

ENSAIOS EMPÍRICOS NORMALIZADOS QUE BASEIAM ALGUMAS OPÇÕES PARAMÉTRICAS

Os **LIMITES DE ATTERBERG** são ensaios físicos que sendo independentes da geometria e arranjo dos solos (estrutura e fábrica) - por isso não directamente correlacionáveis com parâmetros mecânicos - podem ser usados como índices de selecção em propostas empíricas e semi-empíricas.

- É exemplo o **LIMITE DE LIQUIDEZ (w_L)** que reproduzindo empiricamente uma **condição de limite** (associada à resistência última) - tratável por análise de Elementos Finitos - é **associável à coesão ou resistência não drenada**.

Skempton propôs para argilas correntes (N.C. e $\sigma'_c = \sigma'_{v0} = 2 - 5c_u$) a relação:

$$c_u = (0,11 + 0,0037 \cdot IP) \sigma'_c$$

- Outros termos de potencialização** destes índices podem ser ilustrados por:
 - se ao w_L associarmos o seu índice de vazio (e_L) - por via do cone penetómetro BS - pode-se obter a linha normalmente consolidada do ensaio de compressão unidimensional ou edométrico:

$$e_L, w_L \Rightarrow C_c = 0,009 (w_L - 10) \quad \text{ou} \quad C_c = 0,009 (w_L - 13)$$

o que está em consonância com

$$I_p = 0,73 (w_L - 13)$$

- Se, além disso*, nos reportarmos a que:

$$e = e_0 - c_c \log(p / p_a)$$

virá:

$$E_{ed} = \Delta p / \Delta \varepsilon = \Delta e / (1 + e) = [(1 + e) / C_c] p$$

e, em termos isotrópicos:

$$E_{iso} = 2,3 \cdot [(1 + e) / C_c] \cdot p$$

Assim, com relações deste tipo, pode-se, a partir de um índice de vazios e de w_L , obter uma ordem de grandeza de p'_c , E e c_u .

CLASSIFICAÇÃO DAS METODOLOGIAS PARAMETRIZAÇÃO MECÂNICA

- **Empíricas** (correlações baseadas na experiência regional e classificativa);
- **Semi-empíricas** (baseadas numa teoria simplificada);
- **Analíticas/numéricas** (baseadas numa teoria que tem em consideração as variáveis mais específicas dos solos/rochas e as trajectórias de tensões envolvidas nos ensaios).

ENSAIO SPT

- Os procedimentos base do ensaio padrão foram apresentados no [documento de referência \(ISSMFE-TC16, 1989\)](#): analisam-se *questões como a aplicabilidade a fundações superficiais e as condicionantes relacionadas com a preparação do pré-furo de sondagem, tipo de varas de guiamento, execução do ensaio e tipo de amostrador (materiais, rugosidade, etc.), adaptações necessárias para a sua utilização em dimensionamento de fundações profundas e ensoleiramentos e a sua adopção a maciços de argilas rijas e rochas brandas.*
- Fundamental quantificar a influência das várias metodologias de execução do ensaio nas correlações obtidas entre N_{SPT} e os parâmetros geotécnicos - método de disparo da massa ou o tipo de martelo - para **a uniformização dos resultados $\Rightarrow N_{60}$** .
- Correlações de interesse geotécnico**: mais importante estabelecê-las com as características mecânicas dos solos (resistência ou rigidez) do que directamente com as consequências destes (resistência de ponta ou lateral de uma estaca ou assentamento de uma sapata).
- Identificam-se geralmente os **seguintes grupos e subgrupos: areias e cascalhos, argilas e rochas brandas.**

Importante *integrar nos valores de N_{60} o efeito da tensão efectiva in situ $\Rightarrow$ introduziu-se a noção de $(N_1)_{60}$ (N_{60} para $\sigma'_v = 1 \text{ kgf / cm}^2$). Segundo Décourt (1989):*

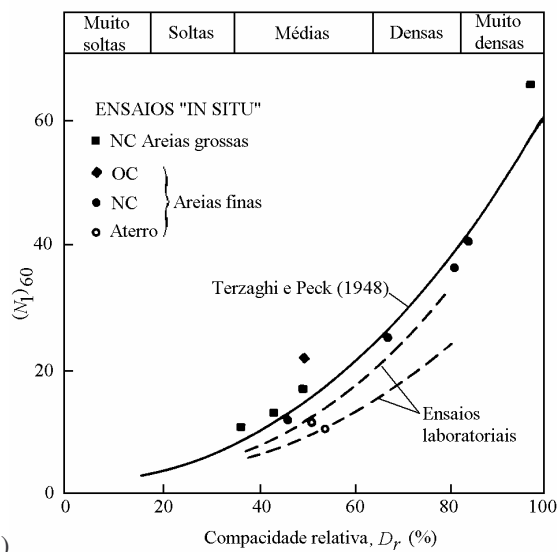
$$(N_1)_{60} = c_n N_{60} = \left[\frac{(\sigma'_{oct})_1}{(\sigma'_{oct})} \right]^{0.5} N_{60}$$

$(\sigma'_{oct})_1$ - a tensão octaédrica efectiva de uma areia normalmente consolidada a uma tensão efectiva vertical de 98,1 kPa;

(σ'_{oct}) - a tensão octaédrica efectiva real no nível de execução do ensaio.

Várias **relação entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de atrito**. Na Figura são apresentadas as de Skempton (1986), Stroud (1988) e Décourt (1989).

Note-se a dependência de $(N_1)_{60}$ com a compactidade relativa para diferentes valores de ϕ'_{cv} e de OCR (Stroud, 1988). A conjugação com as relações como os parâmetros D_r e ϕ' serve para aferir os valores de ϕ' .



a)

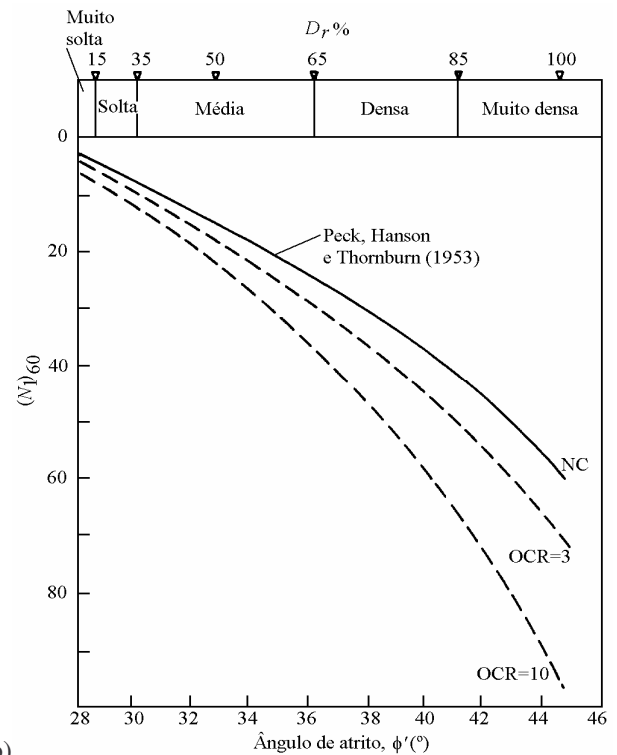
Skempton (1986):

$$D_R \cong (N_{60}/(0,28 \cdot \sigma'_{v0} + 27))^{0,5}$$

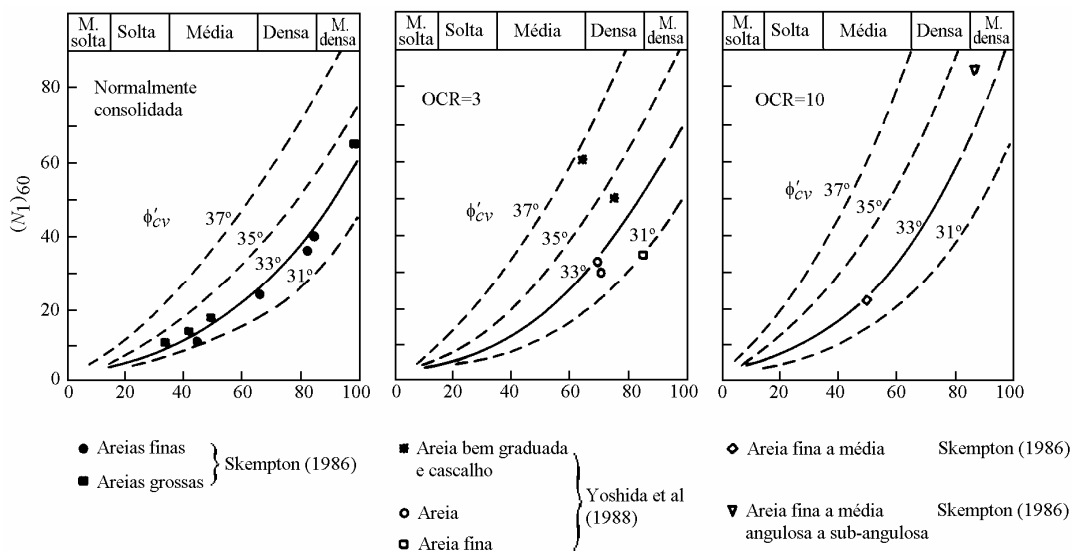
$$D_R \cong (N_{60}/(0,27 \cdot \sigma'_{v0} + 46))^{0,5}$$

Factores influentes em $(N_1)_{60}$: a) compacidade b)

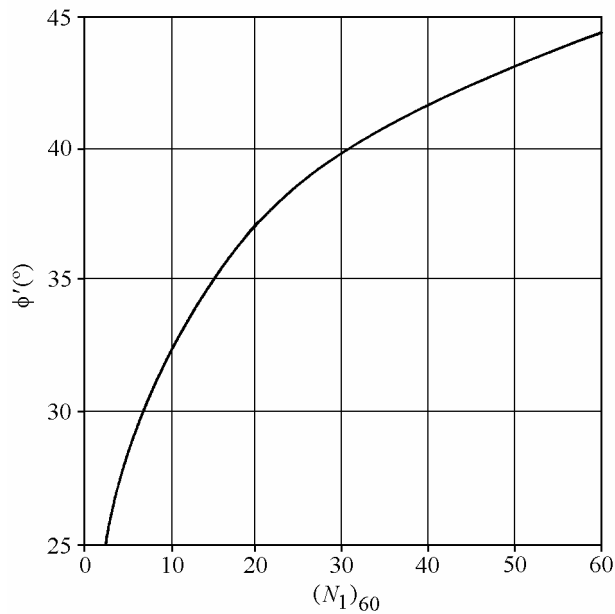
relativa; b) OCR e ângulo de atrito.



