

ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

PRESSIÓMETRO DE MÉNARD (PMT)

Equipamento descrito em Maranha das Neves (1982) e a metodologia de ensaio pode ser acompanhada na norma ASMT-D4719 (1988) ou na norma soviética (Sousa Coutinho, 1990).

Conjugando aspectos favoráveis de um ensaio “directo” e de uma metodologia relativamente simples e expedita. A interpretação dos resultados centra-se na análise das duas curvas: *curva pressiométrica*: p_i versus v_i (a 1 minuto) e *curva de fluência*: diferença entre volumes a 30 seg e 1 min versus pressões.

Os parâmetros deduzidos do ensaio são:

- o *módulo pressiométrico* (E_{pm}):

$$E_{pm} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot V_M \frac{\Delta p}{\Delta v}$$

sendo V_M o volume da cavidade no início do troço considerado para sua determinação (por hipótese do ramo linear pseudo-elástico), onde se calculam variações de pressão e correspondentes variações de volume, respectivamente, Δp e Δv ;

- a *pressão limite* (p_L): pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade; ou a *pressão limite diferencial* ($p_L^* = p_L - p_0$), insensível à perturbação da furação;
- a *pressão de fluência* (p_f): fim da zona linear na curva pressiométrica; ponto em que se denota um claro acréscimo do diferencial volumétrico entre os 30 segundos e de 1 minuto.

O ensaio com o pressiómetro de Ménard foi explorado essencialmente como via empírica de dimensionamento, em detrimento da caracterização mecânica directa.

DEFORMABILIDADE

Ménard e Rousseau propõem a transformação do módulo pressiométrico em módulo de deformabilidade corrente a usar nas expressões da Teoria da Elasticidade:

$$E = E_{pm} / \alpha$$

sendo α dependentes do tipo de solo e da relação das grandezas do próprio ensaio pressiométrico (E_{pm} / p_L^*) - Briaud (1992). Outros autores (Kahle, 1983; Konstantinidis *et al.*, 1986; Rocha Filho, 1988) sugerem o uso directo do módulo de descarga-recarga nas equações elásticas dos assentamentos.

RESISTÊNCIA

Cassan (1978) parte da constatação experimental de que a compacidade de um solo granular é função da tensão efectiva média $[(\sigma'_r + \sigma'_\theta)/2]$ e que o volume evolui segundo uma curva que se decompõe em componente plástica a volume constante e a volume variável, chega a relações de volume e deformação que, conjuntamente com um critério plástico, permitem a determinação dos parâmetros de resistência (ϕ' e c'):

$$p_L = (1 + \sin \phi') \cdot (p_0 + c' \cdot \cotg \phi') \cdot \left[\frac{E_{pm}}{A \cdot (p_0 \cdot \sin \phi' + c' \cdot \cos \phi')} \right]^{\frac{\sin \phi'}{1 + \sin \phi'}} - c' \cdot \cotg \phi'$$

Métodos que se baseiam na tensão limite pecam por se sustentarem na hipótese de variação volumétrica nula: em materiais com dilatância, as diferenças podem atingir 30% do valor real.

