) da fundação dar-nos-á uma indicação do procedimento para estimarmos  $Q_l$ :

- $D_e/B < 1,5$ : trata-se de fundações superficiais: os métodos de cálculo desenvolvidos anteriormente aplicam-se integralmente;
- $D_e/B > 5$ : trata-se de fundações profundas sendo os métodos de análise e de previsão desenvolvidos sob conceitos próprios;
- $1,5 < D_e/B < 5$ : trata-se de fundações semi-profundas ou sub-críticas. Os métodos de cálculo das fundações superficiais e profundas poderão ser medianizadas para estas circunstâncias.

### CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA A PARTIR DO CPT

Tab. 3 Principais classes de solos (categorias convencionais segundo a AFNOR)

	Classe de solo	$q_c$ (MPa)
Argilas, siltes	A – Argilas e siltes moles	< 3,0
	B – Argilas e siltes médios	3,0 a 6,0
	C – Argilas duras e rijas	> 6,0
Areias e cascalhos	A – Soltos	< 5
	B – Medianamente compactas	8,0 a 15,0
	C – Compactas	> 20,0
Grês	A – Moles	< 5
	B – Alteradas	> 5,0
	C – Compactas	(*)
Margas, calcários margosos	A – Muito alterados (moles)	(*)
	B – Medianamente alterados	(*)
Rochas (1)	A – Alteradas	(*)
	B – Fragmentadas, fracturadas	(*)

(1) A designação de rochas alteradas ou fragmentadas pode reagrupar os materiais calcários, xistosos e de origem granítica. Se for porventura difícil fixar os limites precisos com os solos que constituem as outras classes, reserva-se este último grupo para todos os materiais de módulos pressiométricos superiores a 50–80MPa.

(\*) Só executível com pressiómetro

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

## CAPACIDADE DE CARGA A PARTIR DE ENSAIOS COM CONEPENETRÓMETRO ESTÁTICO (CPT)

A regulamentação francesa propõe para o cálculo da tensão de rotura (capacidade de carga última ou limite unitária,  $q_l$ ) em fundações superficiais com base em ensaios CPT, uma formulação equivalente à indicada para o PMT:

$$q_l = q_0 + K_c \times q_{ce} \quad (7.14)$$

Os termos têm o mesmo significado dos apresentados para o pressiómetro, sendo  $q_{ce}$  e resistência de ponta equivalente, conforme foi explicitada acima.

O método penetrométrico que se desenvolve nessa regulamentação corresponde a um cálculo em tensões totais. Não há, portanto, lugar a ter em conta (a deduzir) o impulso de Arquimedes (subpressão hidrostática).

Para as fundações superficiais e para as fundações semi-profundas, onde os métodos de cálculo são semelhantes, os valores do fator de capacidade de carga  $K_c$  são constantes do Tabela 4, sendo os tipos de solos os que foram definidos no Tabela 3. Mantêm-se as mesmas considerações do método pressiométrico.

Tab. 4 Fatores de capacidade de carga penetrométrico

Tipo de solo	Expressão de $K_c$	$K_c$ max Sapata quadrada	$K_c$ max Sapata corrida
Argilas e siltes A e B	$0,32 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,60	0,49
Areias A	$0,14 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,26	0,21
Areias e cascalhos B	$0,11 \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,25	0,19
Areias e cascalhos C	$0,08 \left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,24	0,18
Grés B	$0,17 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,29	0,24

Os efeitos da inclinação da carga, da proximidade de um talude inclinado e da excentricidade, são tidos em consideração de forma semelhante ao método pressiométrico.

### CARGA VERTICAL CENTRADA

Podem ser feitos os seguintes comentários:

- o fator de capacidade de carga  $K_c$  depende, para além do tipo de solo, da forma de fundação, sendo interessante notar que, à exceção de sapatas à superfície (sem encastramento), a capacidade de carga unitária de uma fundação quadrada ou circular é superior à da corrida correspondente ;
- o fator de capacidade de carga cresce com o encastramento relativo da fundação ( $D_e/B$ ); para fundações semi-profundas, deve-se limitar o valor do  $K_c$  e  $K_c$  máx que é o valor obtido por  $D_e/B = 2,5$  (valores incluídos no quadro); note-se que os valores limites em  $B/L = 0$  e  $B/L = 1$  podem ser obtidos por interpolação linear.

É importante salientar que os métodos pressiométricos, como outros que se baseiam em ensaios *in situ*, não distinguem as capacidades de carga a curto e longo prazo em solos coesivos (finos), como o fazem fundamentalmente os baseados em ensaios triaxiais.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Estes métodos baseiam-se numa relação direta entre os parâmetros desejados (neste caso, a capacidade de carga unitária) e as grandezas medidas nos ensaios (neste caso, a pressão limite). Esta relação que foi desenvolvida a partir de resultados de ensaios de carga ou de observações do comportamento de fundações em verdadeira grandeza. Assim, têm em conta implicitamente as condições de saturação e drenagem de solo, o que implica que o ensaio pressiométrico seja realizado no solo e no estado que se prevê para a fundação da obra em dimensionamento.

## INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DA CARGA E DA PROXIMIDADE DE UM TALUDE (INCLINAÇÃO DA BASE DA SAPATA)

As relações base da capacidade de carga são, nestas circunstâncias, substituídas pela seguinte relação:

$$q_l = q_0 + i_{\delta\beta} \times K_c \times q_{ce}^* \quad (7.15)$$

Sendo o coeficiente de minoração  $i_{\delta\beta}$  determinado em ábacos, em função das condições seguintes:

### Carga centrada inclinada sobre um solo horizontal:

- para solos coesivos:  $i_{\delta\beta} = \phi_1(\delta)$
- para solos granulares:  $i_{\delta\beta} = \phi_2(\delta)$

$\delta$  a inclinação em relação à vertical e os valores de  $\phi_1$  e  $\phi_2$  determinados conforme a figura seguinte.

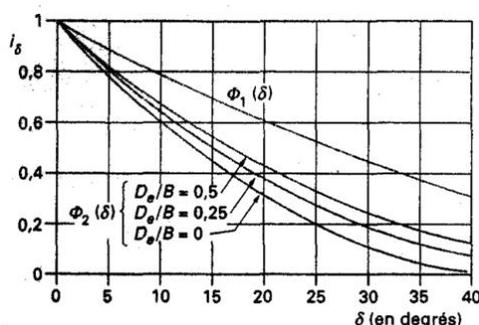


Fig. 7.20 Coeficiente de minoração para uma carga inclinada num solo horizontal

### Carga vertical próxima de um talude:

Nestas circunstâncias aplica-se o seguinte factor de minoração:  $i_{\delta\beta} = \Psi(B, d/B)$  Sendo  $d$  e  $B$  identificados na figura.

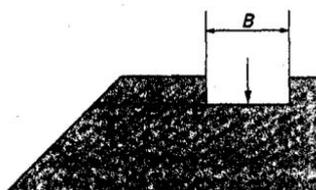


Fig. 7.21 Fundação na crista de um talude

Os valores de  $\Psi(B, d/B)$  estão explicados na figura 7.22.

Se a sapata situada na proximidade de um talude (na sua crista) tiver algum encastramento, substituiu-se o valor de  $b$  pelo ângulo  $\beta$  determinado nos termos da figura.