7



Varição de $(N_1)_{60}$ e compacidade relativa com ϕ'_{cv} e OCR (Stroud, 1988).



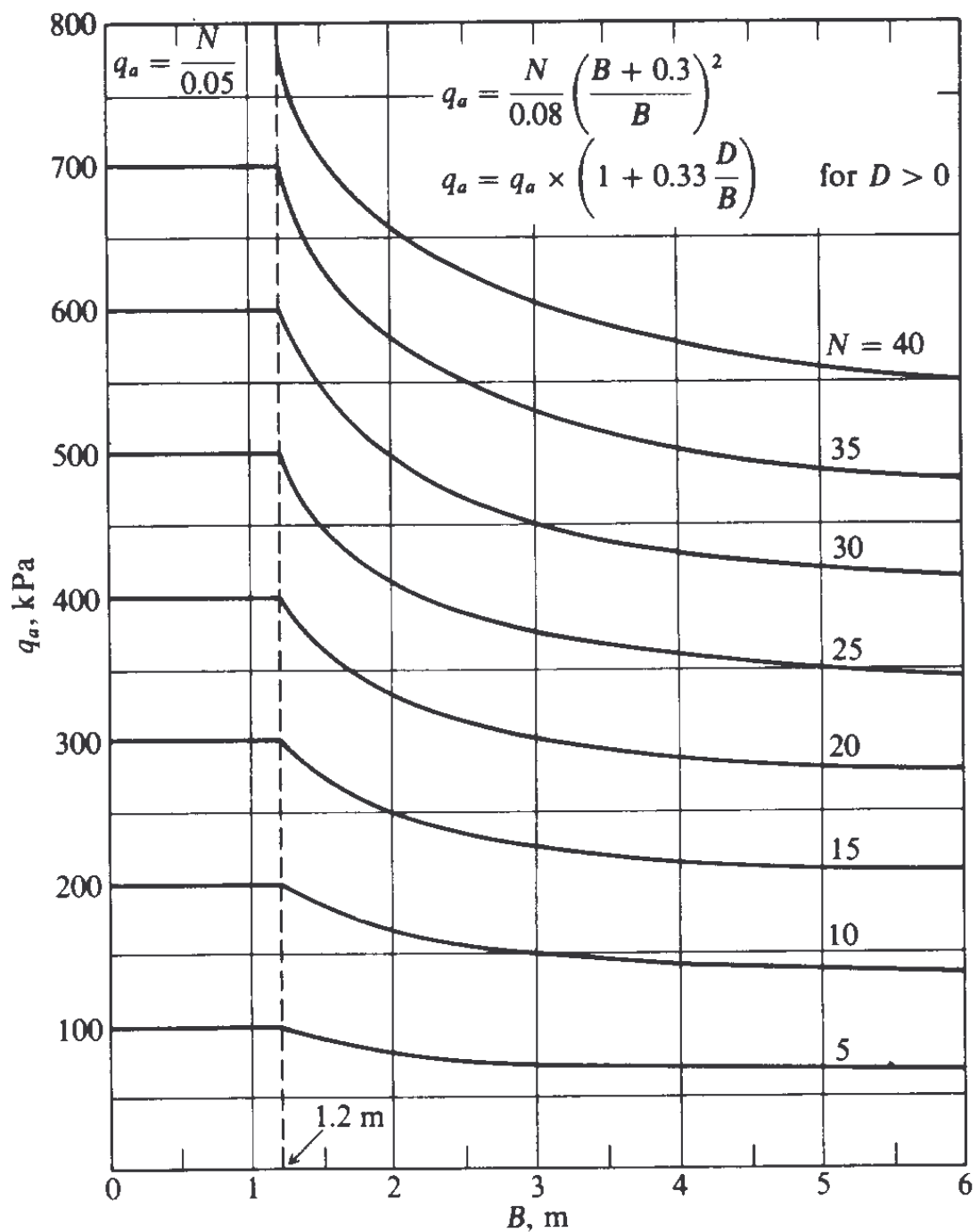
Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ' para areias (Décourt, 1989)

Tensão admissível avaliada directamente do SPT

- ◆ Terzaghi e Peck (1967) e Meyerhof (1956) correlacionaram a tensão admissível, q_a , de fundações superficiais - por limitação de assentamentos a 25 mm - com o valor de N_{SPT} . Consideradas conservativas, as curvas de Terzaghi e Peck foram reanalisadas por Meyerhof (1974) e **Bowles (1988)** apresenta o *ábaco actualizado de correlacionamento de N_{SPT} com q_a* , sendo o valor de N_{SPT} correspondente a uma razão de energia de 55% da teórica (EUA);
- Segundo a proposta, deve-se calcular a média do valor de N_{SPT} ($= N_{55}$) na zona de influência da sapata (0,5·B acima da base e 2·B abaixo da mesma) e, em função da dimensão da sapata, obter a tensão admissível (q_a para um assentamento máximo de 25 mm).
- *O autor sugere que, se a limitação do assentamento for diferente de 25 mm, pode-se admitir proporcionalidade directa entre tensões admissíveis e os respectivos assentamentos previstos.*
- ◆ Outro autor (Parry, 1977) simplifica ainda mais esta avaliação da tensão admissível com a expressão para solos não coesivos:

$$q_a = 30 \cdot N \quad (\text{kPa})$$

sendo $N = N_{55}$ e determinado para a profundidade de 0,75·B.



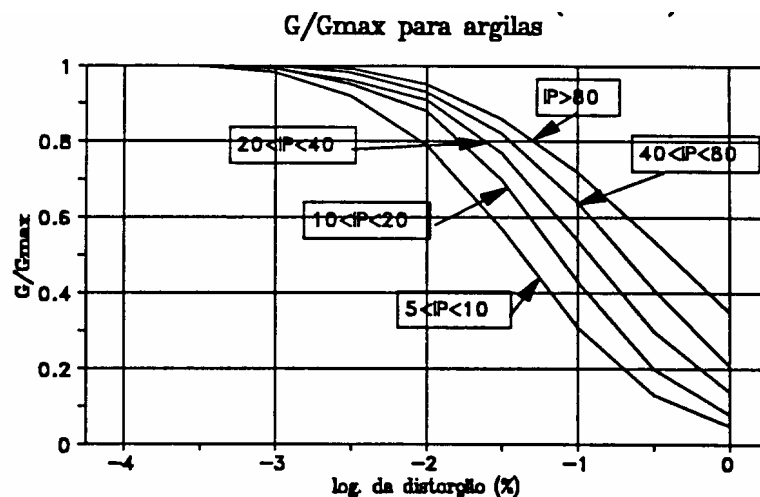
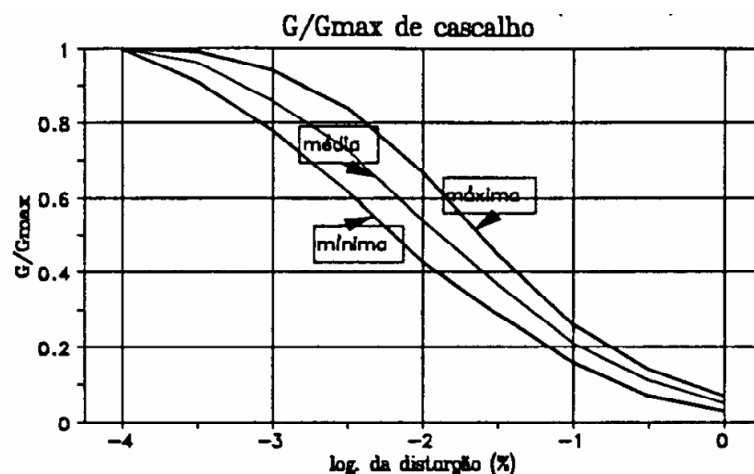
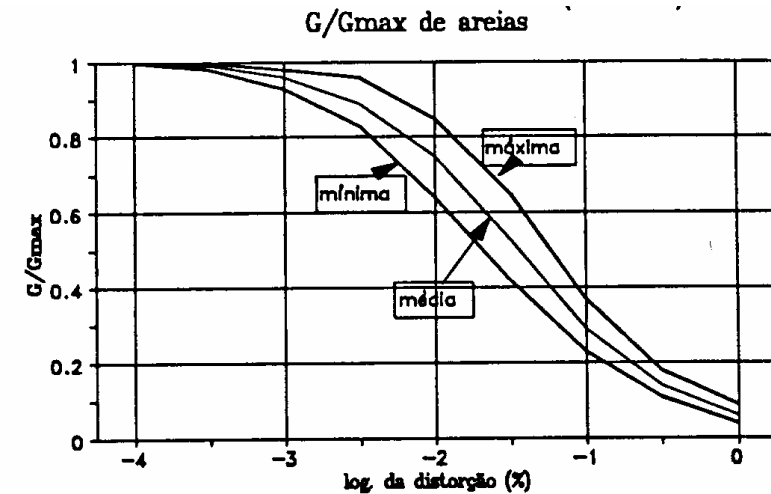
NOTA: Os valores de N na Figura correspondem a N_{55} - SPT mais usado nos EUA - pelo para se considerar o valor normalizado de N_{60} corrige-se como segue:

$$N_{55} (\text{input da Figura}) = 60 / 55 \times N_{60} (\text{valor do SPT normalizado})$$