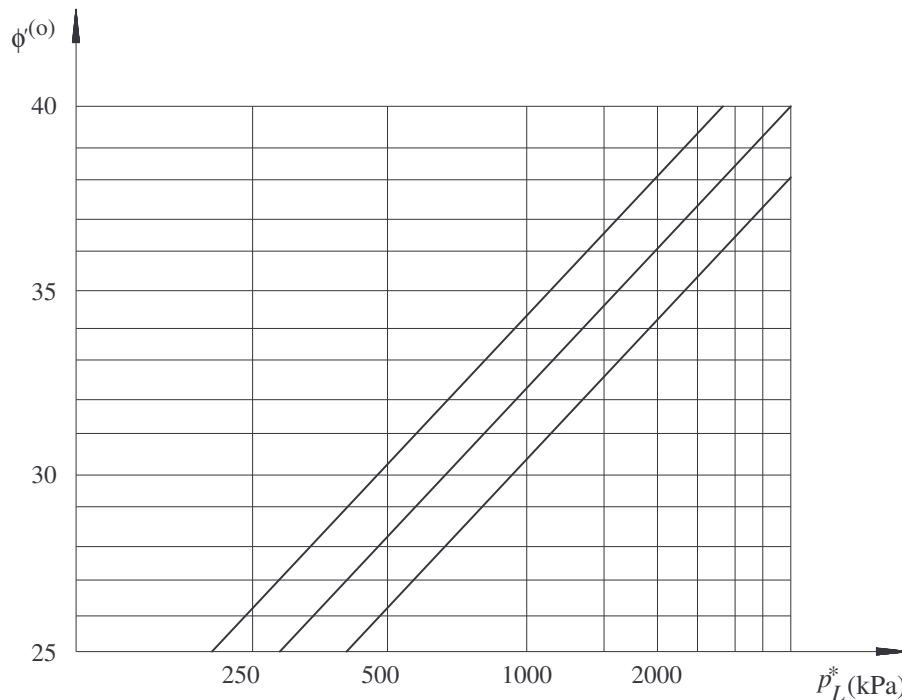
Dadas as **limitações** apontadas das hipóteses de **base das formulações teóricas**, têm surgido **métodos empíricos**. Ménard propõe a expressão, **solos granulares**:

$$p_L^* = 2,5 \cdot 2^{\left[\frac{\phi' - 24}{4} \right]} \quad (\phi' \text{ em graus})$$

ou, em **solos coesivos**:

$$p^* (p_l - p_0) = 5,5 \cdot c_u \quad ; \quad p_f = 3,2 \cdot c_u$$

Baguelin *et al.* (1978) propõem um método empírico que se baseia num ábaco simples de relação entre ϕ' e $p^* (p_l - p_0)$ e que se representa na Figura.



Correlação entre ϕ' e p_L^* (Baguelin et al., 1978).

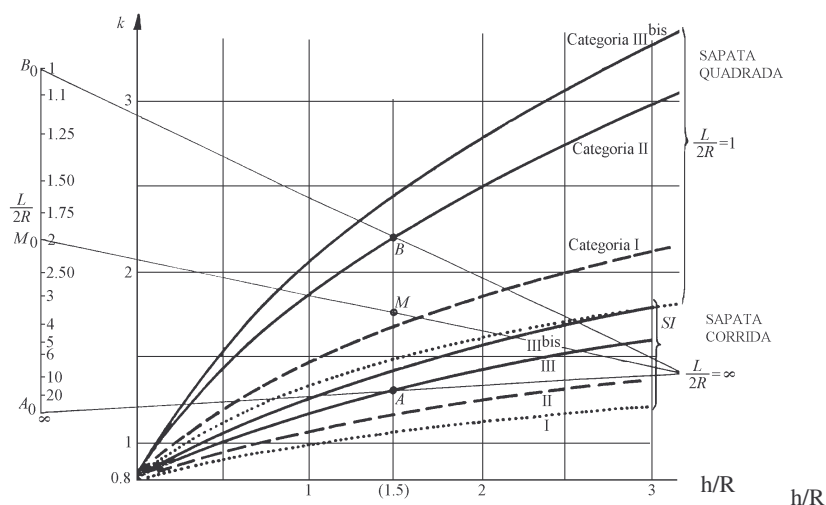
Métodos semi-empíricos de dimensionamento de fundações superficiais

Determinação da capacidade de carga

A expressão da capacidade de carga de uma fundação superficial a partir dos resultados do PMT é uma função linear da pressão limite (p_L) e depende da profundidade relativa e da forma da fundação:

$$q_{ult} - q_0 = K \cdot (p_L - p_0) = K \cdot p_L^*$$

sendo q_0 a tensão efectiva vertical de repouso no nível da sapata, $p_0 (= [K_0 (\sigma_v - u) + u])$ a tensão horizontal de repouso no nível do ensaio, p_L^* a pressão limite efectiva (Nuyens, 1992) e K um factor adimensional que depende do tipo de terreno e do encastramento da fundação (h), sendo resumidos os seus valores no ábaco da Figura para profundidades de encastramento inferiores à crítica (h_c).



