

Ensaio de Palheta

O projeto de aterro sobre argilas moles ainda é feito com mais frequência por métodos de cálculo com tensões totais do que com tensões efetivas... Para o projeto, um só parâmetro é necessário: a resistência não drenada. Embora facilmente definível, a fixação deste parâmetro para projeto é uma tarefa extremamente difícil. A escolha do ensaio a ser feito para sua definição, a adoção ou não de fatores de correção do seu valor, o confronto entre informações aparentemente conflitantes, entre outros, são questões que se apresentam ao projetista, em cada caso.
 Carlos de Sousa Pinto, 1992

O ensaio de palheta ("Vane Test") é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada, S_u , de depósitos de argilas moles. Este ensaio, sendo passível de interpretação analítica, assumindo a hipótese de superfície de ruptura cilíndrica, serve de referência a outras técnicas e metodologias, cuja interpretação requer a adoção de correlações semi-empíricas. Complementarmente, busca-se obter informações quanto à história de tensões do solo indicada pelo perfil da razão de sobre-adensamento (OCR).

O ensaio de palheta foi desenvolvido na Suécia, em 1919, por John Olsson (Flodin & Broms, 1981). Ao término da década de 1940 foi aperfeiçoado (Carlsson, 1948; Skempton, 1948; Cadling & Odenstad, 1948), assumindo a forma empregada até hoje (Walker, 1983; Chandler, 1988). Em 1987 a ASTM realizou conferência específica sobre o tema, que pode servir de referência internacional

O ensaio de palheta objetiva a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada, S_u de depósitos de argilas moles.

O ensaio pode fornecer ainda uma estimativa da razão de sobre-adsensamento, OCR.

(ASTM STP 1014). No Brasil o ensaio foi introduzido em 1949 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) e Geotécnica S.A. (RJ); os primeiros estudos sistemáticos sobre o assunto datam das décadas de 1970 e 1980 (Costa Filho e outros, 1977; Ortigão & Collet, 1987; Ortigão, 1988). Em outubro de 1989, o ensaio foi normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): MB 3.122 - Ensaio de Palheta *in situ*, e registrada no INMETRO como NBR 10.905.

4.1 Procedimentos de ensaio

O ensaio de palheta visa determinar a resistência não-drenada do solo *in situ*, S_u . Utiliza uma palheta de seção cruciforme que, cravada em argilas saturadas, de consistência mole a rija, é submetida ao torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não drenadas. É, portanto, necessário o conhecimento prévio da natureza do solo onde será realizado o ensaio, não só para avaliar sua aplicabilidade, como para posteriormente interpretar adequadamente os resultados.

Detalhes do equipamento são ilustrados na Figura 4.1, e as principais características do equipamento e procedimentos de ensaio são descritos a seguir:

(1) a palheta é constituída de quatro aletas, fabricadas em aço de alta resistência, com diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm (altura igual ao dobro do diâmetro); admite-se palheta retangular menor (diâmetro de 50 mm e altura de 100mm) quando o ensaio for realizado em argilas rijas ($S_u > 50$ kPa).

(2) a haste, fabricada em aço capaz de suportar os torques aplicados, conduz a palheta até a profundidade do ensaio. Denominada haste fina (diâmetro = 13 ± 1 mm), é protegida por um tubo (diâmetro externo = 20 ± 1 mm) denominado tubo de proteção, que é mantido estacionário durante o ensaio e tem a finalidade de eliminar o atrito solo-haste. O espaço anelar resultante entre a haste fina e o tubo de proteção deve ser preenchido com graxa para evitar ingresso de solo e reduzir eventuais atritos mecânicos a valores desprezíveis.

(3) o equipamento de aplicação e medição do torque, projetado para imprimir uma rotação ao conjunto haste fina/palheta de $(6 \pm 0,6)^\circ/\text{min}$, deve possuir

um mecanismo de coroa e pinhão acionado por manivela (conforme ilustrado na Figura 4.1). Durante a realização do ensaio são feitas leituras de rotação a cada 2 graus para determinar a curva torque x rotação.

Os problemas associados a atritos internos no equipamento podem ser eliminados com o uso de uma palheta instrumentada eletricamente, com uma célula de torque próxima à palheta (Soares, 1996).

Conhecidas as características e procedimentos gerais do ensaio, dois tipos básicos de equipamentos podem ser empregados:

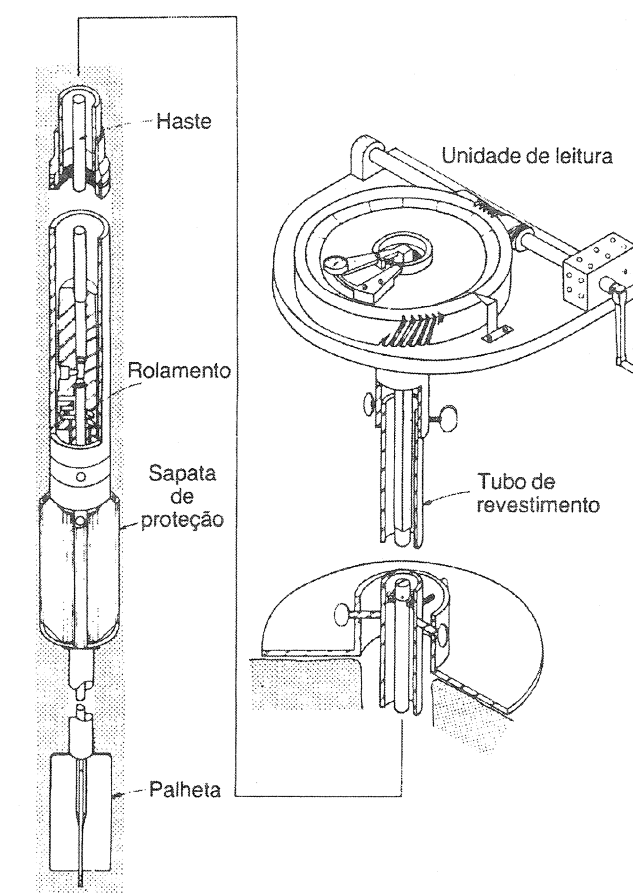


Figura 4.1 Equipamento para ensaio de Palheta *in situ* (Ortigão & Collet, 1987).

4.1.1 Equipamento TIPO A (ensaio sem perfuração prévia)

Os ensaios realizados com este tipo de equipamento apresentam resultados de melhor qualidade. São utilizados em solos com baixa consistência, onde é possível sua cravação estática a partir do nível do terreno. Durante a cravação, com auxílio de um macaco ou tripé de sondagem, a palheta é protegida por uma sapata (Figura 4.1), e o tubo de proteção é mantido centralizado para redução de atritos mecânicos.

Durante o ensaio propriamente dito (aplicação do torque na palheta), o tubo de proteção da haste é mantido estacionário. Em relação à profundidade onde a sapata de proteção é estacionada, a palheta deve ser cravada no mínimo 0,5 m à frente no interior do solo, sem sofrer rotação, quando, então, são realizadas as medições, conforme item 4.2.

A norma brasileira descreve os procedimentos necessários à realização dos ensaios. É fundamental seguir rigorosamente as recomendações da norma para a obtenção de parâmetros representativos do comportamento do solo.

4.1.2 Equipamento TIPO B (ensaios no interior de uma perfuração prévia)

Ensaio realizado com este tipo de equipamento são suscetíveis de erros devido a atritos mecânicos e translação da palheta. Todo o esforço deve ser feito para minimizá-los. Neste sentido, a Norma Brasileira (MB 3.122) apresenta as seguintes recomendações transcritas a seguir:

- São utilizados espaçadores com rolamentos em intervalos não superiores a 3 metros ao longo das hastes de extensão. O conjunto das hastes se apoia em um dispositivo com rolamentos instalados na extremidade inferior das hastes que, por sua vez, está conectado ao tubo de proteção da haste fina. Este dispositivo permite que a rotação das hastes não seja transmitida ao tubo de proteção da haste fina, que permanece estacionário durante o ensaio. Com isso, os atritos mecânicos, desalinhamento das hastes e translação da palheta são evitados ou reduzidos a valores desprezíveis.

- Todos os rolamentos devem ser bem lubrificados e vedados para evitar o ingresso de solo.

A perfuração é feita previamente, com diâmetro de 75 mm, e preferencialmente revestida para evitar desmoronamento. O conjunto palheta - espaçadores - hastes é introduzido até o fundo do furo, onde é imediatamente cravada a palheta no interior do solo, sem rodá-la, num comprimento superior a 0,5m (não inferior a quatro vezes o diâmetro do furo), quando então são realizadas as medições, conforme o item 4.2.

4.2 Medições e cálculos

Após a introdução da palheta no interior do solo, na profundidade de ensaio, posiciona-se a unidade de torque e medição, zeram-se os instrumentos e aplica-se imediatamente o torque com velocidade de 6°/minuto (MB 3.122). O intervalo de tempo máximo admitido entre o fim da cravação da palheta e o início da rotação na mesma é de cinco minutos. Para determinar a resistência amolgada (S_{ur}), imediatamente após a aplicação do torque máximo são realizadas dez revoluções completas na palheta e refeito o ensaio. O intervalo de tempo entre os dois ensaios deve ser inferior a cinco minutos.

Com base no torque medido é possível determinar a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo (conforme dedução apresentada no item 4.3):

$$S_u = \frac{0,86M}{\pi D^3} \quad [4.1]$$

sendo:

M = torque máximo medido (kNm)

D = diâmetro da palheta (m)

O valor da resistência não-drenada amolgada (S_{ur}) é obtido pela mesma equação [4.1] utilizando-se, porém, o valor do torque correspondente à condição amolgada.

Medidas de S_u obtidas em um depósito de argilas moles no Rio de Janeiro (Ortigão, 1986), Figura 4.2, em vários furos de sondagem, possibilitam uma estimativa realista da variação da resistência com a profundidade.

O valor da sensibilidade (S_t) da argila é dado por:

$$S_t = S_u/S_{ur} \quad [4.2]$$

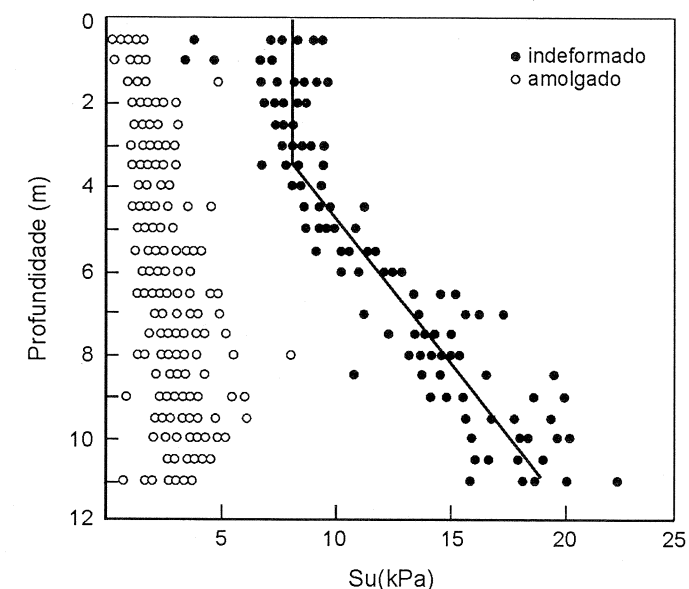


Figura 4.2 Resultados de ensaios de Palheta *in situ* em argila do Rio de Janeiro, obtidos em vários furos próximos (Ortigão & Collet, 1986).

Tabela 4.1 Sensibilidade de argila (Skempton & Northey, 1952)

Sensibilidade	S_t
Baixa	2-4
Média	4-8
Alta	8-16
Muito Alta	> 16

A classificação das argilas quanto à sensibilidade foi proposta por Skempton & Northey (1952), Tabela 4.1. No Brasil a sensibilidade de depósitos argilosos varia em geral entre baixa e média, conforme apresentado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro (atualizada cf. Ortigão, 1995)

Local	Valor Médio	Variação	Referência
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,4		Aragão, 1975
Santa Cruz, RJ (<i>offshore</i>)	3,0	1-5	Aragão, 1975
Rio de Janeiro, RJ	4,4	2-8	Ortigão & Collet, 1987
Sepetiba, RJ	4,0		Machado, 1988
Cubatão, SP		4-8	Teixeira, 1988
Florianópolis, SC	3,0	1-7	Maccarini e outros, 1988
Aracaju, SE	5,0	2-8	Ortigão, 1988
Porto Alegre, RS	4,5	2-8	Soares, 1997

4.3 Interpretação do ensaio

A Norma Brasileira define a resistência não-drenada S_u , expressa em kPa, fornecida pelo ensaio de palheta, através equação [4.1], reapresentada:

$$S_u = \frac{0,86M}{\pi D^3}$$

Esta expressão, tradicionalmente utilizada em normas internacionais, foi deduzida para palhetas retangulares com altura igual ao dobro do diâmetro. Na dedução desta expressão assume-se uma distribuição uniforme de tensões ao longo das superfícies de ruptura horizontais e vertical circunscritas à palheta.

A validação das hipóteses referentes à distribuição das tensões tem sido objeto de investigações experimentais e numéricas, desenvolvidas com o objetivo de validar o uso da equação [4.1] na determinação da resistência não-drenada. Donald e outros (1977) apresentam resultados da análise da distribuição de tensões em torno do cilindro cisalhado pela palheta inserida em um meio elástico, usando um programa de elementos finitos tridimensional. Menzies & Merrifield (1980) confirmaram experimentalmente, para a argila de Londres, as evidências numéricas descritas por Donald e outros (1977). Os resultados são mostrados na Figura 4.3, sendo possível concluir que:

- (a) a hipótese da distribuição uniforme de tensões ao longo da superfície vertical é aplicável à prática de engenharia;
- (b) a hipótese da distribuição uniforme de tensões nas superfícies horizontais extremas (topo e base) do cilindro é irreal.

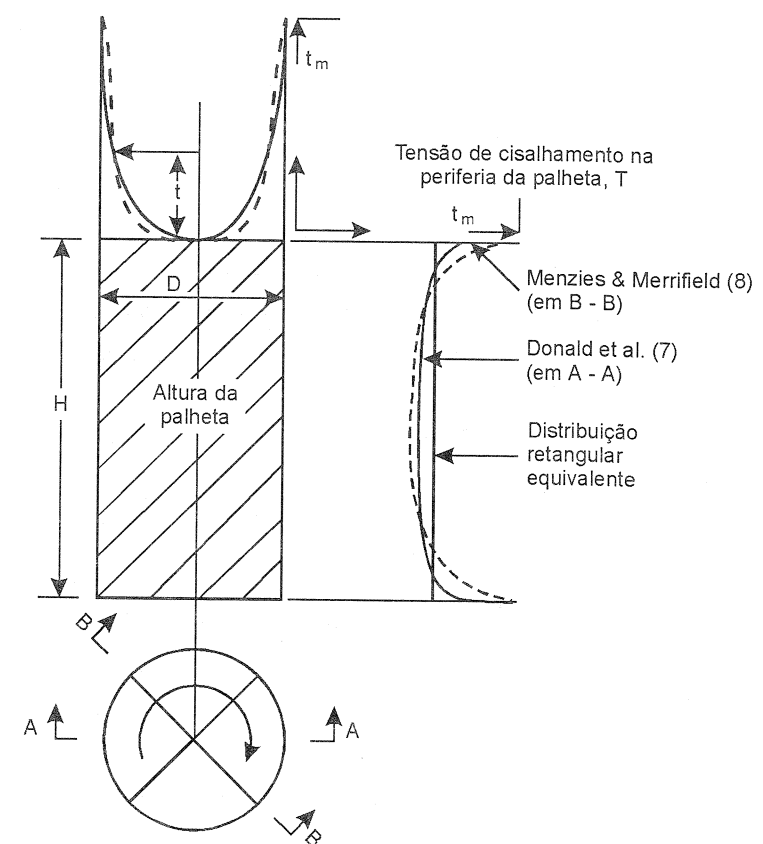


Figura 4.3 Distribuição de tensões cisalhantes (Chandler, 1988)

Tabela 4.1 Sensibilidade de argila (Skempton & Northey, 1952)

Sensibilidade	S _t
Baixa	2-4
Média	4-8
Alta	8-16
Muito Alta	> 16

A classificação das argilas quanto à sensibilidade foi proposta por Skempton & Northey (1952), Tabela 4.1. No Brasil a sensibilidade de depósitos argilosos varia em geral entre baixa e média, conforme apresentado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro (atualizada cf. Ortigão, 1995)

Local	Valor Médio	Variação	Referência
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,4		Aragão, 1975
Santa Cruz, RJ (<i>offshore</i>)	3,0	1-5	Aragão, 1975
Rio de Janeiro, RJ	4,4	2-8	Ortigão & Collet, 1987
Sepetiba, RJ	4,0		Machado, 1988
Cubatão, SP		4-8	Teixeira, 1988
Florianópolis, SC	3,0	1-7	Maccarini e outros, 1988
Aracaju, SE	5,0	2-8	Ortigão, 1988
Porto Alegre, RS	4,5	2-8	Soares, 1997

4.3 Interpretação do ensaio

A Norma Brasileira define a resistência não-drenada S_u, expressa em kPa, fornecida pelo ensaio de palheta, através equação [4.1], rerepresentada:

$$S_u = \frac{0,86M}{\pi D^3}$$

Esta expressão, tradicionalmente utilizada em normas internacionais, foi deduzida para palhetas retangulares com altura igual ao dobro do diâmetro. Na dedução desta expressão assume-se uma distribuição uniforme de tensões ao longo das superfícies de ruptura horizontais e vertical circunscritas à palheta.

A validação das hipóteses referentes à distribuição das tensões tem sido objeto de investigações experimentais e numéricas, desenvolvidas com o objetivo de validar o uso da equação [4.1] na determinação da resistência não-drenada. Donald e outros (1977) apresentam resultados da análise da distribuição de tensões em torno do cilindro cisalhado pela palheta inserida em um meio elástico, usando um programa de elementos finitos tridimensional. Menzies & Merrifield (1980) confirmaram experimentalmente, para a argila de Londres, as evidências numéricas descritas por Donald e outros (1977). Os resultados são mostrados na Figura 4.3, sendo possível concluir que:

- (a) a hipótese da distribuição uniforme de tensões ao longo da superfície vertical é aplicável à prática de engenharia;
- (b) a hipótese da distribuição uniforme de tensões nas superfícies horizontais extremas (topo e base) do cilindro é irreal.

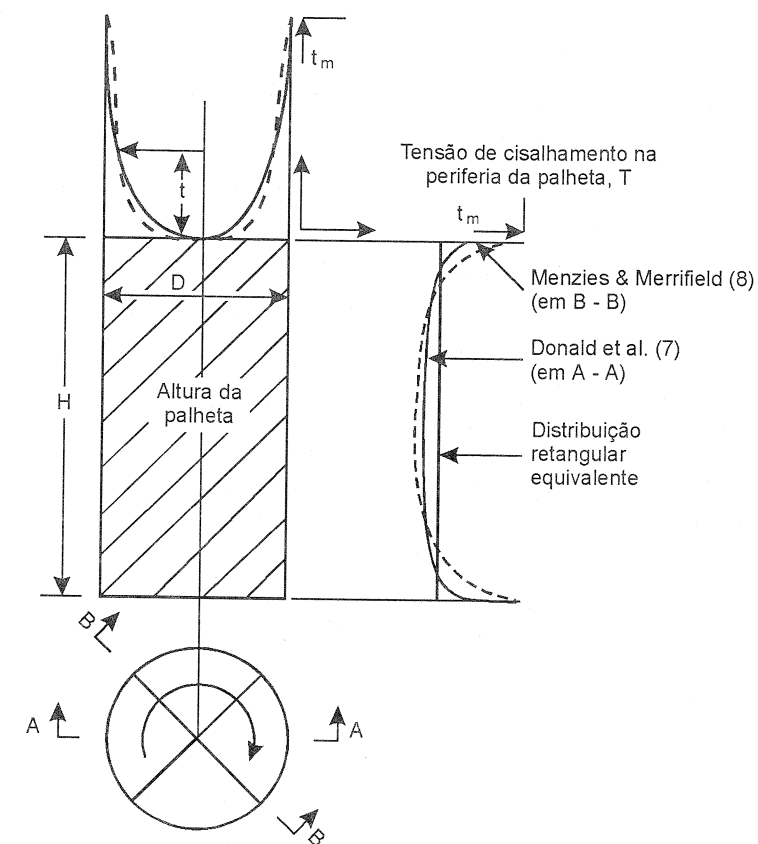


Figura 4.3 Distribuição de tensões cisalhantes (Chandler, 1988)

Posteriormente, com base nos trabalhos descritos acima, Wroth (1984), considerando uma palheta de raio "R" e altura "H", concluiu que a distribuição de tensões cisalhantes nos planos horizontais extremos, de topo e base da superfície cilíndrica de ruptura, pode ser representada por uma expressão polinomial simples:

$$\tau_H/\tau_{mH} = (x/R)^n \quad [4.3]$$

onde τ_H é a tensão de corte a uma distância radial "x" do centro do círculo de raio "R" (superfície horizontal);

τ_{mH} é a tensão de corte máxima no perímetro da palheta, portanto a uma distância radial "R" do centro do círculo; "n" define a configuração da distribuição de tensões na superfície horizontal.

Em particular, para uma distribuição uniforme de tensões (retangular) $n = 0$; para uma distribuição triangular de tensões $n = 1$. Wroth (1984) determinou o valor aproximado de $n = 5$ para a argila de Londres, com base nos dados apresentados por Menzies e Merrifield (1980).