Tensão admissível avaliada directamente do SPT (BOWLES, 1988), adaptada de Terzaghi e Peck, 1967, Meyerhof, 1956, 1974)

Rigidez: rochas brandas, solos arenosos e argilosos

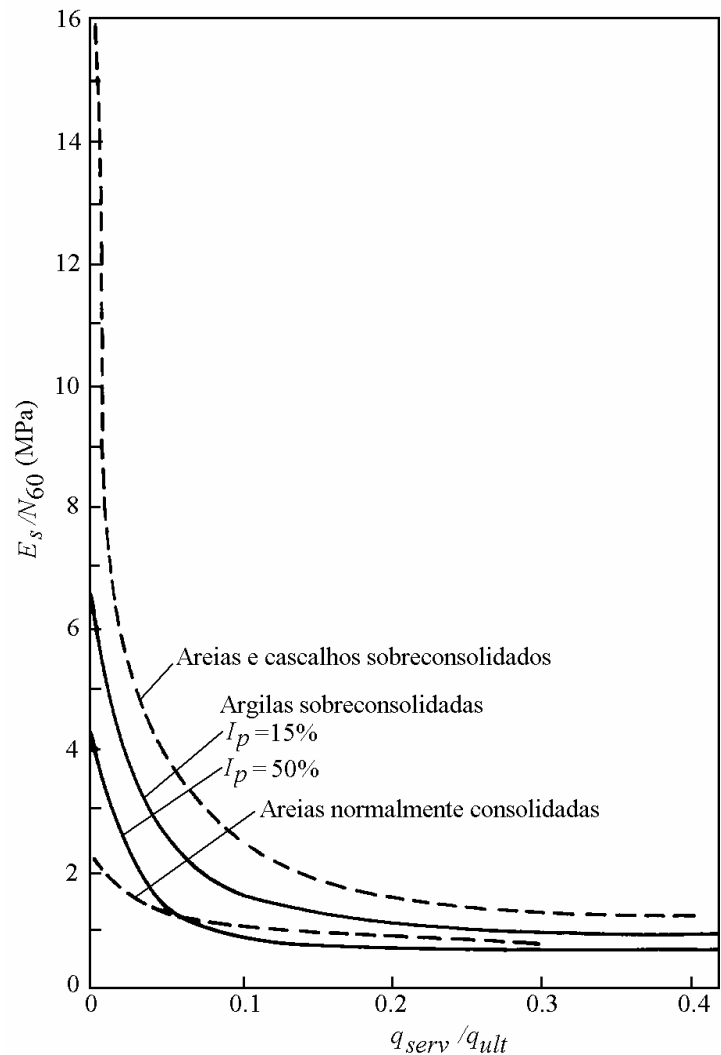
- Sendo a rigidez dos solos altamente dependente do nível de deformação, deve-se adoptar diferentes valores dos módulos de deformabilidade secantes consoante o nível de deformação (figuras de $G/G_{\max}$ versus distorção).



$G/G_{\max}$ versus distorção (SEED *et al.*, 1984)

–Para estabelecer esse nível para uma determinada fundação e correlacionar valores de N_{SPT} com o parâmetro de rigidez E (secante) é adequado considerar a razão E / N_{60} e a sua variação com o nível de deformação correspondente a um estado último de rotura ($q / q_{ult} = q_a / q_{ult}$).

A determinação da carga última pode ser feita por via do conhecimento de ϕ' num ponto correspondente à profundidade B (largura efectiva da fundação), utilizando a expressão da capacidade de carga. Na Figura apresenta-se um **ábaco da relação E / N_{60} versus q_a / q_{ult} para os vários tipos de materiais em causa**. No Quadro apresentam-se alguns valores típicos para a razão $q_a / q_{ult} = 0,1$ em solos indexáveis aos saprólitos de granito, Stroud (1988):



Módulos de deformabilidade deduzidos do SPT (Stroud, 1988)

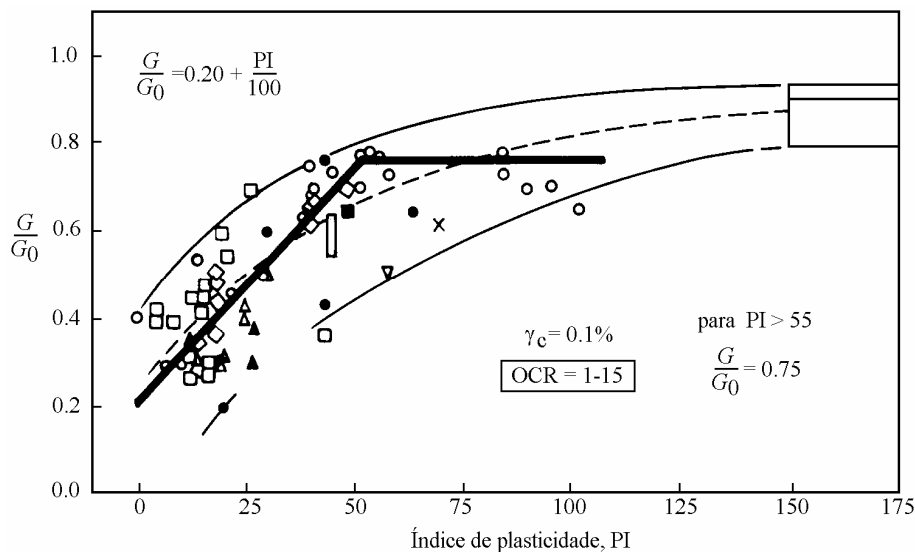
Tipo de Maciço	E / N_{60} (MPa)	E / c_u^*
Areias e Cascalhos Sobreconsolidados	2.5	--
Areias Normalmente Consolidadas	1.0	--
Rochas Brandas pouco sensíveis ($N_{60} < 200$)	1.0	200

- **Das correlações entre G_0** (módulo de distorção máximo = $G_{\max}$) **e o N_{SPT}** (Jamiolkowski *et al.*, 1988; Jamiolkowski e Robertson, 1988), salientam-se

- **Imai e Tonouchi (1982) e Stroud (1988):** $G_0 = 5,8 \cdot N_{60}$
- **Ohsaki e Iwasaki (1973):** $G_0 = 10,4 \cdot N_{60}^{0,8}$ (MPa)

Na prática das **obras geotécnicas** em condições estáticas as deformações envolvidas são substancialmente mais elevadas do que as correspondentes a G_0 . Décourt (1992) propõe-se avaliar esses módulos de distorção para $\gamma \cong 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-3}$.

Apresenta as seguintes relações entre a razão $G_{0,1\%} / G_0$ com o índice de plasticidade (solos não plásticos $I_p = 0$), formuladas a partir de (Figura):



$$G_{0,1\%} / G_0 = \frac{20 + I_p}{100}; I_p \leq 55$$

$$G_{0,1\%} / G_0 = 0,75; I_p > 55$$

G / G_0 função do Índice de Plasticidade (Décourt, 1992).

NOTA: $PI \Leftrightarrow I_p$, na literatura anglo-saxónica

Esta proposta simplificada permite, contudo, avaliar, a partir da determinação de G_0 - geralmente mais fidedigna - e das relações entre G_0 e N_{72_SPT} (valor padrão do equipamento usado no Japão e correspondente a uma razão de energia de 72% da teórica), **estimar o módulo de deformabilidade a 0,1%** como se segue:

$$G_{0,1\%} = \frac{20 + I_p}{100 \cdot G_0} = \frac{20 + I_p}{100 \cdot \alpha \cdot N_{60}}$$

sendo $\alpha \cdot N_{60}$ recursiva de uma das expressões anteriores.

Décourt salienta em relação à determinação directa da capacidade de carga e da tensão admissível a partir de valores de N_{SPT} :

“(...) é prática corrente no Brasil - desde os trabalhos de De Mello (1972) - aplicar as regras correntes estabelecidas para solos sedimentares para argilas e areias, consoante a granulometria equivalente. Não se têm detectado desajustes nos resultados obtidos, pelo que se poderá concluir que esta opção pode ser aceitável mas é provavelmente conservativa (...)”.