Valores de h_c/R

Solo	Fundação	
	circular ou quadrada	corrida
Categoria I	4	6
Categoria II	10	12
Categoria III	16	18
Categoria III bis	20	22

Categorias de solos

Gama de pressões limite (bar)	Natureza do solo	Categoria do solo
menos de 12 menos de 7	Argila Silte	Categoria I
18 - 40 12 - 30 4 - 8 10 - 30	Argila verde e marga Siltos compactos Areia compressível Rocha branda ou alterada	Categoria II
10 - 20 40 - 100	Areia e cascalho Rocha	Categoria III
30 - 60	Areia e cascalho Muito compacto	Categoria III bis

Factor de capacidade de carga - pressão limite equivalente

O Eurocódigo 7 apresenta a tabela de valores de K , para fundações superficiais:

Tipo de solo	P_L (Mpa)	K
Solos coesivos: argilas e siltes	$< 0,7$	$0,8 [1 + 0,25 (0,6 + 0,4 B/L) D_e/B]$
	$1,2 - 2,0$	$0,8 [1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) D_e/B]$
	$> 2,5$	$0,8 [1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) D_e/B]$
Areias e cascalhos	$< 0,5$	$[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) D_e/B]$
	$1,0 - 2,0$	$[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) D_e/B]$
	$> 2,5$	$[1 + 0,80 (0,6 + 0,4 B/L) D_e/B]$
Gesso		$1,3 [1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) D_e/B]$
Margas e rochas alteradas		$[1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) D_e/B]$

D_e - profundidade equivalente da fundação

Estimativa do assentamento de uma fundação

O módulo pressiométrico é um módulo essencialmente de desvio e, por isso, particularmente adaptado ao cálculo de assentamentos de fundações em que o campo de tensões de desvio é mais importante - fundações reduzida dimensão em planta - ao contrário das fundações em que o campo esférico predomina - fundações de aterros ou ensoleiramentos, de grandes dimensões em planta.

Para uma sapata circular de raio R num terreno homogéneo, por exemplo, o assentamento, s , pode ser expresso por (Ménard e Rousseau, 1962):

$$s = \frac{2}{9 \cdot E_{pmd}} q^* \cdot R_0 \left(\lambda_d \cdot \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9 \cdot E_{pm,e}} \cdot q^* \cdot \lambda_e \cdot R$$

para $R > 30$ cm ($= R_0$) e com os símbolos já antes definidos à excepção de λ_d e λ_e que são factores de forma, função da razão $L/2R$ (Quadro).

Factores de forma λ_d, λ_e (Ménard e Rousseau, 1962)

$L/2R$	1		2	3	5	20
	Circular	quadrada				
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_e	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Os valores de α sugeridos no EC7 são os que se indicam no quadro seguinte:

Tipo de solo		E_{pM}/P_L (MPa)	α
Lodo			1
Argilas	Sobreconsolidadas	> 16	1
	Normal consolid.	$9 - 16$	0,67
	Remoldadas	$> 2,5$	0,5
Siltes	Sobreconsolidadas	> 14	0,67
	Normal consolid.	$8 - 14$	0,5
Areias		> 12	0,5
		$7 - 12$	0,33
Areais e cascalhos		> 10	0,33
		$6 - 10$	0,25

Rochas	Muito fracturadas		0,33
	Não alteradas		0,5
	Alteradas		0,67

Esta metodologia parte de pressupostos de linearidade elástica e da adopção de coeficientes de segurança para as tensões de serviço de cerca de 3.

