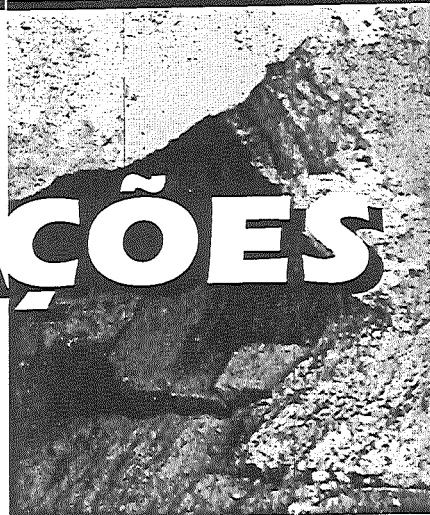


585
07/02/98

10

FUNDAÇÕES

TEORIA E PRÁTICA



EDITORES TÉCNICOS
WALDEMAR HACHICH
FREDERICO F. FALCONI
JOSÉ LUIZ SAES
RÉGIS G. Q. FROTA
CELSO S. CARVALHO
SUSSUMU NIYAMA

267

PINI

ABMS/ABEF

LUCIANO DÉCOURT / JOSÉ HENRIQUE ALBIERO
JOSÉ CARLOS ÂNGELO CINTRA

8.1 ESTACAS

LUCIANO DÉCOURT

As estacas usuais podem ser classificadas em duas categorias:

- Estacas de deslocamento
- Estacas escavadas

Estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo. No Brasil, o exemplo mais característico desse tipo de estaca é o das pré-moldadas de concreto armado. Também se enquadram nessa categoria as estacas metálicas, as estacas de madeira, as estacas apiloadas de concreto e também as estacas de concreto fundido no terreno dentro de um tubo de revestimento de aço cravado com ponta fechada, sendo o exemplo mais característico dessas últimas as estacas tipo Franki. Na Bélgica foi desenvolvido recentemente um tipo de estaca de deslocamento moldada "in loco" com elevada capacidade de carga, a estaca Omega

Estacas escavadas são aquelas executadas "in situ" através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante.

Nessa categoria enquadram-se as estacas tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, as tipo "Strauss", as barretes, os estacões, as hélices contínuas, as estacas injetadas etc.

8.1.1 Capacidade de Carga de Estacas Isoladas

Conceituação Básica

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

A capacidade de carga Q_u é definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral Q_s e pela ponta Q_p .

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (1)$$

Designando-se por q_s e q_p as tensões limites de cisalhamento ao longo do fuste e normal ao nível da base e A_s e A_p respectivamente a área lateral da estaca e da seção transversal de sua ponta, tem-se

$$Q_u = Q_s + Q_p = q_s A_s + q_p A_p \quad (2)$$

A capacidade de carga pode ser avaliada através de processos diretos e indiretos.

Nos processos ditos diretos, os valores de q_s e q_p são determinados através de correlações empíricas e/ou semi-empíricas com algum tipo de ensaio "in situ".

Nos processos ditos indiretos, as principais características de resistência ao cisalhamento e de rigidez dos solos são avaliadas através de ensaios "in situ" e/ou de laboratório e a capacidade de carga é determinada através da utilização de formulação teórica ou experimental.

Aspectos Teóricos, Filosóficos e Experimentais

Estaca de Referência

Tendo em vista a existência de um número muito grande de fatores que influenciam a capacidade de carga de estacas, optou-se por concentrar-se a análise em um tipo admitido como referência e posteriormente analisar-se as diferenças provocadas pelas características peculiares dos diversos tipos de estaca.

A estaca de referência aqui considerada é uma estaca de deslocamento, de concreto armado e de seção circular.

Formulação Teórica da Capacidade de carga

São inúmeras as teorias existentes para a determinação da capacidade de carga de fundações. A maioria delas se constitui de extensões dos trabalhos clássicos de Prandtl (1921) e Reissner (1924),

8.2 TUBULÕES E CAIXÕES

JOSÉ HENRIQUE ALBIERO
JOSÉ CARLOS A. CINTRA

8.2.1. Introdução

Dentro da conceituação imposta pela prática profissional de engenharia de fundações no Brasil, são chamados de tubulões as fundações profundas, de grande porte, com seção circular e que apresentam, em geral, a base alargada. Às vezes torna-se difícil distinguir os tubulões das estacas escavadas e, deste modo, os tubulões podem ser vistos como estacas escavadas, de grande diâmetro, com ou sem base alargada. Até há alguns anos, admitia-se que os tubulões permitiam ou previam a descida de alguém até a sua base, para a finalização dos serviços e para a inspeção antes de concretagem. Mas com a utilização de equipamentos para escavação mecânica esta prática poderá ser abandonada, mesmo nos casos de fustes de grande diâmetro.

Atualmente, na literatura internacional, as fundações chamadas de tubulões no Brasil são tratadas como estacas escavadas, moldadas "in loco", com base alargada.