Ainda se podem referir outras propostas consagradas de correlacionamento de G_0 e N_{60} , sendo de salientar

- **A avaliação directa de assentamentos em fundações superficiais** a partir de adaptações da expressão simplificada de determinação de assentamentos em maciços semi-infinitos (métodos pseudo-elásticos):

$$s = q \cdot B \cdot f / \overline{E_s}$$

sendo os valores ponderados de $\overline{N}$ (ou $\overline{N_{60}}$) dados por: $\overline{E_s} = \alpha \cdot \overline{N}^\beta$

com α e β constantes dependentes do critério (semi-empírico) e $\overline{N}(= \overline{N_{60}})$ um valor mais representativo da deformabilidade do maciço.

- **Via simplificada para o estabelecimento da tensão admissível**

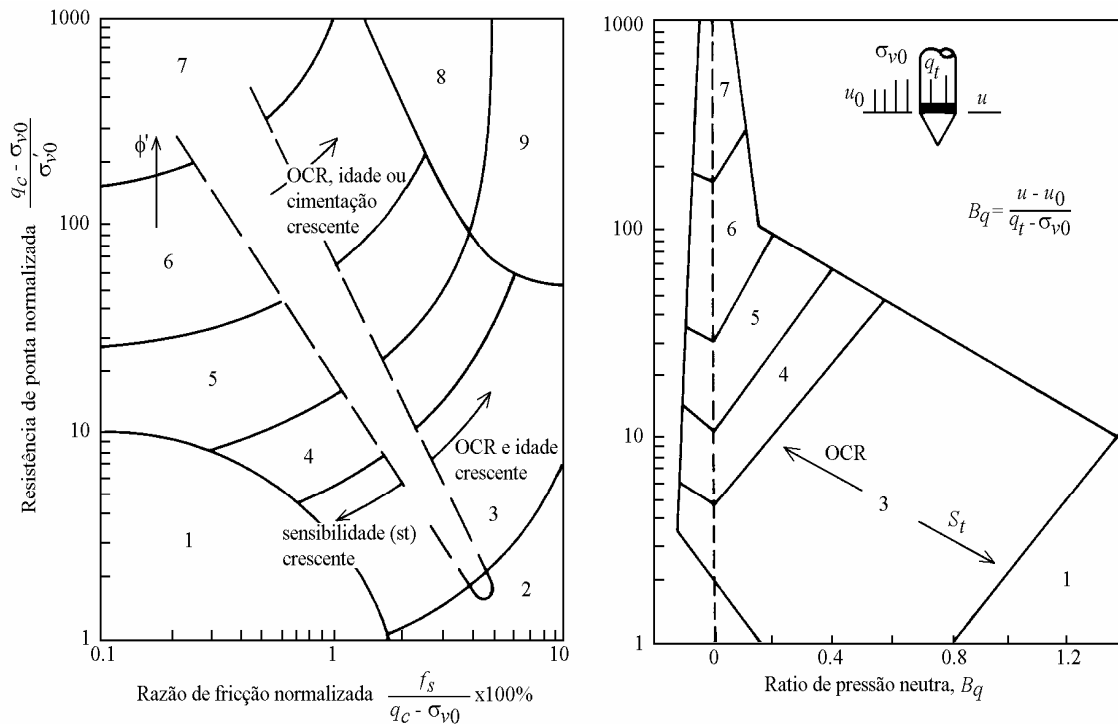
- Segundo Décourt (1992) pode ser feito a partir de um dos dois seguintes critérios:
 - valor da tensão aplicada para um deslocamento relativo de: $s/B = 0,75\%$;
 - valor calculado com base no SPT, considerando-se como tensão admissível o correspondente a: $N/3$ (areias); $N/4$ (argilas), em kgf/cm².

ENSAIO CPT

- Excelente meio para avaliação da **disposição e da variabilidade dos estratos** dos maciços em profundidade (em particular sedimentares e moles).
- Para a **IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO** do maciço, usa-se geralmente a razão atrítica ou de fricção ($F_R = f_s / q_c$): ábacos de classificação de solos a partir de valores do par q_c e F_R (Douglas e Olsen, 1981; Robertson e Campanella, 1983).

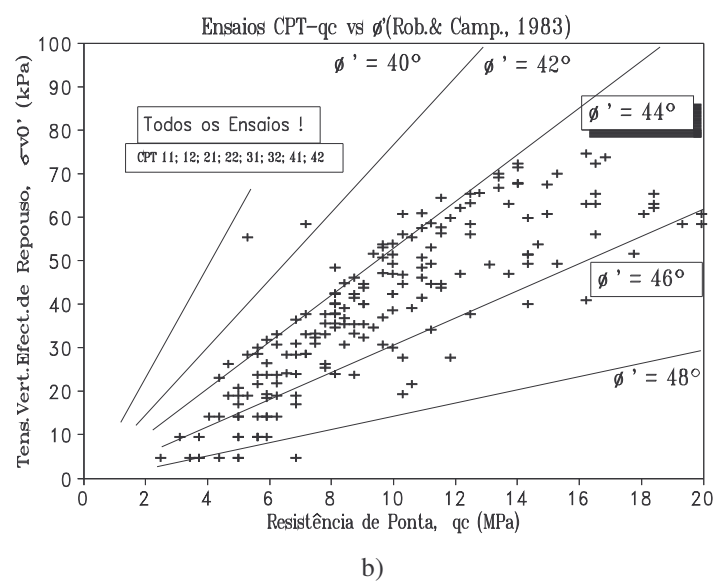
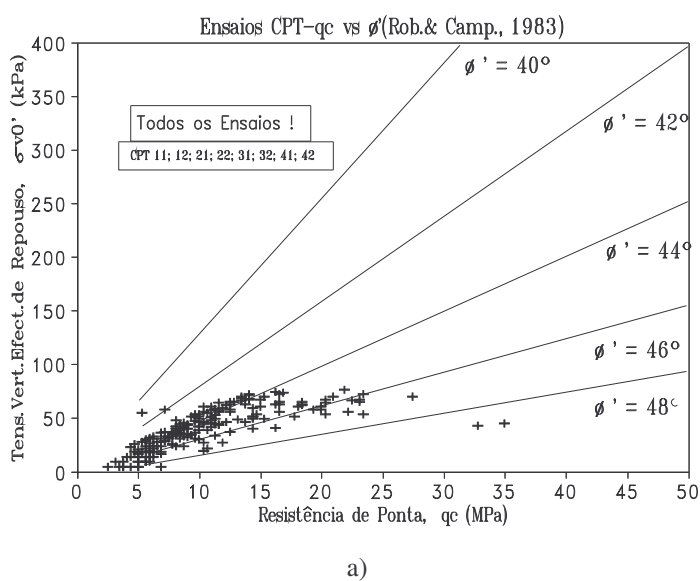
Robertson (1990) apresenta um sistema integrado que parte de uma adimensionalização das grandezas determinadas no CPT (ou CPTU). É um ábaco tridimensional baseados nos seguintes valores:

$$Q_T = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} ; \quad F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100 (\%) ; \quad B_q = \frac{\Delta u}{q_c - \sigma_{v0}}$$



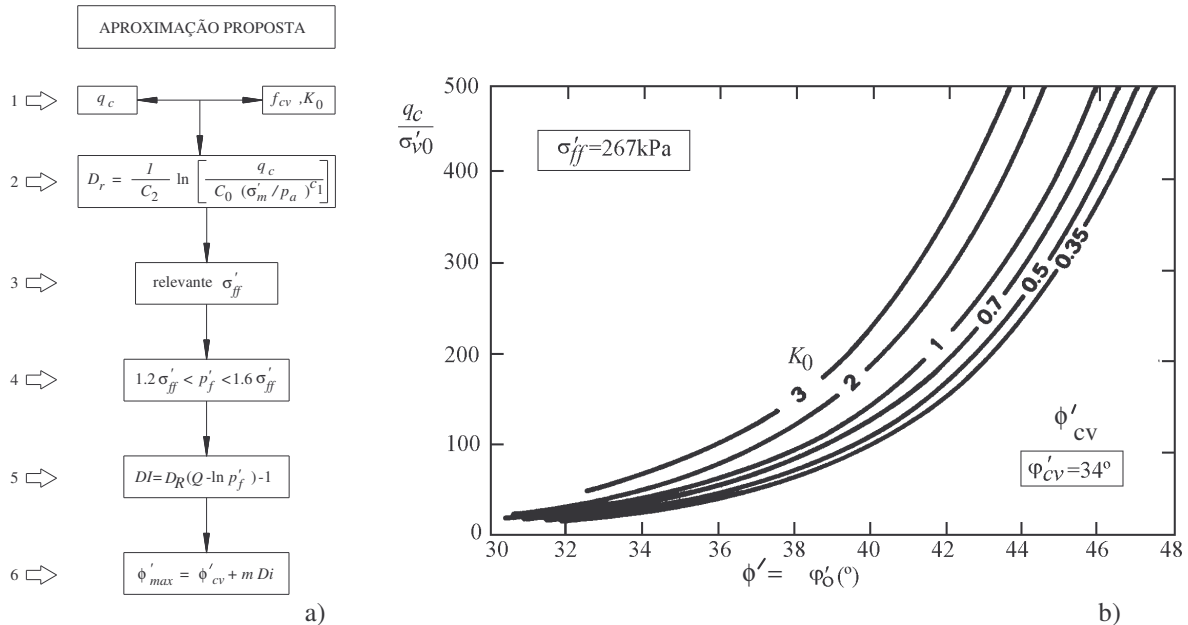
Classificação baseada em parâmetros normalizados de CPT e CPTU (Robertson, 1990).