Correlações com parâmetros de outros ensaios

Correlações com parâmetros de outros ensaios são de grande importância na tentativa de criar bases para uma razoável sistematização dos valores típicos, por tipo e condição de jazida dos maciços ensaiados. No Quadro apresentam-se algumas dessas correlações, geralmente estabelecidas para materiais transportados.

Correlações entre o PMT e CPT ou SPT.

Tipo de solo □	Argila mole □	Argila dura a muito dura □	Argila rija □	Areia solta ou silte compressível □	Silte compacto □	Areia ou cascalho □	Referência □
q_c/p_l^*	1 - 2,5	2,5 - 3,5	3 - 4	1 - 1,5 3 - 4	3 - 5	5 - 12	Baguelin <i>et al.</i> (1978)
Tipo de solo	Siltes	Areias	Argilas moles	Argilas plásticas	Margas	Gesso	Referência □
N/p_L^*	32	21	26	18	23	6	Gonin <i>et al.</i> (1992)
N / E_{pm}^*	2,6	2,9	2,3	1,6	1,9	0,7	

- p_l e E_{pm}^* em MPa, N considerado como N_{60} .

Este ensaio é também usado correntemente (em particular em França) como caracterizador do tipo de solo, embora pelas suas exigências logísticas esta vertente seja um pouco primária. Das correlações resumidas por este último autor salienta-se as seguintes observações:

- a relação $E_{pm} / p_l^* = 14$ e 8, respectivamente, para argilas e areias, parece ser um bom índice de classificação do tipo estratigráfico;
- a relação $E_{pmr}/E_{pm} = 3$ e 8, respectivamente, para argilas e areias, é sintomática do tipo de material e traduz a maior rigidez elástica dos materiais arenosos;
- a relação entre o módulo pressiométrico e a resistência de ponta do CPT é de $E_{pm}/q_c = 1,15$, muito aquém dos valores apresentados por Schmertmann *et al.* (1978) que para fundações superficiais em areias apresenta a razão do módulo de deformabilidade e a resistência de ponta de 2,5 a 3,5; reflexo da inadaptabilidade do módulo pressiométrico de primeira carga para o cálculo dos assentamentos.

Dimensionamento de estacas métodos semi-empíricos

Determinação da capacidade de carga

A expressão da carga última de uma estaca solicitada axialmente a partir dos resultados dos pressiómetros (em tensão controlada – método de Ménard) é a seguinte:

$$Q_{ult} = A \cdot K \cdot p^*_L + P \cdot \sum [q_{si} \cdot z_i]$$

Sendo A a área da ponta da estaca, P é o perímetro da mesma, q_{si} é a adesão lateral unitária em cada substracto (i) de espessura z_i e K uma constante cujos valores de sugeridos no EC7 são os que se indicam no quadro seguinte:

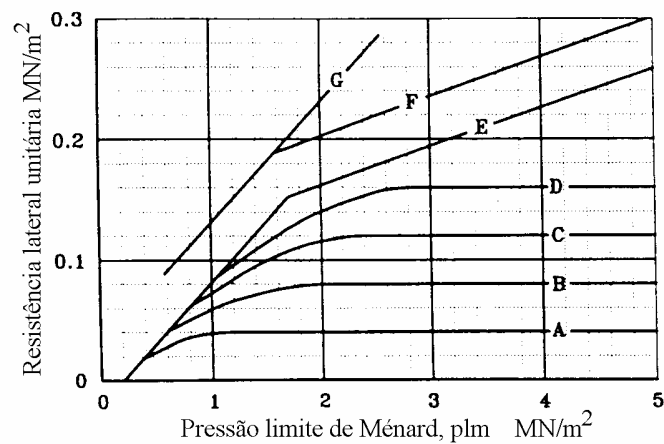
Tipo de solo	P_L (MPa)	Valores de K para estacas moldadas ou com ligeiro deslocamento	Valores de K para estacas com pleno deslocamento
Argilas e siltes	< 0,7	1,1	1,4
	1,2 – 2,0	1,2	1,5
	> 2,5	1,3	1,6
Areias e Cascalhos	< 0,5	1,0	4,2
	1,0 – 2,0	1,1	3,7
	> 2,5	1,2	3,2
Gesso	< 0,7	1,1	1,6
	1,0 – 2,5	1,4	2,2
	> 3,0	1,8	2,6
Margas	1,5 – 4,0	1,8	2,6
	> 4,5	1,8	2,6
Rochas alteradas	2,5 – 4,0 > 4,5	(i)	(i)