Conhecidas as condições de contorno do ensaio, testadas na forma de uma superfície de ruptura perfeita-mente cilíndrica, e assumida a distribuição de tensões nas superfícies vertical e horizontal, é possível analiticamente expressar o torque máximo medido no ensaio como função da geometria da palheta e da resistência não-drenada do solo. O momento resistido ao longo da superfície horizontal, M_H , somadas as contribuições do topo e da base de uma palheta, de raio $R = D/2$ e altura H, é dado por:

$$M_H = 2 \int 2.\pi.x.dx.\tau_H.x, \text{ entre os limites de } 0 \text{ a } R. \quad [4.4]$$

Isolando τ_H da expressão [4.3] e substituindo em [4.4] tem-se:

$$M_H = [(4.\pi.\tau_{mH})/n] \int x^{(n+2)}. dx \quad [4.5]$$

Integrando a expressão [4.5] entre os limites de 0 a R, e substituindo R por D/2:

$$M_H = [\pi.D^3.\tau_{mH}]/[2(n+3)] \quad [4.6]$$

A resistência ao cisalhamento não-drenada S_u é calculada a partir das tensões cisalhantes mobilizadas durante a aplicação do torque

A expressão [4.6] representa a parcela do momento externo aplicado (M), mobilizado nas superfícies horizontais da base e topo, e inclui a expressão polinomial simples deduzida por Wroth (1984) para a distribuição de tensões atuantes sobre as mesmas.

A parcela do momento externo (M) mobilizado ao longo da superfície vertical (M_V), supondo a distribuição de tensões uniforme é:

$$M_V = 2.\pi.D.H.\tau_{mV}.D/2 = (\pi.D^2.H.\tau_{mV})/2 \quad [4.7]$$

O momento externo aplicado (M) à palheta é resistido, pelo solo, através da soma das parcelas mobilizadas junto às superfícies horizontais (M_H) e vertical (M_V), ou seja:

$$M = M_H + M_V \quad [4.8]$$

A presente análise é feita no momento da ruptura, quando o momento aplicado (M) corresponde ao torque máximo, assim:

$$\tau_{mH} = S_{uH} \text{ e } \tau_{mV} = S_{uV}$$

A razão S_{uV}/S_{uH} é denominada razão de anisotropia, devido ao provável comportamento anisotrópico do solo em relação à resistência não-drenada. Chamando de "b" essa razão:

$$b = S_{uV} / S_{uH} \quad [4.9]$$

onde:

S_{uV} é a resistência não-drenada na superfície vertical;
 S_{uH} é a resistência não-drenada nas superfícies horizontais extremas.

Substituindo as expressões [4.6], [4.7] e [4.9] em [4.8], obtém-se:

$$S_{uH} = \frac{n+3}{D + Hb(n+3)} \frac{2M}{\pi D^2} \quad [4.10]$$

A equação [4.10], deduzida por Lund e outros (1996), é geral, inclui a distribuição não-uniforme de tensões (Wroth, 1984) nas superfícies horizontais extremas, o possível comportamento anisotrópico do solo em relação à resistência não-drenada e quaisquer dimensões da palheta (H / D).

Assim a equação [4.1] adotada pela Norma Brasileira é um caso particular da equação [4.10], onde assume-se que: (i) o solo apresenta comportamento isotrópico em relação à resistência não-drenada, b = 1; (ii) a distribuição de tensões é uniforme (retangular) nas superfícies horizontais superior e inferior do cilindro resultante do cisalhamento, isto é, n = 0; (iii) a altura da palheta é o dobro do diâmetro, H = 2D.

É interessante observar que a equação [4.10] pode ser reescrita e expressa segundo proposições anteriormente recomendadas pela literatura internacional. Substituindo na equação [4.10] "n+3" por "a", e supondo o comportamento do solo isotrópico em relação à resistência não-drenada (b = 1), obtém-se a equação de Jackson (1969):

$$S_u = \frac{2M}{\pi D^2 (H + D/a)} \quad [4.11]$$

onde:

- a = 3,0 (distribuição uniforme de tensões);
- a = 3,5 (distribuição parabólica de tensões);
- a = 4,0 (distribuição triangular de tensões).

Supondo uma distribuição uniforme de tensões (n = 0) e admitindo o comportamento anisotrópico do solo em relação à resistência não-drenada (b ≠ 1), obtém-se a equação [4.12] apresentada por Aas (1967):

$$\frac{2}{\pi H D^2} M = S_{uv} + \frac{D}{3H} S_{uH} \quad [4.12]$$

A partir da equação [4.10], são apresentadas na Tabela 4.3 diversas interpretações possíveis do ensaio de palheta, para as diferentes hipóteses discutidas anteriormente. Nesta tabela observa-se a importância em determinar a

razão de anisotropia "b" na resistência ao cisalhamento não-drenada do solo, bem como estimar o valor de "n", que define a distribuição de tensões nas superfícies horizontais extremas do cilindro, para dar à interpretação dos resultados maior confiabilidade.

Tabela 4.3 Interpretação do Ensaio de Palheta para diversas hipóteses (Lund, Soares & Schnaid, 1996).

Dimensão da palheta H/D	Isotropia / Anisotropia	Distribuição de Tensões - Superfícies Horizontais	Equação
H = D	Isotrópico (b=1)	Uniforme (n=0)	$S_u = 1,50 \frac{M}{\pi D^3}$
		Parabólica (n=1/2)	$S_u = 1,56 \frac{M}{\pi D^3}$
		Triangular (n=1)	$S_u = 1,60 \frac{M}{\pi D^3}$
	Anisotrópico (b≠1)	Uniforme (n=0)	$S_{uH} = \frac{6}{(3b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$
		Parabólica (n=1/2)	$S_{uH} = \frac{14}{(7b+2)} \frac{M}{\pi D^3}$
		Triangular (n=1)	$S_{uH} = \frac{8}{(4b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$
H = 2D	Isotrópico (b=1)	Uniforme (n=0)	$S_u = 0,86 \frac{M}{\pi D^3} *$
		Parabólica (n=1/2)	$S_u = 0,88 \frac{M}{\pi D^3}$
		Triangular (n=1)	$S_u = 0,89 \frac{M}{\pi D^3}$
	Anisotrópico (b≠1)	Uniforme (n=0)	$S_{uH} = \frac{6}{(6b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$
		Parabólica (n=1/2)	$S_{uH} = \frac{7}{(7b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$
		Triangular (n=1)	$S_{uH} = \frac{8}{(8b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$

* Adotada pela Norma Brasileira



4.4 Fatores de influência e correções

Vários fatores influenciam os resultados obtidos pelo ensaio de palheta. Alguns têm origem nas hipóteses assumidas no momento da escolha da equação que define a resistência ao cisalhamento não-drenada, e outros são o resultado dos procedimentos de execução do ensaio.

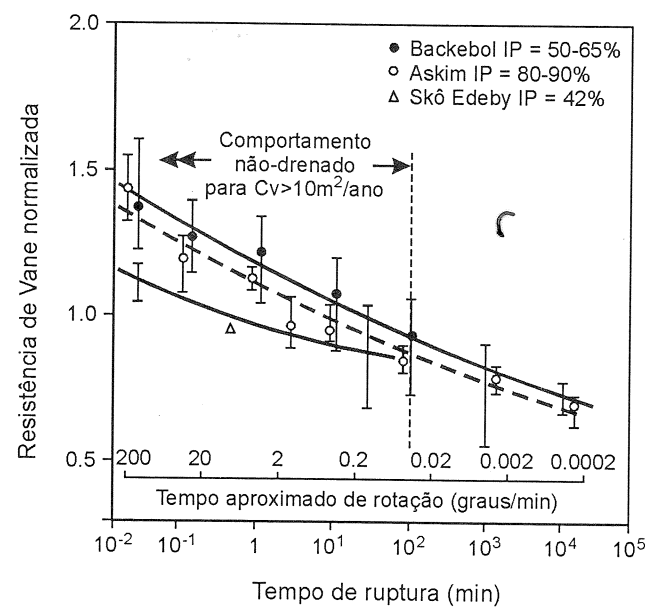


Figura 4.4 Efeito da velocidade de ensaio (Torstensson, 1977)

a) Condição de drenagem

A condição não-drenada de ensaio depende da velocidade de rotação da palheta empregada na sua execução. A velocidade de $6^\circ/\text{min}$, adotada pelas normas em geral, garante a condição não-drenada de ensaio (Walker, 1983; Chandler, 1988). Contudo, a velocidade de deformação, em qualquer ensaio de cisalhamento, tem considerável influência nos resultados, conforme demonstrado na Figura 4.4 através do estudo desenvolvido por Torstensson (1977).

b) Anisotropia

Em muitas situações é suficiente assumir a condição de isotropia ($S_{uv} = S_{uH}$), em vista de outras incertezas e dispersão dos resultados obtidos. Entretanto em todo solo, a princípio, pode ser esperada uma anisotropia de suas propriedades (processo de deposição, características dos grãos, tensões induzidas, etc.), em particular no ensaio de palheta devido à diferença de tensões efetivas normais atuantes nos planos onde estão aplicadas as tensões cisalhantes (Chandler, 1988).

A importância da anisotropia no comportamento de solos argilosos tem sido reconhecida em estudos recentes (e.g. Tatsuoka e outros, 1997; Jardine e outros, 1997). Em geral, o comportamento anisotrópico da resistência não-drenada é mais acentuado nas argilas de baixa plasticidade, normalmente adensadas. Argilas normalmente adensadas, altamente plásticas e sobre-adensadas terão comportamento aproximadamente isotrópico da resistência não-drenada (Ladd e outros, 1977). Investigando quatro locais diferentes e empregando palhetas de relações H/D variando de 0,5 a 4,0, Aas (1965) obteve razões de anisotropia S_{uh}/S_{uv} variando de 1,1 a 2.

Na Figura 4.5 é apresentado um resumo dos resultados de resistência não-drenada de diversas argilas em função de seu Índice de Plasticidade (IP), onde se observa uma acentuada diminuição da anisotropia com o aumento da plasticidade (Bjerrum, 1973).

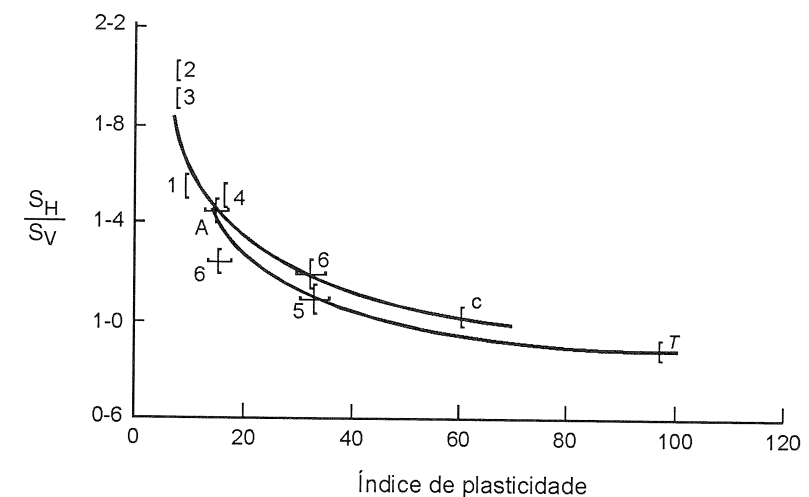


Figura 4.5 Razão de anisotropia versus Índice de Plasticidade (Bjerrum, 1973)

c) Efeito da inserção da palheta no solo

Quando a palheta é inserida no solo, para atingir a profundidade de ensaio, ocorre o amolgamento localizado da estrutura do solo. Este amolgamento é tanto maior quanto maior for a espessura (e) das lâminas que constituem a palheta. La Rochelle e outros (1973), investigaram esse efeito, utilizando o conceito de "razão

de perímetro" (α) como medição potencial da perturbação localizada da estrutura do solo:

$$\alpha = 4 \cdot e / (\pi \cdot D) \quad [4.13]$$

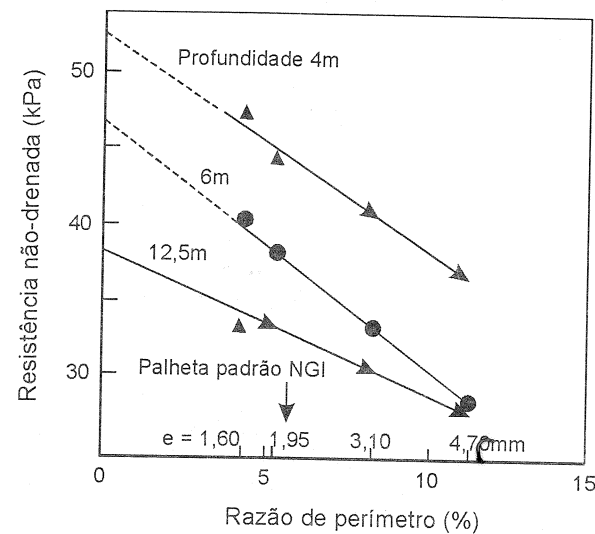


Figura 4.6 Efeito da espessura da lâmina (La Rochelle e outros, 1973).

A Figura 4.6 apresenta os resultados obtidos por La Rochelle e outros (1973). O valor de " α " é extrapolado para $\alpha = 0$ (situação fictícia na qual a palheta é inserida no solo sem causar amolgamento, isto é, $e = 0$). A resistência "indeformada" assim obtida excede em até 20% aquela medida no ensaio com palheta de espessura normalizada de 1,95 mm.

d) Efeito do tempo

A recuperação tixotrópica da resistência não-drenada e a dissipação do acréscimo de poropressões, após a inserção da

palheta, aumentam a resistência ao cisalhamento não-drenada medida. Portanto, quanto maior for o intervalo de tempo transcorrido entre a inserção da palheta e o início da rotação, maior será a resistência obtida.

A combinação dos efeitos de inserção da palheta e do intervalo de tempo de repouso sugere uma compensação desses efeitos na resistência medida. Segundo Chandler (1988), ambos os efeitos são particularmente importantes quando a sensibilidade da argila for maior do que 15.

e) Correções

A combinação dos fatores que influenciam os resultados do ensaio - velocidade de carregamento, anisotropia e fluência, sugerem a necessidade de correção da resistência medida, conforme proposto por Bjerrum (1973) para cálculo de estabilidade de taludes:

$$S_u \text{ (corrigido)} = \mu \cdot S_u \text{ (palheta)} \quad [4.14]$$

O fator de correção empírico μ é determinado na Figura 4.7, baseado na retro-análise de rupturas em aterros e escavações em depósitos argilosos (Bjerrum, 1973; Azzouz e outros, 1983). A experiência brasileira, na aplicação destas correções é baseada em um pequeno número de casos, não havendo consenso quanto a sua necessidade (Ortigão e outros, 1987; Ortigão e Almeida, 1988; Sandroni, 1993).

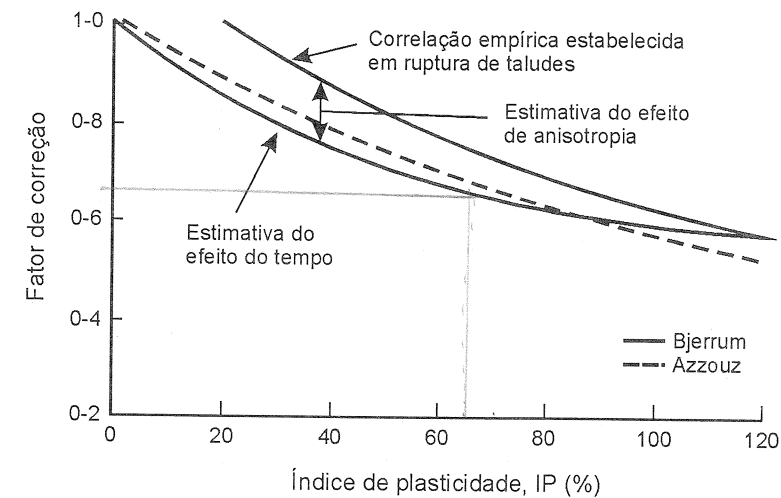


Figura 4.7 Fator de correção empírico da relação entre a resistência de ruptura retroanalizada e do ensaio de Palheta (Torstensson, 1977).

4.5 História de tensões

A história de tensões do solo, indicada pelo perfil de OCR, é indispensável à análise de comportamento de depósitos argilosos. Tradicionalmente obtida em ensaios de adensamento, é possível estimar-se OCR diretamente de ensaios de campo através do piezocone (Capítulo 3) ou de ensaios de palheta. A importância deste tópico pode ser traduzida pelo número de publicações da década de 80 dedicadas ao tema (Wroth, 1984; Konrad & Law, 1987; Mayne, 1987; Crooks e outros, 1988; Mayne & Mitchell, 1988; Mayne & Bachus, 1988; Sandven e outros, 1988; Sully e outros, 1988).

Embora reconhecendo tratar-se de uma relação secundária, de caráter semi-empírico, é uma utilização adicional dos resultados do ensaio de palheta,

O ensaio de palheta é hoje reconhecido como uma ferramenta potencialmente útil na estimativa da história de tensões dos solos argilosos.

desenvolvida para obter a variação de OCR com a profundidade (Mayne & Mitchell, 1988), além de fornecer uma estimativa do coeficiente K_0 (Ladd e outros, 1977).

A Mecânica dos Solos do Estado Crítico (Schofield & Wroth, 1968) e o Método SHANSEP (Ladd e outros, 1977), demonstraram que a resistência ao cisalhamento não-drenada normalizada pela tensão efetiva vertical *in situ* (σ'_{vo}) cresce com OCR de acordo com a expressão:

$$\frac{[S_u / \sigma'_{vo}]_{SA}}{[S_u / \sigma'_{vo}]_{NA}} = OCR^\Lambda \quad [4.15]$$

onde NA e SA refletem a condição de adensamento e Λ a razão de deformação volumétrica plástica. Conhecidos os valores de $(S_u / \sigma'_{vo})_{NA}$ e Λ para uma determinada argila, e determinando-se $(S_u / \sigma'_{vo})_{SA}$ pelo ensaio de palheta, pode-se estimar o perfil de OCR ao longo da profundidade. Uma análise estatística de casos apresentada por Mayne & Mitchell (1988), com base em dados obtidos em 96 depósitos argilosos, permitiu avaliar a aplicabilidade desta correlação. Este estudo permitiu a comparação direta entre os valores de OCR medidos em laboratório e as resistências obtidas pelo ensaio de palheta, conforme apresentado na Figura 4.8. As medidas experimentais ajustam-se à equação:

$$OCR = 3,55 \cdot (S_u / \sigma'_{vo})^{0,66} \quad [4.16]$$

Assumindo-se o valor do expoente $1/\Lambda$ unitário, tem-se:

$$OCR = 4,31 \cdot (S_u / \sigma'_{vo}) \quad [4.17]$$

Supondo por simplicidade que o valor ($\Lambda = 1$) seja assumido, o que é em geral válido experimentalmente, e tomando-se como base os resultados de ensaios de palheta compilados por Jamiolkowski e outros (1985) e Chandler (1988), a expressão [4.17] pode ser generalizada para:

$$OCR = \alpha (S_u / \tau'_{vo}) \quad [4.18]$$

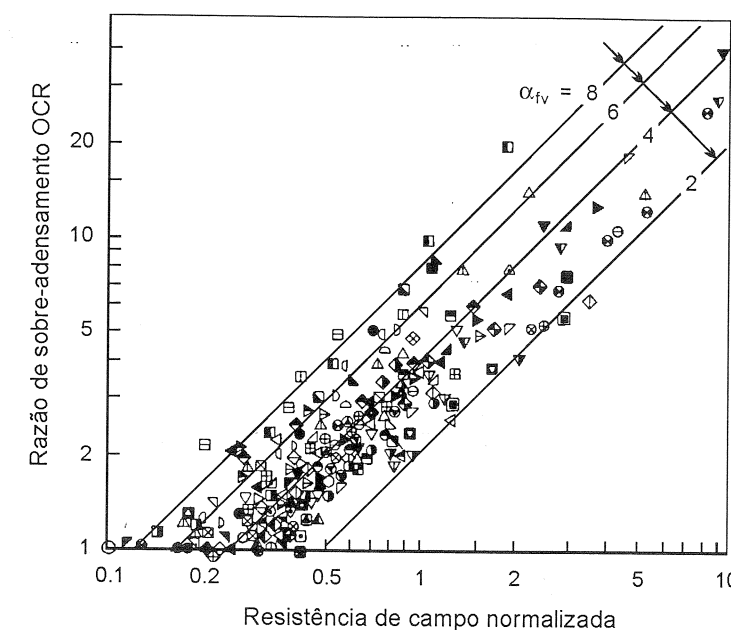


Figura 4.8 Tendência observada entre OCR e resistência normalizada obtida pelo ensaio de palheta (Mayne & Mitchell, 1988).

Como mostra a Figura 4.9, α decresce com o crescimento do Índice de Plasticidade, IP. Adotando uma correlação log-log, a análise regressiva dos resultados, desenvolvida por Mayne e Mitchell (1988), determina:

$$\alpha = 22 \cdot (IP)^{-0,48} \quad [4.19]$$

Segundo Mayne & Mitchell, uma interessante similaridade existe entre o coeficiente α e o empírico fator de correção μ proposto por Bjerrum (1973). Ambos decrescem com IP aproximadamente na mesma razão e, em geral:

$$\alpha = 4 \cdot \mu \quad [4.20]$$

Na Figura 4.10 são apresentados os valores de OCR medidos em laboratório e estimados através de ensaios de palheta, calculados segundo a formulação de Mayne & Mitchell (1988). Neste caso a concordância entre resultados é bastante satisfatória, evidenciando a presença de um depósito de argilas NA abaixo da profundidade de 4,0 m.