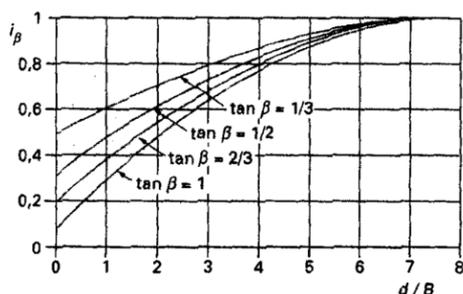


Fig. 7.22 Coeficiente de minoração para uma carga vertical centrada numa sapata com base superficial na crista de um talude

### Carga centrada inclinada na proximidade de um talude:

Neste caso, pode-se utilizar um ajuste  $d$  o ângulo  $\beta$  nos seguintes termos:

Se a inclinação é dirigida para o talude (desfavorável):  $i_{\delta\beta} = \phi_2(\delta + \beta')$  (7.16)

Se a inclinação é dirigida contra o talude (favorável):

$$i_{\delta\beta} = \min\{\phi_1(\delta) \text{ ou } \phi_2(\delta); \phi_2(|\beta' - \delta|)\} \quad (7.17)$$

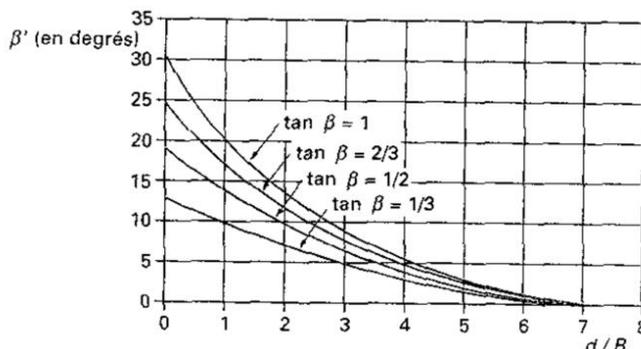


Fig. 7.23 Ângulo  $\beta'$  para consideração da correção no caso de uma fundação encastrada na crista de um talude

### INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE

A influência de excentricidade da carga é tida em consideração através da definição de uma tensão de referência ( $q_{ref}$ ) aplicada pela sapata ao solo.

Esta tensão corresponde ao valor de tensão de contacto a  $\frac{3}{4}$  da largura comprimida. Ou seja, para uma condição em que não há tracções ou considerando que o solo não resiste a acções de tracção o seu valor é assim definido:

$$q_{ref} = \frac{3 \times q_{max} + q_{min}}{4} \quad (7.18)$$

Sendo  $q_{max}$  e  $q_{min}$  calculados para equilibrar a força vertical e o momento gerador de excentricidade.

Uma forma simplificada de definir esta tensão em sapatas retangulares consiste na introdução da noção de largura ou comprimento reduzidos (método de Meyerhof), vindo assim definida:

$$q_{ref} = \frac{Q}{(B - 2e_x) \times (L - 2e_y)} \quad (7.19)$$

sendo  $Q$  a carga vertical  $e_x$  a excentricidade na direcção do lado menor ( $e_x = M_y/Q$ ),  $e_y$  na direcção do lado maior ( $e_y = M_x/Q$ ).

# **Fundações Indiretas (estacas)**

## **Capacidade De Carga Vertical Deformabilidade/Assentamentos**

### **Métodos baseados no CPT**

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Métodos baseados no CPT e CPTU

Schmertmann and Nottingham (1975 and 1978)

$$r_t = C_{OCR} q_t \quad (7.20)$$

$$r_s = K_f f_s \quad \text{Argilas e areias} \quad (7.21)$$

$$r_s = K_c q_c \quad \text{Areias (como alternativa)} \quad (7.22)$$

Em que

$r_t$  = resistência de ponta unitária (<15 MPa)

$C_{OCR}$  = coeficiente de correlação comandado pelo OCR do solo

$q_{ca}$  = média aritmética do  $q_c$  na zona de influência (de  $8b$  acima e  $4b$  abaixo da base da estaca)

$K_f$  = coeficiente dependente da forma e material de construção a estaca, tipo de estaca, da razão de encastramento ( $h/d$ ). Em areias, o coeficiente oscila entre 0,8 e 2,0, e em argilas, entre 0,2 e 1,25.

$K_c$  = coeficiente adimensional, função do tipo de estaca, oscilando entre 0,8% e 1,8%.

$q_c$  = resistência de ponta do cone (total; NÃO corrigida da da pressão neutra no anel da ombreira do cone)

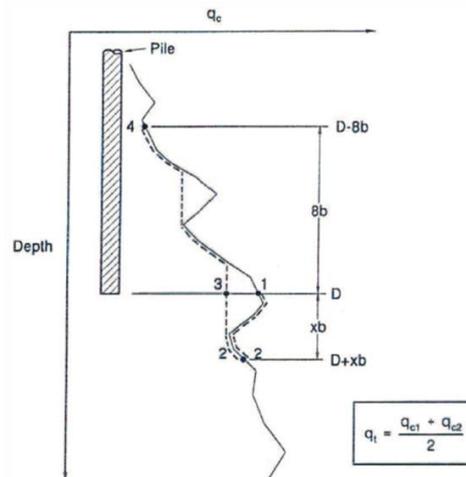


Fig. 7.23 Filtrando os valores de  $q_c$  e determinação da resistência de ponta (Schmertmann)

deRuiter and Beringen (1979)

$$r_t = N_c S_u \quad (7.23)$$

$$r_s = \alpha S_u \quad (7.24)$$

Em que

$r_t$  = resistência de ponta unitária (com um limite de 15 MPa)

$N_c$  = factor de capacidade de carga convencional

$S_u$  = resistência não drenada ( $S_u = \frac{q_c}{N_k}$ )

$N_k$  = coeficiente adimensional; oscilando entre 15 e 20, reflectindo a experiência local

$\alpha$  = factor de adesão igual a 1,0 e 0,5 para argila normalmente consolidadas e sobreconsolidadas, respectivamente.

Meyerhof (1976)

$$r_t = C_1 C_2 q_{ca} \quad (7.25)$$

$$r_s = K_f f_s \quad K_f = 1,0 \quad \text{Argilas e areias} \quad (7.26)$$

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

$$r_s = K_c q_c \quad K_c = 0,005 \text{ Areias (como alternativa)} \quad (7.27)$$

Em que:

$r_t$  = resistência de ponta unitária

$q_{ca}$  = média aritmética do  $q_c$  na zona de influência (4bn acima e 1b abaixo da base)

$C_1 = \left(\frac{b+0,5}{2b}\right)^n$  factor de ajuste de escala, quando  $b > 0,5$ , senão:  $C_1 = 1$

$C_2 = \frac{D}{10b}$  para  $bD < 10b$ ; correção, considera a penetração em estratos compactos, senão:  $C_2 = 1$

n = expoente igual a:

- 1 para areias soltas
- 2 para areias medianamente compactas
- 3 para areias compactas

b = diâmetro da estaca

D = encastramento da estaca num estrato compacto

## LCPC/DTU...PMT

**Bustamante and Gianceselli (1982)**

$$r_t = C q_{ca} \quad (7.28)$$

$$r_s = K q_c \quad (7.29)$$

Em que

C = é um coeficiente de ponta oscilando entre 0,40 e 0,55

$q_{ca}$  = média da tensão no cone numa zona de 1,5b acima e 1,5b abaixo da base

$r_t$  = resistência de ponta unitária < 15MPa, <35 kPa, ou < 120kPa, dependendo do tipo de solo, do tipo de estaca, e da instalação

K = coeficiente adimensional ; dependen

do do tipo de estaca, 0,5% a 3,0% (Comp'vale com Schmertmann 0,8% a 1,8%) .