(i) Escolhe-se o valor de K da categoria de solo mais consonante.

Os valores da adesão lateral unitária (q_{si}) podem ser deduzidos da Figura que se segue nas linhas correspondentes a cada tipo de solo e metodologia de execução das estacas (quadro).

Quando a resistência última de uma estaca é avaliada de forma indirecta utilizando os resultados dos ensaios pressiométricos, deve-se utilizar um método analítico

para definição dos valores derivados da resistência lateral e de ponta, baseado em experiência regional.



Tipo de solo		Argila e Silte			Areia e cascalho			Gesso			Marga		Rocha
Tipo de estaca		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Estacas moldadas ou caixões/pegões	Nenhum suporte	A	A,B	B,C	-	-	-	A	C	D,E	C	D,E	F
	Suporte bentonítico	A	A,B	A,B	A	A,B	B,C	A	C	D,E	C	D,E	F
	Encami.temporário	A	A,B	A,B	A	A,B	B,C	A	B	C,D	C	D	-
	Encamis.definitivo	A	A	A	A	A	B				B	C	-
Caixões/pegões executados à mão		A	B	C	-	-	-	A	B	C	D	E	F
Estacas cravadas com deslocamento	Ponta fechada	A	B	B	B	B	C				C	D	D
	Betão préfabricado	A	B	B	C	C	C				C	D	D
	Betão <i>in situ</i>	A	B	B	B	B	C	A	B	C	C	D	-
	Tubo perdido	A	B	B	C	C	D				C	D	-
Estacas injectadas	Baixa pressão	A	B	B	C	C	C	B	C	D	E	E	-
	Alta pressão	A	D	E	E	E	F	-	E	F	F	F	G

Adesão lateral unitária para estacas carregadas axialmente

PRESSIÓMETRO AUTOPERFURADOR (SBPT)

Descrição do ensaio (equipamento e processo)

Neste equipamento, ao contrário do PMT, **a retirada do solo para colocação da sonda pressiométrica faz-se por pressão estática sobre o amostrador biselado com um desbaste simultâneo no extremo do cilindro**, através da **rotação de um desagregador e com o auxílio de um fluxo controlado de água** (Maranha das Neves, 1983, Sousa Coutinho, 1985). A água de lavagem com o solo desagregado em suspensão vem à superfície pelo cilindro anelar entre as varas e a cavidade cilíndrica interior da célula pressiométrica. Optimizando a posição do desagregador em relação ao bisel, a partir da resistência do solo, **obter-se-á o melhor resultado em termos da preservação da integridade do solo**. O diâmetro do bisel é da mesma ordem de grandeza da célula para contribuir para a integridade do solo penetrado.

A **célula pressiométrica** é constituída por **dois cilindros ociosos entre os quais se situam os sensores de medida**. Quando é atingida a profundidade de ensaio, a membrana é expandida sob pressão de ar cujo comando é feito à superfície por leis de deformação ou tensão controlada. A sua expansão é medida por **3 sensores de deformação a 120°**, sendo a pressão do gás e a pressão neutra da água do solo em contacto com a membrana, medidas também por **transdutores eléctricos de pressão colocados no interior do pressiómetro**. A posição do desagregador é função do tipo de solo e deve estar o mais acima possível em solos moles (como as argilas) e o mais afastado do topo em solos rijos ou mais granulares. É, no entanto, feita a observação da água de retorno para que se tenha partículas de solo e não blocos em suspensão. Deve-se observar se há água pelo exterior da célula o que seria sintoma de criação de cavernas, devendo-se diminuir o fluxo de água e aumentar a pressão de cravação do bisel. Qualquer bloqueio, pelo contrário, deve ser sanado com aumento do fluxo, se tal for suficiente. **Dois técnicas de ensaio são geralmente adoptadas: tensão ou deformação controlada. Estas leis são facilitadas por sistemas de controlo informatizados (PID).**