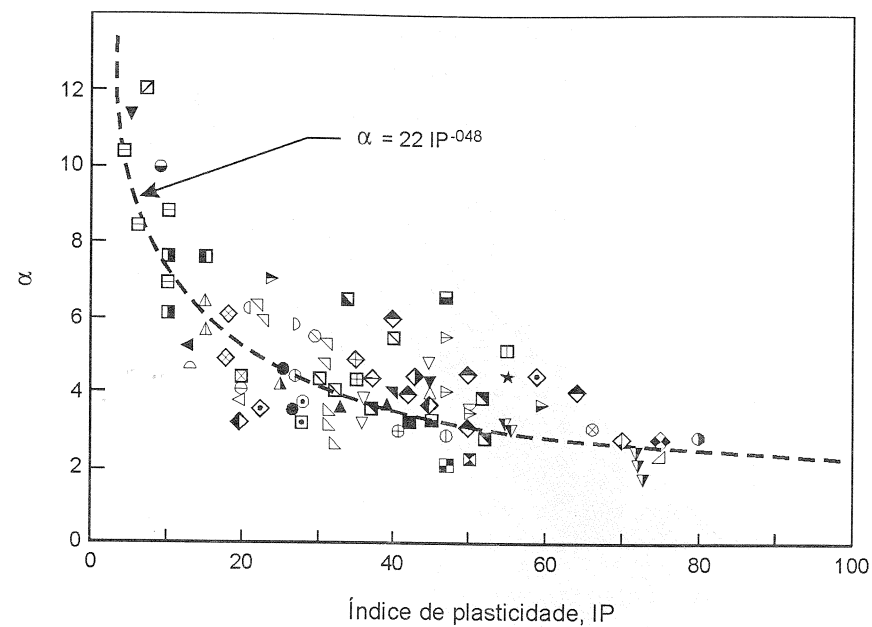


Figura 4.9 Relação entre α e IP (Mayne & Mitchell, 1988).

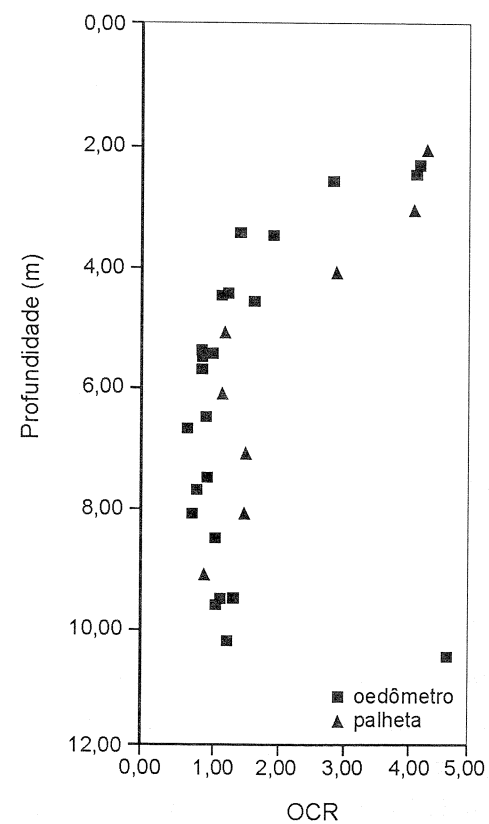


Figura 4.10 Comparação entre valores do OCR medidos em ensaio oedométrico e palheta (Porto Alegre, RS)

4.6 Referências bibliográficas

- ALMEIDA, M.S.S. *Aterros sobre Solos Moles: da concepção à avaliação de desempenho*. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996.
- AAS, G. "Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on Measured Values of in situ Shear Strength of Clays", in: Proc. Of the Conf. On Shear Strength of Soils, 1, 141-145. Montreal, Canadá, 1965.
- AAS, G. "Vane Tests for Investigation of Undrained Shear Strength of Clays", in: Proc. Geot. Conf., 1, 3-8. Oslo, 1967.
- ABNT: MB 3122. "Solo - Ensaio de Palheta *in situ*", in: *Método de Ensaio*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989.
- ASTM SPT 1014. *Vane Shear Strength Testing in Soils - Field and Laboratory Studies*. Editora A. F. Richards, 1988.
- ARAGÃO, C.J.G. *Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argilas moles na área do Grande Rio*. Rio de Janeiro: PUC/RJ, 1975.
- BJERRUM, L. "Problems of soil mechanics and construction on soft clays", in: Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 3, 111-139. Moscou, 1973.
- CADLING, L. e ODENSTAD, S. "The vane borer", in: Proceedings n° 2. Royal Swedish Geotechnical Institute, 1948.
- CARLSSON, L. "Determination in-situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating auger", in: Proceedings 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 1, 265-270. Roterdã, 1948.
- CHANDLER, R.J. "The *in situ* measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane", in: *Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies*. ASTM STP 1014, 13-44. Filadélfia: A.F.Richards, 1988.
- COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.G.L. e COLLET, H.B. "The undrained strength of a very soft clay", in: Proceedings. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 1, 79-82. Tóquio, 1977.
- CROOKS, J.H.A., BEEN, K., BECKER, D.E. e JEFFERIES, M.G. CPT "Interpretation in Clays", in: Proc. 1st Intern. Symposium on Penetration Testing, v. 2, pp 715-722. Orlando, 1988.
- DONALD, I.B., JORDAN, D.O., PARKER, R.J. e TEH, C.T. "The Vane Test - A critical appraisal", in: Proceedings 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 1, 81-88. Tóquio, 1977.
- FLODIN, N. E BROMS, B. *Soft clay engineering*. Amsterdã: E.W. Brand and R.P. Brenner. Eds. Elsevier, 1981.

- JACKSON, A.B. *Undrained shear strength of a marine sediment*. Monash University, 1969.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T. e LANCELLOTTA, R. "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", in: Proceedings 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 1, 57-153. São Francisco, E.U.A., 1985.
- JARDINE, R.J.; ZDRAVKOVIC, L. & POROVIC, E. "Panel contribution: Anisotropic consolidation including principal stress axis rotation: Experimental, results and practical implications", in: 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 4, 2165-2168. Hamburgo, 1997.
- KONRAD, J.M. e LAW, K.T. "Preconsolidation pressure from piezocone test in marine clays", in: *Géotechnique*, 37, 177-190, 1987.
- LADD, C.C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. e POULOS, H. "Stress-deformation and strength characteristics", in: Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 2, 421-497. Tóquio, 1977.
- LA ROCHELLE, P., ROY, M. e TAVENAS, F. "Field measurements of cohesion in Champlain clays", in: Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 1, 229-236. Moscou, 1973.
- LUND, S.A.; SOARES, J.M.D. & SCHNAID, F. "Ensaio de palheta e sua aplicação na determinação de propriedades de argilas moles", in: *Caderno de Engenharia*, CE-51/95. Porto Alegre: UFRGS, 1996.
- MACCARINI, M.; TEIXEIRA, V.H.; SANTOS, G.T. & FERREIRA, R.S. "Sedimentos quaternários do litoral de Santa Catarina", in: Proc. Simp. Sobre Quaternários das Baixadas Brasileiras, 1, 362-393. Rio de Janeiro, 1988.
- MAYNE, P.W. "Determining Preconsolidation Pressures from DMT contact Pressures", in: *Geotechnical Testing Journal*, 10, 146-150, 1987.
- MAYNE, P.W. e BACHUS, R.C. "Profiling OCR in Clays by Piezocone Soundings", in: Proc. 1th Intern. Symposium on Penet. Testing, Orlando, 1988.
- MAYNE, P.W. e MITCHELL, J.K. "Profiling of Overconsolidation in Clays by Field Vane", in: *Canadian Geotech. J.*, 25, 150-157, 1988.
- MENZIES, B.K. e MERRIFIELD, C.M. "Measurements of Shear Stress Distribution on the Edges of a Shear Vane Blade", in: *Géotechnique*, 30, 314-318, 1980.
- ORTIGÃO J. A. R. "Experiência com ensaios de palheta em terra e no mar", in: Simp. Sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e Laboratório, v. 3, pp 157-180. Rio de Janeiro: UFRJ, 1988.
- ORTIGÃO J. A. R. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. Porto Alegre: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1995.
- ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. "A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta", in: *Solos e Rochas*, 9, 2. São Paulo: ABMS, 1986.
- ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. "Errors caused by friction in field vane testing", in: ASTM Symp. on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, STP 1014, pp 104-116. Tampa, 1987.
- ORTIGÃO, J. A. R.; ALMEIDA, M.S.S. "Stability and deformation of embankments on soft clay", in: *Handbook of Civil Engineering Practice*, 267-336. New Jersey: Technomics Publishing, Geotechnics, 1988.
- SANDRONI, S.S. "Sobre o uso dos ensaios de palheta no projeto de aterros sobre argilas moles", in: *Solos e Rochas*, 16 (3), 207-213. São Paulo: ABMS, 1993.
- SANDVEN, R., SENNESSET, K. e JANBU, N. "Interpretation of Piezocone Test in Cohesive Soils", in: Proc. 1th Intern. Symposium on Penet. Testing, 2, 939-953. Orlando, 1988.
- SCHOFIELD, A.N. & WROTH, C.P. *Critical state soil mechanics*. Londres: McGraw-Hill, 1968.
- SKEMPTON, A.W. "Vane tests in the alluvial plain of the River Forth near Grangemouth", in: *Géotechnique*, 1 (2), 111-124, 1948.
- SKEMPTON, A.W. & NORTHEY, R.D. "The sensitivity of clays", in: *Géotechnique*, 3 (1), 72-78, 1952.
- SULLY, J.P., CAMPANELLA, R.G. e ROBERTSON, P.K. "Overconsolidation Ratio of Clays from Penetration Pore Pressure", in: ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 114 (GT2), 209-216. New York: ASCE, 1988.
- TATSUOKA, F.; JARDINE, R.J.; LO PRESTI, D.; DI BENEDETTO, H. & KODAKA, T. "Theme Lecture: Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials", in: 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 4, 2129-2164. Hamburgo, 1997.
- TORTENSSON, B.A. "Time-dependent effects in the field vane test", in: Int. Symp. Soft Clay, 387-397. Bangkok, 1977.
- VILWOCK, J.A. *Geology of the Coastal Province of Rio Grande do Sul, Southern Brazil - A Synthesis*, n° 16, 5-49. Porto Alegre: CECO, UFRGS.
- WALKER, R.F. "Vane shear strength testing", in: *In-situ testing for Geotechnical Investigation*. Amsterdã: A.A. Balkema, 1983.

Ensaio Pressiométrico

O primeiro critério a ser satisfeito em qualquer projeto de fundações é garantir um adequado fator de segurança contra a ruptura... Em adição, a fundação deve ser projetada para que os recalques, em especial os recalques diferenciais, sejam mantidos dentro dos limites de tolerância... É essencial limitar a magnitude dos recalques. Isto pode aumentar o custo das fundações, mas não aumenta necessariamente o custo global da obra.
Skempton, 1951

O termo pressiômetro foi usado pioneiramente pelo engenheiro francês Luis Ménard em 1955 para definir “um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo”. Modernamente, o equipamento é reconhecido como ferramenta rotineira de investigação geotécnica, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação de solos *in situ*.

Procedimentos distintos de instalação da sonda pressiométrica no solo podem ser utilizados, e foram desenvolvidos, primeiramente, com o objetivo de reduzir ou eliminar os possíveis efeitos de amolgamento gerado pela inserção da sonda no terreno e, secundariamente, com o objetivo de melhor adaptar essa técnica de ensaio *in situ* às diferentes condições de subsolo. Genericamente, pode-se agrupar os equipamentos existentes em três categorias (e.g. Mair & Wood, 1987):

a) **pressiômetros em perfurações** - a sonda é inserida em um furo de sondagem previamente escavado. Esta técnica é simples quando comparada a outros equipamentos, exigindo cuidados especiais para evitar a perturbação do solo durante a perfuração. Este é um dos condicionantes essenciais à realização de ensaios de boa qualidade. Os métodos de execução de furos dependem da natureza dos solos, de sua resistência e da ocorrência do lençol freático. Em depósitos de solos argilosos é necessário utilizar lama bentonítica para manter a integridade da escavação, porém o fluido pode alterar as condições do solo próximo às paredes do furo. Em solos residuais, a experiência brasileira tem demonstrado que o uso de trado manual para a execução da perfuração é satisfatório (Rocha Filho, 1991; Schnaid & Rocha Filho, 1994). Igualmente fundamental é o controle da relação entre o diâmetro do furo d_f e o diâmetro da sonda d_s ; valores de d_f/d_s inferiores a 1,15 são recomendados devido às limitações de expansão da sonda pressiométrica.

O ensaio pressiométrico tipo Ménard (MPM) enquadra-se nessa categoria. O equipamento consiste em uma sonda pressiométrica, um painel de controle de pressão e volume e uma fonte de pressão (Figura 5.1). A unidade de controle dispõe de componentes necessários à pressurização incremental da sonda e ao

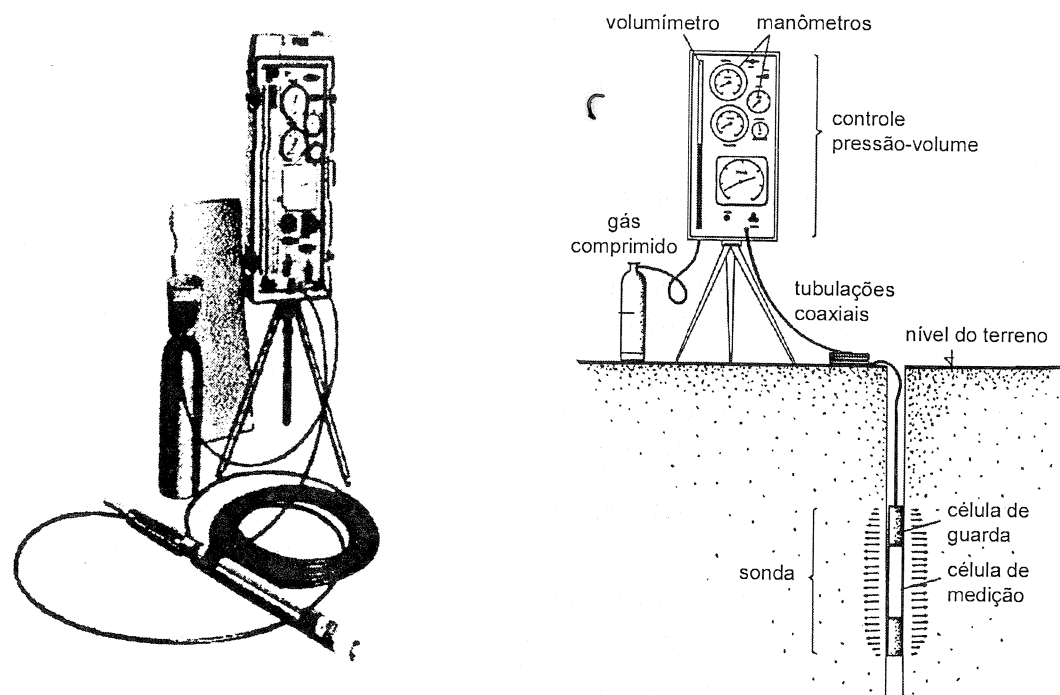


Figura 5.1 Pressiômetro tipo Ménard: foto e ilustração

monitoramento da deformação subsequente da parede da cavidade, por meio de um volumímetro. A sonda é constituída de um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes, formadas por duas membranas de borracha superpostas. A célula central, preenchida com água procedente do volumímetro, é denominada simplesmente de célula de medição, enquanto que as externas, denominadas células de guarda, são preenchidas com gás comprimido. As células podem expandir radialmente aplicando pressões nas paredes da cavidade do solo, permitindo deslocamentos ao redor da célula de medição predominantemente radiais, devido às restrições impostas pelas células de guarda.

O procedimento de ensaio consiste na colocação da sonda dentro de um furo de sondagem na cota desejada para, a seguir, expandi-la mediante a aplicação de incrementos de pressão de mesma magnitude, ou seja, o ensaio é realizado sob pressão controlada. Em cada incremento de pressão, as leituras do nível do volumímetro são registradas aos 15, 30 e 60s. Após 60s, um novo incremento de pressão é aplicado, tendo-se como resultado uma curva pressiométrica onde o volume injetado ao final de 60s é plotado em função da pressão aplicada.

b) **Pressiômetro autoperfurante (SBPM)** - o princípio da técnica autoperfurante consiste em minimizar os efeitos de perturbação do solo ao redor da sonda, gerados pela inserção do equipamento no terreno. A Figura 5.2 ilustra os detalhes da sonda - um tubo de parede fina é cravado no solo enquanto as partículas do solo deslocado pelo dispositivo são fragmentadas por uma sapata cortante e removidas por fluxo de água para a superfície. A operação requer uma equipe altamente treinada que, para cada tipo de solo, selecione simultaneamente a pressão vertical necessária à cravação, a posição e velocidade de rotação da sapata cortante e a pressão no fluido de lavagem.

A sonda pressiométrica é mononuclear e a medição é realizada por meio de três sensores elétricos de deformação, espaçados radialmente em 120° e posicionados no plano médio da sonda. O ensaio pode ser realizado com tensão controlada, deformação controlada, ou ainda uma combinação dos dois procedimentos. Usualmente, o ensaio é iniciado aplicando-se incrementos controlados de pressão até observar-se o início da expansão da sonda pressiométrica. A partir desta fase, a expansão ocorre com velocidade constante de deformação de 1%/min ou com incrementos de tensão inferiores a 5% da capacidade do equipamento. Recomenda-se realizar um ou mais ciclos de descarga-recarga durante a expansão da sonda pressiométrica.

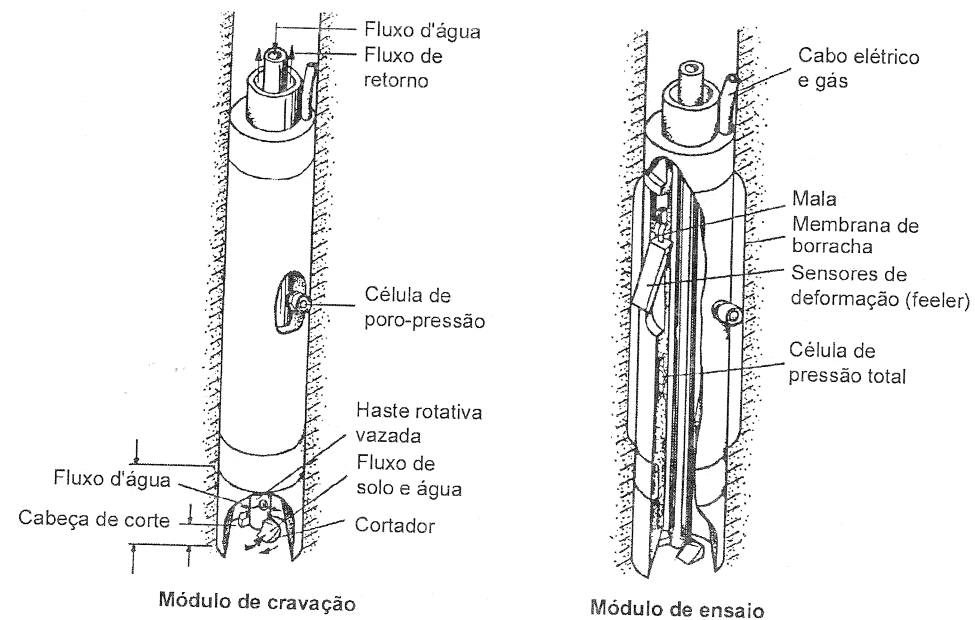


Figura 5.2 Ilustração do pressiômetro autopercussor (Weltman & Head, 1983)

- c) **Pressiômetro cravado** - esta terceira categoria engloba os pressiômetros cuja penetração no terreno é forçada através de cravação. Entre as diferentes técnicas destaca-se a do cone-pressiômetro (CPMT), na qual o módulo pressiométrico é montado diretamente no fuste de um cone. Combina-se, neste caso, a robustez do cone com a habilidade do pressiômetro em fornecer medidas completas do comportamento tensão-deformação do solo. O procedimento de ensaio consiste na interrupção da cravação do cone em cotas pré-estabelecidas, nas quais se procede à expansão da sonda pressiométrica. A fase de expansão do módulo pressiométrico é semelhante a do auto-perfurante, porém a sonda pode expandir a valores elevados de deformações visando a propagação da superfície elasto-plástica em solo não amolgado pela cravação do CPMT no terreno. Detalhes do equipamento são apresentados no Capítulo 3.

Descrições do estado do conhecimento, relacionando técnicas, procedimentos e métodos de interpretação, podem ser encontradas em Baguelin e outros (1978), Mair & Wood (1987), Briaud (1992) e Clarke (1995). A contribuição brasileira reúne trabalhos realizados com o ensaio de pré-furo (Rocha Filho e 1991; Schnaid e outros, 1995, Ortigão e outros, 1997; 1998, Bosh e outros, 1997) e com a técnica autopercussor (Árabe, 1995; Abramento & Souza Pinto, 1998). O uso crescente

dessa tecnologia em obras geotécnicas motivou a realização, nas última décadas, de quatro Simpósios Internacionais (1982, 1986, 1990, 1995), cujos trabalhos podem servir de subsídio complementar aos conceitos aqui abordados.