Reserva-se a denominação de caixões para as peças de seção quadrada, ou mesmo retangular, que têm as paredes laterais pré-moldadas. A descida ou implantação destes elementos no subsolo se faz com a escavação do solo, na parte interna, até que se atinja a profundidade adequada para seu apoio. Para White (1962), caixão é uma estrutura, em forma de um paralelepípedo, que é mergulhada a partir da superfície do solo ou água, até atingir a profundidade desejada.

Exposições mais detalhadas sobre caixões aparecem em White (1962) bem como em Jumikis (1971).

8.2.2. Tipos de tubulão

Os tubulões podem ser agrupados em dois tipos básicos: os tubulões a céu aberto e os que empregam ar comprimido.

Tubulões a Céu Aberto

a) Sem Contenção Lateral

Estes tubulões, também chamados de pocinhos, têm seu fuste aberto por escavação manual, ou mecânica, sendo que a base é, em geral, escavada manualmente. Não utilizam nenhum escoramento lateral e portanto o fuste e, em especial, a base, somente podem ser executados em solos que apresentem um mínimo de coesão capaz de garantir a estabilidade da escavação. Nestes casos o diâmetro final resulta sempre maior do que o previsto em projeto (de 5% a 10%), e o atrito lateral ao longo do fuste é reduzido quando comparado com a resistência "in situ" no contato solo-solo. Esta redução no atrito lateral depende do alívio de tensões, ao passar de uma situação em repouso para uma condição ativa, e da umidade cedida pelo

concreto ao solo circundante, o que depende do fator água/cimento do concreto empregado.

b) Com Contenção Lateral Parcial

Estas contenções parciais têm da ordem de 2m e o solo é escorado antes de prosseguir a escavação. Estes revestimentos são, em geral, recuperados, e um exemplo é o tubulão tipo Chicago, que emprega revestimento de madeira, e suas variantes.

c) Com Contenção Lateral Contínua

Um exemplo deste tipo é o Gow, que emprega revestimentos metálicos telescópicos, os quais são recuperados à medida que o concreto é lançado para o interior da escavação.

Alguns tipos de equipamentos cravam uma camisa metálica, desde a superfície, ao mesmo tempo em que realizam mecanicamente a escavação, como por exemplo o tubulão tipo Benotto. Neste tipo de solução o atrito lateral fica sensivelmente reduzido pois o processo provoca um amolecimento do solo que, freqüentemente, é irrecuperável.

Normalmente estes tubulões a céu aberto são executados acima do lençol freático pois a escavação manual da base, ou mesmo do fuste, não pode ser executada abaixo do nível da água. Nada impede, entretanto, que se estenda a escavação utilizando-se de rebaixamento do lençol.

Quando se emprega um sistema de rebaixamento, dois problemas podem ocorrer:

- volume de água a esgotar, que é função da permeabilidade do solo e do desnível de água;
- forças de percolação prejudiciais à estabilidade das paredes laterais do tubulão e, em especial, do alargamento da base.

O rebaixamento do lençol freático pode ser executado por qualquer processo, até mesmo pela instalação de bombas no interior dos próprios tubulões, ou então em poços destinados a esta operação. Cuidados especiais devem ser tomados nestes casos, pois a escavação abaixo do NA, especialmente a da base, é sempre muito perigosa. Este perigo aumenta quando a bomba está posicionada no interior de um tubulão, situação em que o fluxo de água se faz no sentido de reduzir a estabilidade da escavação.

Tubulões Pneumáticos

Para tornar possível a escavação abaixo do lençol freático emprega-se ar comprimido com pressão equivalente à pressão de água intersticial. Em solos arenosos a pressão é ligeiramente superior para compensar as perdas de carga e as perdas de ar, e também para favorecer a estabilidade (cuidados devem ser tomados para evitar o secamento da areia). Para solos argilosos a pressão aplicada pode ser pouco menor do que a pressão neutra.

Os tubulões pneumáticos são atualmente muito

pouco empregados no mundo todo devido aos riscos e custos envolvidos, e no Brasil observa-se atualmente uma tendência de redução de sua utilização.

8.2.3. Vantagens dos Tubulões

Os tubulões apresentam, quando comparados a outros tipos de fundações, uma série de vantagens:

- os custos de mobilização e de desmobilização são menores que os de bate-estacas e outros equipamentos, aspecto este muito importante para pequenas obras, nas quais este item representa uma parcela significativa dos custos totais;
- o processo construtivo produz vibrações e ruídos de muito baixa intensidade, o que é muito importante para obras urbanas próximas a edifícios;
- os engenheiros de fundações podem observar e classificar o solo retirado durante a escavação e compará-lo às condições de subsolo previstas no projeto;
- o diâmetro e o comprimento dos tubulões podem ser modificados durante a escavação para compensar condições de subsolo diferentes das previstas;
- as escavações podem atravessar solos com pedras e matacões, especialmente se grandes diâmetros, sendo possível até penetrar em vários tipos de rocha;
- regra geral é possível apoiar cada pilar em fuste único, em lugar de diversas estacas, eliminando a necessidade de bloco de coroamento.

8.2.4. Comportamento dos Tubulões

Os tubulões são empregados para transferir, ao solo, cargas verticais de compressão ou tração bem como cargas horizontais. Quando solicitado por uma carga vertical de compressão, as forças presentes são as indicadas na Figura 8.40.