**ESTE MÉTODO É MUITO COMPLETO, COM GRANDE DIVERSIDADE DE MATERIAIS E METODOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO DE ESTACAS, E DIVERSIDADE DE TIPOS DE MACIÇOS (permite correlações com SPT)**

## Método de dimensionamento preconizado pelo LCPC/DTU

### Referências

Bustamante, M. & L. Gianceselli (1981). **Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques.** *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* 113: 83-108 (in French).

Bustamante, M. & Frank. R. (1999). **Current French design practice for axially loaded piles.** *Ground Engineering; March*, pp. 38-44.

Bustamante M., Gambin M. & Gianceselli M (2009). **Pile Design at Failure Using the Ménard Pressuremeter : an Up-Date.** *Contemporary Topics in In Situ Testing, Analysis, and Reliability of Foundations*, Proc Int Foundation Congress and Equipment Expo'09 (IFCEE'09), Orlando, Florida, 15-19 March, Iskander M., Debra F. Laefer D. F. and Hussein M.H. (Eds), ASCE, Geotechnical Special Publication No. 186

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

## Método de dimensionamento LCPC/DTU – Abrangência da formulação

(sic): *The ‘static’ methods from in situ tests are by far the most popular.*

*The importance given to them comes from the complexity of the French geotechnical context found all over the territory and the versatility offered by the Ménard pressuremeter and CPT tests always used in practice together.*

*Their experimental value or ‘representativity’ is enhanced by the data provided by numerous full scale pile load tests (more than 400 at present), often carried out on instrumented shafts.*

*It is this experimental background which lies behind the Fascicule 62-V design rules.*

### O método Francês é um método $\beta$ e formula-se pela via pressiométrica :

Resistência de ponta:  $q_{ult} = k_p \times p_{le}^*$ , em que  $p_{le}^*$  é a pressão limite “ net” do PMT,  $p_l - p_0$ , em torno da base da estaca e  $k_p$  o factor de capacidade de carga da ponta

Resistência lateral:  $q_s$  é determinado em ábaco e tabelas função da pressão limite,  $p_l$ , função dos tipos de maciços e estacas (e método construtivo).

ou pela via penetrométrica:

- Resistência de ponta

$$q_u = k_c \times q_{ce} \quad (7.30)$$

$q_{ce}$  é um valor “equivalente” da resistência de ponta do CPTu em torno da base da estaca e  $k_c$  o factor de capacidade de carga da ponta

- Resistência lateral

$$q_s = \text{valor mínimo de } \{q_c/\beta; q_{s \max}\} \quad (7.31)$$

O valor limite da resistência lateral,  $q_s$ , é determinado a partir da resistência do cone,  $q_c$ , num quadro em função das características do terreno

Também, como alternativa menso recomendável, pode-se recorrer à variante para SPT (usando as correlações específicas com o CPT e/ou PMT)

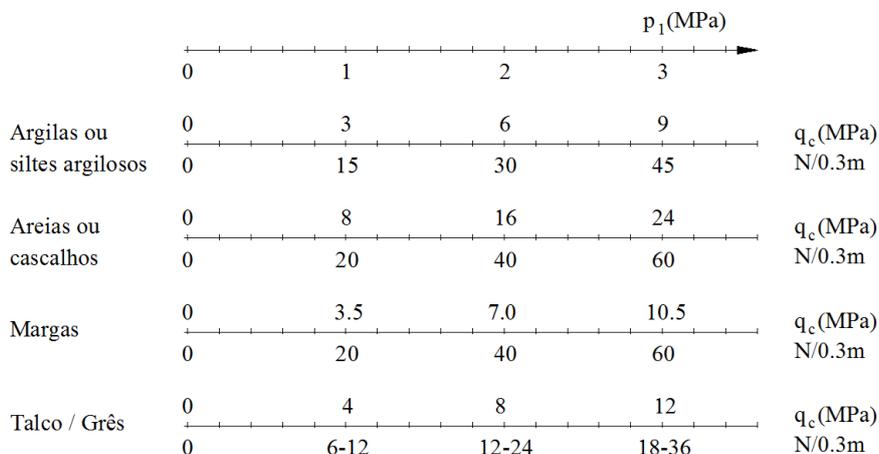


Fig. 7.24

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

## Método de dimensionamento preconizado pelo LCPC/DTU

Baseia-se em:

- Ensaios *in situ* PMT, CPT e SPT;
  - Tipo de Solo;
  - Tipo de Estaca.
- } Resistência Unitária de Ponta ( $q_p$ ) e Lateral ( $q_l$ )

Que classes de estacas?

**Tab. 5** Tipo de Estacas consideradas no Método do LCPC/DTU  
Description and Characteristics of 138 Analyzed Piles.

Group Code	Type No.	Piles Qty <sup>(2)</sup>	B (mm) <sup>(3)</sup>	D (m) <sup>(4)</sup>	Pile Description
1	1	8	500- 2,000	11.5-23	Pile or Barrette Bored in the dry
	2	64	270-1,800	6-78	Pile and Barrette Bored with Slurry
	3	2	270-1,200	20-56	Bored and Cased Pile (permanent casing)
	4	28	420-1,100	5.5-29	Bored and Cased Pile (recoverable casing)
	5 <sup>(1)</sup>	4	520-880	19-27	Dry Bored Piles / or Slurry Bored Piles with Grooved Sockets / or Piers (3 Types)
2	5 <sup>(1)</sup>	50	410-980	4.5-30	Bored Pile with a single or a double-rotation CFA (2 types)
3	7	48	310-710	5-19.5	Screwed Cast-in-Place
	8	1	650	13.5	Screwed Pile with Casing
4	9 <sup>(1)</sup>	30	280-520	6.5-72.5	Pre-cast or Pre-stressed Concrete Driven Pile (2 types)
	10	15	250-600	8.9-20	Coated Driven Pile (concrete, mortar, grout)
	11	19	330-610	4-29.5	Driven Cast-in Place Pile
	12	27	170-810	4.5-45	Driven Steel Pile, Closed Tip
5	13	27	190-1,22	8-70	Driven Steel Pile, Open End
6	14	23	260-600	6-64	Driven H Pile
	15	4	260-430	9-15.5	Driven Grouted <sup>(5)</sup> or <sup>(6)</sup> H Pile
7	16	15	-	3.5-2.5	Driven Sheet Pile
1	17		80-140	4-12	Micropile Type I
	18	8	120-810	8.5-37	Micropile Type II
8	19	23	100-1,220	8.5-67	SGP <sup>(5)</sup> Micropile (Type III) or SGP Pile
	20	20	130-660	7-39	MRP <sup>(6)</sup> Micropile (Type IV) or MRP Pile