5.1 Qualidade do ensaio

O pressiômetro, qualquer que seja o modo de inserção da sonda no terreno, é um ensaio que necessita controle rigoroso de execução e procedimentos cuidadosos de calibração.

5.1.1 Calibrações

O pressiômetro deve ser calibrado regularmente, antes e após a realização de cada programa de ensaios (e.g. Clarke, 1995). A calibração é realizada de forma a compensar os efeitos das perdas de pressão e volume, visando a medida correta do comportamento tensão-deformação do material ensaiado. As calibrações devem considerar:

- os sistemas de medição** - calibração periódica dos medidores de pressão e deslocamento (ou variação volumétrica);
- as variações no sistema** - expansão da tubulação que conecta o painel de controle à sonda, existência de ar no sistema, compressibilidade do fluido pressurizado, perda de pressão no sistema;
- a resistência da sonda** - rigidez própria da membrana e diminuição de espessura da membrana causada pela expansão radial.

De acordo com a Norma Francesa P94-110 (1989), a calibração é inicialmente realizada pressurizando-se a sonda no interior de um tubo de aço de paredes espessas. A pressão é aumentada em incrementos, cada incremento é mantido durante 60s, e o deslocamento monitorado com o objetivo de traçar uma curva pressão-deslocamento, chamada de curva de expansão. Uma curva deste tipo, obtida para o pressiômetro Ménard, é mostrada na Figura 5.3, na qual é possível distinguir dois trechos de declividades diferentes. No primeiro a sonda se expande até encostar nas paredes do tubo. A declividade do segundo trecho é o coeficiente de expansão da tubulação e do aparelho, a . Para a curva de expansão mostrada na figura, $a = 0,0028 \text{ cm}^3/\text{kN/m}^2$.

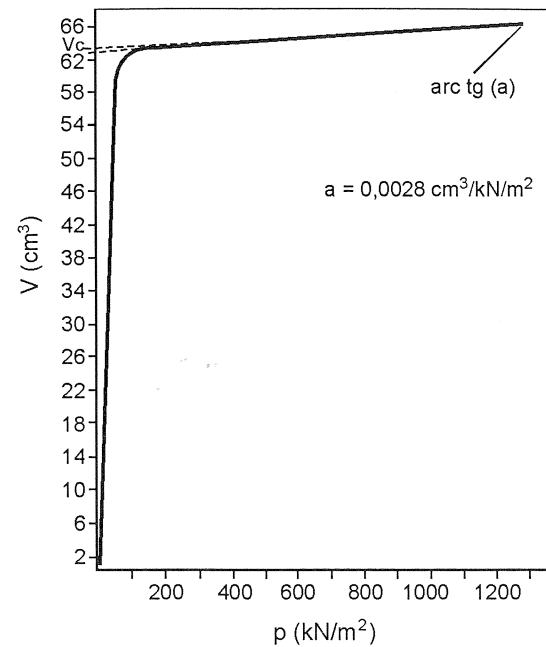


Figura 5.3 Calibração da sonda pressiométrica em tubo rígido

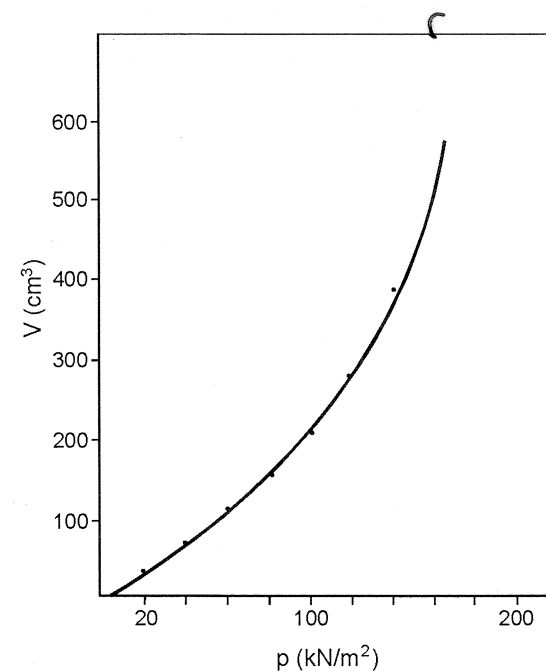


Figura 5.4 Calibração da membrana ao ar

Uma segunda calibração é realizada com o objetivo de corrigir as pressões em função da resistência própria da sonda. Procedê-se a um ensaio de expansão ao ar com a sonda na posição vertical, fazendo coincidir a cota do centro da célula de medição com o manômetro de pressão. A curva pressão-deformação resultante, chamada de curva de calibração da membrana, é traçada, podendo-se obter a partir dela, para cada volume injetado, a correção da pressão devida à resistência própria da membrana (Figura 5.4).

Os procedimentos de calibração devem ser adotados indistintamente para qualquer tipo de pressiómetro, respeitadas as características de medição de volume ou deslocamento da sonda. Nunes e outros (1994) e Nunes e Schnaid (1994) apresentam o detalhamento de cada um dos procedimentos de calibração exigidos para o pressiómetro tipo Ménard, o mais utilizado no Brasil.

Como conclusão, é mandatório que a curva pressão-deslocamento utilizada na interpretação do ensaio seja a curva medida em campo, corrigida simultaneamente pelas curvas de calibração do sistema e da membrana. Somente os resultados corrigidos podem produzir parâmetros representativos do comportamento do solo.

5.1.2 Ensaio em pré-furo

O ensaio pressiométrico é realizado aplicando-se pressões uniformes às paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível montada em uma sonda cilíndrica. Na Figura 5.5 apresenta-se o resultado de uma curva pressiométrica típica, na qual observam-se as diversas fases essenciais do ensaio: (i) expansão da sonda até encostar nas paredes do furo de sondagem, (ii) deformações de cavidade em um trecho aproximadamente linear de comportamento pseudo-elástico, (iii) ciclos de descarga e recarga, (iv) evolução das deformações até atingir a fase plástica e (v) descarregamento completo da sonda. Modernamente sugere-se monitorar a fase de descarregamento, considerada importante na determinação das propriedades do solo na medida em que, no descarregamento, não há influência do amolgamento gerado pela inserção do equipamento no terreno (Hughes & Robertson, 1985; Bellotti e outros, 1986; Houlsby & Withers, 1988; Hughes, 1993; Houlsby & Schnaid, 1994).

Somente ensaios bem executados apresentam estas fases definidas, sendo os resultados passíveis de interpretação para a obtenção de parâmetros geotécnicos de interesse. Como o ensaio pressiométrico é particularmente atraente para a obtenção *in situ* do módulo de deformabilidade dos solos, utilizam-se os resultados para

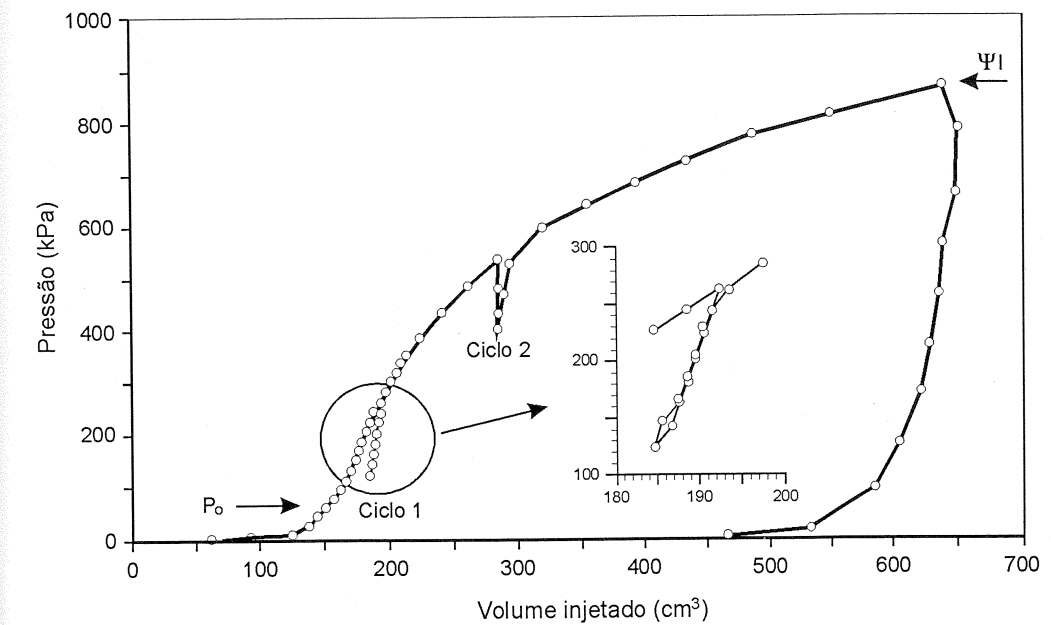


Figura 5.5 Curva típica de um ensaio tipo Ménard

determinar o módulo cisalhante na fase pseudo-elástica, G_{pm} , nos ciclos de descarga-recarga, G_{ur} , e na descarga G_d . Em geral, a magnitude de G_{pm} é inferior a G_{ur} e G_d , quer pelo amolgamento inicial do solo ao redor do furo de sondagem quer pela magnitude das deformações cisalhantes impostas ao solo nos segmentos lineares. Vários pontos podem ainda ser identificados na Figura 5.5, em particular a pressão p_o que corresponde à tensão horizontal *in situ*, σ_{ho} . É reconhecida a dificuldade de interpretação desse ponto no pressiômetro de Ménard e sua identificação requer critérios de natureza semi-empírica (Mair & Wood, 1987; Clarke, 1995; Schnaid e outros, 1996). Ao final da fase plástica determina-se a pressão limite de expansão p_p , utilizada na previsão dos parâmetros de resistência dos solos. O valor de p_l raramente é bem identificado, sendo determinado através de extrapolação (Ghionna, 1981; Jezequel, 1974; Manassero, 1989) ou simplesmente adotando-se o valor correspondente ao dobro do volume inicial de cavidade, conforme proposto originalmente por Ménard.

5.1.3 Ensaio autoperfurantes

A técnica autoperfurante procura minimizar os efeitos de perturbação gerados pela relaxação-reequilíbrio do solo, existente nos ensaios tipo Ménard, devido à execução prévia do furo de sondagem. Em conseqüência, minimizam-se as dificuldades associadas à determinação de p_o e, portanto, da estimativa da tensão horizontal *in situ*, σ_{ho} . Ademais, as deformações radiais são medidas diretamente no centro da sonda através de sensores instrumentados com "strain-gauges", aumentando a resolução das medidas e conseqüentemente a precisão na determinação do módulo de deformabilidade do solo.

Um estudo dos efeitos de amolgamento do solo em ensaios autoperfurantes foi apresentado por Wroth (1982), no qual o autor mostra as características necessárias à identificação de ensaios de boa qualidade. Para ilustrar aspectos relevantes de comportamento, apresenta-se na Figura 5.6 o exemplo de um ensaio autoperfurante típico, realizado na Cidade de São Paulo (Abramento & Sousa Pinto, 1998). Na figura, a pressão de cavidade é plotada em função da deformação circunferencial ϵ_c , para os três braços instrumentados que monitoram os deslocamentos radiais no centro da sonda. No início da expansão, a pressão cresce continuamente sem deformações perceptíveis, até que a pressão de cavidade iguale

o valor da tensão horizontal *in situ*, σ_{ho} . A partir desse ponto, o comportamento do solo torna-se fortemente não-linear, exceto quando se realizam ciclos de descarga e carga para medir o módulo cisalhante G .

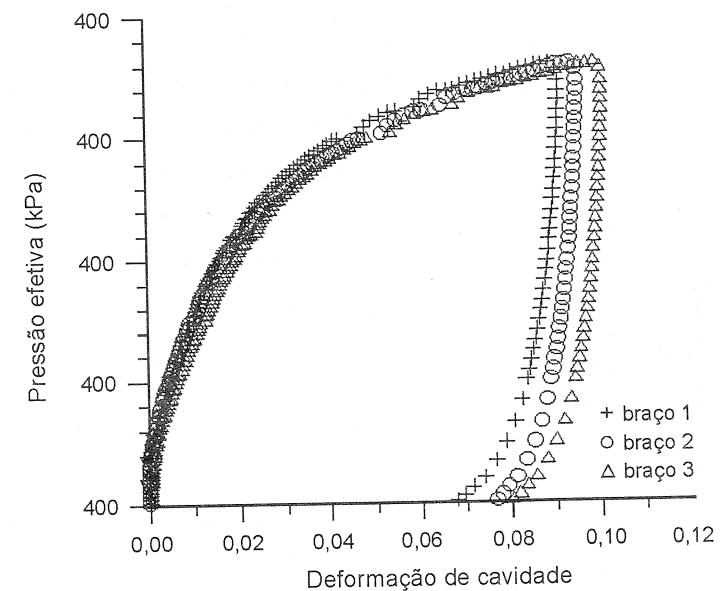


Figura 5.6 Curva típica de um ensaio pressiométrico autoperfurante (Abramento & Sousa Pinto, 1998)

5.2 Teoria da expansão de cavidade

Ensaio pressiométrico são particularmente atraentes quando comparados a outras técnicas de ensaios *in situ*, por fornecerem uma medida contínua do comportamento tensão-deformação do solo durante a expansão/contração de uma cavidade cilíndrica. Esse ensaio permite, em teoria, uma interpretação racional dos resultados através da teoria da expansão de cavidade (e.g. Gibson & Anderson, 1961; Ladanyi, 1972; Vésic, 1972; Hughes e outros, 1977).

Alguns aspectos essenciais ao entendimento dos métodos de interpretação do ensaio são apresentados nesta publicação. A teoria considera que o pressiômetro é inserido no terreno sem perturbação e, por conseqüência, o estado inicial de tensões p_o corresponde à tensão horizontal de campo σ_{ho} para uma cavidade de volume V_o e um raio inicial r_o , conforme indicado na Figura 5.7.

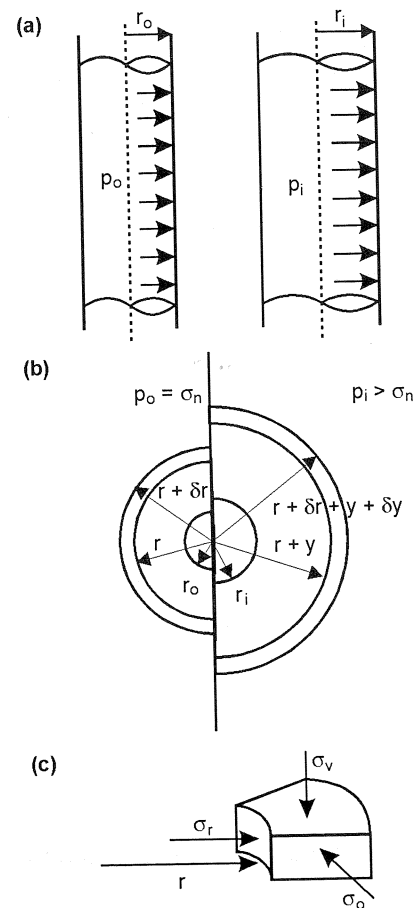


Figura 5.7 Análise da expansão de cavidade:
 (a) cavidade cilíndrica,
 (b) deformações da cavidade
 (c) coordenadas cilíndricas.

Outra consequência da axi-simetria do problema ($\epsilon_v = 0$) refere-se à definição da geometria de deformação da cavidade. Tome-se um elemento linear de raio r e comprimento δr . Para uma deformação de pequena magnitude y , a cavidade originalmente de circunferência $2\pi r$ passa a ser $2\pi(r+y)$, cuja deformação circunferencial específica é expressa por:

$$\epsilon_\theta = \frac{y}{r} \quad [5.3]$$

O problema é tratado com o auxílio de coordenadas cilíndricas. Inicialmente assume-se a existência de uma cavidade cilíndrica de comprimento infinito, submetida a um estado isotrópico de tensões em equilíbrio ($\sigma_r = \tau_q = \sigma_z$). Durante a expansão, o solo ao redor da sonda é submetido a deformações puramente radiais, estabelecendo-se um estado plano de deformações com deslocamentos nulos na direção vertical.

O volume da cavidade cilíndrica de raio r e altura h é expresso simplesmente como:

$$V = \pi r^2 h \quad [5.1]$$

Ao aplicarem-se acréscimos de tensões radiais, $\Delta\sigma_r$, na parede da cavidade, o estado de tensões dos elementos ao redor da sonda deve satisfazer a uma equação de equilíbrio do tipo (Timoshenko & Goodier, 1934):

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad [5.2]$$

Como y varia em função do raio r , a deformação radial é:

$$\epsilon_r = \frac{dy}{dr} \quad [5.4]$$

As únicas variáveis medidas durante o ensaio são a pressão aplicada, p , e o raio da cavidade, r . A deformação circunferencial na face da cavidade, usualmente definida como deformação de cavidade, é expressa por:

$$\epsilon_c = \frac{r - r_0}{r_0} \quad [5.5]$$

Ao início do ensaio, o solo ao redor da sonda comporta-se segundo os preceitos definidos pela Teoria da Elasticidade. Considere-se portanto a expansão da cavidade em um solo isotrópico linear elástico, idealmente descrito pela lei de Hooke, representada pela matriz que define a relação entre tensões e deformações nos planos principais de tensões, conforme apresentado no fluxograma da Figura 5.8. Para pequenas deformações, conhecendo-se a equação de equilíbrio, as equações de compatibilidade e condições de contorno ao redor da sonda, é possível calcular o módulo de compressibilidade do solo, expresso por:

$$G = \frac{dp}{2\epsilon_c} = \frac{dp}{\frac{dV}{V}} \quad [5.6]$$

sendo G o módulo cisalhante, dp o incremento de pressão e dV/V a variação volumétrica específica. A rigor, existe uma forma mais geral para expressar a relação tensão-deformação do solo visando a obtenção de G em ciclos de carregamento:

$$G = 0,5 \frac{r}{r_0} \frac{dp}{d\epsilon_c} \quad [5.7]$$

Para pequenas deformações $r/r_0 \sim 1$, freqüentemente omite-se este fator no cálculo do módulo em ciclos de carga e descarga. Esta aproximação não é justificável para casos nos quais grandes deformações são impostas à cavidade, conforme discutido por Carter e outros (1986), Yu & Houlsby (1991) e Souza Coutinho (1990).

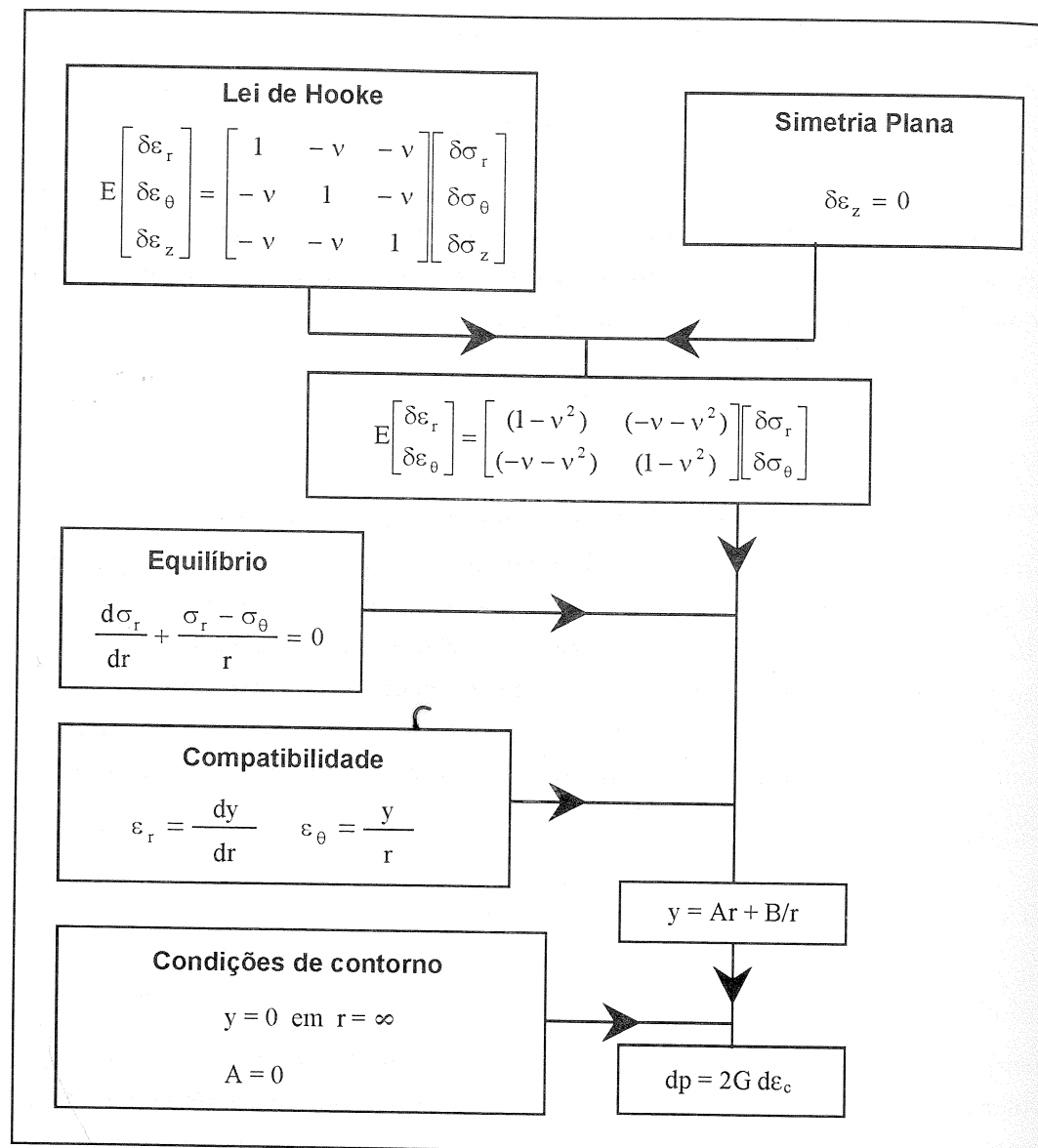


Figura 5.8 Análise de expansão da cavidade – fase elástica

Note-se que, ao contrário dos pressiômetros autoperfurantes que utilizam a medição de ϵ_c diretamente através de instrumentação localizada na sonda pressiométrica, os pressiômetros tipo Ménard medem a variação volumétrica. Na expressão [5.6], o valor de V (volume de referência) deve ser igual ao volume total da cavidade, ou seja ao volume inicial acrescido do volume expandido. Para

propósitos práticos, este volume expandido deve ser considerado até a metade do valor calculado pelo incremento da pressão dp .