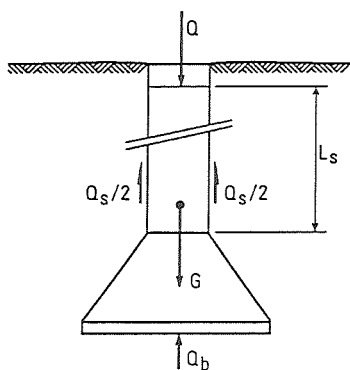


Fig. 8.40 - Esquema do carregamento vertical de compressão

Para a condição de equilíbrio, pode-se escrever a equação:

$$Q + G = Q_{sm} + Q_{bm}$$

com

$$Q_{sm} = m_s Q_{sf}$$

$$Q_{bm} = m_b Q_{bf} + \sigma'_{vb}$$

onde:

- Q_{sm} é a parcela mobilizada da resistência lateral
- Q_{bm} é a parcela mobilizada da resistência de base;
- m_s e m_b são os fatores de mobilização da carga lateral última e da carga última de base, respectivamente
- Q_{sf} e Q_{bf} são as cargas limites últimas na ligação tubulão-solo e no apoio da base, respectivamente
- σ'_{vb} é a tensão vertical efetiva à cota de apoio do tubulão

Tem sido prática usual admitir como sendo nula a tensão lateral, ao longo do fuste, e deste modo toda a carga do pilar é transferida ao subsolo pelo apoio da base. Entretanto, várias provas de carga realizadas em tubulões indicam que sob baixas deformações (admissíveis) a parcela de resistência lateral, para tubulões longos, é significativa e se desenvolve plenamente ($m_s = 1,0$), com deformações da ordem de 5 a 10mm independentemente do diâmetro do fuste (D_f). Mas a plena mobilização da resistência de base somente se efetiva para grandes deformações, da ordem de 10% a 20% do diâmetro da base (D_b). Portanto, para a carga de trabalho o tubulão pode ter um comportamento muito diferente do previsto em projeto, caso a parcela de resistência lateral não seja considerada. Na Tabela 8.18 são apresentados os valores experimentais de deformações obtidos por Reese & O'Neill (1988) e necessários à plena mobilização das parcelas resistentes.

Tabela 8.18 | Deformações necessárias à mobilização das parcelas resistentes (Reese & O'Neill, 1988)

Solo	Deformações Necessárias			
	Carga Lateral		Carga de Base	
	Faixa de Valores	Tendência	Faixa de Valores	Tendência
Argiloso	0,004 D_f 0,007 D_f	0,006 D_f	0,025 D_b 0,060 D_b	0,050 D_b
Arenoso	0,007 D_f 0,009 D_f	0,008 D_f	0,040 D_b * 0,060 D_b *	0,050 D_b *

* valores da carga de base continuam a crescer após a mobilização do que seria a resistência última.

Bowles (1988) sugere, para solos coesivos, que a plena mobilização da resistência lateral se verifica com um recalque de 0,05 D_b , após o que m_s diminui até um valor limite de 0,40. Para a base, a plena mobilização se verifica com recalques de (0,10 a 0,15) D_b . Para o caso de fuste reto, ou seja, sem alargamento de base, este recalque aumenta para 0,20 D_b .

Na literatura são encontradas recomendações de $m_{s \text{ lim}}$ de 0,45 a 0,75.

Berezantzev et al. (1961) afirmam que para tubulões em areia a plena mobilização da carga última da base somente se verifica com recalques de $0,20 D_b$.

Danziger (1983) obteve $q_{s,r}$ variando de 50 a 70 kPa para deformações de $0,0005 D_b$; Monteiro (1985) obteve, para provas de carga em areia argilosa de Ilha Solteira-SP, $q_{s,r}$ de 26 kPa para recalques de 1 a 2mm; Orlando (1990) apresenta valores de $q_{s,r}$ variáveis de 25 a 40 kPa com deslocamentos de $(0,002 \text{ a } 0,004) D_b$. Valores medidos em provas de carga nos campos experimentais de São Carlos e de Bauru, para areia fina argilosa, forneceram $q_{s,r}$ de cerca de 30 kPa, para pequenas deformações.

A mobilização das parcelas resistentes depende dos recalques e do tipo de solo, da forma de execução, do comprimento e da relação D_b/D_f .

8.2.5. Previsão da Carga Limite Última

Os métodos mais usados para previsão da carga limite última de tubulões são baseados em propriedades dos solos obtidas em ensaios de laboratório ou de campo. Estas análises são semelhantes às aquelas estabelecidas para estacas e estão sujeitas aos mesmos tipos de incertezas. Por estas análises são determinadas a tensão última de apoio da base ($q_{b,p}$) bem como a resistência lateral última ($q_{s,p}$), necessárias para o cálculo de $Q_{b,r}$ e $Q_{s,r}$ respectivamente.