## Método de dimensionamento do LCPC/DTU

### Resistência de Ponta via PMT

**Tab. 6** Dimensionamento directo de resultados de PMT: valores para o coeficiente de carga última de ponta

Group cod	Clay & Silt	Sand Gravel	Chalk	Marl and Limestone	Weathered rock
1	1,25	1,2	1,6	1,6*	1,6
2	1,3	1,65	2,0	2,0	2,0
3	1,7	3,9	2,6	2,3	2,3
4	1,4	3,1	2,4	2,4*	2,4*
5	1,1	2,0	1,1	1,1*	1,1*
6	1,4	3,1	2,4	1,4*	1,4*
7	1,1	1,1	1,1	1,1*	1,1*
8	1,4	1,6	1,8	1,8	1,5*

\* Um valor MAIOR de  $k_p$  pode ser usado, SE for provado por ensaios de carga

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Tab. 7 Direct Design with PMT Data: Selecting the  $Q_i$  Line to Obtain the Limit Unit Skin Friction Values  $q_s$

Pile Type No.	Clay, Loam	Sand Gravel	Chalk	Marl and Limestone	Weathered rock
1	Q2	Q2*	Q5	Q4	Q6**
2	Q2	Q2	Q5	Q4	Q6**
3	Q1	Q1	Q1	Q2	Q1**
4	Q1	Q2	Q4	Q4	Q4**
5	Q3	Q3*	Q5	Q4	Q6
6	Q2	Q4	Q3	Q5	Q5**
7	Q3	Q5	Q4	Q4	Q4**
8	Q1	Q2	Q2	Q2	Q2**
9	Q3	Q3**	Q2	Q2**	(a)
10	Q6	Q8	Q7	Q7	(a)
11	Q2	Q3	Q6**	Q5**	(a)
12	Q2	Q2**	Q1	Q2**	(a)
13	Q2	Q1	Q1	Q2	(a)
14***	Q2	Q2	Q1	Q2**	(a)
15***	Q6	Q8	Q7	Q7	(a)
16***	Q2	Q2	Q1	Q2**	(a)
17	Q1	Q1	Q1	Q2	Q6**
18	Q1	Q1	Q1	Q2	Q6**
19	Q6	Q8	Q7	Q7	Q9**
20	Q9	Q9	Q9	Q9	Q10**

\* If ground properties permit.

\*\* Use of a higher value must be proved by a load test.

\*\*\* Cross section perimeter estimated according to the figure

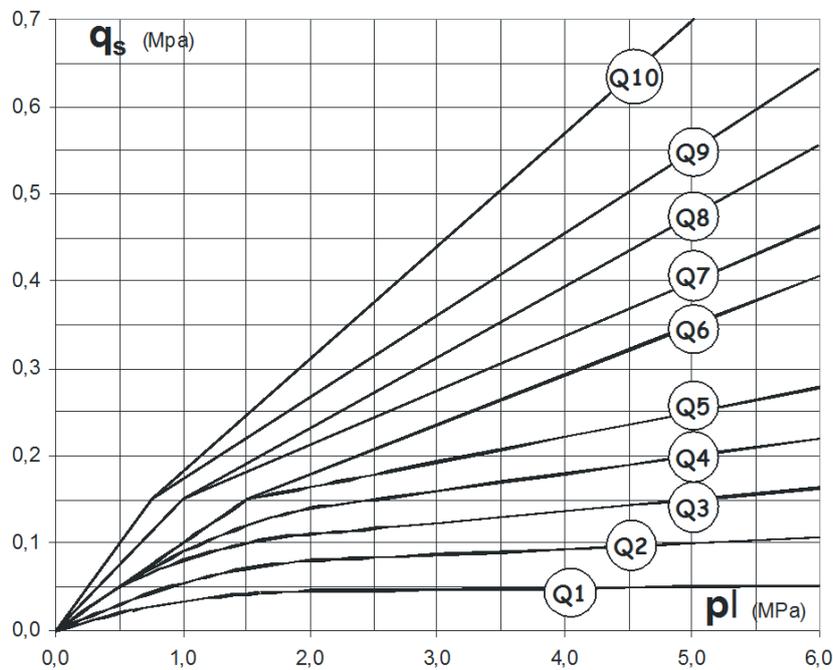


Fig. 7.25 Base no PMT ( $q_L$ )

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

Tab. 8

Dimensionamento directo de resultados de CPT (valores de $K_c$ ): $q_p = k_c \times q_{ce}$ Sendo $q_{ce}$ o valor ponderado de $q_c$ entre meio diâmetro acima e um e meio abaixo da base			Gama de valores medidos		Factores para CPT	
Tipo de Solo			$P_L$ (MPa)	$q_c$ (MPa)	$k_c$ (ND)	$k_c$ (D)
Argilas e siltes	A	Moles Duras	< 0,7	< 3	0,40	0,55
	B	Rijas (nas argilas)	1,2 – 2	3 – 6		
	C		> 2,5	> 6		
Areias e cascalhos	A	Soltos	< 0,5	< 5	0,15	0,50
	B	Médios	1 – 2	8 – 15		
	C	Compactos	> 2,5	> 20		
Talco / Crés	A	Moles	< 0,7	< 5	0,20	0,30
	B	Alterados	1 – 2,5	> 5	0,30	0,45
	C	Consistentes	> 3	-	-	-
Margas e Calcários margosos	A	Moles	1,5 – 4	-	-	-
	B	Consistentes	> 4,5	-	-	-
Rochas	A	Alterados (1)	2,5 – 4	-	-	-
	B	Faturadas	> 4,5	-	-	-

Usar o valor de solos mais parecidos podendo congrega materiais alterados de rochas, calcários, xistos ou graníticos, considerando-se neste grupo só os materiais que apresentam valores do módulo pressiométrico superior a 50 – 80 MPa... [Estacas com deslocamento do terreno (D) e sem (ND)]

Tab. 9 Valores de  $\beta$  ( $q_{si} = \min [q_c/\beta; q_{smax}]$ ) e limites de resistência lateral unitária (a partir do CPT)

Solos	Tipo de Estaca	Argilas e Siltes					Areias e Cascalhos			Talco	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Moldadas sem tubo	$\beta$	-	-	75 (1)			200	200	200	125	80
	$q_{smax}$ (KPa)	15	40	80	40	80			120	40	120
Moldadas com tubo recuperado	$\beta$	-	100	100 (2)		-	250	250	300	125	100
	$q_{smax}$ (KPa)	15	40	60	40	80	-	40	120	40	80
Cravadas com tubo metálico fechado	$\beta$	-	120		150		300	30	300	(3)	
	$q_{smax}$ (KPa)	15	40		80				120	(3)	
Cravadas de betão pré-fabricado	$\beta$	-	75		-		150	150	150	(3)	
	$q_{smax}$ (KPa)	15	80		80		-	-	120	(3)	

(1) remoldadas e com indentamento nas paredes

(2) moldadas a seco, sem rotação dos tubos

(3) em talco abaixo do NF, em que o  $q_s$  pode ser significativamente afectado; é necessário fazer ensaios

## Métodos baseados no CPT e CPTU

### Imperial College Procedure ICP – Jardine, Chow, Overy, and Standing (2005)

$$r_t = \left(1 - 0,5 \frac{b}{d_c}\right) q_{ca} \quad (7.32)$$

$$r_s = K_J q_c \quad (7.33)$$

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

$$K_J = \left( 0,0145 \times q_c \left( \frac{\sigma'_z}{\sigma_r} \right)^{0,13} \times \left( \frac{b}{h_t} \right)^{0,38} + \Delta\sigma'_m \right) \tan \delta \quad (7.34)$$

$$\Delta\sigma'_m = \left( 2q_c \times 0,0203 + 0,00125 \times q_c (\sigma'_z \times \sigma_r)^{-0,5} - 1,216 \times 10^{-6} \times \frac{q_c^2}{\sigma'_z \times \sigma_r} \right)^{-1} \times \frac{0,01}{b} \quad (7.35)$$