As expressões [5.1] a [5.7] são válidas para materiais de comportamento elástico. Com a deformação contínua da cavidade, o solo ao redor da sonda atinge a condição de fluência (“yielding”) e passa a exibir variações volumétricas (condições drenadas) ou gerar excessos de poro-pressões (condições não-drenadas). As propriedades reológicas de um material perfeitamente elasto-plástico são utilizadas para representar esse comportamento e determinar as expressões que descrevem a pressão de plastificação, p_p , e a pressão limite do solo, p_l .

Considere-se inicialmente uma cavidade expandindo em um solo argiloso, em condições não-drenadas. As formulações necessárias à análise do problema foram desenvolvidas na década de 1970 (Palmer, 1972; Ladanyi, 1972; Baguelin e outros, 1972). Considera-se, no desenvolvimento analítico, que a argila não varia de volume e obedece aos conceitos clássicos da elasto-plasticidade para um solo homogêneo, cuja velocidade de deformação não afeta o comportamento da argila.

Assumindo-se um comportamento linear perfeitamente elasto-plástico, o solo ao redor da cavidade responde elasticamente até:

$$p = \sigma_{ho} + S_u \quad [5.8]$$

sendo S_u a resistência ao cisalhamento não-drenada da argila. A deformação volumétrica neste estágio é obtida através da equação:

$$\frac{dV}{V} = \frac{S_u}{G} \quad [5.9]$$

As variações de pressão durante a expansão da cavidade nesta fase são calculadas por:

$$p - \sigma_h = S_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{S_u}\right) + \ln\left(\frac{dV}{V}\right) \right] \quad [5.10]$$

Finalmente, obtém-se a tensão atingida na expansão para $\Delta V/V=1$, conhecida como pressão limite p_l :

$$p_l - \sigma_h = S_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{S_u}\right) \right] \quad [5.11]$$

O ensaio pressiométrico permite, considerando algumas hipóteses simplificadoras, uma interpretação racional dos resultados através da teoria de expansão da cavidade.

Soluções analíticas para solos argilosos e arenosos são conhecidas e podem ser facilmente implementadas em softwares numéricos.

A equação [5.11] pode ainda ser reescrita em função da pressão limite:

$$p = p_1 + S_u \ln\left(\frac{dV}{V}\right) \quad [5.12]$$

As teorias da expansão de cavidade em condições não-drenadas tem sido reinterpretadas e estendidas para incorporar conceitos relacionados a grandes deformações, interpretação da fase de descarregamento da curva pressiométrica e influência da geometria da sonda, entre outros (e.g. Jefferies, 1988; Yu & Houlsby, 1991, 1995; Ferreira & Robertson, 1992). Literatura específica deve ser utilizada para familiarizar-se com esses conceitos.

Ensaio pressiométricos realizados em areias são drenados e as variações de volume geradas pela dissipação do excesso de poro-pressões devem ser consideradas. Após a fase elástica, a ruptura da areia é governada pelo critério de Mohr-Coulomb, mobilizando um ângulo de atrito interno ϕ' de tal forma que:

$$\frac{\sigma_r'}{\sigma_\theta'} = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \quad [5.13]$$

O comportamento tensão-deformação da areia será acompanhado de variações volumétricas, condicionadas pela densidade inicial, e expressa em função do ângulo de dilatância Ψ :

$$\text{sen } \Psi = \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} \quad [5.14]$$

sendo $d\varepsilon_v$ a variação das deformações volumétricas e γ a deformação cisalhante. As variações no estado de tensões e deformações podem ser convenientemente expressas em termos de leis de fluxo, conforme proposto por Rowe (1962):

$$\frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} = \frac{1 + \text{sen } \Psi}{1 - \text{sen } \Psi} \times \frac{1 + \text{sen } \phi'_{cv}}{1 - \text{sen } \phi'_{cv}} \quad [5.15]$$

onde ϕ'_{cv} é o ângulo de atrito no estado crítico. Esses conceitos, aplicados à expansão de cavidade, foram introduzidos por Hughes e outros (1977), com base em ensaios executados em areias densas. Assumindo o solo como perfeitamente elasto-plástico, com ângulo de dilatância constante, demonstra-se que:

$$\log_e(p - u_0) = S \log_e\left[\left(\frac{\varepsilon_c}{1 + \varepsilon_c}\right) + \frac{c}{2}\right] + A \quad [5.16]$$

sendo c e A constantes do material. A equação (5.15) indica que o resultado de um ensaio pressiométrico quando representado em um gráfico $\log(p - u_0)$ versus $\log(\varepsilon_c + c/2)$ aproxima-se de uma reta, cuja declividade é representada por:

$$S = \frac{(1 + \text{sen } \Psi) \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} \quad [5.17]$$

Para calcular os valores de ϕ' e Ψ combinam-se as equações [5.14] e [5.16]:

$$\text{sen } \phi' = \frac{S}{1 + (S - 1) \text{sen } \phi'_{cv}} \quad [5.18]$$

$$\text{sen } \Psi = S + (S - 1) \text{sen } \phi'_{cv} \quad [5.19]$$

5.3 Interpretação dos ensaios

A interpretação de parâmetros geotécnicos a partir de resultados de ensaios pressiométricos depende do pressiômetro utilizado, método de instalação, tipo de solo e método de análise. As metodologias usuais de análise são apresentadas a seguir. A fundamentação dos métodos de interpretação são as equações constitutivas descritas no item anterior, fazendo-se referência, sempre que necessário, às limitações de uso das teorias de expansão da cavidade em decorrência das limitações impostas pela geometria da sonda e técnica de ensaio.

5.3.1 Módulo de deformabilidade

O módulo de deformabilidade do solo (módulo cisalhante G ou módulo de Young E) é o parâmetro de maior interesse geotécnico quando da realização de ensaios pressiométricos, já que são reconhecidas as dificuldades em determiná-lo através de outros ensaios de campo e laboratório. Atenção é dada à determinação do módulo de Ménard e do módulo obtido através de ciclos de descarga e recarga, procedimento usual em qualquer ensaio pressiométrico.

Pressiômetro de Ménard

O módulo pressiométrico E_m é obtido a partir da declividade do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, conforme apresentado no item 5.2 (e.g. Norma Francesa P94-110, Baguelin e outros, 1978, Clarke, 1995). Para evitar ambigüidades na definição dos limites desse trecho linear, recomenda-se utilizar a chamada curva de fluência ("curva de creep"), na qual os resultados do ensaio pressiométrico são representados em um gráfico que relaciona a pressão aplicada à diferença de volumes injetados medidos a 30 e 60 segundos após a aplicação da carga ($V_{60} - V_{30}$). O método consiste em encontrar o valor das pressões correspondentes às interseções entre as três retas que podem ser ajustadas neste gráfico, conforme ilustrado na Figura 5.9. O ponto G , na curva de fluência, identifica o ponto p_0 na curva pressiométrica e portanto define o volume da cavidade no início do trecho elástico, V_0 . O ponto H identifica p_f e V_f como a pressão e o volume correspondentes ao final da fase elástica.

O módulo pressiométrico E_m pode então ser calculado segundo a expressão:

$$E_m = 2(1 + \nu) \left[V_i + \left(\frac{V_f - V_0}{2} \right) \right] \frac{dP}{dV} \quad [5.20]$$

sendo V_i o volume inicial da célula de medição e ν , o Coeficiente de Poisson.

Módulo de carga e descarga

Ciclos de descarga e recarga são realizados durante o ensaio para determinar o módulo cisalhante, utilizando-se para esta finalidade as equações:

$$G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad \text{ou} \quad G = V \frac{dp}{dV} \quad [5.21]$$

onde ε_c e V são a deformação e o volume da cavidade, respectivamente. O ciclo é realizado interrompendo-se a expansão, aguardando-se a estabilização de possíveis pressões de fluência e descarregando-se lentamente a sonda dentro do regime elástico.

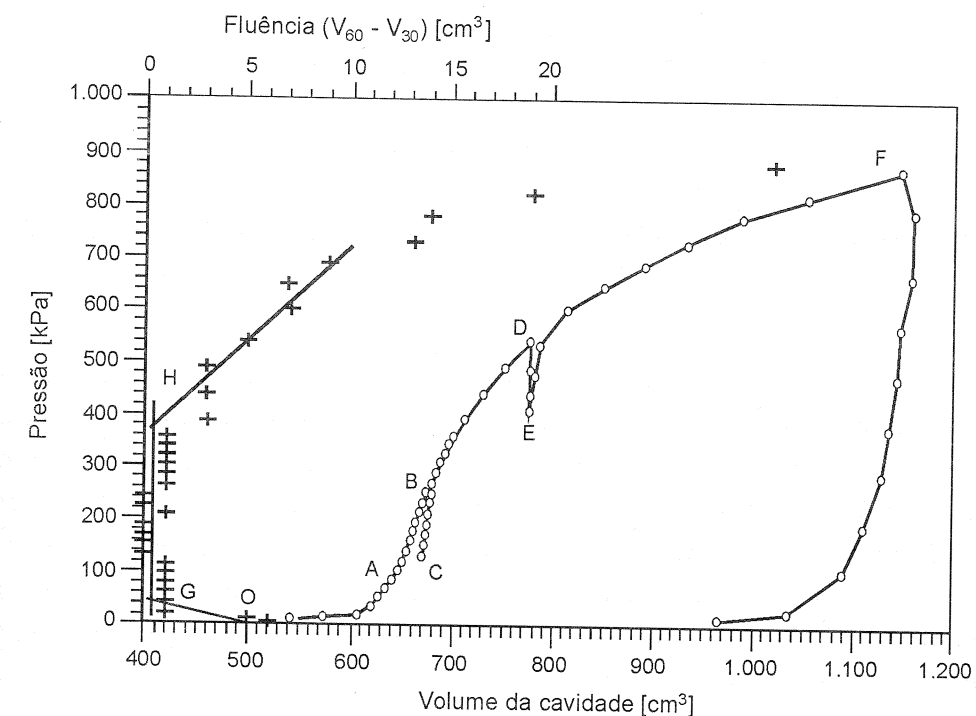


Figura 5.9 Curva tensão-deformação de um ensaio típico e curva de fluência.

As deformações cisalhantes impostas durante os ciclos de carregamento são da ordem de 0,1%. Para esta taxa de deformações o comportamento do solo é acentuadamente histerético (e.g. Hardin & Drnevich, 1972), conforme ilustrado na Figura 5.10, podendo-se calcular a declividade média do ciclo pela regressão linear de todos os pontos ou pela união dos pontos que definem os vértices do ciclo, seguindo as recomendações de Bellotti e outros (1989) e Houlsby & Schnaid (1994).

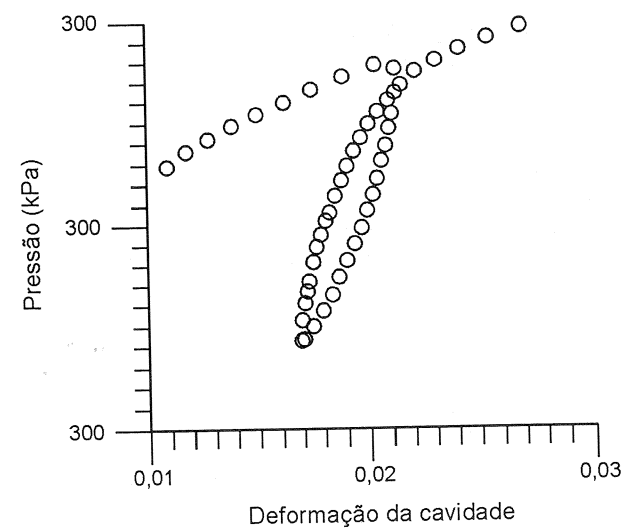


Figura 5.10 Exemplo de ciclo de descarga-recarga típico em ensaio SBPM

É importante notar que os ciclos de descarga-recarga, inicialmente de comportamento predominantemente elástico, podem plastificar em extensão caso a amplitude do descarregamento ultrapasse o limite de plastificação. Considere como exemplo a Figura 5.11, para um ensaio pressiométrico em argila. A cavidade expande até o ponto C, descarrega elasticamente e eventualmente plastifica em extensão no ponto D. A distância CD corresponde a duas vezes a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo, sendo este o limite do ciclo para medida de propriedades geomecânicas elásticas.

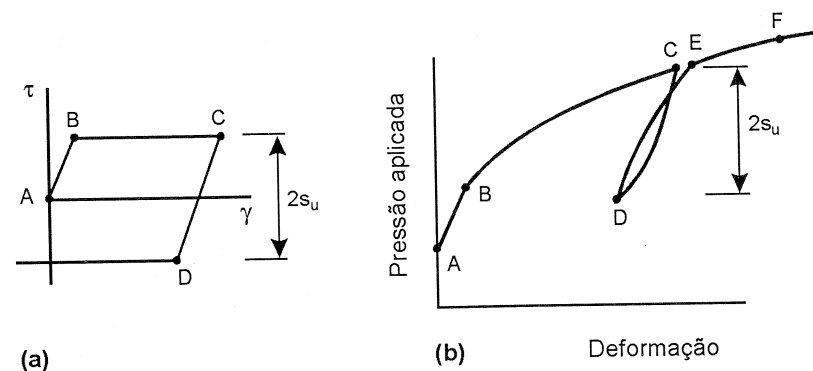


Figura 5.11 Limite elástico do descarregamento em argilas (após Wroth, 1982)

O limite elástico durante o descarregamento de ensaios pressiométricos em areias é representado na Figura 5.12 pela distância entre PQ. A variação máxima de tensões é dada pela expressão:

$$\frac{(2 \sin \phi')}{(1 + \sin \phi')} (p - u_0)_{\max} \quad [5.22]$$

sendo $(p - u_0)_{\max}$ a pressão efetiva de cavidade ao início do descarregamento e u_0 a pressão hidrostática do terreno.

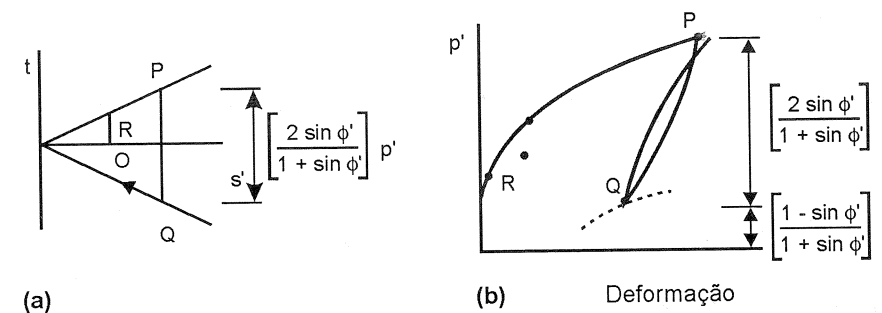


Figura 5.12 Limite elástico do descarregamento em areias (após Wroth, 1982)

Finalmente verifica-se, no atual estágio do conhecimento, que o módulo de deformabilidade do solo depende do nível de tensões e deformações cisalhantes γ (e.g. Jardine e outros, 1986; Tatsuoka & Shibuya, 1991; Fahey, 1998). Considerando-se que no pressiômetro a resolução dos medidores de deslocamentos e pressões são da ordem de 0,01%, e que para esse nível de deformações o comportamento do solo é fortemente não-linear, é necessário estabelecer a variação do módulo com o nível de deformações correspondente. Exemplos de curvas de degradação de módulo (Figura 5.13), representadas pela relação entre $G/G_0 \times \gamma$, para solos residuais, são apresentadas por Abramento & Sousa Pinto (1998). G_0 corresponde ao módulo com pequenas deformações obtido em ensaios "cross-hole". Nestes exemplos fica clara a necessidade de se adotarem módulos dentro da faixa de deformações da obra a ser projetada.

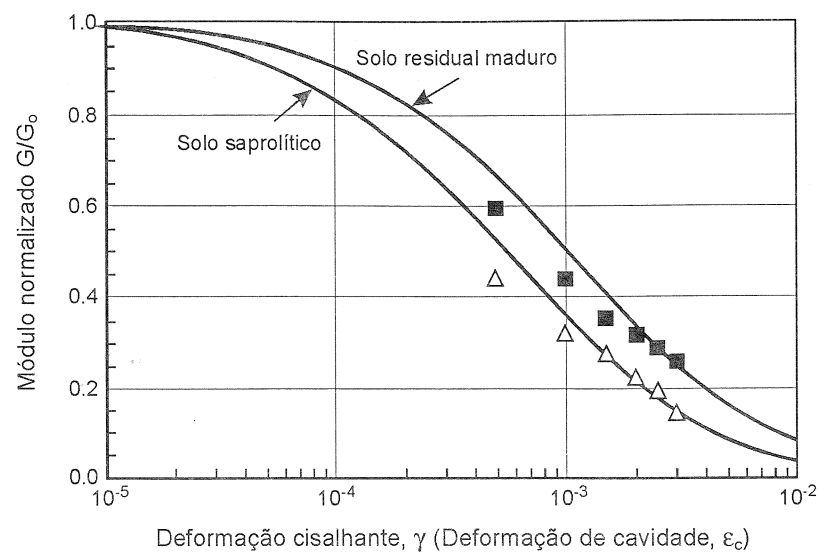


Figura 5.13 Curva de degradação de módulo em solos residuais (Abramento & Sousa Pinto, 1998)

5.3.2 Estado de tensões em repouso σ_h

A estimativa da tensão horizontal *in situ* depende fortemente do método empregado na instalação da sonda, bem como do critério adotado na interpretação do ensaio. Em ensaios em pré-furo (MPM), a pressão associada ao início do trecho linear não corresponde necessariamente à magnitude de σ_{ho} , devido a efeitos de variações no estado de tensões durante a escavação, amolgamento do solo durante a execução do furo de sondagem e pressão de fluido utilizado na estabilização da escavação (e.g. Baguelin, 1978; Wroth, 1982; Clarke, 1995).

Ensaio SBPM são, em teoria, ideais à estimativa de σ_{ho} sempre que a técnica autoperfurante for utilizada adequadamente. Em ensaios CPMT, as tensões horizontais são alteradas pela cravação do cone no solo, cuja magnitude aumenta de valor no repouso ao valor correspondente à expansão de uma cavidade de raio r_c , sendo r_o o raio do cone. Assim as técnicas utilizadas na estimativa de σ_{ho} são preferencialmente aplicadas a ensaios SPBM, desenvolvidos especialmente para essa finalidade, podendo, segundo critérios específicos, ser estendidas a outros tipos de pressiômetros.

Em um ensaio instalado idealmente no solo, sem deformações radiais impostas durante o processo de inserção, a tensão de cavidade que gera os

deslocamentos iniciais da membrana (“lift-off pressure”) corresponde à magnitude da tensão horizontal *in situ*. Por deficiências de instrumentação e natureza do ensaio, a identificação exata desse valor nem sempre é óbvia, conforme ilustrado na Figura 5.14. Os três braços instrumentados apresentam comportamentos divergentes no início do ensaio; uma mudança mais definida de comportamento é

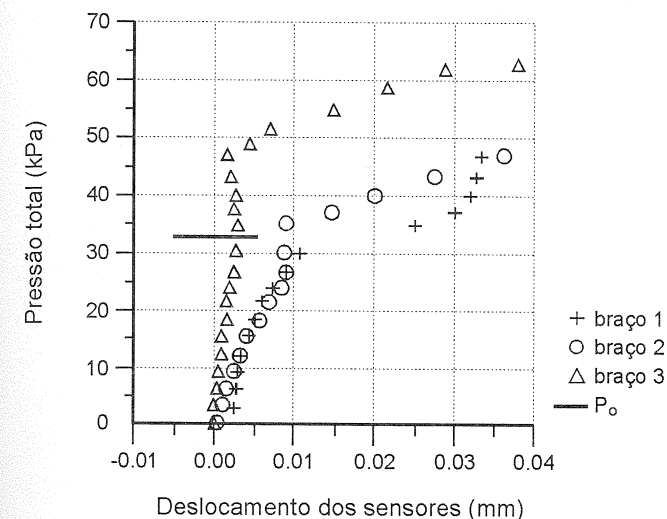


Figura 5.14 Deslocamento inicial da membrana (“lift-off”)

observada para tensões na faixa entre 30 e 45 kPa, sugerindo portanto que a magnitude da tensão horizontal no repouso esteja compreendida nesta faixa. Exemplos desse comportamento são encontrados em Fahey & Randolph (1984), Briaud (1992), Clarke (1995), entre outros.