Os métodos para previsão de $q_{s,r}$ e de $q_{b,r}$ são ligeiramente diferentes daqueles utilizados para estacas porque os processos executivos não são os mesmos. Vários métodos têm sido propostos, com origem experimental (prova de carga), teórica, semi-empírica, ou totalmente empírica e são, em geral, corrigidos em função de resultados obtidos em provas de carga, especialmente as instrumentadas. As provas de carga em protótipos se constituem na maneira mais confiável para estabelecer o valor da carga limite última. Entretanto, devido às suas grandes dimensões, os tubulões têm capacidade de carga superior à de muitas estacas e deste modo o equipamento para execução de prova de carga deve ser muito mais resistente, especialmente as reações. Isto faz com que o custo de provas de carga em tubulões seja muito elevado e, por isso, raramente sejam executadas. Os ensaios em tubulões só se tornam economicamente justificáveis para grandes obras ou então em pesquisas onde os benefícios possam ser estendidos para vários projetos.

Tubulões em Solos Coesivos

a) Resistência Lateral

A resistência lateral última pode ser estimada pela expressão:

$$Q_{s,r} = \int_0^{L_r} q_{s,r} \pi D_f dz$$

A tensão lateral última ($q_{s,r}$) é função da aderência entre solo e concreto do fuste do tubulão que, por sua vez, depende de resistência não drenada do solo que circunda o fuste:

$$q_{s,r} = \alpha c_u$$

Os valores de α têm sido estabelecidos por vários autores, sempre com uma função do próprio valor da resistência não drenada, sendo freqüentemente adotados:

argila média $\alpha = 0,45$

argila rija $\alpha = 0,20$

Reese & O'Neill (1989) recomendam:

- adotar $\alpha = 0,55$ para $s_u \leq 190$ kPa;
- desprezar α tensão lateral no trecho superior do fuste até a profundidade de 1,5m;
- para tubulões com base alargada, desprezar a tensão lateral no comprimento de uma vez o diâmetro do fuste acima do início do alargamento de base.

Coduto (1994) apresenta um gráfico de α em função de c_u para fustes escavados, adaptado de Kulhawy & Jackson (1989). Deste gráfico podem ser estabelecidas as relações aproximadas:

$$\begin{aligned} 30 \text{ kPa} \geq c_u & \quad q_{s,r} = c_u \\ 250 \text{ kPa} \geq c_u > 30 \text{ kPa} & \quad q_{s,r} = 4,82 c_u^{0,51} \\ c_u > 250 \text{ kPa} & \quad q_{s,r} = 0,32 c_u \end{aligned}$$

Para Reese & O'Neill (1989), a tensão lateral pode também ser estimada pela expressão

$$q_s = \beta \sigma'_v$$

(a notação traço é utilizada para valores médios).

Entretanto em solos coesivos é difícil avaliar β pois este é usualmente maior junto à superfície, devido ao elevado pré-adensamento nesta região, e decresce gradualmente com a profundidade podendo atingir, eventualmente, um valor constante.

Reese et al. (1976) sugerem os valores de α , bem como os valores limites de $q_{s,r}$ que estão apresentados na Tabela 8.19.

Tabela 8.19 | Valores de α e de $q_{s,r,lim}$ de Reese et al. (1976)

Tipo de Escavação	Sem Base Alarg.		Com Base Alarg.	
	α	$q_{s,r,lim}$ (kPa)	α	$q_{s,r,lim}$ (kPa)
Executada a seco ou com auxílio de lama leve	0,50	90	0,30 (*)	40 (*)
Situações onde pode ocorrer retenção de lama entre o concreto e o solo envolvente, como em perfurações parciais com lama	0,30	40	0,15 (*)	25 (*)

(*) este valor pode ser aumentado para o caso sem base nos trechos perfurados a seco.

Terzaghi & Peck (1967) sugerem os valores apresentados na Tabela 8.20 para a estimativa do atrito lateral que se desenvolve nas camisas, quando do seu afundamento no terreno, para tubulões atingindo profundidades entre 8 e 40 m.

Tabela 8.20 | Valores de atrito lateral nas camisas de tubulões (Terzaghi & Peck, 1967)

SOLO	q_s (kPa)
silte e argila mole	10 a 30
argila muito rija	50 a 200
areia fofa	10 a 30
areia compacta	30 a 70
pedregulho compactado	50 a 100

Bustamante & Gianeselli (1982) apresentam os valores da Tabela 8.21 para a tensão lateral última em função da resistência de cone (q_c) medida no ensaio de penetração contínua:

$$q_{sf} = \lambda q_c$$

Tabela 8.21 | Valores de λ e de $q_{s,max}$ para estacas escavadas (Bustamante e Gianeselli, 1982)

SOLO	q_c (kPa)	λ	$q_{s,max}$ (kPa)
Argila mole a média	< 1000	0,0333	15
Argila média a rija	1000-5000	0,0250	35
Silte, areia fofa	≤ 5000	0,0167	35
Argila, silte	> 5000	0,0167	35
Calcários moles	≤ 5000	0,0100	35
Areias pedregulhosas	5000-12000	0,0100	80
Calcário alterado e fragmentado	> 5000	0,0167	120
Areia e pedregulhos densos	12000	0,0067	120

O fator de mobilização (m_s) atinge o valor 1,0 para recalque de $0,05 D_b$ e a partir daí decresce até um valor limite de 0,35 a 0,40. Valores variando desde 0,15 até 0,75 têm sido propostos por diversos autores, sendo que Skempton obteve $m_s = 0,21$ para argila de Londres num caso em que o fuste permaneceu aberto por um longo período, provocando uma perda do teor de umidade do solo, ao longo do fuste, de 6%. Definitivamente o valor de $m_{s,lim}$ depende do tempo em que a escavação permanece aberta.