**Eslami and Fellenius (1997)**

$$r_t = C_t q_{Eg} \quad (7.36)$$

$$r_s = C_s q_E \quad (7.37)$$

**Em que**

$r_t$  = resistência de ponta unitária

$C_t$  = coeficiente de correlação de ponta (factor de ajuste da ponta)  
– igual à UNIDADE na maior parte dos casos

$q_{Eg}$  = média GEOMÉTRICA da resistência de ponta do cone ao longo da zona de influência (de 8b acima e 4b abaixo da base da estaca) tendo em conta a pressão neutra na base do cone – implicando o ajuste à tensão “efectiva”

$r_s$  = resistência lateral unitária

$C_s$  = coeficiente de correlação lateral, que é função do tipo de solo determinado a partir do ábaco do perfil de solo

$q_E$  = resistência de ponta unitária após a correcção da pressão neutra do cone e ajuste à tensão “efectiva”

#### Shaft Correlation Coefficient

Soil Type <sup>*)</sup>	$C_s$
Soft sensitive soils	8.0 %
Clay	5.0 %
Stiff clay and	
Clay and silt mixture	2.5 %
Sandy silt and silt	1.5 %
Fine Sand and silty Sand	1.0 %
Sand to sandy gravel	0.4 %

<sup>\*)</sup> determined directly from the CPTU soil profiling

## Comentários sobre os Métodos baseados em CPT

Todos os métodos CPT clássicos foram desenvolvidos antes do CPTU se generalizar (1970s), pelo que não tinham em consideração as medições mais precisas do piezocone.

Embora as recomendações sejam especificadas para tipos de solos (argila e areia, genericamente), estes métodos clássicos não incluem por si só (com os próprios resultados do CPTU) a definição do tipo de solos. Em alternativa, o perfil do solo baseava-se em amostragem, sondagens, ensaios de laboratório, o que pode não ser tão relevante quanto ao CPT.

Todos os velhos métodos de CPT incluem suavização aleatória, filtrando valores extremos de CPT. Tal resulta num acréscimo de subjectividade que influenciará os resultados. Como os métodos do CPT foram desenvolvidos antes do advento do CPTU, eles negligenciam a pressão neutra que actua na ombreira do cone. O erro do valor de tensão de ponta é muito baixo nas areias, elevado em argila. Os métodos clássicos do CPT utilizam valores de tensões totais, enquanto que o que governa o comportamento das estacas são as tensões efectivas. Todos os métodos clássicos do CPT são desenvolvidos em áreas geográficas específicas com mais ou menos condições geológicas únicas, ou seja, os métodos são baseados em tipos limitados de estacas e solos, podendo não ser relevantes para outras áreas.

O valor limite de 15MPa, que é imposto para a tensão unitária de contacto de ponta nos métodos de Schmertmann-Nottingham & deRuiter-Beringen, não é razoável em areias muito compactas, em que valores até superiores a 15MPa ocorrem frequentemente. Exceptuando o método Meyerhof, os “clássicos” métodos do CPT impõem limites superiores também nas resistências laterais unitárias, o que não pode se justificar, porque os destas podem ser bem superiores.

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

Todos os métodos clássicos do CPT envolvem juízo de valor na selecção dos coeficientes a aplicar ao valor médio da resistência do cone usados na definição da resistência de ponta unitária. Nos métodos de Schmertmann-Nottingham & deRuiter-Beringen, o OCR é usado para correlacionar  $q_c$  com  $r_i$ . No entanto, enquanto o OCR é conhecido normalmente em argilas, dificilmente se determinam em areias.

No método Europeu, há uma considerável incerteza de resultados quando se convertem os resultados da resistência não drenada,  $s_u$ ; ao usar  $s_u$  para estimar a capacidade de ponta em argilas,  $s_u$  não é um parâmetro único e dependendo das trajectórias de tensão, da velocidade, e orientação do plano de corte. Além disso, as características drenadas governam a capacidade de carga a longo prazo da estaca em solos coesivos. O uso da resistência não drenada para avaliar capacidades a longo prazo não é razoável.

No método Francês – que deve ser reconhecido como muito bem fundamentado – pode-se considerar que o comprimento da zona de influência (a zona que medianiza os valores do CPTu para a resistência de ponta) é muito limitado, ou mesmo MUITO limitado; particularmente se a resistência ao corte do solo decresce por baixo da ponta da estaca; por isso, deve-se ponderar valores até a uma profundidade superior a 1,5b da base da estaca. O método Francês não utiliza a resistência lateral, o que, se para muitos é considerado um desperdício de informação, já que o CPT pode registar este valor com bastante precisão e será um desperdício não o usar. No entanto,  $f_s$  é muito sensível e sujeito a erros de processo.

O MAIS IMPORTANTE, contudo, é salientar que todos os métodos – tanto os “velhos” baseados no CPT, como os mais recentes baseados no CPTU, são métodos empíricos, pelo que exigem prévia calibração a casos de registo de sítios e geologias.

Num determinado sítio e condições, deve-se tentar descobrir o método que melhor se ajuste e que prove maior consistência com valores determinados para a capacidade de carga, determinada por outros meios, com por exemplo ensaio de carga (figuras seguintes). Mais pormenores em:

Viana da Fonseca, A. & Santos, J. A. (2008) "Behaviour of CFA, Driven and Bored Piles in Residual Soil. International Prediction Event – Experimental Site – ISC'2", Publ. FEUP/IST, [www.fe.up.pt/labgeo/pdf/Book-IPPE-Piles-ISC2.pdf](http://www.fe.up.pt/labgeo/pdf/Book-IPPE-Piles-ISC2.pdf) 1 Vol. 705 pág.s +CD-Rom (incl.), (ISBN: 978-972-752-104-3; ISBN: 978-989-95625-1-6)



Fig. 7.26 Argila em adesão a uma estaca extraída



Fig. 7.27 Extracção de Estacas Moldadas e Cravadas em Solo Residual – CEFEUP



Fig. 7.28 Solo residual em torno de uma estaca pré-fabricada cravada



Fig. 7.29 Solo residual em torno de estaca escavada (CFA ou tub. rec.)