Quando o valor da pressão inicial não fica claramente identificado, é comum a adoção de critérios balizados pela pressão de plastificação (Marsland & Randolph, 1977; Hawkins e outros, 1990). Esta formulação é particularmente útil para ensaios MPM, podendo ser adotada para outros tipos de pressiômetros, porém sua aplicação restringe-se a solos argilosos. O método assume que a pressão de plastificação corresponde à soma de σ_{ho} e S_u . As tensões cisalhantes para diferentes intervalos de deformações podem ser calculadas pela expressão:

$$\tau = \frac{dp}{d[\ln \frac{dV}{V}]} \quad [5.23]$$

Assim, é possível estimar simultaneamente a magnitude da tensão horizontal e da resistência não-drenada (ver detalhes no item 5.3.3) pela aplicação de um método iterativo que força a consistência gráfica entre a curva experimental e a soma dos valores de σ_{ho} e S_u .

5.3.3 Resistência ao cisalhamento não-drenada

O valor de S_u pode ser estimado através de resultados de ensaios realizados em condições não-drenadas, i.e. ensaios nos quais não há dissipação do excesso de pressões neutras geradas pela expansão da sonda pressiométrica. Para interpretar a curva pressiométrica, expressa pela variação da pressão aplicada p contra o logaritmo natural da variação volumétrica, $\ln(\Delta V/V)$, plota-se um gradiente aproximadamente linear, cuja declividade é igual à resistência ao cisalhamento não-drenada do solo, conforme demonstrado na equação [5.12].

Um exemplo de aplicação é apresentado na Figura 5.15, para interpretar um ensaio pressiométrico realizado no depósito de argilas moles da Baixada Santista,

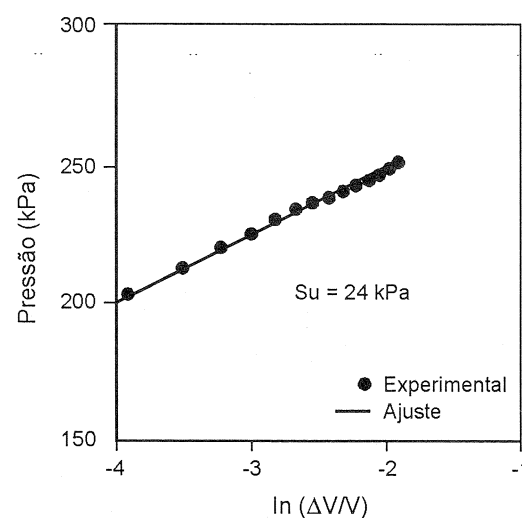


Figura 15 Determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada em depósito argiloso da Baixada Santista (Árabe, 1993)

SP (Árabe, 1995). Note-se que, na prática, a declividade da curva nem sempre é perfeitamente linear. Uma inflexão no gráfico a grandes deformações pode representar uma mudança de comportamento do solo, passando da resistência não-drenada de pico para valores indicativos de estado último.

Uma alternativa a esse procedimento consiste na estimativa de S_u diretamente a partir dos valores da pressão limite p_1 obtidos na curva pressiométrica, conforme item 5.2. Conhecida a pressão limite (equação 5.11), é possível calcular S_u :

$$S_u = \frac{(p_1 - \sigma_{ho})}{[1 + \ln(\frac{G}{S_u})]} \quad [5.24]$$

Entretanto, o valor de p_1 para $\Delta V/V = 1$ não pode ser obtido em ensaios pressiométricos; SBPM atingem valores de $\Delta V/V$ da ordem de 0,20, CPMT valores de 0,50 e MPM de até 0,50, sendo necessário adotar métodos de extrapolação dos dados medidos experimentalmente. O método sugerido por Ghionna e outros (1981)

pode ser adotado para essa finalidade, consistindo simplesmente na extrapolação visual dos valores medidos em um gráfico relacionando p x $\ln(\Delta V/V)$.

É importante notar-se que, segundo diversos pesquisadores, a resistência ao cisalhamento não-drenada obtida a partir de resultados de ensaios pressiométricos é consideravelmente maior que os valores obtidos através de outros ensaios de campo e de laboratório (e.g. Lacasse e outros, 1990; Soares, 1997). Seu uso em projetos de engenharia deve ser convenientemente analisado caso a caso, sendo recomendável a correção dos valores medidos em razão do comprimento finito da sonda pressiométrica (Houlsby & Carter, 1993).

5.3.4 Ângulo de atrito e dilatância

A estimativa de parâmetros de resistência ao cisalhamento através da análise de um ensaio pressiométrico, instalado em condições ideais, é obtida plotando-se os resultados dos ensaios em escala logarítmica, com a tensão efetiva aplicada à cavidade nas abscissas e nas ordenadas a deformação circunferencial corrigida:

$$\epsilon_{corr} = \frac{r_i - r_0}{r_i} \quad \text{ou} \quad \epsilon_{corr} = \frac{\epsilon_c}{1 + \epsilon_c} \quad [5.25]$$

A inclinação S deste gráfico possibilita a estimativa do ângulo de atrito interno ϕ' e da dilatância ψ :

$$\text{sen } \phi' = \frac{S}{1 + (S - 1) \text{sen } \phi'_{cv}} \quad [5.26]$$

$$\text{sen } \psi = S + (S - 1) \text{sen } \phi'_{cv} \quad [5.27]$$

sendo ϕ'_{cv} o ângulo de atrito no estado crítico, cuja medida pode ser obtida através de ensaios de laboratório triaxial ou cisalhamento direto. Alternativamente, na ausência de ensaios de laboratório, é possível estimar a magnitude de ϕ'_{cv} pelos

valores mostrados na Tabela 5.1. Note-se que as previsões dos parâmetros de resistência são pouco sensíveis a imprecisões associadas à determinação de ϕ'_{cv} .

Tabela 5.1 Valores típicos de ϕ'_{cv} (Robertson & Hughes, 1986)

Tipo de solo	ϕ'_{cv}
Areia siltosa pedregulhosa bem graduada	40
Areia grossa uniforme	37
Areia média bem graduada	37
Areia média uniforme	34
Areia fina bem graduada	34
Areia fina uniforme	30

Manassero (1989) propõe a eliminação da dispersão normalmente observada nos dados de ensaios através do ajuste dos resultados por uma expressão polinomial. Este procedimento auxilia a determinação da inclinação S e portanto da estimativa de ϕ' e ψ . A precisão do procedimento, qualquer que seja o método de análise, reside na escolha do raio inicial da cavidade adotado como referência no cálculo de ϵ_c .

5.4 Considerações finais

O ensaio pressiométrico fornece uma medida *in situ* do comportamento tensão-deformação do solo. A interpretação dos resultados é baseada nos conceitos de expansão de uma cavidade cilíndrica, possibilitando a estimativa de parâmetros constitutivos do solo: módulo de cisalhamento G , ângulo de atrito interno ϕ' , ângulo de dilatação ψ e resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , além do estado de tensões geostático. Este é, portanto, um ensaio de considerável alcance e interesse na solução de projetos de engenharia.

Outras formulações, de caráter semi-empírico e base estatística, são encontradas na literatura internacional. São os chamados métodos diretos de projeto que correlacionam, por exemplo, a pressão limite do pressiómetro à

capacidade de carga de fundações (Baguelin e outros, 1978; Briaud, 1992). Estes métodos não são discutidos aqui; considera-se que a aplicabilidade do pressiómetro no Brasil será predominantemente associada ao uso dos métodos racionais de análise apresentados anteriormente.

5.5 Referências bibliográficas

- ABRAMENTO, M. & SOUSA PINTO, C. "Propriedades de solos residuais de gnaiss e migmatito determinadas por pressiómetro de auto-perfuração de Cambridge", in: XI Cong. Brasileiro Mec. Solos Eng. Geot., 2, 1037-1046. Brasília, 1998.
- ÁRABE, L.C.G. *Aplicabilidade de ensaios in-situ para a determinação de propriedades geotécnicas de depósitos de argilosos e de solos residuais*. Rio de Janeiro: PUC/RJ, 1995.
- BAGUELIN, F. J.; JÉZÉQUEL, J.; LE MÉE, E. & LE MÉHAUTÉ, A. "Expansion of cylindrical probes in cohesive soils", in: *J Soil Mech. Found. Div.*, 98 (SM11), 129-142. New York: ASCE, 1972.
- BAGUELIN, F. J.; JÉZÉQUEL, J.; SHIELDS, D. H. *The pressuremeter and foundation engineering*. Paris: Clausthal Trans Tech Publications, 1978.
- BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R. & MANFREDINI, G. "Deformation characteristics of cohesionless soils from in situ tests", in: Proc. In-situ 86: Use of In-situ Tests Geotech. Engng., 47-73. Blacksburg, 1986.
- BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P.K. & PETERSON, R.W. "Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand", in: *Géotechnique*, 39 (2), 269-292, 1989.
- BOSH, D.; MANTARAS, F.M. & SCHNAID, F. "Previsão de parâmetros geotécnicos em solos coesivos friccionais através do ensaio pressiométrico", in: *Solos e Rochas*, v. 20, n 1, 25-36. São Paulo: ABMS, 1997.
- BRANDT, J. R. T. *Utilização de um novo pressiómetro para determinação das características elásticas de solos residuais gnáissicos e estratos do Terciário Paulista*. Rio de Janeiro: PUC/RJ, 1978.
- BRIAUD, J. L. "Pressuremeter and foundation design", in: Specialty Conf. on Use of In-situ Tests in Geotechnical Eng., Blacksburg, 74-115. New York: ASCE, 1986.
- BRIAUD, J. L. *The pressuremeter*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1992.
- CARTER, J.P.; BOOKER, J.R. & YEUNG, S.K. "Cavity expansion in cohesive frictional soils", in: *Géotechnique*, 36 (3), 349-358, 1986.

- CLARKE, B. G. *Pressuremeters in geotechnical design*. Londres: Blackie Academic & Professional, 1995.
- FAHEY, M. "Deformation and *in situ* stress measurements", in: *Geotechnical Site Characterization*, 1, 49-68. Rotterdã: Balkema, 1998.
- FAHEY, M. & RANDOLPH, M.F. "Effect of disturbance on parameters derived from self-boring pressuremeter tests in sand", in: *Géotechnique*, 34 (1): 81-97, 1984.
- FERREIRA, R. & ROBERTSON, P.K. "Interpretation of undrained self-boring pressuremeter incorporating unloading", in: *Canadian Geotech. Journal*, 29, 918-928, 1992.
- GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M. & LANCELLOTTA, R. "Characteristics of saturated clays as obtained from SBM tests", in: 2nd Symp. Pressuremeter and its Marine Applications, ASTM, STP 950, 165-186, 1982.
- GIBSON, R.E. & ANDERSON, W.F. "*In situ* measurement of soil properties with the pressuremeter", in: *Civil Engng and Public Work Review*, 56, No. 658, 615-618. Londres, 1961.
- HARDIN, B.O. & DRNEVICH, J.H. "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", in: *J. Soil Mech. Found. Div.*, 98 (7): 667-692. New York: ASCE, 1972.
- HAWKINS, P.G.; MAIR, R.J.; MATHIESON, W.G. & MUIR WOOD, D. "Pressuremeter measurement of total horizontal stress in stiff clays", in: 3rd Int. Symp. Pressuremeter, 321-330. Oxford, 1990.
- HOULSBY, G. T. & WITHERS, N.J. "Analysis of the cone-pressuremeter test in clay", in: *Géotechnique*, 38 (4), 575-587, 1993.
- HOULSBY, G. T. & CARTER, J. P. "The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay", in: *Géotechnique*, v.43, n.4, 567-576 e 22 (3), 451-457, 1993.
- ROBERTSON, P.K. & HUGHES, J.M.O. "Determination of properties of sands from self-boring pressuremeter tests", in: 2nd Symp. Pressuremeter and its Marine Applications, ASTM, STP 950, 283-302, 1986.
- ROWE, P.W. "The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", in: Proc. R. Soc., Series A, 269, 500-527. Londres: Royal Soc., 1962.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C.; MANTARAS, F. M. "O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados", in: *Solos e Rochas*, v.18, n.3, 129-137. São Paulo: ABMS, 1996.
- SCHNAID, F. & HOULSBY, G. T. "Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test", in: *Géotechnique*, 41 (4), 587-601, 1992.
- SCHNAID, F.; ROCHA FILHO, P. "Experiência de aplicação do ensaio pressiométrico em solos estruturados parcialmente saturados", in: Cong. Brasileiro Mec. Solos Eng. Fund., 10., 7v. v.2, p.475-482. Rio de Janeiro: ABMS, 1994.
- SOARES, J. M. D. *Caracterização do depósito de argilas moles da região metropolitana de Porto Alegre*. Porto Alegre: UFRGS, 1997.
- SOUZA COUTINHO, A.G.F. "Radial expansion of cylindrical cavities in sandy soils – application to pressuremeter tests", in: *Can. Geotech. J.*, 27 (6), 737-748, 1990.
- SOUSA PINTO, C. & ABRAMENTO, M. "Características das argilas rijas e duras, cinza esverdeadas de São Paulo determinadas por pressômetro de auto-furação", in: XI Cong. Brasileiro Mec. Solos Eng. Geot., 2, 871-788. Brasília, 1998.
- VÉSIC, A. S. "Expansion of cavities in infinite soil mass", in: *J. Soil Mech. Found. Engng.*, 98, SM3, 265-290. New York: ASCE, 1972.
- TATSUOKA, F. & SHIBUYA, S. "Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture", in: Proc. 9th Asian Regional Conf. On Soil mech. Found. Engng., 2, 101-170. Bangkok, 1991.
- TIMOSHENKO, S.P. & GOODIER, J.N. *Theory of elasticity*. New York: McGraw-Hill, 1934.
- WHELTMAN, A.J. & HEAD, J.M. "Site investigation manual", in: *25/PSA Civil Engng. Tech. Guide 35*. Londres: CIRIA Special Publications, 1983.
- WITHERS, N.J.; HOWIE, J.; HUGHES, J.M.O. & ROBERTSON, P.K. "Performance and analysis of cone pressuremeter tests in sands", in: *Géotechnique*, 39 (3), 433-454, 1989.
- WROTH C.P. "British experience with the self-boring pressuremeter", in: Proc. Int. Symp. Pressuremeter and its Marine Appl., 143-164. Paris, 1982.
- YU, H.S. & HOULSBY, G.T. "Finite expansion cavity in dilatant soils: loading analysis", in: *Géotechnique*, 41 (2), 173-183, 1991.
- YU, H.S. & HOULSBY, G.T. "A large strain analytical solution for cavity contraction in dilatant soils", in: *Int. Journal Num. Anal. Methods Geomech.*, 19, pp.793-811, 1995.

Ensaio Dilatométrico

Os últimos 15 anos foram caracterizados por um desenvolvimento significativo da área de ensaios de campo. Este desenvolvimento resultou tanto na invenção de novas tecnologias, como na inovação, melhoria e padronização dos ensaios existentes. Entretanto, o aspecto mais importante deste período refere-se a um melhor entendimento das correlações entre medidas in situ e propriedades de comportamento do solo.

Jamiolkowski e outros, 1988

O dilatômetro constitui-se de uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana circular de aço muito fina em uma de suas faces, similar a um instrumento tipo célula de pressão total. O ensaio dilatométrico (DilatoMeter Test – DMT) consiste na cravação da lâmina dilatométrica no terreno, medindo o esforço necessário à penetração, para em seguida usar a pressão de gás para expandir a membrana de aço (diafragma) no interior da massa de solo. O equipamento é portátil e de fácil manuseio, sendo a operação simples e relativamente econômica.

O ensaio dilatométrico foi desenvolvido na Itália pelo Professor Silvano Marchetti, pesquisador responsável pela concepção e construção do equipamento como também pela formulação dos conceitos básicos associados à sua interpretação (Marchetti, 1975, 1980, 1997). A técnica, concebida em meados da década de 1970, foi patenteada na Itália em 1977, normalizada nos E.U.A. em 1986 (ASTM) e na Europa em 1995 (CEN/TC 250/SC). Não há normalização específica no Brasil.

Revisões extensivas do estado do conhecimento podem ser encontradas em Marchetti (1980, 1997), Schmertmann (1986), Lutenegeger (1988) e Lunne e outros (1989).

As hipóteses adotadas no desenvolvimento do ensaio assumem: (a) as perturbações geradas pela inserção do dilatômetro no solo são inferiores à média observada em outras técnicas de penetração e (b) as medidas são obtidas para pequenas deformações do diafragma e correspondem ao comportamento do solo na fase elástica. A interpretação dos resultados dilatométricos possibilita a estimativa de parâmetros geomecânicos do solo a partir de correlações de natureza semi-empírica, em particular do coeficiente de empuxo no repouso K_0 , módulo de elasticidade E ou M , razão de sobre-adensamento OCR, resistência ao cisalhamento não-drenada de argilas S_u e ângulo de atrito interno de areias ϕ' . A experiência tem ainda demonstrado a aplicabilidade do ensaio como indicativo do tipo de solo. As correlações existentes foram desenvolvidas para areias e argilas de origem sedimentar (e.g. Marchetti, 1980; Schmertman, 1983).

A experiência brasileira é ainda incipiente, restringindo-se à validação da experiência internacional em condições locais, com base na comparação com outros ensaios de campo e laboratório (Soares e outros, 1986; Bogossian e outros, 1988, 1989; Ortigão, 1993; Ortigão e outros, 1996; Pereira & Coutinho, 1998; de Paula e outros, 1998).

Procura-se apenas apresentar os aspectos essenciais ao uso e interpretação do dilatômetro. Na ausência de uma experiência nacional genuína, busca-se difundir o ensaio como incentivo para incorporá-lo à prática da engenharia brasileira.

6.1 Características e procedimentos

O equipamento necessário à realização do ensaio consiste em uma lâmina dilatométrica, uma unidade de controle de pressões (dotada de um sinal acústico), um cabo elétrico/pneumático, um sistema de calibração e uma unidade de pressão, além do sistema de cravação. As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam esses componentes, suas conexões e uma vista lateral e frontal da lâmina dilatométrica.

O procedimento de ensaio, conforme recomendações das ASTM, consiste na penetração da lâmina dilatométrica verticalmente no interior da massa de solo, utilizando-se preferencialmente um sistema hidráulico de cravação. A velocidade de avanço da lâmina é similar à empregada na penetração do cone, sendo aceitável no intervalo de 2 a 4 cm/s (Marchetti, 1980).



Figura 6.1 Vista do equipamento para a realização de ensaios dilatométricos

A penetração é interrompida a cada 20 centímetros, quando se procede imediatamente à expansão da membrana, registrando-se as pressões:

- A: pressão necessária para um deslocamento horizontal do centro da membrana de 0,05mm ($\pm 0,02$ mm);
- B: pressão de gás no interior do diafragma para um deslocamento radial da membrana de 1,10mm ($\pm 0,03$ mm);
- C: pressão interna no diafragma durante a despressurização do sistema, quando a membrana retorna ao deslocamento correspondente à pressão A.

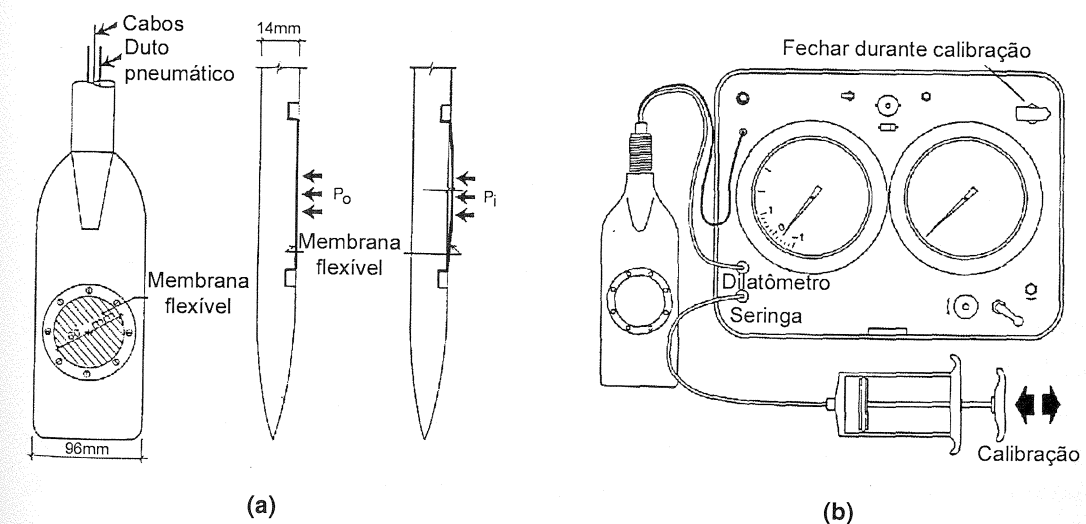


Figura 6.2 Ilustração do (a) dilatômetro e (b) sistema de medição

A unidade de controle de pressões utiliza um sistema eletromecânico bastante simples para registrar as pressões A, B e C. Uma válvula micrométrica possibilita o incremento gradual de pressões no interior da lâmina, forçando o diafragma a se deslocar horizontalmente no interior do solo. A pressão de gás é registrada manualmente nos diferentes estágios de ensaio. No primeiro estágio de deslocamento, a membrana desloca-se da lâmina, ativando um circuito elétrico que interrompe um sinal acústico na unidade de controle. Para a deflexão de 1,1mm o circuito elétrico é reativado, restabelecendo-se o sinal acústico. Nestes momentos registram-se as leituras das pressões correspondentes.