- As correlações com a **RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARENOSOS** admitem **relações lineares entre q_c e σ'_{v0}** , de que é exemplo o gráfico como o apresentado por **Robertson e Campanella (1983)** - propostas para solos normalmente consolidados. Na figura ilustra-se a avaliação de ϕ' para um solo saprolítico do granito do Porto.



Enquadramento de σ'_{v0} / q_c para avaliação de ϕ' pela proposta Robertson e Campanella (1983).

Das soluções mais recentes, a teoria de tensão-dilatância (Bolton, 1986) é a mais consagrada. Partindo da resistência intrínseca (ϕ'_{cv} - mineralogia e composição) e do estado de tensão inicial (valor de K_0 - história de tensões), segue um processo de cálculo como o esquematizado na Figura: ábaco para um solo de $\phi'_{cv} = 34^\circ$ e qualquer nível de σ'_{ff} (ângulo de atrito secante).



Estimativa de ϕ' em areias, a partir da **teoria de tensão-dilatância** de Bolton (1986):

a) esquema de determinação de $\phi' (= f(q_c))$; b) ϕ' para uma areia de $\phi'_{cv} = 34^\circ$.

Se os valores do ângulo de atrito crítico (variando entre 30 e 42°) não são directamente avaliados (experimentalmente), pode-se recorrer a quadros como o de Stroud (1988).

- Para a avaliação da **RESISTÊNCIA DE SOLOS ARGILOSOS** usam-se preferencialmente os ensaios de determinação directa da COESÃO NÃO DRENADA (c_u). Destes o ensaio de corte rotativo (VANE TEST) responde de forma expedita a esta parametrização (ver adiante).

Se se utilizam os resultados do ensaio CPT, admitem-se relações de q_c com c_u que se podem expressar por:

$$(q_c - \sigma'_{v0}) / c_u = N_c$$

sendo que aos valores de N_c associam-se os limites de: **15 ± 5**. O seu valor é, **de facto, função do tipo de argila** - propostas de Skempton e ábacos mais recentes de adaptação das mesmas - veja-se Jamiolkowski *et al.* (1988) – EC7. Na Figura apresenta-se as tendências experimentais apresentadas por Baligh *et al.* (1980).

Valores de ϕ'_{cv} para materiais granulares. (Stroud, 1989)

MATERIAIS ESTUDADOS	ϕ'_{cv}	Dimensão média das partículas	Mineralogia	Forma das partículas	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	D. Uniform. D _u	e _{max}	e _{min}	Referência
BEM GRADUADOS										
<u>Areia arredondada</u>										
Otava	29.5	g	q	Bastante rnd	0.75	0.65	1.2	0.08	0.49	Lee <i>et al.</i> (1967)
Otava	30.0	m	q	rnd	0.53	0.35	1.7	0.79	0.49	Been <i>et al.</i> (1987)
<u>Areia arredondadas a sub-angulares</u>										
Rio Chattahoochee	32.5	m	q	algo ang	0.37	0.17	2.5	1.10	0.61	Vesic <i>et al.</i> (1968)
Mol Monterey No	32.5	f-m	q	algo rnd	0.19	0.14	1.5	0.89	0.56	Ladanyi (1960)
Ticino Rio Sacramento Reid	32.0	m	q+sf	algo rnd	0.37	0.25	1.6	0.82	0.54	Been <i>et al.</i> (1987)
Bedford Hokksund Rio	31.0	g	q	algo rnd	0.53	0.36	1.6	0.89	0.60	Been <i>et al.</i> (1987)
Welland Leighton	33.3	f-m	q+f	s ang/s rnd	0.22	0.15	1.5	1.03	0.61	Lee <i>et al.</i> (1967)
Buzzard Toyoura Toyoura To	32.0	f-m	q+sf	algo ang	0.24	0.16	1.6	0.87	0.55	Been <i>et al.</i> (1987)
youra	32.0	g	q+f	algo ang	0.39	0.21	2.0	0.91	0.55	Been <i>et al.</i> (1987)
	35.0*	f	q	algo rnd	0.14	0.10	1.4	0.94	0.62	Barden <i>et al.</i> (1969)
	35.0*	g	q	rnd-algo rnd	0.82	0.65	1.3	0.74	0.49	Stroud (1971)
	32.0	f	q	algo ang	0.16	0.11	1.5	0.98	0.61	Tatsuoka (1987)
	34.0*	f	q	algo ang	0.16	0.11	1.5	0.98	0.61	Tatsuoka (1987)
	31.0	f	q	algo ang	0.21	0.16	1.4	0.87	0.66	Been <i>et al.</i> (1987)
<u>Areia angular</u>										
Minas de Milton	35.0	f-m	q+f	ang	0.20	0.11	2.0	1.05	0.62	Been <i>et al.</i> (1987)
Southport	34.0	f-m		ang	0.20	0.12	1.8	0.88	0.53	Holubec <i>et al.</i> (1972)
Olivina		f-m		ang	26	20	1.5	1.07	0.63	Holubec <i>et al.</i> (1972)
<u>Cascalho angular</u>										
Cascalho das Furnas	34.0	m-g	q	ang						Casagrande (1965)
<u>Areia muito angular</u>										
Quartzo partido,	36.4	f	q	Muito	0.12	0.07	2.0	1.15	0.55	Koerner (1970)
esmagado Feldspato partido,	38.7	f-m	f	ang	0.12	0.07	2.0	1.21	0.49	Koerner (1970)
esmagado Feldspato partido,	42.0*			ang	21	11	2.0	0.91	0.56	Barden <i>et al.</i> (1969)
esmagado				ang						
MAL GRADUADOS										
Areia e cascalho de rio	35.0	37mm-areia f	f+q	algo rnd/s ang	4.8	0.6	8			Holtz <i>et al.</i> (1956)
lavada por glaciares	37.0	f-g		algo ang	0.75	0.15	6	0.84	0.41	Hirschfield <i>et al.</i> (1964)
Cascalho arenoso	37.0	76mm-finos		rnd						Casagrande (1965)
San Francisco Furnas	38.0	50mm-finos	basalto	ang						Marachi <i>et al.</i> (1969)
Dam San	39.0	10mm-finos	quartzito							Casagrande (1965)
Francisco Dredger Gnaiss	38.0	76mm-6mm		ang						Marsal (1967)
granítico Conglomerado	40.0	50mm-finos		rnd						Marachi <i>et al.</i> (1969)
	40.8	37mm-4mm		ang						Marsal (1967)
	40.8	37mm-4mm		ang						Marsal (1967)

Simbologia: f = fino q = quartzo

rnd = arredondado

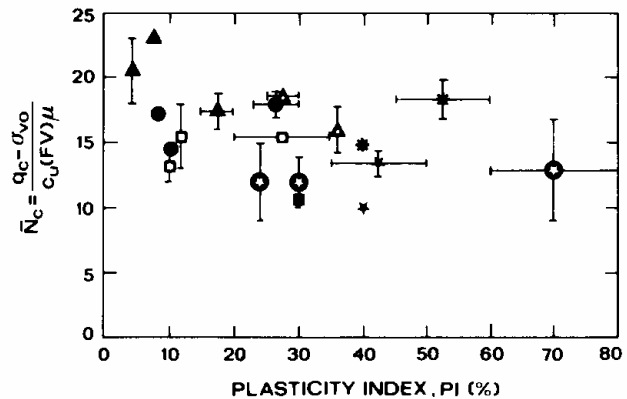
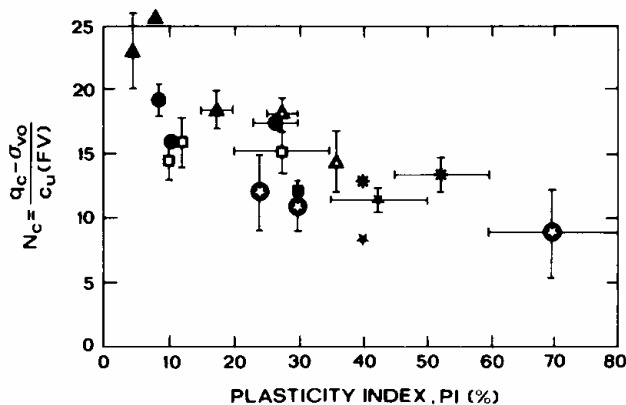
m = médio

f = feldspato

s ang = sub-angular

g = grosso s rnd = sub-arredondado

* = deformação plana



Valores experimentais do factor de cone: $N_c = (q_c - \sigma_{v0}) / c_u$

(Baligh *et al.*, 1980)