Fig. 7.30 Estacas Moldadas e Cravadas em Solo Residual após Extração – CEFEUP

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

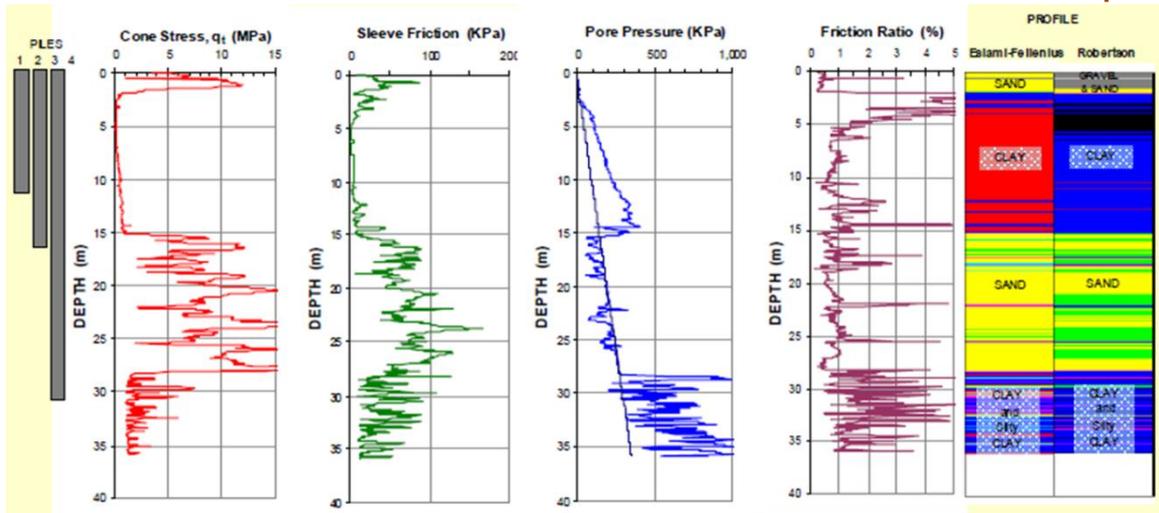
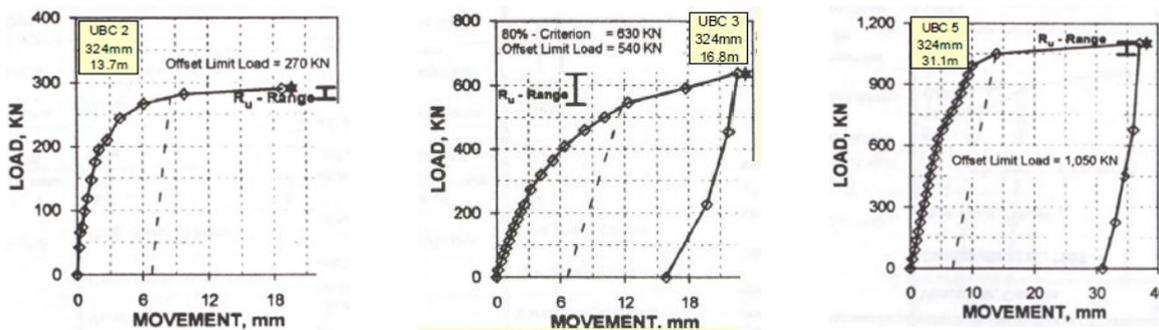


Fig. 7.31 Capacidade de carga determinada a partir do CPT e CPTu – Dados do Terreno

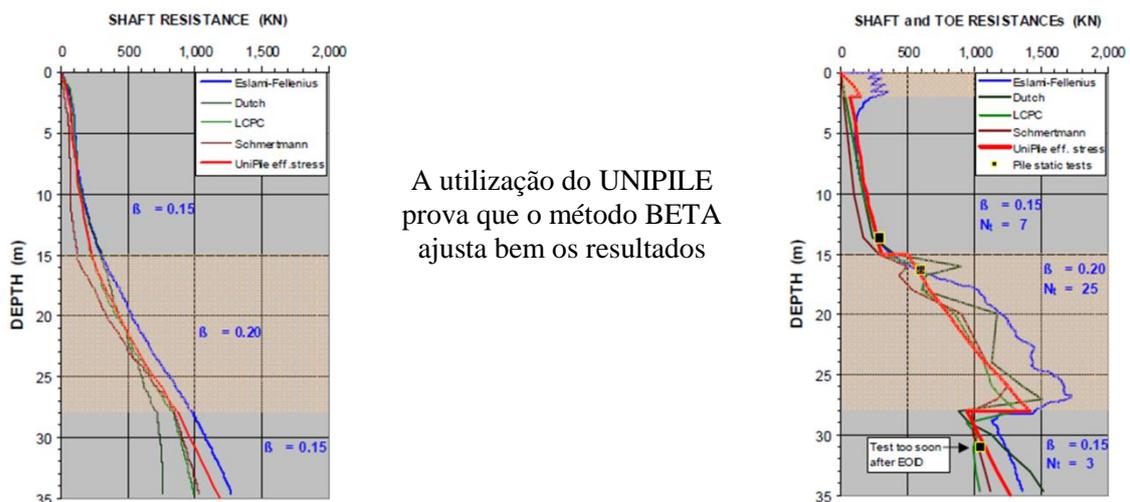


10 semanas após instalação

10 semanas após instalação

3 semanas após instalação

Fig. 7.32 Curva Carga-Assentamento obtida a partir de Ensaio de Carga Estáticos



A utilização do UNIPILE prova que o método BETA ajusta bem os resultados

Fig. 7.33 Análises das análises a partir de ensaios CPT e CPTu e comparação com os resultados dos ensaios de carga

Resultados de Exercícios de Previsão

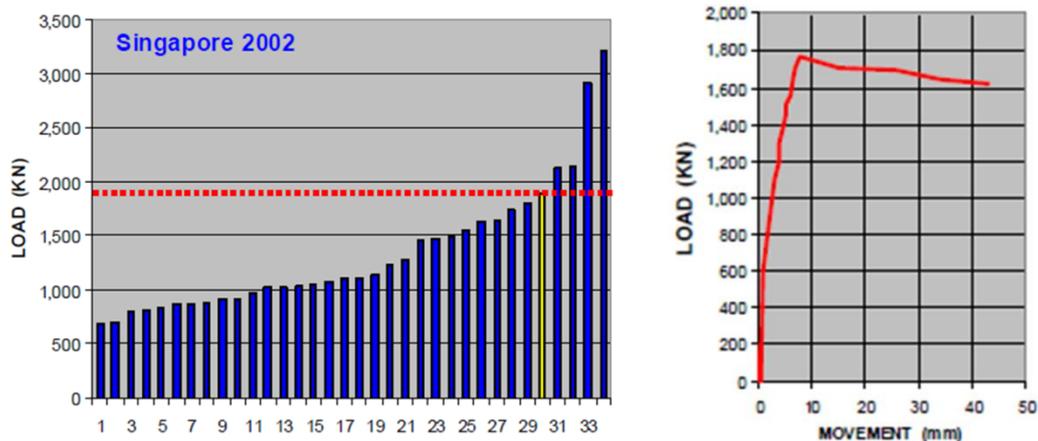


Fig. 7.34 Estaca H cravada de 400 mm com encastramento de 15 m em argila arenosa

# **Estacas Carregadas Vertical / Axialmente Deformabilidade**

## **Análise de Resposta de Estacas sob Ações Verticais com base em resultados de ensaios CPT**

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

A resposta de carga-assentamento-resistência de uma estaca escavada pode ser analisada com eficiência usando os resultados do cone sísmico (SCPTu), já que este fornece quatro registos independentes do maciço: a resistência de ponta ( $q_t$ ), a lateral ( $f_s$ ), a poro-pressão gerada ( $ub$ ), e a velocidade da onda de corte ( $V_s$ ).

Estes resultados da penetração estática são usados nos métodos directos do CPT para determinação das duas parcelas da capacidade de carga, a resistência lateral unitária e a capacidade de suporte da base, enquanto que a velocidade da onda de corte fornece a rigidez inicial do meio elástico que permite a análise dos deslocamentos verticais e a distribuição da transferência de carga estaca-terreno.