Devido à rigidez da membrana de aço e a eventuais imprecisões no sistema de medição, recomenda-se a correção das pressões medidas A, B e C, originando as pressões corrigidas P_0 , P_1 e P_2 , respectivamente:

$$P_0 = 1,05 (A - Z_m - \Delta A) - 0,05 (B - Z_m - \Delta B) \quad [6.1]$$

$$P_1 = B - Z_m - \Delta B \quad [6.2]$$

$$P_2 = C - Z_m + \Delta A \quad [6.3]$$

onde

Z_m = desvio de zero do manômetro

ΔA = pressão de gás relativa à leitura A, em calibração ao ar (correção da rigidez da membrana)

ΔB = pressão de gás relativa à leitura B, em calibração ao ar (correção da rigidez da membrana).

Após as correções, considera-se que a pressão P_0 correlaciona-se à tensão horizontal *in situ*; a diferença entre P_1 e P_0 é associada ao módulo de Young e , finalmente, a pressão P_2 é relacionada ao excesso de poro-pressão gerado pela cravação da lâmina dilatométrica.

6.2 Fatores de influência

As perturbações induzidas pela cravação do equipamento no terreno têm influência nos valores das pressões A, B e C e, portanto, na magnitude dos parâmetros geotécnicos estimados. As principais fontes de erro estão relacionadas ao modo de penetração da lâmina, desvio de verticalidade e tempo de espera entre a cravação e a expansão da membrana.

Estudos experimentais e numéricos evidenciam zonas de concentração de tensões ao redor da lâmina dilatométrica e efeitos de descarregamento do solo adjacente à membrana (Clarke, 1988; Davidson & Boghrat, 1983; Fivino, 1993; Smith, 1993). Efeitos de dissipação de poro-pressões após a cravação da membrana foram identificados por Robertson & Campanella (1983). Os estudos sugerem que os instrumentos tipo lâmina, com dispositivo de medição localizado nas faces, são em geral adequados à estimativa de parâmetros geotécnicos, já que não há restrições significativas quanto a sua interpretação. Entretanto, há que se reconhecer o caráter eminentemente empírico dos métodos de interpretação do ensaio, por não ser possível, por ora, reproduzir analítica ou numericamente o campo de tensões e deformações gerado ao redor da membrana dilatométrica. As correlações consagradas na prática internacional, de natureza estatística, devem ser validadas localmente.

6.3 Índices dilatométricos

Com base nas pressões P_0 , P_1 e P_2 , Marchetti (1980) definiu três índices básicos adotados na interpretação do ensaio.

6.3.1 Módulo dilatométrico

Conhecidos os valores de P_0 e P_1 , a diferença entre estas pressões pode ser utilizada na determinação do módulo de elasticidade do solo. Assumindo que o solo ao redor do dilatômetro é formado por dois semi-espacos elásticos, tendo a lâmina como plano de simetria, a expansão da membrana pode ser modelada como o carregamento flexível de uma área circular.

O ensaio consiste na cravação no terreno da lâmina dilatométrica, para em seguida usar a pressão de gás para expandir uma membrana circular de aço (diafragma) no interior da massa de solo.

A solução matemática deste problema é representada como:

$$\delta(r) = \frac{4}{\pi} \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) (P_1 - P_0) r_a \sqrt{1 - \left(\frac{r}{r_a} \right)^2} \quad [6.4]$$

sendo

$\delta(r)$ = deslocamento radial do centro da membrana
 r = raio do ponto de interesse
 r_a = raio da área carregada
 E = módulo de Young do solo
 ν = coeficiente de Poisson do solo

A razão $E/(1-\nu^2)$ é definida como o módulo dilatométrico do solo E_D . Para $r_a = 30\text{mm}$, $r = 0\text{mm}$ e $\delta(r) = 1,1\text{mm}$, a equação [6.4] resulta em:

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad [6.5]$$

O módulo E_D é drenado em areias, não-drenado em argilas e parcialmente drenado em solos argilo-arenosos.

6.3.2 Índice de Material

O índice de material é definido como a razão entre $(P_1 - P_0)$ e a pressão horizontal efetiva $(P_0 - u_0)$, sendo u_0 a pressão hidrostática no solo:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad [6.6]$$

O índice é utilizado predominantemente como um indicador do tipo de solo, restringindo a faixa de aplicação de correlações empíricas.

6.3.3 Índice de tensão horizontal

O índice de tensão horizontal do solo é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso K_0 :

O aumento de K_D é proporcional à tensão horizontal *in situ*, porém é também sensível a outras propriedades do solo; a razão de sobre-adensamento, idade do depósito e grau de cimentação afetam as medidas de K_D .

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_v} \quad [6.7]$$

6.4 Interpretação dos resultados

Marchetti (1980) estabeleceu um conjunto de correlações semi-empíricas entre os índices dilatométricos e as principais propriedades de comportamento do solo: coeficiente de empuxo em repouso, K_0 , razão de sobre-adensamento, OCR, módulo de deformabilidade, M ou E , e resistência ao cisalhamento do solo. Indicações quanto ao tipo de solo e densidade são também fornecidas. Um resumo das correlações existentes entre os índices dilatométricos e os parâmetros geotécnicos é apresentado na Tabela 6.1, seguido de uma discussão criteriosa quanto aos métodos de interpretação.

Tabela 6.1 Correlações aplicadas ao ensaio dilatométrico (após Lutenegeger, 1988)

Parâmetros geotécnicos	Índices do dilatômetro	Referência
S_u (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980)
ϕ' (areias)	I_D, K_D , força de cravação ou q_c adjacente	Schmertmann (1982), Marchetti (1975)
K_0 (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980)
K_0 (areias)	K_D , força de cravação	Schmertmann (1982)
OCR (argilas)	I_D, K_D	Marchetti (1980)
OCR (areias)	K_D , força de cravação	GPE (1983)
Módulo	I_D, E_D	Marchetti (1980), Baldi e outros (1986), Robertson e outros (1988)

6.4.1 Classificação dos solos

A partir dos resultados obtidos em diferentes solos, determinou-se que o índice do material, I_D , é controlado pelo tamanho dos grãos do solo, é pouco afetado por OCR e independe das condições de drenagem (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1982; Lacasse & Lunne, 1988; Luttenegger, 1988). Com base nestas evidências, Marchetti & Crapps (1981) produziram o gráfico da Figura 6.3, função das medidas de I_D e E_D , que serve de indicativo do tipo de solo.

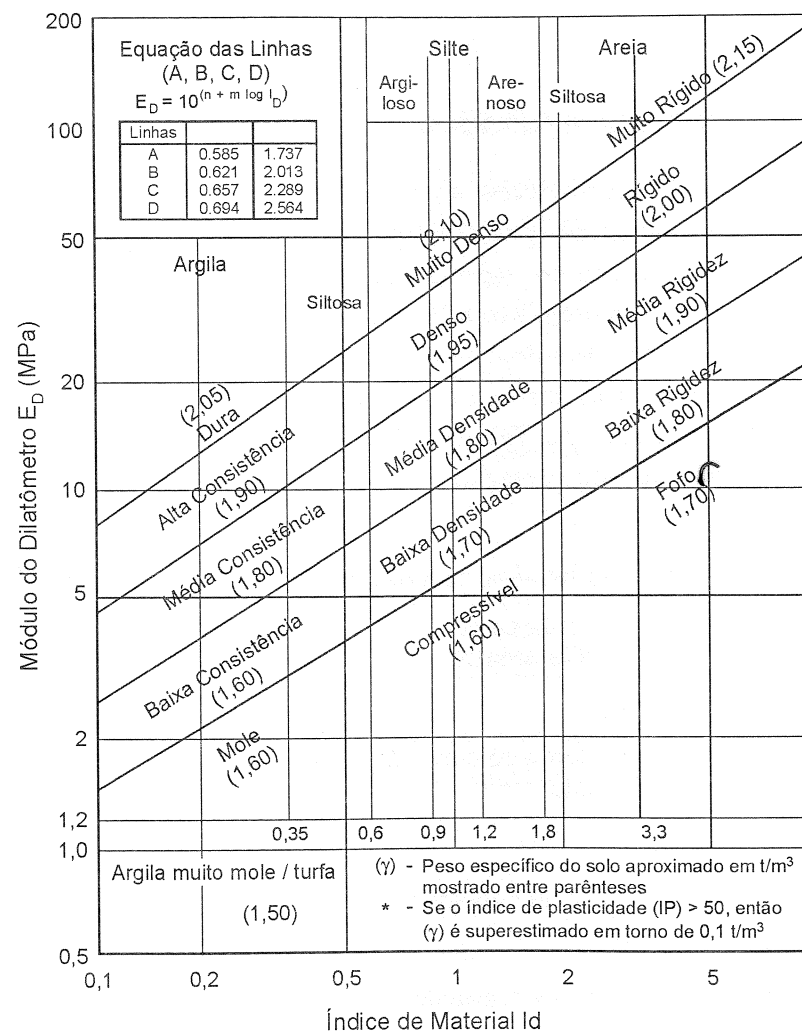


Figura 6.3 Classificação dos solos

6.4.2 Tensão horizontal

O dilatômetro é reconhecido como uma ferramenta concebida para medir o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 . As correlações existentes, desenvolvidas inicialmente para argilas, foram posteriormente adaptadas também para depósitos arenosos.

a) Argilas

Marchetti (1980) utiliza o índice de tensão horizontal K_D para estimar K_0 , segundo a expressão:

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad [6.8]$$

Desenvolvida predominantemente para argilas não cimentadas, a expressão não deve ser utilizada para materiais sujeitos a envelhecimento, sobre-adensamento ou cimentação (Lacasse e Lunne, 1983; Campanella & Robertson, 1983; Jamiolkowski e outros, 1988; Powell & Uglow, 1988). Em particular, Jamiolkowski e outros (1988) recomendam que o uso da equação [6.8] seja restrito a depósitos de consistência variando entre mole a medianamente rija, que apresentem valores de I_D inferiores a 1,2.

Estudos realizados na década de 80 procuraram generalizar a abrangência da proposição de Marchetti. Powell & Uglow (1988) sugerem um comportamento distinto entre argilas de formação recente (argilas jovens < 70.000 anos) e argilas envelhecidas (> 60 milhões de anos). Para depósitos de formação recente os autores sugerem:

$$K_0 = 0,34K_D^{0,55} \quad [6.9]$$

Depósitos antigos exibem valores de K_0 substancialmente superiores aos previstos pela equação acima. Resultados obtidos por Lunne e outros (1990) procuram quantificar esta diferença:

$$K_0 = 0,34K_D^{0,54} \quad \text{para} \quad \frac{S_u}{\sigma_{vo}} < 0,8 \quad [6.10]$$

$$K_0 = 0,68K_D^{0,54} \quad \text{para} \quad \frac{S_u}{\sigma_{vo}} > 0,8 \quad [6.11]$$

Um exemplo de aplicação, para um depósito de argilas moles, é apresentado por Pereira (1997), para a cidade de Recife (Figura 6.4). Resultados obtidos através de ensaios dilatométricos, estimados através da proposição de Lunne e outros (1990), são comparados a valores obtidos pela equação de Mayne e Kulhawy(1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') OCR^{\text{sen}\phi'}$$

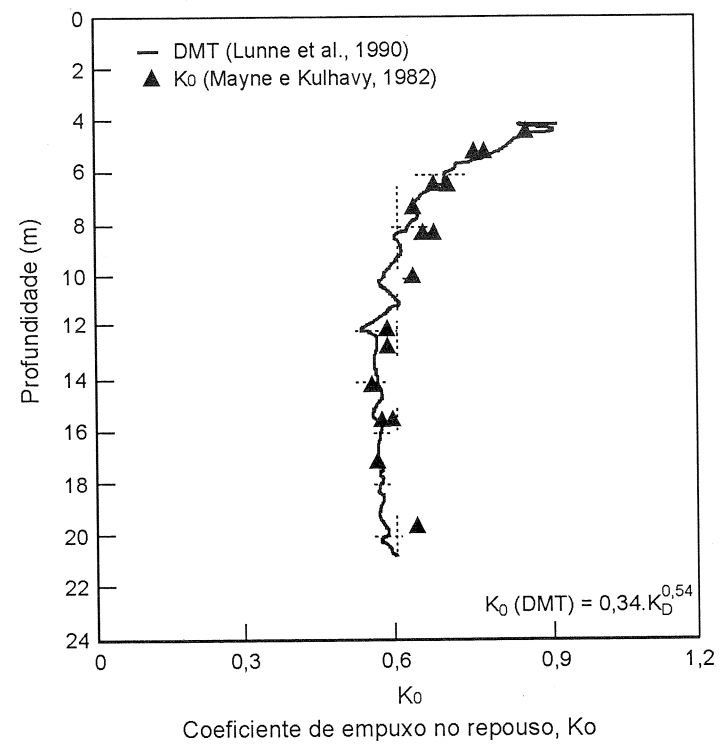


Figura 6.4 Estimativa de K_0 em argila mole na cidade de Recife (Pereira, 1997)

A magnitude do ângulo de atrito da argila, necessária à estimativa de K_0 , foi obtida por correlação, na ausência de ensaios de laboratório. A comparação entre as previsões é, neste caso em particular, encorajadora, sugerindo ser o dilatômetro uma ferramenta potencialmente adequada à estimativa do empuxo no repouso de depósitos de argilas moles.

a) Areias

Em relação a solos não coesivos, as equações apresentadas carecem ainda de validação. Com efeito, nestes solos K_D é controlado simultaneamente por σ_h' e pela densidade relativa, sendo necessário isolar os efeitos destes dois fatores nas correlações propostas (e.g. Jamiolkowski e outros, 1988; Marchetti, 1980; Campanella & Robertson, 1983).

As proposições encontradas na literatura sugerem a estimativa da densidade através de uma sondagem adicional, tipo CPT nas proximidades do perfil dilatométrico (Schmertmann, 1983; Baldi e outros, 1986). Schmertmann (1983) propõe um método iterativo para avaliar K_0 em função de K_D e ϕ' , válida para solos com $I_D > 1,2$. Resumidamente o método consiste nos seguintes passos:

- medir a resistência de ponta do cone q_c à mesma profundidade do ensaio dilatométrico;
- assumir um valor de K_0 para estimar o ângulo de atrito interno do solo ϕ' em condições de axi-simetria (conforme detalhado no Capítulo 3);
- calcular K_0 com base nos resultados do ensaio dilatométrico, através da expressão:

$$K_0 = (40 + 23K_D - 86K_D\alpha + 152\alpha - 717\alpha^2) / (192 - 717\alpha) \quad [6.12]$$

onde $\alpha = (1 - \text{sen}\phi_{ax})$.

- comparar o valor de K_0 determinado pela equação [6.12] com o valor assumido em (b) para estimar ϕ' ; os valores de K_0 nos dois casos não devem diferir em mais de 10% após sucessivas interações.

Em abordagem similar, Baldi e outros (1986) sugerem a estimativa de K_0 através da equação:

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,00172q_c / \sigma'_{vo} \quad [6.13]$$

É difícil estabelecer a precisão dos valores estimados através destas correlações, devido às dificuldades em se medir K_0 ou σ_h' diretamente. Recomenda-se a validação das correlações em condições locais, a partir da comparação com outras técnicas de ensaio.

6.4.3 Razão de sobre-adensamento

A razão de sobre-adensamento OCR é definida como a razão entre a máxima tensão efetiva a que o solo já foi submetido e a tensão vertical efetiva atual. Este parâmetro controla as deformações do solo durante o carregamento, conforme discutido extensivamente em capítulos anteriores.

Marchetti (1980) sugere que o perfil de variação de K_D com a profundidade pode servir de indicativo da história de tensões do solo. Valores de K_D entre 1,8 e 2,3, aproximadamente constantes com a profundidade, indicam a existência de depósitos normalmente adensados, NA. Valores de K_D constantes, superiores a 2,3, sugerem a presença de argilas NA envelhecidas ou cimentadas. Depósitos sobre-adensados são identificados por perfis que exibem uma redução da magnitude de K_D com a profundidade.

Reconhecido o padrão de variação de K_D , Marchetti (1980), com base na comparação com ensaios oedométricos, sugere a equação:

$$OCR = (0,5K_D)^{1,56} \quad [6.14]$$

válida para solos com I_D compreendidos entre 0,2 e 2,0, em depósitos que sofreram apenas fenômenos associados à remoção mecânica de camadas.

Posteriormente, Marchetti & Crapps (1981) estenderam a abordagem original:

$$I_D < 1,2 \quad OCR = (0,5K_D)^{1,56} \quad [6.15]$$

$$1,2 < I_D < 2,0 \quad OCR = (0,67K_D)^{1,91} \quad [6.16]$$

$$I_D > 2,0 \quad OCR = (mK_D)^n \quad [6.17]$$

onde

$$m = 0,5 + 0,17 P \quad [6.18]$$

$$n = 1,56 + 0,35 P \quad [6.19]$$

$$P = (I_D - 1,2) / 0,8 \quad [6.20]$$

Várias proposições similares são encontradas na literatura internacional, todas correlacionando OCR a K_D :

$$OCR = (0,24K_D)^{1,32} \quad \text{Powell \& Uglow (1988)} \quad [6.21]$$

$$OCR = (0,30K_D)^{1,17} \quad \text{para } \frac{S_u}{\sigma_v} < 0,8$$

Lunne e outros (1989) [6.22]

$$OCR = (0,27K_D)^{1,17} \quad \text{para } \frac{S_u}{\sigma_v} > 0,8$$

$$OCR = 0,34K_D^{1,43} = (0,47K_D)^{1,43} \quad \text{Kamei \& Iwasaki (1994)} \quad [6.23]$$

Curiosamente, a correlação de Kamei & Iwasaki (1994) é bastante semelhante à equação proposta originalmente por Marchetti (1980), tendo sido estabelecida a partir de extensa base de dados (Figura 6.5).

É interessante notar que, ao expressar OCR como função única de K_D , tem-se como consequência uma correlação direta entre K_0 e OCR. Combinado-se a equação [6.14] com a equação [6.8], obtém-se a seguinte expressão:

$$K_0 = 1,14OCR^{0,3} - 0,6 \quad [6.24]$$

Como exemplo de aplicação da prática brasileira, utilizam-se novamente os resultados de Pereira (1997) obtidos na cidade de Recife, para um de-

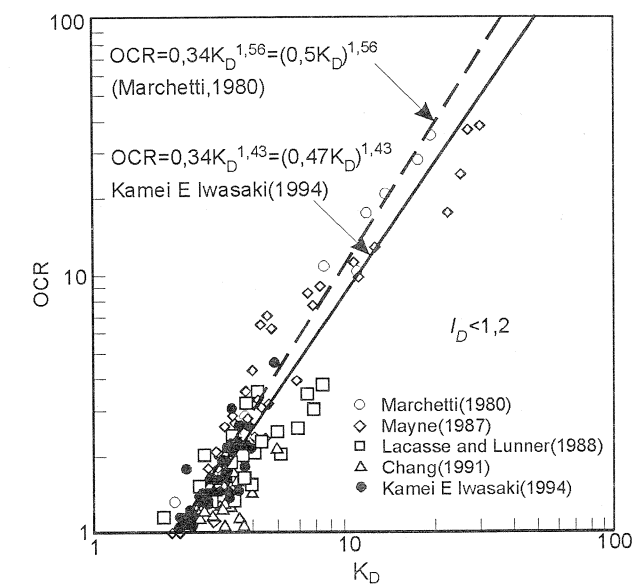


Figura 6.5 Estimativa de OCR com base nas medidas de K_D (Kamei & Iwasaki (1994))

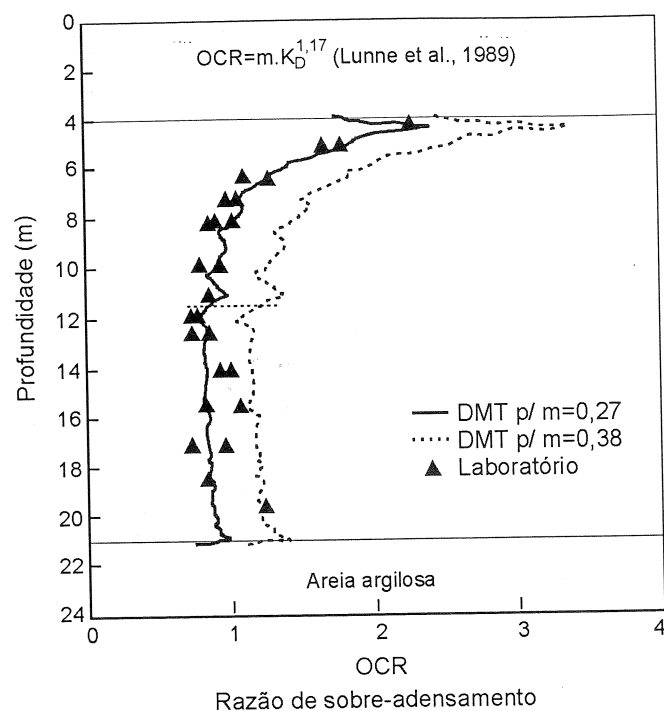


Figura 6.6 Estimativa de OCR na cidade de Recife (Pereira, 1997)

6.4.4 Resistência

a) Resistência ao cisalhamento não-drenada

A normalização de resultados é prática recomendável, sendo freqüente representar-se a razão entre a resistência ao cisalhamento não-drenada e a tensão vertical efetiva, S_u/σ'_{vo} . Conhecendo-se a dependência de S_u/σ'_{vo} da magnitude de OCR e assumindo-se lícito relacionar OCR com K_D , é possível expressar S_u/σ'_{vo} como função direta de K_D .