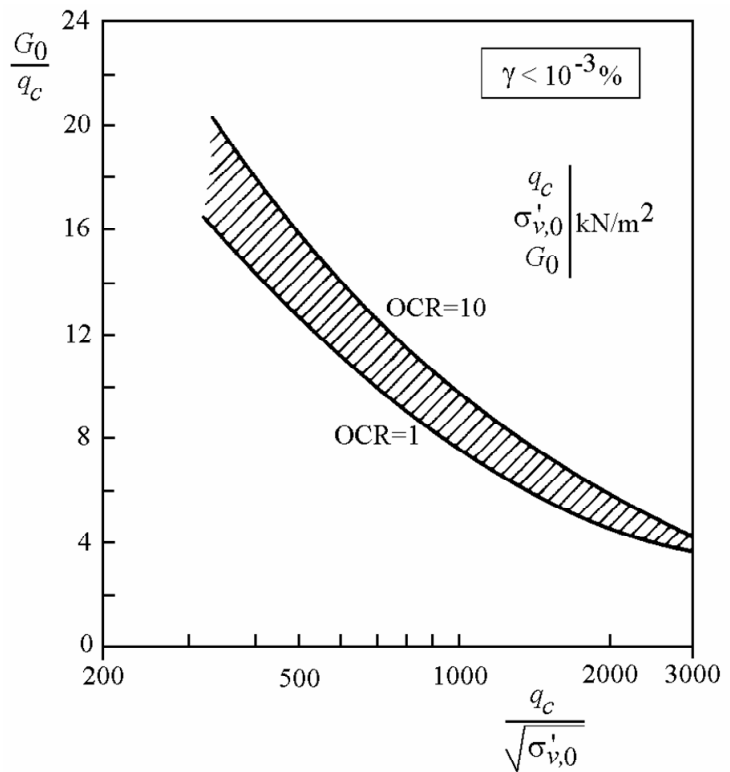
- Correlações dos parâmetros do ensaio CPT com **CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE:**

As deformações associadas à cravação anulam em grande medida os efeitos da idade e da história de tensões e deformações do maciço - daí a grande disparidade entre correlações de solos granulometricamente semelhantes mas em condições naturais de consolidação distintas. Tal pode levar a uma atitude de cepticismo em relação às correlações entre resistência à penetração e módulos de deformabilidade, sobretudo porque nestes estão implicadas não linearidades das relações $\sigma - \varepsilon$ dos solos. É assim imperioso avaliar qual o nível de tensão em relação à rotura em que se pretende determinar o módulo de deformabilidade.

Surgem muito distintas relações entre os valores de $E_{s10\%}$, $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$ (ensaio triaxiais CK_0D em compressão) com os valores correspondentes de q_c . *As relações E / q_c dependem assim do OCR, de D_r e de σ'_m mas também do nível de tensão de desvio em causa, sendo indispensável para avaliar módulos de deformabilidade, estimar com boa aproximação a história de tensões.*

Um parâmetro que depende muito pouco da história de tensões e de deformações nas areias, é o módulo de distorção para pequenas deformações, G_0 . Este depende quase exclusivamente de D_r e das tensões efectivas de repouso que condicionam igualmente os valores de q_c e N_{SPT} , pelo que correlações entre G_0 e estes parâmetros parecem ser fiáveis (Robertson e Campanella, 1983, e Jamiolkowski *et al.*, 1988). *Uma proposta de correlação entre G_0 e q_c é a de Robertson (1991).*

A metodologia de estabelecimento das características de rigidez passa, assim, por definir as não linearidades de variação dos módulos de deformabilidade (secantes, G_s e E_s ou tangentes, G_t e E_t) com os níveis de deformação ou níveis de tensão - ver Figura - sendo **os módulos de cálculo a adoptar são tomados em função das condições de serviço, em termos de tensão ou de deformação.**



Outra mais recente e simples é a de **Mayne e Rix (1993)** para **ARGILAS:**

$$G_0 = 99,5 (p_a)^{0,305} \frac{(q_c)^{0,695}}{(e_0)^{1,130}}$$

- **Valores aproximados da relação de E/q_c - pré-dimensionamento:**

No quadro seguinte apresenta-se um estado-de-arte de correlações da bibliografia. Constata-se uma muito grande dispersão de propostas que se deve muito a uma falta de rigor na indexação desta relação com os factores antes referidos.

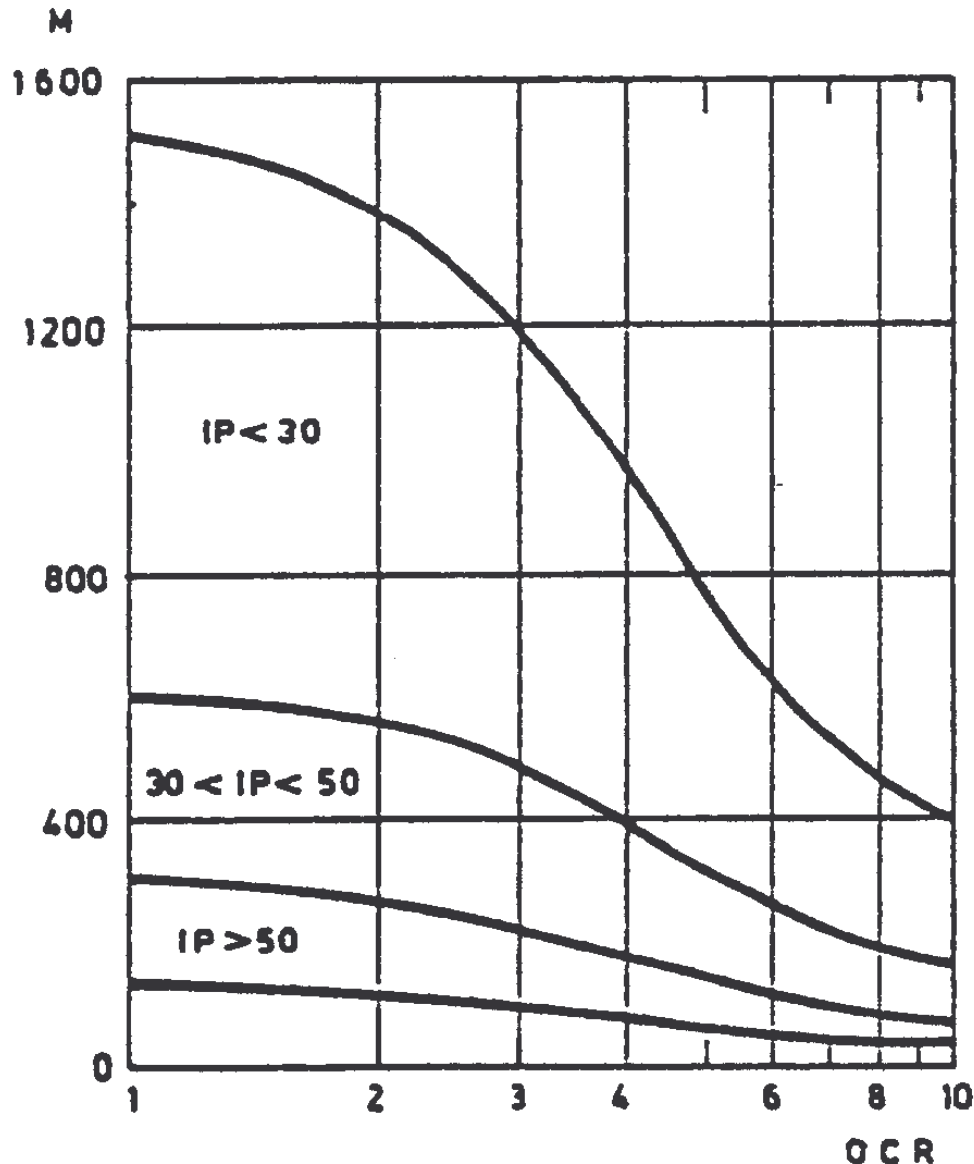
Em resumo dos critérios de associação desta relação com o tipo material, tem-se

Solos Granulares:

Schmertmann (1970) propõe valores de $E/q_c = 2$ a 3 (aplicáveis a maciços de areias puras e siliciosas normalmente consolidadas e recentes). **Schmertmann et al. (1978)** recomendam valores de $E/q_c = 2,5$ em condições axissimétricas (ex: sapatas circulares, quadradas e rectangulares) e $E/q_c = 3,5$ em condições de deformação plana (sapatas corridas, muros, etc.).

Módulo tangente	E_0	$(1.5 - 5).q_c$	em geral	areia	Austrália
	E_0	$(2 - 3).q_c$	mais correntes	areia	Austrália
	E_0	$(3 - 7).q_c$		argila	Austrália
		$(1.5 - 3).q_c$			Lituânia
		$7.8.(q_c)^{0.71}$		Areia	Lituânia
		$10.q_c$		Argila	Lituânia
		$5.q_c$		Silte	Lituânia
		$7.4.q_c + 7.2$		silte argiloso	Lituânia
		Q_c		Turfa	Lituânia
		$(5 - 15).q_c$		argila e siltes finos	Suécia
		$(20 - 60).(q_c)^{0.3}$		areia e silte grossos	
		$7.39.(q_c)^{0.49}$	Permafrost		Rússia □
		$2.5.(q_t+3.2)(\text{MPa})$	Webb (1982)	areias limpas	Eslovénia □
		$1.7.(q_t+1.6)(\text{MPa})$	Webb (1982)	areias argilosas	Eslovénia
		$3.44.(q_c)^{0.78}(\text{MPa})$	$\varepsilon = 0.25\%$		Vietnam
Módulo secante	E_0	$(2 - 3.5).q_c$	$\varepsilon = 0.10\%$	areia quaternária ou	Itália
		$(3.5 - 6.0).q_c$	$\varepsilon = 0.10\%$	areia NC antiga	Itália
		$(6 - 12).q_c$		areia OC	Itália
Módulo de elasticidade	E_0	$7.(q_c/1\text{MPa})^{0.5}$		Areia	Dinamarca
		$2.(1+I_D^2).q_c$		Areia e areia siltosa	Roménia
		$3.4q_c+13(\text{MPa})$		Areia	Roménia
		$4.8q_c$	Drenado	solos coerentes	Roménia
		$11q_c$	não drenado	solos coerentes	Roménia
		$3q_c$		areias não aluvionares, não fluviais	Rússia
		$(5 - 3).q_c$	$q_c = 4 \text{ a } 20\text{MPa}$		Rússia
		$7q_c$			Rússia
Módulo do ensaio de placa	E_0	$3.4q_c+130 \text{ (bar)}$		areias aluvionares	Rússia
		$7.8q_c+20 \text{ (bar)}$		solos argilosos quaternários	Rússia

Segundo **Robertson e Campanella (1988)**, os valores de E/q_c propostos por Schmertmann (1970, 78) ($E/q_c = 2,5$ a $3,5$) são aplicáveis a maciços de areias siliciosas normalmente consolidadas e recentes. Recomendam valores de E/q_c entre 3,5 e 6,0 para maciços antigos normalmente consolidados e entre 6,0 e 10,0 para maciços sobreconsolidados, não caracterizando o nível de deformação.