O interesse é a utilização do detalhamento estabelecido pelos perfis definidos a partir do ensaio CPT data e da combinação de leituras que se obtêm de um só ensaio.

Os resultados do CPT podem ser interpretados tanto por via de Métodos Directos como por Métodos Indirectos para determinação de resistência lateral unitária ( $f_s$ ) e resistência de ponta (base) unitária ( $q_b$ ) estacas.

Nos métodos indirectos ou racionais os resultados dos ensaios CPT são usados primeiramente para determinar os parâmetros para engenharia geotécnica (i.e.,  $K_0$ ,  $f'$ , OCR,  $s_u$ ,  $E'$ , etc) que, por sua vez se tornam parâmetros de *input* para as soluções limites de equilíbrio estático para determinar as capacidades ou resistências últimas de laterais e de ponta (Poulos, 1989).

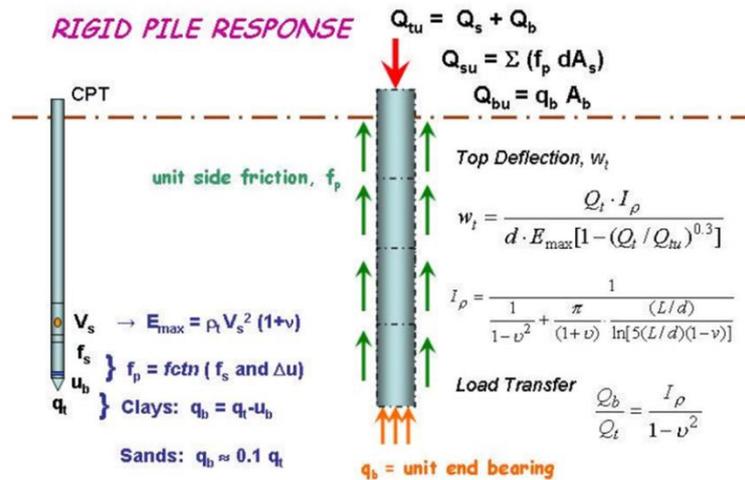
Com o advento dos piezocones (CPTU), a importância e da correção de poro-pressão no valor de  $q_c$  para obter a tensão total na ponta do cone ( $q_t$ ) foi reconhecida (Lunne, et al. 1997), especialmente em argilas e siltes.

Estes reconhecimentos levaram a re-examinar com antecedência as correlações em termos de leituras de  $q_t$  (Almeida, et al. 1996). Como o CPTU fornece os registos contínuos de  $q_t$ ,  $f_s$  e  $u$  em profundidade, as correlações mais recentes (Eslami & Fellenius, 1997; Takesue, et al., 1998) procuram utilizá-las directamente numa tentativa de melhor avaliar a capacidade de carga axila das estacas.

Embora os métodos directos do CPT incidam no cálculo de capacidade, de facto, as curvas integrais de carga – assentamento (deformação) - capacidade resistente são necessários para o projecto geotécnico.

O cone ou o piezocone sísmico (SCPTu) dão medições adicionais da velocidade da onda sísmica distorcional ou de corte a cada 1-m de intervalo, obtendo-se assim o parâmetro fundamental de RIGIDEZ MÁXIMA.

Importa desenvolver e calibrar os métodos directos do CPT na possibilidade de gerar a curva carga-deslocamento completa, incluindo a funções de transferência de carga e a resistência última. Isto pode ser feito dentro do contexto das soluções elásticas para meios contínuos, Figura 7.35.

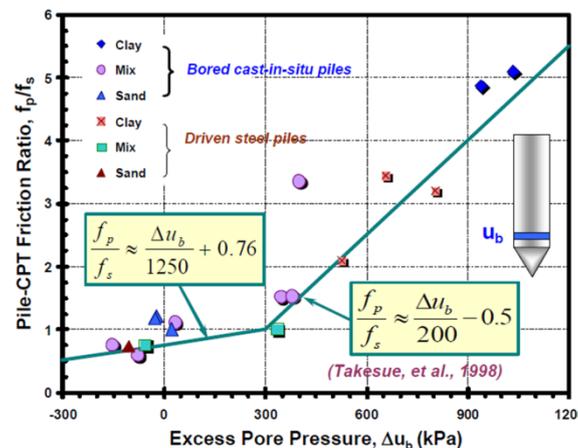


**Fig. 7.35** Conceito de método directo do CPT para avaliação da resposta global de uma estaca moldada

A capacidade total ( $Q_{tu}$ ) de uma estaca é, como se sabe composta de resistência lateral ( $Q_{su}$ ) de ponta/base ( $Q_{bu}$ ).

No método de Takesue, et al. (1998), por ex., a resistência unitária da ponta ( $f_p$  ou  $f_p$ ) de uma estaca é estimada a partir do valor medido a resistência unitária da pontado CPT ( $f_s$ ), que é depois proporcionada (com factor maior ou menor do que a unidade) consoante a grandeza da geração dos excessos de poropressão ( $Du$ ).

Os resultados usados para deduzir as correlações foram obtidas tanto para estacas escavadas ou cravada sem argilas, areias, e solos de transição, Figura 7.36.



**Fig. 7.36** Método Directo do CPT para avaliação da Resistência Lateral Unitária a partir dos registos de  $f_s$  e  $Du$  (Takesue et al. 1998)

Os factores de correlação são:

- Para  $\Delta u < 300$ :

$$\frac{f_p}{f_s} = \frac{\Delta u + 950}{1250} \quad (7.38)$$

- Para  $300 < \Delta u < 1250$ : ou,  $\Delta u < 300$ :

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

FEUP | Porto

23 | Junho | 2016

$$\frac{f_p}{f_s} = \frac{\Delta u - 100}{200} \quad (7.39)$$

O somatório da resistência lateral unitária ao longo da área lateral (perimetral) de uma estaca escavada dará a da resistência lateral total ( $Q_{su}$ ).

$$\text{-- para argilas: } \begin{cases} q_b = q_t - u_b \\ \text{ou} \\ q_h = \frac{1}{2} a \frac{1}{3} de(q_t - \sigma_{v0}) \end{cases} \quad (7.40)$$

$$\text{-- para areias: } q_b = q_t - u_b \quad (7.41)$$

Porque a total mobilização da capacidade de carga abaixo da base não se mobilizará já que seriam necessários grandes deslocamentos

### Deslocamentos axiais e transferência de carga

A teoria elástica do meio contínuo tem ferramentas adaptadas para determinação da resposta carga-assentamento de uma estaca sujeita a carregamento axial (Poulos & Davis, 1980; Poulos, 1989).

Uma solução fechada aproximada tem sido desenvolvida que possa incluir alguns casos simples, como estacas flutuantes em solos homogêneos, estacas a funcionar de ponta, e solos do tipo Gibson, bem como possa ter em consideração os efeitos de compressibilidade da estaca (Randolph & Wroth, 1978, 1979; Fleming, et al. 1992).

Para um diâmetro de estaca  $d$  e comprimento  $L$  cujo fuste e a ponta actuem no mesmo meio contínuo, o deslocamento do topo ( $w_t$ ) é dado por:

$$w_t = \frac{Q_t \times I_\rho}{d \times E_s} \quad (7.42)$$

$Q_t$  = carga axial aplicada;  $I_\rho$  o fator de influência do deslocamento.