Quando o solo na cota de apoio da base é muito mais rígido do que o solo ao longo do fuste, o fator de mobilização (m_s) deve ser considerado como sendo nulo.

b) Resistência de Base

A resistência última da base é determinada pelo produto da tensão última da base pela área de apoio do tubulão.

$$Q_{bf} = q_{bf} A_b$$

com

$$q_{bf} = c_u N_c$$

onde:

- c_u é a coesão não drenada do solo na região de apoio da base ($1,0 D_b$ acima da cota de apoio e $1,5 D_b$ abaixo)
- N_c é o fator de capacidade de carga de fundações profundas (para $\phi = 0$, $N_c \approx 9$)

Reese & O'Neill (1989) propõem a seguinte expressão para determinação da tensão última de base

$$q_{bf} = F_r N_c^* c_u \leq 4000 \text{ kPa}$$

onde:

- F_r representa um fator de redução da tensão última da base, de modo a que os recalques dos tubulões se situem dentro dos limites de aceitação da estrutura (em geral $\leq 25\text{mm}$):

$$D_b \leq 1,90\text{m}$$

$$F_r = 1,0$$

$$D_b > 1,90\text{m}$$

$$F_r = \frac{2,5}{400 \psi_1 D_b \psi_2} \leq 1 \quad \text{com } D_b \text{ (m)}$$

$$\psi_1 = 0,0071 + 0,0021 \left(\frac{z_b}{D_b} \right) \leq 0,015$$

$$\psi_2 = 0,159 \sqrt{c_u} \quad \text{com } c_u \text{ (kPa)}$$

$$0,50 \leq \psi_2 \leq 1,50$$

$$N_c^* = 6 \left[1 + 0,2 \left(\frac{z_b}{D_b} \right) \right] \leq 9$$

$$\text{para } \frac{z_b}{D_b} \geq 2,5 \quad N_c^* = 9$$

- c_u é a resistência ao cisalhamento do solo entre a cota de apoio da base e uma distância $2 D_b$ abaixo da base.

O fator de mobilização da carga de base é função dos recalques sofridos pelo tubulão, sendo normalmente empregados os valores:

- $m_b = 1,0$ para $s = (0,10 \text{ a } 0,15) D_b$ em tubulão com base alargada
- $m_b = 1,0$ para $s = 0,20 D_b$ em tubulão sem base alargada.

Alguns autores sugerem o emprego de valores de N_c variando entre 6,5 e 8,0, o que equivale a admitir, mantido N_c como valendo 9, fatores de mobilização variando de 0,70 a 0,90.

Décourt (1989) propõe uma expressão para fundações diretas que pode ser estendida para o caso de fundações profundas pela inclusão do efeito de profundidade (σ'_{vb}). A tensão admissível na cota de apoio do tubulão resulta:

$$q_{ba} = 25 \bar{N}_{72} + \sigma'_{vb} \text{ (kPa)}$$

onde \bar{N}_{72} é índice de resistência à penetração (padrões brasileiros) desde a cota de apoio da base até $2 D_b$ abaixo.

De acordo com Décourt (1991), a tensão admissível na base poderia também ser estimada utilizando o valor da resistência de cone, medida no ensaio de penetração contínua, acrescida do efeito de profundidade:

$$q_{ba} = (0,14 \text{ a } 0,10) q_c + \sigma'_{vb}$$

Tubulões em Solos Não Coesivos

a) Resistência Lateral

Para tubulões revestidos com camisa perdida, a escavação provoca uma separação entre o solo e o fuste. Por este motivo não se considera a contribuição do atrito, que é suficiente apenas para equilibrar o peso próprio do tubulão:

$$Q = m_b Q_{bf}$$

Para o caso de tubulões com camisa recuperada:

$$Q_{sf} = \int_0^{L_f} q_{sf} \pi D_f dz$$

com

$$q_{sf} = K_s \text{ tg } \delta \sigma'_{vz}$$

onde:

- σ'_{vz} é a tensão efetiva vertical, à profundidade z , assumida como crescendo linearmente até a profundidade $15,0 D_f$ e a partir daí se mantendo constante
- K_s é o coeficiente de empuxo que, para o caso, deve ser assumido como sendo K_A , ou adota-se $K_s = f(L_f)$ da seguinte maneira:
- δ é o ângulo de atrito entre solo e concreto;

L_f (m)	K_s
< 8m	0,7
8 a 12	0,6
> 12	0,5

alguns autores sugerem adotar $\delta = \phi'$, sendo ϕ' o ângulo de atrito reduzido que para o caso de estaca escavada vale: $\phi - 3^\circ$.