A prossecução de um ensaio com reduzida velocidade de deformação é importante na boa definição da fase elástica. No entanto, a velocidade de deformação pode tornar-se muito elevada na fase plástica, razão por que se opta pelo compromisso de *conjugas as duas técnicas, ou seja, numa fase inicial aplicar incrementos de pressão iguais em intervalos de tempos iguais, restringindo, por exemplo, a extensão radial a 1%/min. A partir desse limite, no campo da componente plástica passa-se à deformação controlada com uma taxa igual àquele limite, 1%/min* (Windle e Wroth, 1977). Note-se que neste processo **devem ser implementados**

ciclos de descarga e recarga que dão informação preciosa sobre as características deformacionais do material, tendo o cuidado de os afastar de p_0 para não haver dificuldade na interpretação da curva.

Propriedades do solo

Os parâmetros que se procura estimar deste ensaio são: a tensão horizontal *in situ*, tota (σ_{h0}) ou efectiva (σ'_{h0}), o módulo de distorção (G), o ângulo de atrito de pico (ϕ') e o ângulo dilatante (ψ).

Tensão horizontal de repouso *in situ* (σ_{h0}) - (K_0)

O valor de σ_{h0} (ou K_0) é deduzido da pressão de descolamento da membrana (“lift-off”). *Depois de inserido o pressiómetro no solo virtualmente indeformado a pressão é acrescida de zero até atingir a tensão total horizontal in situ, σ_{h0} , que é até aí suportada pelo corpo da sonda, sendo a membrana impossibilitada de descolar do solo pela parte metálica do pressiómetro. Quando a pressão na cavidade atinge σ_{h0} , esta começa a expandir e o movimento radial da membrana ocorre e é detectado pelos três extensómetros a 120°.*

Módulo de distorção, G

A avaliação das características de deformabilidade dos solos é particularmente bem sucedida neste ensaio por ser um dos que melhor relaciona tensões com deformações, ainda que na direcção radial e sob condições de expansão cilíndrica, avaliando-se de forma simples o módulo de distorção:

$$G_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{dp}{d\epsilon_c} = V \cdot \frac{dp}{dV}$$

sendo ϵ_c e V , respectivamente, a extensão circunferencial (u/r) e o volume corrente da cavidade.

O declive inicial da curva p versus ϵ_v ou de p versus V permite determinar o módulo de distorção inicial, G_i , que, no entanto, **é muito sensível aos processos de perfuração**. Por isso, **procede-se a ciclos de descarga e recarga durante o ensaio que melhor traduzirão esse parâmetro**.

Nestes procedimentos de descarga e recarga algumas questões devem ser tomadas em consideração, salientando-se, como exemplo de **condicionalismos**, o de que a **amplitude do ciclo de descarga e recarga influi no valor do módulo** (a existência de histerese num ciclo é indicativo dessa dependência).

Se se admitir a constância de volume na análise das condições de equilíbrio, o módulo de distorção secante passa a ser igual a:

$$G_s = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{dp}{d\varepsilon_c} \right) \varepsilon_c$$

sendo τ a tensão de corte (definida por $\tau = (\sigma_r - \sigma_\theta)/2$) e γ a deformação distorcional (definida como $\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ e no pressiómetro igual a $\gamma = 2\varepsilon_c$).