Solos argilosos (condições não drenadas):

O processo mais corrente (escola americana) consiste em avaliar E_u (módulo de deformabilidade não drenado) a partir de correlações com a resistência não-drenada (c_u) por meio do parâmetro M :

$$E_u = M \cdot c_u$$

sendo o valor do parâmetro adimensional M obtido da Figura de Duncan e Buchigani, 1976), função de Plasticidade I_p e do OCR.

• Correlações dos parâmetros do ensaio CPT com parâmetros empíricos

São cada vez mais divulgadas as correlações do valor da resistência de ponta normalizada com outros parâmetros clássicos de cálculo de estruturas geotécnicas:

- **Índice Californiano** para dimensionamento empírico de plataformas de estradas, com o valor de q_c (CPT):

$$\text{CBR} (\%) \cong 4,5 \cdot q_c (\text{MPa}) \quad (\text{Austrália})$$

- a compacidade relativa e o valor de q_c (CPT):

$$I_C \cong -0,33 + 0,73 \cdot \log q_c (\text{MPa}), \quad \text{solos SW, GW, } U > 3 \quad (\text{Alemanha})$$

$$I_C \cong 0,25 + 0,31 \cdot \log q_c (\text{MPa}), \quad \text{solos SP, } U < 3 \quad (\text{Alemanha})$$

$$I_C \cong 0,98 + 66 \cdot \log (q_c / \sigma'_{v0}{}^{0,5}) \quad (\text{Jamiołkowski})$$

Correlações entre N_{SPT} e q_c

Com o fim de se deduzirem os parâmetros mecânicos dos solos utilizando as correlações mais fiáveis entre q_c e E .

Robertson e Campanella (1983)

apresentam um resumo de alguns trabalhos que correlacionam q_c / N_{SPT} com o diâmetro médio das partículas (D_{50}).

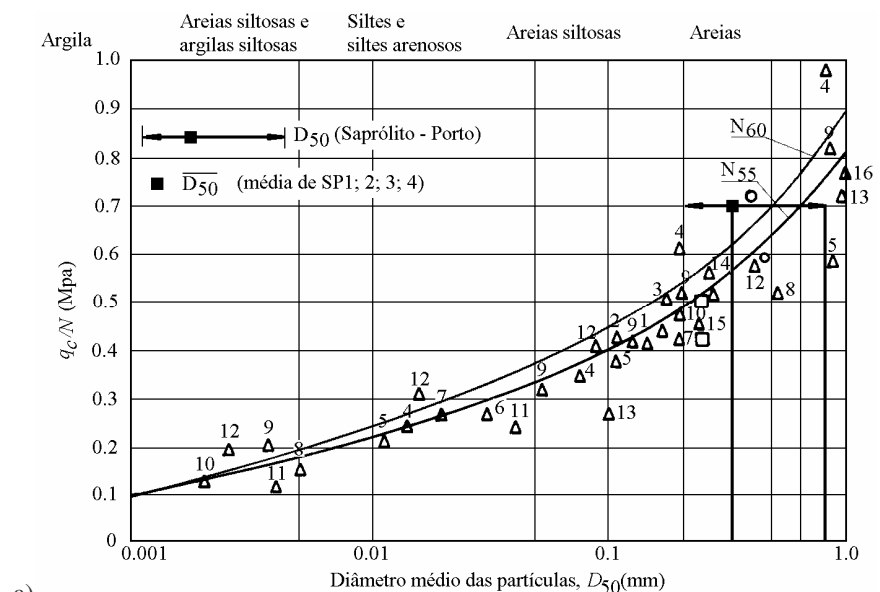
Burland e Burbidge (1985) actualizam essas relações e medianizam-na.

Relações entre $q_c(\text{MPa}) / N_{60}$

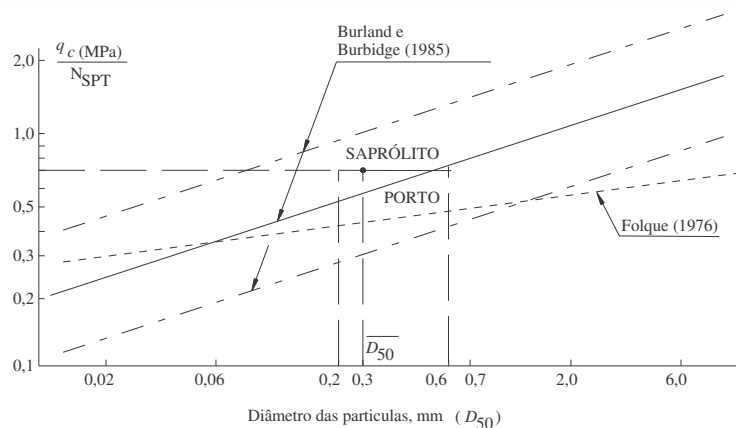
Proposta EUA:

$$q_c(\text{MPa}) / N_{55} = 544 \cdot (D_{50})^{0,26}$$

(saprólito de granito)



a)



b)

Médio	Grosso	Fino	Médio	Grosso	Fino	Médio
Silte			Areia			Cascalho

ENSAIOS DP

É o método mais antigo de ensaios de penetração e apresenta-se como um ensaio de **grande simplicidade** mas, até há bem pouco tempo, **de difícil uniformização pela grande dispersão de tipos de equipamento** só possível a partir de uma normalização de equipamentos e metodologias de ensaio (ISSMFE - Tech. Com. on Pen. Test. - DP Worky Party, 1988; ISSMFE - TC16, 1989).

Têm a vantagem de, pela grande manobrabilidade dos equipamentos (muito mais leves), acederem a mais locais e exigirem menor mobilização de mão-de-obra (nos actuais mecanizados), estando associados a grandes rendimentos. A possibilidade de utilizar mais do que uma energia de penetração permite cobrir uma vasta gama de tipos de solos, desde argilas moles, siltes, areias e cascalhos, solos residuais ou argilas rijas. São os métodos mais adequados para a avaliação da posição do “firme” mas, em especial, como detectores de obstáculos pontuais ou singularidades, do maciço natural ou criados pelo homem (ex: estruturas enterradas, poços, minas, etc.).

- *Estes ensaios podem constituir a base de um estudo geotécnico preliminar para definir os locais mais apropriados para executar ensaios mais sofisticados (e mais caros). Estes últimos (ex: pressiómetro ou de carga em placa) permitirão determinar directamente parâmetros de comportamento mecânico do maciço. Em obras de compactação em aterros e de reforço de solos (particularmente em compactação dinâmica e vibrocompactação) este método pode constituir um bom controlo de qualidade.*
- *O ensaio consiste na determinação do número de pancadas (N) de um pilão de massa (M) em queda livre de uma altura (H) sobre o conjunto constituído pelo batente (B), pelas varas (i . V) e pela ponta cónica (de área S), necessário para que ocorra determinado comprimento de penetração (A). Vão-se uniformizando quatro níveis energéticos (DPL, DPM, DPH e DPSH) - em termos de energia cinética o DPSH (Penetrómetro Dinâmico Super Pesado) se assemelha ao SPT. A expressão da **energia específica por pancada** tem a forma seguinte:*

$$E_s = \frac{M \cdot g \cdot H}{S}$$

Características de referência do DP (ISSMFE - TC16, 1989)

Factor	Padrão do Ensaio de Referência			
	DPL	DPM	DPH	DPSH
Massa do pilão, M (kg)	10 ± 0.1	30 ± 0.3	50 ± 0.5	63.5 ± 0.5
Altura de queda, H (m)	0.5 ± 0.01	0.5 ± 0.01	0.5 ± 0.01	0.75 ± 0.02
Massa do batente e guia, B (kg)	6	18	18	30
Comprimento das varas (m)	$1 \pm 0.1\%$	$1-2 \pm 0.1\%$	$1-2 \pm 0.1\%$	$1-2 \pm 0.1\%$
Massa máxima das varas, V (kg/m)	3	6	6	8
Diâmetro exterior da vara (mm)	22 ± 0.2	32 ± 0.3	32 ± 0.3	32 ± 0.3
Diâmetro interior da vara (mm)	6 ± 0.2	9 ± 0.2	9 ± 0.2	--
Ângulo do cone (“apex”) (°)	90	90	90	90
Área nominal do cone, S (cm ²)	10	10	15	20
Comprimento de penetração, A	10cm; N_{10}	10cm; N_{10}	10cm; N_{10}	20cm; N_{20}
Gama do nº de pancadas	3 – 50	3 – 50	3 – 50	5 – 100
Energia específica por pancada $\square E_s = M \cdot g \cdot H / S$ (kJ/m ²)	50	150	167	238

É possível fazer as correspondências energéticas entre os diversos penetrómetros dinâmicos desde que integrados os valores correspondentes na expressão de cima: hipótese de que para um dado solo e comprimento de penetração, os resultados só dependem da energia cinética do pilão em cada pancada por unidade de área de secção de ponteira.