Tome-se por base a proposição de Ladd e outros (1977):

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{SA} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{NA} OCR^\Lambda \quad [6.25]$$

pósito de argila orgânica muito mole, de formação recente. A estimativa de OCR é apresentada na Figura 6.6, na qual se comparam valores de resultados de ensaios oedométricos e dilatométricos. Na estimativa utilizam-se valores extremos da variável m (variando entre 0,27 e 0,38) para aferir a sensibilidade das previsões. A comparação entre resultados é considerada satisfatória – os valores de OCR situam-se em torno da unidade (depósito normalmente adensado) e a dispersão é compatível com a faixa de incerteza inerente a correlações desta natureza.

Considerando-se $\Lambda = 0,8$ (Ladd e outros, 1977) e $(S_u/\sigma'_{vo})_{NA} = 0,22$ (Mesri, 1975), tem-se:

$$S_u = 0,22\sigma'_{vo}(0,5K_D)^{1,25} \quad [6.26]$$

Vários estudos posteriores parecem confirmar a aplicabilidade da equação [6.26] para solos argilosos saturados (e.g. Lacasse & Lunne, 1983; Lutenegeger & Timian, 1986), conforme ilustrado na Figura 6.7. A equação proposta não é estabelecida de forma direta, tendo como base os coeficientes estatísticos apresentados nos trabalhos originais de Ladd e Mesri. Assim, é natural observar-se considerável dispersão entre previsões e resultados experimentais obtidos em laboratório.

Outras correlações foram estabelecidas entre S_u e K_D , todas baseadas nos mesmos princípios descritos acima:

$$S_u = 0,20\sigma'_{vo}(0,5K_D)^{1,25} \quad \text{Lacasse \& Lunne (1983)} \quad [6.27]$$

$$S_u = 0,35\sigma'_{vo}(0,47K_D)^{1,14} \quad \text{Kamei \& Iwasaki (1994)} \quad [6.28]$$

Estimativas da variação de S_u com a profundidade, para a cidade de Porto Alegre, são apresentadas na Figura 6.8. No exemplo apresentado há concordância satisfatória entre os valores de resistência estimados através de ensaios de campo e laboratório.

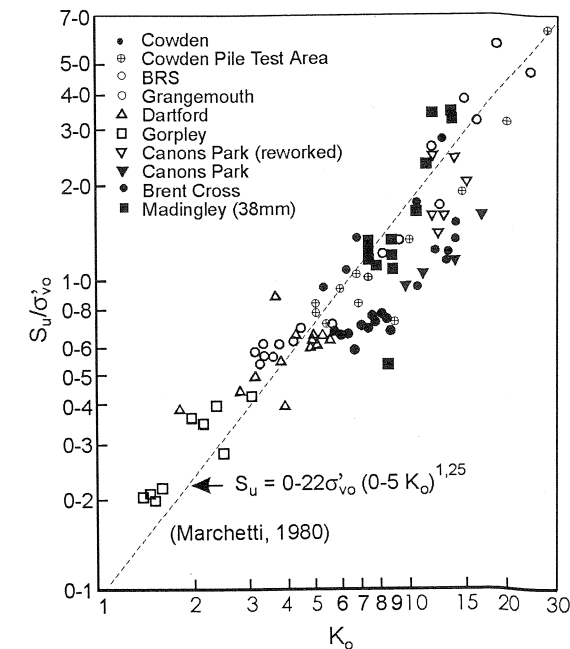


Figura 6.7 Comparação entre S_u/σ'_{vo} e K_D (Powell & Uglow, 1988)

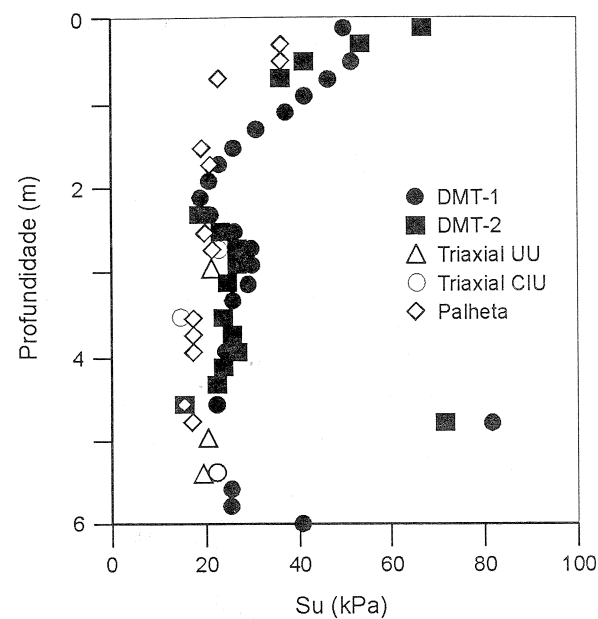


Figura 6.8 Estimativa de S_u para argila mole na cidade de Porto Alegre

b) Ângulo de atrito interno do solo

A penetração da lâmina dilatométrica em solos com franca drenagem deve estar relacionada à resistência ao cisalhamento drenada, expressa em condições de deformação plana. Assim, deve-se esperar que o DMT possa conduzir à estimativa do ângulo de atrito interno do solo, ϕ' .

Marchetti & Crapps (1981) apresentaram a primeira correlação, ainda em fase experimental, válida para solos com valores de $I_D > 1,2$, na qual ϕ' é obtido em função de I_D e E_D .

$$\phi' = 25 + 0,19\sqrt{P - 100} \quad [6.29]$$

sendo:

$$P = I_D R_C \quad [6.30]$$

$$R_C = \frac{500 + (R - 500)}{1 + ((R - 500)/1500)} \quad \text{se } R > 500 \text{ e } \sigma_v' < 0,5 \text{ bar} \quad [6.31]$$

$$R_C = R \quad \text{se } R < 500 \text{ e } \sigma_v' > 0,5 \text{ bar.} \quad [6.32]$$

$$R = E_D / \sigma_v' \quad [6.33]$$

Posteriormente, Schmertmann (1983) apresentou novas correlações tomando por base a teoria desenvolvida por Durgunoglu & Mitchell (1975). Os resultados foram expressos, por conveniência, de forma gráfica, conforme apresentado na Figura 6.9 (Campanella & Robertson, 1991). Na previsão do ângulo de atrito interno necessita-se de uma estimativa independente da magnitude de K_0 ; porém erros na estimativa de K_0 não têm efeito significativo na determinação de ϕ' , conforme observação direta da figura proposta.

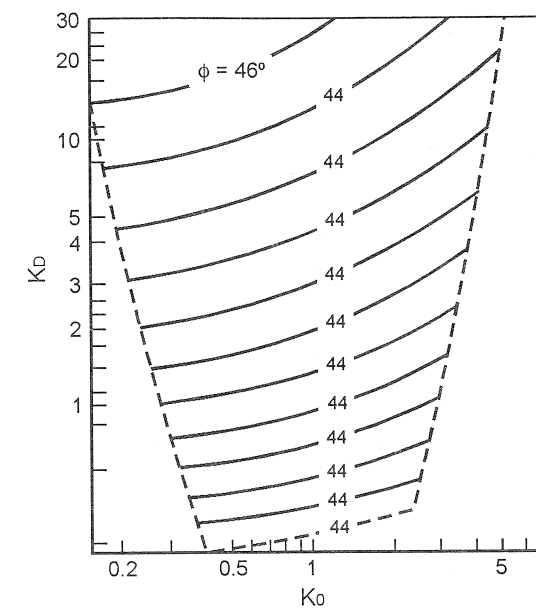


Figura 6.9 Determinação do ângulo de atrito com base em K_0 (Campanella & Robertson, 1991)

6.4.5 Parâmetros de deformabilidade

A expansão do diafragma no interior da massa de solo é freqüentemente utilizada na estimativa da deformabilidade do solo. As formulações baseiam-se no valor de E_D , tendo I_D e K_D como definidoras dos coeficientes de correlação.

Os estudos realizados indicaram uma proporcionalidade entre o módulo oedométrico M e E_D (Marchetti, 1980; Lunne e outros, 1981), sendo possível estabelecer uma correlação do tipo:

$$M = R_m E_D \quad [6.34]$$

onde:

$$R_m = 0,14 + 2,36 \log K_D \quad \text{para } I_D < 0,6 \quad [6.35]$$

$$R_m = R_{m0} + (2,5 - R_{m0}) \log K_D \quad \text{para } 0,6 < I_D < 3,0 \quad [6.36]$$

$$R_m = 0,5 + 2 \log K_D \quad \text{para } 3,0 < I_D < 10,0 \quad [6.37]$$

$$R_m = 0,32 + 2,18 \log K_D \quad \text{para } I_D > 10,0 \quad [6.38]$$

$$R_{m0} = 0,14 + 0,36(I_D - 0,6) / 2,4 \quad [6.39]$$

Esta proposição foi validada por diversas campanhas de investigação geotécnica em depósitos argilosos e arenosos (Lacasse & Lunne, 1983; Hayes, 1986; Campanella & Robertson, 1983, Aas e outros, 1984; Lutenegeger, 1988).

Em abordagem análoga, é possível estimar o módulo de Young, E:

$$E = FE_D \quad [6.40]$$

Valores do fator de conversão F são mostrados na Tabela 6.2, conforme levantamento apresentado por Lutenegeger (1988).

Tabela 6.2 Valores do fator de conversão F (Lutenegeger, 1988)

Tipo de solo	Módulo	F	Referência
Coesivo	E_i	10	Robertson e outros, 1988
Arenoso	E_i	2	Robertson e outros, 1988
Arenoso	E_{25}	1	Campanella e outros, 1985
Arenoso NA	E_{25}	0,85	Baldi e outros, 1986
Arenoso PA	E_{25}	3,5	Baldi e outros, 1986

O módulo de deformabilidade obtido do dilatômetro, após a cravação da célula no solo, corresponde a valores medidos na faixa de grandes deformações. Devido à natureza semi-empírica das correlações, os valores estimados fornecem somente a ordem de grandeza do módulo, sendo este sujeito a dispersões significativas. Tome-se o exemplo das previsões obtidas para as argilas moles da cidade do Rio de Janeiro (Bogossian e outros, 1989). Os resultados, apresentados

na Figura 6.10, sugerem que a ordem de grandeza dos valores do módulo oedométrico, obtidos através do dilatômetro, situa-se na faixa medida nos ensaios de laboratório, porém a dispersão é considerável.

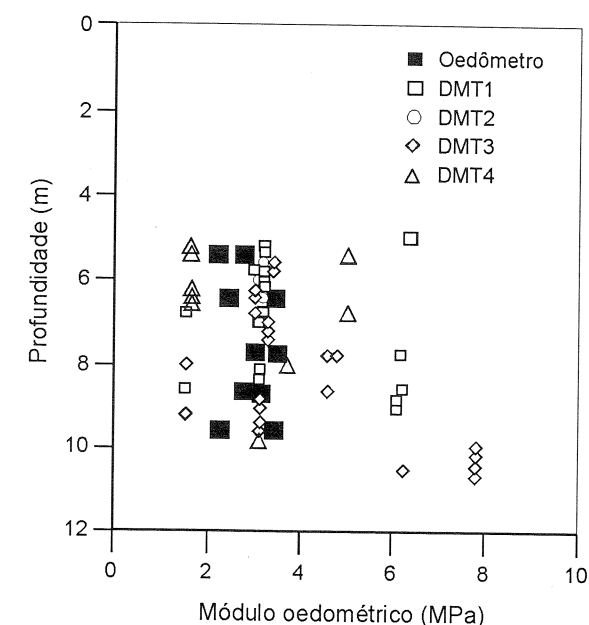


Figura 6.10 Estimativa de M para argila mole na cidade do Rio de Janeiro (Bogossian e outros, 1989)

6.4.6 Outros parâmetros geotécnicos

As correlações anteriormente apresentadas fornecem uma visão panorâmica das abordagens existentes na literatura internacional e de sua validação a condições brasileiras. Referências são feitas a solos sedimentares; a experiência em outros materiais é ainda exígua e carece de validação. A critério do projetista é possível ainda utilizar as medidas do DMT para estimativa de parâmetros de fluxo, módulo de cisalhamento de pequenas deformações, potencial de liquefação, etc. Nem sempre estas abordagens conduzem a valores realistas de parâmetros geotécnicos.

Note-se que todas as correlações existentes na literatura são de natureza empírica, pois não há estudos conclusivos que determinem os campos de deformações ao redor do dilatômetro, modelados através da expansão de uma superfície elíptica.

6.5 Referências bibliográficas

- AAS, G.; LACASSE, S.; LUNNE, T. & MADSHUS, C. "In situ testing: new developments", in: *Norwegian Geotech. Pub.*, No 135, 1-7, 1984.
- ASTM Sub-Committee D18.02.10. "Suggested method for performing the flat dilatometer test", in: *Geotech. Testing J.*, 9 (2), 93-101, 1986.
- BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; MARCHETTI, S. & PASQUALINI, E. "Flat dilatometer tests in calibration chambers", in: *Use of In Situ Tests in Geotech. Engng.*, 6, 431-446. New York: ASCE - Geotech. Special Publ., 1986.
- BOGOSSIAN, F.; MUXFELDT, A.S. & BOGOSSIAN, M.F. "A utilização do dilatômetro para a determinação de propriedades geotécnicas de um depósito de argilas moles", in: *Simp. Novos Conceitos de Ensaio de Campo e Laboratório em Geotecnia*, 2, 483-491. Rio de Janeiro, 1988.
- BOGOSSIAN, F.; MUXFELDT, A.S. & DUTRA, A.M.B. "Some results of flat dilatometer test in brazilian soils", in: *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, 1, 187-190. Rio de Janeiro, 1989.
- CAMPANELLA, R.G. & ROBERTSON, P.K. "Flat dilatometer DMT: Research at UBC", in: *Proc. 1st Int. Conf. On the Flat Dilatometer*, Edmonton, 1983.
- CAMPANELLA, R.G. & ROBERTSON, P.K. "Use and interpretation of a research dilatometer", in: *Canadian Geotech. J.*, 28, 113-126, 1991.
- CAMPANELLA, R.G.; ROBERTSON, P.K.; GILLEPSIE, D. & GRIEG, J. "Recent developments of in-situ testing of soils", in: *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, 2, 849-854. São Francisco, 1985.
- CLARKE, B. & WROTH, C.P. "Comparison between results from flat dilatometer and self-boring pressuremeter tests", in: *Proc. Penetration Testing, Inst. Civil Engineers, British Geotech. Conf. Birmingham*, 1988.
- DAVIDSON, J. & BOGHRAT, A. "Flat dilatometer testing in Florida", in: *Int. Symp. Soil and Rock Invest. By in situ Testing*, 2, 251-255. Paris, 1983.
- DURGUNOLU, H.T. & MITCHELL, J.K. "Static Penetration Resistance of Soils". *Symp. In-situ Measurements of Soil Properties*, 1, 151-171. Raleigh: ASCE, 1975.
- European Committee for Standardization (Comité Européen de Normalisation- CEN). *Part 1: Geotechnical Design General Rules*, 1, Sec. 3. 1994. *Part 3: Geotechnical Design Assisted by Field Tests / Flat Dilatometer Test*, Sec. 3.7. 1995.
- FIVINO, R.J. "Analytical interpretation of dilatometer penetration through saturated cohesive soils", in: *Géotechnique*, 43 (2), 241-254, 1993.
- HAYES, J.A. "Comparison of flat dilatometer test results with observed settlement of structures and earthwork", in: *39th Canadian Geotech. Conf. In Situ Testing and Field Behaviour*, 311-316. Ottawa, Ontario, 1986.
- JAMIOLKOWSKI, M.; GHIONNA, V.N.; LANCELLOTTA, R. & PASQUALINI, E. "New correlations of penetration testing for design practice", in: *Proc. 1st Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1*, 1, 236-296. Orlando, 1988.
- KAMEI, T. & IWASAKI, K. "Evaluation of undrained shear strength of cohesive soils using a flat dilatometer", in: *J Soil Mech. Found. Engng.*, 35 (2), 11-116. Japanese Society, 1995.
- LACASSE, S. & LUNNE, T. *Dilatometer tests in two soft marine clays*. Oslo: NGI Publ., 1983.
- LACASSE, S. & LUNNE, T. "Calibration of dilatometer correlations", in: *Proc. 1st Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1*, 1, 539-548. Orlando, 1988.
- LADD, C.C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H. "Stress deformation and strength characteristics", in: *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, 3, 421-494. Tóquio, 1977.
- LUNNE, T.; LACASSE, S. & RAD, N.S. "SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing of soils - General Report Session", in: *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, 2339-2404. Rio de Janeiro, 1989.
- LUNNE, T.; POWELL, J.J.M.; HAUGE, E.; UGLOW, I.M. & MOKKELBOST, K.H. *Correlations of dilatometer readings with lateral stress in clays*. Oslo: NGI Publ., 1990.
- LUTENEGGER, A.J. "Current status of the Marchetti dilatometer test", in: *Proc. 1st Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1*, 1, 137-156. Orlando, 1988.
- LUTENEGGER, A.J. & TIMIAN, D.A. "Flat-plate dilatometer tests in marine clays", in: *39th Canadian Geotech. Conf.*, 301-309. Ottawa, 1986.
- MARCHETTI, S. "A new *in situ* test for the measurement of horizontal soil deformability", in: *Proc. Conf. On in situ Measurements of Soil Properties*, 2, 255-259. New York: ASCE, 1975.
- MARCHETTI, S. "In situ tests by flat dilatometer", in: *J. Geotech. Engng. Div.*, 106, GT3, 299-321, 1980.
- MARCHETTI, S. "The flat dilatometer - design applications. Keynote Lecture", in: *3rd Geotech. Engng. Conf. Cairo*: Cairo University, 1997.
- MARCHETTI, S. & CRAPPS, D.K. *Flat dilatometer manual*. Gainesville: Int. Report Schmertmann & Crapps Inc. Gainesville, E.U.A. 1981.
- MAYNE, P.W. & KULHAWY, F.H. "K₀-OCR relationship in soil", in: *J. Geotech. Engng.*, 108 (GT6), 851-872. New York: ASCE, 1982.

- MESRI, G. "New design procedure for stability of soft clays", in: *J. Geotch. Engng Div.*, 101, 409-412. New York: ASCE, 1975.
- ORTIGÃO, J.A.R. "Dilatômetro em argila porosa", in: Proc. 7 Cong. Bras. Geologia de Eng. 5, 309-320. Belo Horizonte, 1993.
- ORTIGÃO, J.A.R.; CUNHA, R.P. & ALVES, L.S. "In situ tests in Brasilia porous clay", in: *Canadian Geotch. J.*, 33 (1), 189-198, 1996.
- PAULA, M.C.; MINETTE, E.; LOPES, G.S. & LIMA, D.C. "Ensaio dilatométrico em um solo residual de gnaiss", in: XI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Geotec., 2, 811-818. Brasília, 1998.
- PEREIRA, A .C. *Ensaio dilatométrico em um depósito de argila mole do bairro de Ibura, Recife, PE*. Recife: UFPE, 1997.
- PEREIRA, A .C. & COUTINHO, R.Q. "Ensaio dilatométrico em um depósito de argila mole do bairro Ibura, Recife, PE", in: XI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Geotec., 2, 937-946. Brasília, 1998.
- POWELL, J.J.M. & UGLOW, I.M. "Marchetti dilatometer tests in UK.", in: Proc. 1st Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1, 1, 555-562. Orlando, 1988.
- ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. "Estimating liquefaction potential of sands using the flat dilatometer", in: *Geotech. Testing J.*, 9 (1), 38-40, 1983.
- ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G. GILLEPSIE, D. & BY, T. "Excess pore pressure and the flat dilatometer test", in: Proc. 1st Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1, 1, 567-576. Orlando, 1988.
- SCHMERTMANN, J.H. "A new method for determining the friction angle in sands from the flat dilatometer test", in: Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing, ESOPT-II, 2, 5853-861. Amsterdã, 1982.
- SCHMERTMANN, J.H. "Past, present and future of the flat dilatometer test", in: Proc. 1st Int. Conf. on the Flat Dilatometer. Edmonton, 1983.
- SCHMERTMANN, J.H. "Suggested method for performing the flat dilatometer test", in: *Geotech. Testing J.*, 9 (2), 93-101, 1986.
- SMITH, M.G. *A laboratory study of the Marchetti dilatometer*. Oxford: University of Oxford, 1993.
- SOARES, M.M.; LUNNE, T.; ALMEIDA, M.S.S. & DANZINGER, F.A.B. "Ensaio de dilatômetro em argila mole", in: 8^o Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Fund., 2, 89-98. Porto Alegre, 1986.

Estudo de Casos

*As correlações baseadas no SPT são malditas,
porém são necessárias.*

*Ainda assim, pelo uso indevido da metodologia,
há ocasiões em que me arrependo de tê-las publicado.*

Dirceu Velloso, 1998

O uso de ensaios de campo, e suas aplicações ao estudo de obras geotécnicas, é objeto de avaliação neste capítulo. Nenhuma tentativa é feita para abordar técnicas, procedimentos e métodos de interpretação de forma sistematizada. Procura-se somente apresentar exemplos de casos, de relevância técnica, selecionados para ilustrar os benefícios decorrentes de um programa geotécnico de investigação corretamente concebido.

Primeiramente discutem-se as características de obras de engenharia construídas sobre depósitos de argilas moles, condições nas quais um projeto geotécnico é revestido de considerável dificuldade devido à baixa resistência e alta compressibilidade do solo. A seguir apresenta-se um estudo da aplicabilidade de métodos de previsão de capacidade de carga de estacas com base em resultados de ensaios SPT. A escolha do tópico é justificada pela relevância do problema na prática da engenharia brasileira.