A comparação dos valores de G determinados pelo pressiómetro com os obtidos a partir de outros ensaios tem permitido conclusões como as seguintes:

- (i) **em argilas**, os valores dos módulos de deformabilidade determinados em diferentes tipos de pressiómetro são muito semelhantes aos deduzidos de alguns ensaios em placas de grandes dimensões;
- (ii) **em areias densas** os valores de G deduzidos dos SBPT são equivalentes aos deduzidos de ensaios de carga em placa se se considerar o módulo inicial.

É importante salientar que um módulo deduzido de um ensaio pressiométrico está estritamente associado a uma expansão cilíndrica - estado distorcional puro - enquanto o módulo deduzido de um ensaio de carga em placa tem associados factores de compressibilidade para além dos de corte puro.

Ângulos de resistência ao corte (ϕ') e dilatante (ψ)

A análise dos resultados de ensaios pressiométricos em areias sofre das limitações resultantes das hipóteses teóricas de constância de volume, usadas em situações não drenadas e que aqui não se podem adaptar.

Hughes *et al.* (1977) consideram uma metodologia interpretativa que tem em consideração estas situações drenadas, **admitindo comportamento das areias é regido pela conjugação da componente atrítica** (definida a partir do ângulo de atrito crítico, ϕ'_{cv}) **e da variação volumétrica associada ao estado de**

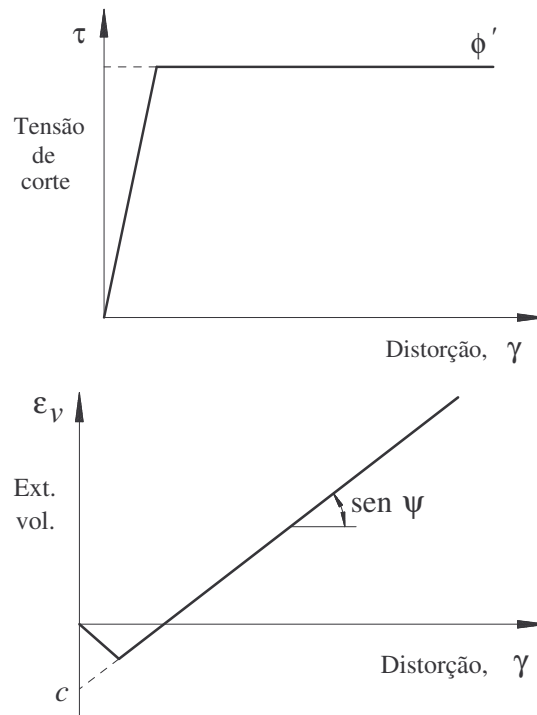
compacidade do material (definida pelo ângulo dilatante, ψ), os autores exprimem esta interdependência através da solução de Rowe (1962):

$$\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \left(\frac{1 + \sin \phi'_{cv}}{1 - \sin \phi'_{cv}} \right) \left(\frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \right)$$

A equação anterior rege somente parte deste comportamento, pelo que Hughes *et al.* (1977) admitiram que, se o material for considerado elástico-perfeitamente plástico e com um ângulo dilatante constante, ψ , associado à fase plástica, tem-se:

$$v = c - \gamma \cdot \sin \psi$$

Os valores de ϕ' e ψ são considerados constantes num dado ensaio pressiométrico e estão relacionados pela equação, **aproximada numa representação bilogarítmica, cuja inclinação:**

$$S = \frac{(1 + \sin \psi) \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$


obtendo-se os valores de ϕ' e ψ das expressões:

$$\sin \phi' = S / [1 + (S - 1) \sin \phi'_{cv}]$$

$$\sin \psi = S + (S - 1) \sin \phi'_{cv}$$

Desde que determinado o valor de u_0 e o valor do estado de referência da extensão da cavidade, ε_0 (este pode ser determinado partindo do ponto em que $p - u_0 = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$, com K_0), a inclinação daquela recta do gráfico bilogarítmico pode ser determinável pelas expressões anteriores ou pelo ábaco da Figura seguinte (Briaud, 1992).