- **Outra via** para o tratamento dos resultados destes ensaios: uso da **“fórmula dos holandeses”** para determinação da resistência dinâmica:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{A \cdot S \cdot (M + B + i \cdot v)}$$

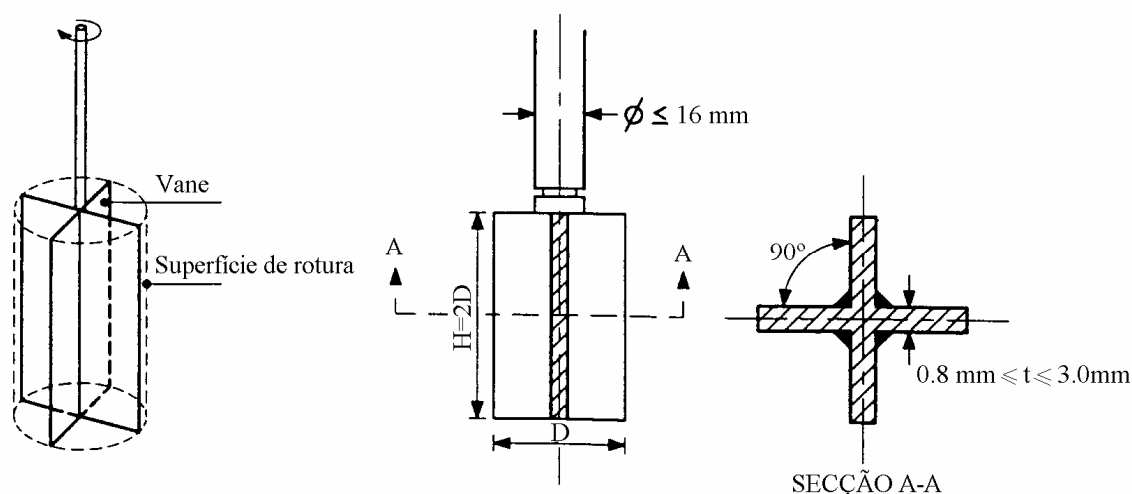
A tendência corrente consiste na assemelhação do valor daquela resistência dinâmica (R_d) à resistência de ponta do CPT (q_c), hipótese não fundamentada pois trata-se de procedimentos conceptualmente diferentes (estático e dinâmico). Associação a ser confirmada para cada tipo de solo.

VANE TEST (FVT)

Descrição e princípios do ensaio

O ensaio de corte rotativo é executado com um pá quádrupla rectangular (fazendo 90° entre pás) que é previamente cravado (estaticamente – sem vibrações ou rotações – e a velocidade constante nunca superior a 1,2m/min) no maciço até à posição de ensaio para ser posteriormente rodado – a uma velocidade de rotação constante (cerca de 0,1-0,2° por segundo) – sendo registados (preferencialmente de forma quase contínua como o permitem os novos sistemas de aquisição automática) os valores sucessivos do par momento/torque (em Nm, por exemplo) *versus* ângulo de rotação (°). Note-se que entre a colocação do Vane à profundidade desejada e o início do ensaio deve-se aguardar 2 a 3 minutos.

Na figura seguinte apresenta-se um esquema geral de um vane e as dimensões das unidades. Salienta-se que Eurocódigo 7 – Parte 3 estipula que as dimensões das palhetas (D×H) deverão oscilar entre 40mm×80mm, no mínimo, e 100mm×200mm, no máximo, assegurando sempre a condição de $H=2\times D$.



Se o Vane está equipado com uma protecção para cravação (para preservação da integridade das lâminas finas das palhetas) esta só deve ser levada até uma profundidade de 5 vezes o diâmetro do vane, sendo o último troço de cravação executado com o Vane livre.

A distância entre pontos de ensaios deve ser de, pelo menos, 2m em planta, enquanto que em profundidade é recomendável que se executem abaixo 0,5m da superfície do

terreno ou 5 vezes o diâmetro de um pré-furo, sendo a distância entre ensaios nunca menor do que 0,5m.

Recursos do ensaio

O FVT é um ensaio **adaptado a solos finos** (argilas ou, eventualmente, siltes) e visa a **determinação in situ da coesão ou resistência não drenada**.

O ensaio deve ser executado após **um primeiro ajuste de rotação e é prática corrente realizá-lo em dois ciclos, tendo o primeiro como objectivo a determinação das características de “pico” ($M_{\text{máx}}$) enquanto o segundo visa a avaliação das características resistentes para grandes deformações ou residuais ($M_{\text{Rmáx}}$)**.

A **resistência de corte** em condições **indeformadas (c_{fv})** é deduzida do primeiro valor e a resistência de corte em condições **remoldadas (c_{Rv})** é deduzida do segundo pela expressão:

$$c_{fv}(c_{Rv}) = \frac{6 \cdot M_{\text{máx}} (R_{\text{máx}})}{7 \cdot \pi \cdot D^3}$$

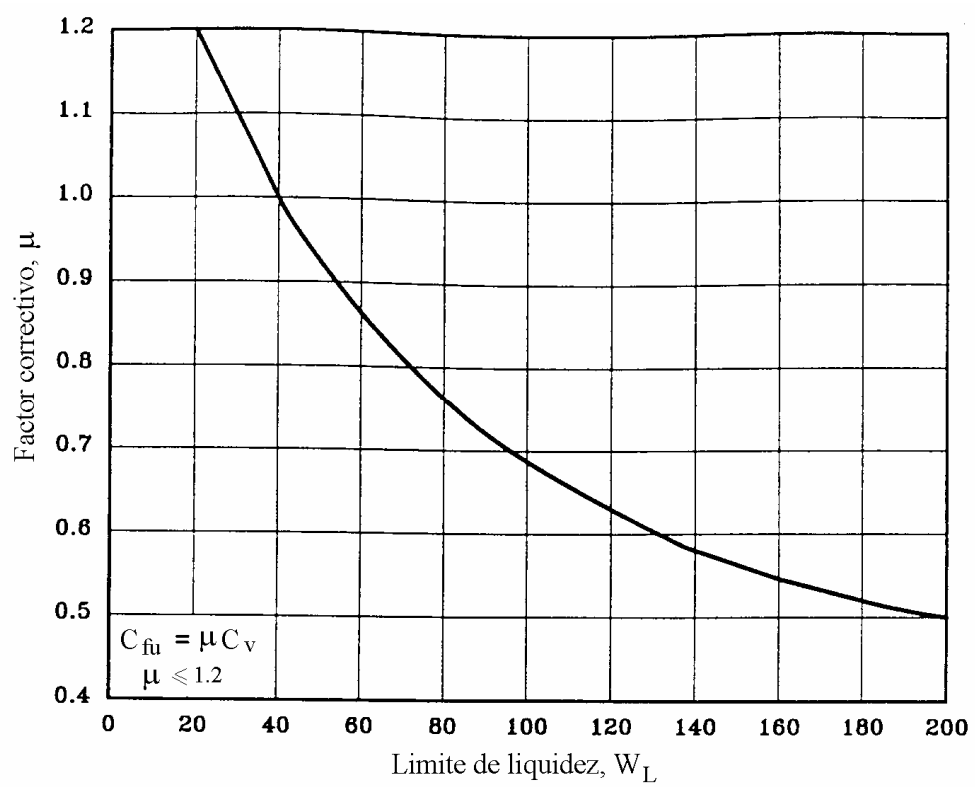
Este valor é eventualmente tratado estatisticamente, sendo deduzido o valor característico da resistência não drenada do Vane, que **ainda não deve ser considerada como o valor real ou representativo do comportamento in situ**.

De facto **os valores derivados da resistência não drenada** com vista à estimativa de resistência ao carregamento de fundações superficiais, estacas ou estabilidade de taludes, são **deduzidos dos valores anteriores corrigidos de factores de ensaio que a experiência explicitou**.

São geralmente **relacionados com o limite de liquidez, o índice de plasticidade e a tensão vertical efectiva**. Nas figuras que se seguem apresenta-se os ábacos com valores dos factores de correcção para solos normalmente consolidados e sobreconsolidados.

O EC7 sugere que, no caso de se utilizarem mais do que um método de correcção, deve-se utilizar o valor mais alto, mas não se devem utilizar valores destes coeficientes superiores a 1,2.

Um último parâmetro que se pode deduzir dos resultados deste ensaio é a **sensibilidade** que poderá ser dado pela relação entre os valores da resistência não drenada do solos indeformado (“pico”) e remoldado (“residual”).



LAB