Para o caso de estaca rígida encastrada num solo homogêneo:

$$I_\rho = \frac{1}{\frac{1}{1-v^2} + \frac{\pi}{1+v} \times \frac{L/d}{\ln[5 \times (L/d) \times (1-v)]}} \quad (7.43)$$

Sendo a percentagem de carga transferida para a base é dada por:

$$\frac{Q_b}{Q_t} = \frac{I_\rho}{1-v^2} \quad (7.44)$$

### Transferência de carga considerando a rigidez do solo

A rigidez dos solos é altamente NÃO LINEAR na maior parte dos níveis de carga práticos. O valor de referência da rigidez em muito baixas deformações (dedutível pelos registos de ondas de corte sísmicas,  $V_s$ ) é independente desses níveis de tensão-deformação, corresponde à tangente inicial de todas as curvas tensão-deformação:

$$G_{max} = \rho_t V_s^2 \quad (7.45)$$

sendo  $\rho_t$  a massa volúmica total e pode ser avaliada de forma simplificada por:

# Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ

## Abordagem Unificada a partir de CPT/SCPTU e Sísmica de Superfície

$$\rho_t \text{ (g/cc)} = 0,277 + 0,648 \log(V_s) \quad (7.46)$$

Resultando num módulo elástico equivalente de:

$$E_{max} = 2G_{max} (1 + \nu) \quad (7.47)$$

Dado que o valor de  $E_{max}$  é correspondente a muitas baixas deformações, tem que ser reduzido para condições comuns de serviço em obras/estruturas geotécnicas para reflectir os respectivos níveis correntes de tensão deformação. Uma das formas mais simples é utilizar um modelo hiperbólico modificadola (Fahey & Carter, 1993):

$$\frac{E}{E_{max}} = 1 - f \left( \frac{Q}{Q_u} \right)^g \quad (7.48)$$

Próprio de solos não estruturados / não cimentados and uncemented soils (Fahey, 1998; Mayne, 2001).

Um módulo elástico  $An$  equivalent modulus can be obtained from:

$$w_t = \frac{Q_t \times I_p}{d \times E_{max} \times [1 - (Q_t/Q_{tu})^g]} \quad (7.49)$$

### Aplicação ao Campo experimental da FEUP Simulação das respostas de 3 tipos de estacas

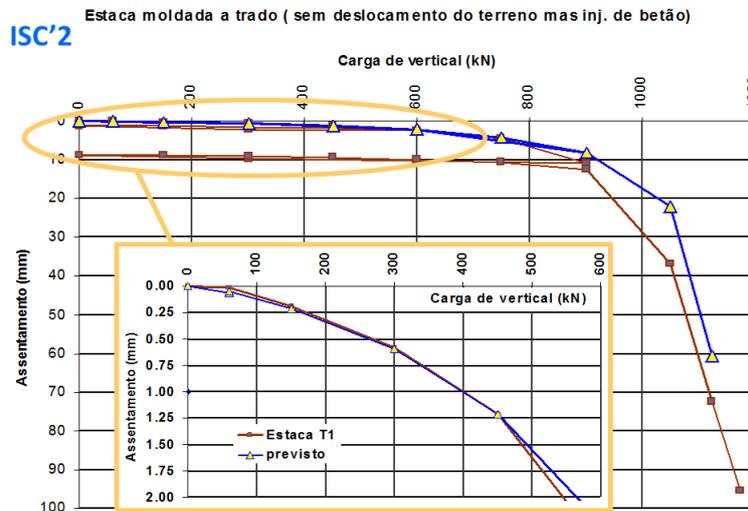


Fig. 7.37 Estaca moldada a trado com injeção de betão

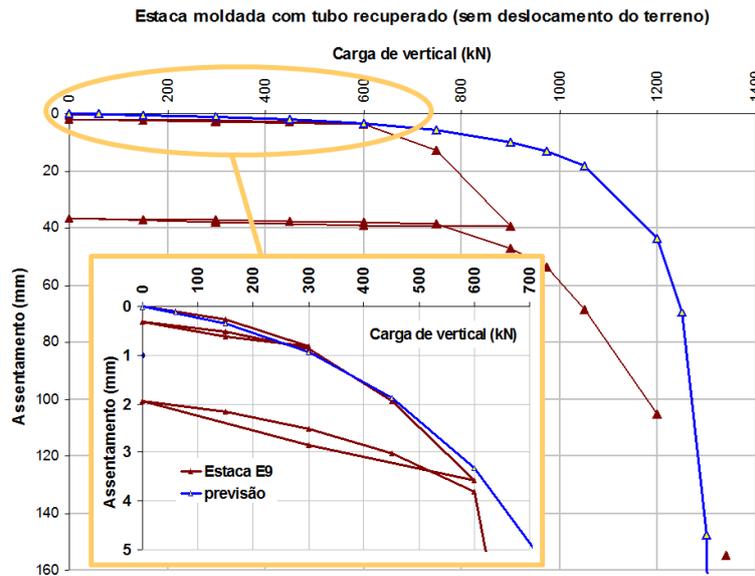
### Teoria de Elasticidade adaptada não linearidade

$$s(= \delta) = \frac{Q \times I_p}{d \times E_0 [1 - (Q/Q_{ult})^{0,3}]} \quad (7.50)$$

com referência à lei pseudo-hiperbólica:

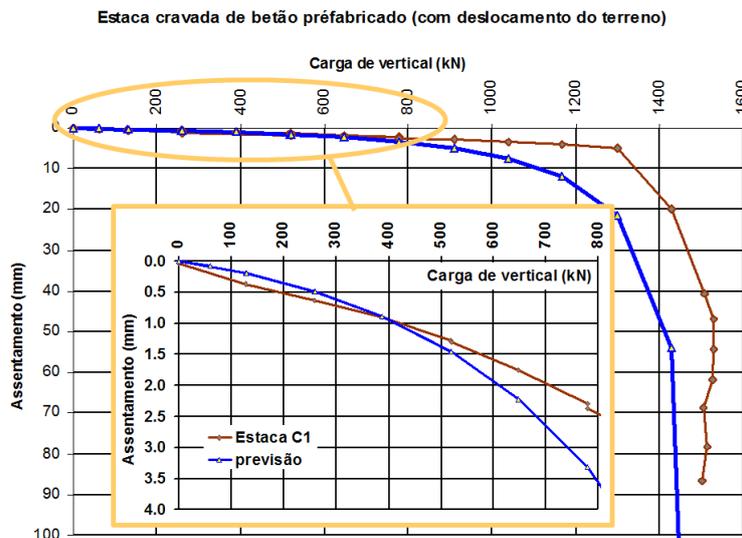
$$\frac{G}{G_{max}} = 1 - f(\tau/\tau_{max})^g \quad (7.51)$$

Neste caso, obteve-se um bom ajuste da curva (até FS  $\approx$  2) para:  $f = 1$  e  $g = 0,22$



**Fig. 7.38** Estaca moldada “clássica” com tubo metálico recuperado

Neste caso, obteve-se um melhor ajuste da curva (em particular para tensões até 600kPa – FS ≈ 2,2) para os valores:  $f = 1$  e  $g = 0,12$



**Fig. 7.39** Estaca de betão pré-fabricado cravada dinamicamente

Neste caso, obteve-se um melhor ajuste da curva (em particular para tensões até 400kPa – FS≈3,5) para os valores:  $f = 1$  e  $g = 0,30$ .

*Bibliografia: ficheiro anexo.*