Pela norma francesa de fundações é possível estimar a tensão lateral, para estaca escavada em areia, em função da resistência de cone (q_c) obtida no ensaio CPT, pela correlação:

$$q_{sz} = 0,004 q_{cz} < 80 \text{ kPa}$$

A expressão proposta por Reese & O'Neill (1989) estabelece:

$$q_{sf} = \beta \sigma'_v \quad (\text{ou seja, } \beta = K_s \text{ tg } \delta)$$

onde β depende da profundidade:

$$z \leq 1,10\text{m} \quad \beta = 1,20$$

$$2,25\text{m} > z > 1,10\text{m} \quad \beta = 1,5 - 0,25 \sqrt{z}$$

$$z > 2,25\text{m} \quad \beta = 0,25$$

O fator de mobilização (m_b) atinge valor máximo para recalques de 6 a 13mm, em areias.

b) Resistência de Base

A resistência última de base para tubulões é menor do que para estacas porque:

- o solo de apoio é alterado pelo processo de escavação, especialmente para o caso de escavação mecanizada;
- a densificação do solo que ocorre sob a ponta das estacas de deslocamento não se verifica nos tubulões;
- ocorre um alívio temporário de tensões enquanto o furo permanece aberto;
- as influências do diâmetro e da profundidade são maiores.

A resistência última de base pode ser estimada por uma expressão do tipo:

$$q_{bf} = \frac{1}{2} \rho g D_b N_\gamma + \sigma'_{vb} N_q$$

em que, para tubulões longos, σ'_{vb} tende a $\sigma'_{v \text{ lim}}$ e a parcela

$$\frac{1}{2} \rho g D_b N_\gamma \text{ pode ser desprezada.}$$

Para N_q , utilizam-se os valores para estacas propostos por Brinch Hansen (1970) ou por Meyerhof (1956).

Berezantzev et al. (1961) propuseram, para estacas escavadas apoiadas em areia, a expressão

adaptada com a inclusão do fator de mobilização, que fornece a tensão admissível para apoio de base:

$$q_{b,a} = m_b \rho g D_b B_k$$

onde:

- o fator de mobilização m_b é função do recalque (s) e do diâmetro da base (D_b):

$$m_b = 5 \frac{s}{D_b}$$

- o coeficiente B_k é obtido da Figura 8.41 em função da relação z_b/D_b e do ângulo ϕ .

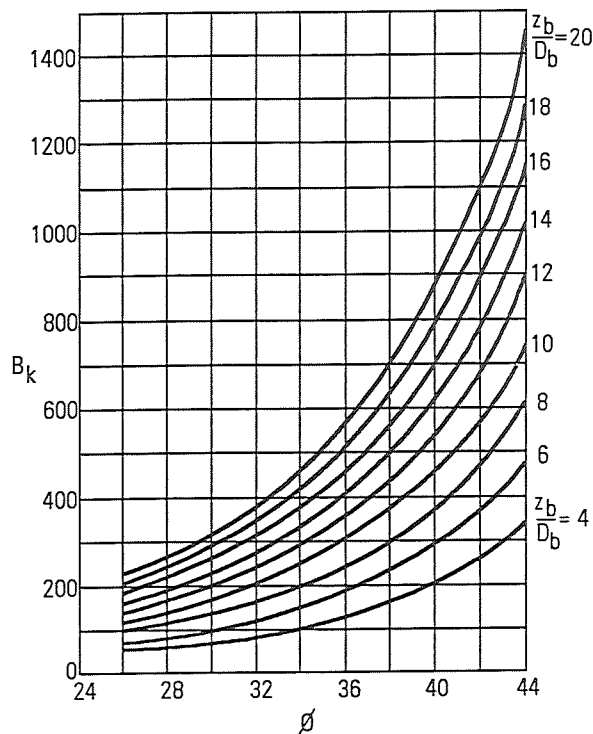


Fig. 8.41 - Coeficiente B_k de Berezantzev et al. (1961)
Fórmula empírica de Reese & O'Neill (1989)

Esta expressão foi estabelecida para os padrões norte-americanos de obtenção do SPT, que resultam em valores maiores que os obtidos no Brasil. Portanto as fórmulas apresentadas a seguir deveriam ser corrigidas.

- Para diâmetro de base $D_b \leq 1,20\text{m}$:

$$q_{b,r} = 60 N_{60} \quad (\text{kPa})$$

- Para diâmetro da base $D_b > 1,20\text{m}$, é preciso aplicar uma redução no valor da tensão limite última, para conservar o recalque dentro de valores aceitáveis (em geral adotado como sendo 25mm):

$$q_{b,r} = 72 \frac{N_{60}}{D_b}$$

Experiência Profissional Brasileira

Vários profissionais costumam obter o valor da tensão admissível para apoio da base de tubulões, por uma expressão empírica usada para qualquer tipo de solo:

$$q_{b,a} = 20 \bar{N}_{72} + \sigma'_{v,b} \quad (\text{kPa}) \leq 40 \text{ kPa}$$

onde:

- $q_{b,a}$ é a tensão admissível à cota de apoio do tubulão
- \bar{N}_{72} é a resistência à penetração (SPT) média abaixo da cota de apoio do tubulão (usualmente numa faixa de espessura igual a D_b abaixo da cota de apoio), obtida pelos padrões brasileiros
- $\sigma'_{v,b}$ é a tensão geostática vertical efetiva (kPa) à cota de apoio do tubulão

Expressão Empírica que Utiliza o Valor de q_c

Quando se dispõem de valores de resistência de cone, medidos em ensaio de penetração contínua (CPT), a tensão admissível para apoio do tubulão pode ser estimada pela expressão de Sanglerat (1982), citada por Décourt (1991):

$$q_{b,a} = \bar{q}_c \left[\frac{D_b}{40} \left(1 + \frac{z_b}{D_b} \right) \right] \quad \text{com } D_b \text{ (m)}$$

onde \bar{q}_c é o valor médio da resistência de cone na região de apoio do tubulão.

Esta expressão fornece valores maiores do que aqueles obtidos em função do SPT. Por se tratar de uma expressão empírica, sugere-se limitar o valor obtido em 60 kPa.

Ghionna et al. (1993) afirmam que para um recalque de $0,10 D_b$ a tensão na base pode ser estimada por:

$$q_b = F_c q_c$$

onde q_c é a resistência de cone na região de apoio do tubulão e F_c vale 0,15 para areias silicosas e 0,08 para areias carbonatadas.

Tubulões em Rocha

O comportamento de rochas é sempre difícil de ser avaliado tanto para previsão da tensão limite última da base como da tensão lateral última. O ensaio de tubulões apoiados em rocha tem custo muito elevado e deste modo as estimativas se baseiam somente nas propriedades de rocha.

A tensão lateral em rocha pode apresentar um comportamento em que a ligação concreto-rocha se rompe quando o fuste atinge sua máxima capacidade. Isto pode ocorrer com recalque bem menor do que o necessário para mobilizar a resistência de base. Por este motivo é prudente considerar ou a parcela devida à base ou a devida ao atrito, mas nunca as duas atuando em conjunto.

a) Resistência Lateral

Várias são as sugestões para estimar a tensão lateral última q_{sf} , em função da resistência à compressão simples da rocha (R_c).

A relação q_{sf} / R_c varia de 0,03 a 0,50 em função da resistência à compressão simples da rocha, conforme a Tabela 8.22.

Tabela 8.22 | Valores de q_{sf} / R_c para rochas

Resistência à Compressão Simples R_c (kPa)	q_{sf} / R_c
350 - 3500	0,30 - 0,50
3500 - 14000	0,10 - 0,30
14000 - 55000	0,03 - 0,10

Reese & O'Neill (1989) apresentam expressões empíricas para q_{sf} em função de R_c :

$$R_c < 2000 \text{ kPa} \quad q_{sf} = 0,15 R_c$$

$$R_c > 2000 \text{ kPa} \quad q_{sf} = 6,7 \sqrt{R_c}$$

Freqüentemente a tensão lateral admissível é estabelecida em função da resistência característica do concreto:

$$q_s \cong (0,03 \text{ a } 0,05) f_{ck}$$

b) Resistência de Base

A tensão última de base de tubulões apoiados em rocha é grandemente afetada pelas descontinuidades. Torna-se também difícil a previsão da tensão última em rocha decomposta, cujo comportamento, no que diz respeito ao apoio do tubulão, se aproxima do de solo argiloso. Assim, em função da sua resistência à compressão simples, o material de apoio será considerado como argila ou como rocha.

Coduto (1994) recomenda os valores limites:

$$R_c < 380 \text{ kPa} \quad \text{Argila}$$

$$380 \text{ kPa} < R_c < 1720 \text{ kPa} \quad \text{Intermediário}$$

$$R_c > 1720 \text{ kPa} \quad \text{Rocha}$$

Para os materiais de comportamento intermediário, sugere-se efetuar as análises como argila ou como rocha e adotar o mais desfavorável ou interpolar entre os dois valores.

Para o caso de apoio em rocha, a tensão admissível pode ser estimada por:

- valores especificados em códigos de fundações
- regras empíricas

Valores Previstos em Códigos de Fundações

A norma brasileira NBR 6122/96 sugere os valores apresentados na Tabela 8.23.

Tabela 8.23 | Valores de tensão admissível para apoio de fundações em rocha (NBR 6122/96)

TIPO DE ROCHA	q_{ba} (kPa)
Rocha sã, maciça sem laminações ou sinal de decomposição	3000
Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas.	1500
Solos granulares concrecionados	1000

Códigos de fundações em uso nos Estados Unidos preconizam valores de tensão admissível, para apoio da base, variáveis entre 1.500 e 10.000 kPa. Valores típicos previstos pela U.S. Navy (1982) são apresentados na Tabela 8.24.

Tabela 8.24 | Valores típicos (U.S. Navy, 1982)

TIPO DE ROCHA	CONSISTÊNCIA	q_{ba} (kPa)
Rochas ígneas e metamórficas: (granito, diorito, basalto, gnaiss, conglomerado totalmente cimentado)	Dura (pequenas fissuras)	6000-10000
Rochas metamórficas foliadas: ardósia e xisto	Medianamente dura (peq. fiss.)	3000-4000
Rochas sedimentares bem cimentadas (folhelhos, siltitos, arenitos, calcários sem cavidades)	Medianamente dura	1500- 2500
Rochas alteradas ou fraturadas de qualquer tipo.	Branda	800 - 1200

Regras Empíricas

Muitos autores preferem adotar a tensão admissível da base como sendo de 1/5 a 1/8 da resistência à compressão simples da rocha

$$q_{b,a} \leq \left(\frac{1}{5} \text{ a } \frac{1}{8}\right) R_{c \text{ rocha}}$$

ou seja

$$q_{b,a} \leq (0,125 \text{ a } 0,200) R_{c \text{ rocha}}$$

Tendo em vista a ocorrência de descontinuidades, Carter & Kulhawy (1988) sugerem o emprego da expressão semi-empírica:

$$q_{b,r} = F_c \cdot C_r \cdot N_{c,r}$$

onde F_c é um fator de correção que leva em conta o espaçamento vertical das descontinuidades (V_d) e o diâmetro da base (D_b):

$$F_c = 0,4 + 0,1 \frac{V_d}{D_b} \leq 1,0$$

Os valores de c e ϕ medidos em laboratório não são afetados pelas descontinuidades. Para levar em conta estas descontinuidades os valores de c e ϕ devem ser corrigidos:

$$- C_r = C_c \cdot c$$

$$RQD \leq 70\% \quad C_c = 0,1$$

$$70\% < RQD < 100\% \quad C_c = 0,1 + \frac{0,5}{30} (RQD - 70)$$

$$RQD = 100\% \quad C_c = 0,6$$

$$- \phi_r = (0,50 - 0,75) \phi$$

O fator de capacidade de carga $N_{c,r}$ leva em conta o valor do ângulo de atrito reduzido e o espaçamento horizontal das descontinuidades (Figura 8.42).

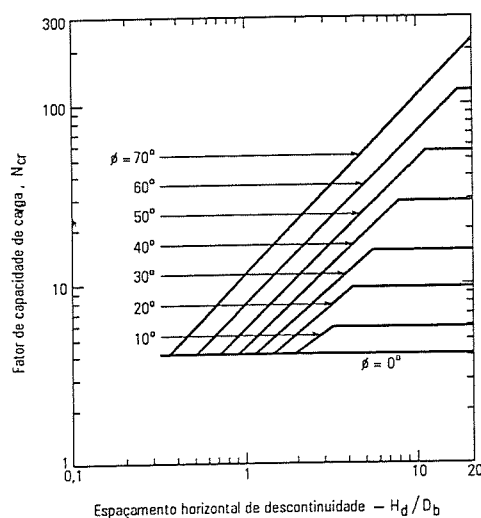


Fig. 8.42 - Fator de capacidade de carga (Carter & Kulhawy, 1988)

É importante observar que se o maciço rochoso de apoio do tubulão é muito resistente, a resistência do concreto pode determinar a capacidade de carga do tubulão. Nestes casos deve-se utilizar uma tensão admissível menor do que 33% da resistência à compressão do concreto.

$$q_{ba} \leq 0,33 f_{ck}$$

8.2.6. Recalques

Geralmente os recalques de tubulões sob a carga de trabalho são baixos (inferiores a 25mm) e perfeitamente aceitáveis para a grande maioria das estruturas. Entretanto, naqueles casos em que a maior parte de capacidade de suporte se deve à base, o recalque pode ser elevado e seu valor deve ser estimado.

Quando se depara com o problema de estimar o recalque de tubulões, a primeira dificuldade que surge é com relação à calibragem dos inúmeros métodos disponíveis, devido à pouca informação encontrada na literatura geotécnica sobre esse tipo de fundação.

Os custos de provas de carga, devido à ordem de grandeza do carregamento necessário, são fatores preponderantes que inibem os profissionais e empresas de realizá-las.

Na literatura nacional, em livros textos ou anais de congressos e outros eventos científicos, encontra-se muito pouca referência sobre o comportamento desse tipo de fundação, sejam resultados de provas de carga ou de medidas de recalque.

Os fatores que interferem na magnitude dos recalques de um tubulão são as cargas aplicadas, as características do solo subjacente à cota de apoio, as características do solo ao longo do fuste e as propriedades elásticas dos materiais utilizados na execução do fuste.

No Brasil há uma certa tradição de se considerar no projeto de tubulões apenas a resistência do solo subjacente à cota de apoio como responsável pelo suporte da carga aplicada no topo, admitindo-se que o atrito, ou adesão ao longo do fuste, seja apenas suficiente para suportar o peso próprio do concreto.

Em determinadas situações esse critério pode ser excessivamente conservador, levando inclusive a uma interpretação errônea do comportamento real do solo subjacente à base, pois o atrito ou adesão estará atuando ao longo do fuste, e com isso reduzindo a parcela de carga na base do tubulão, quer tenha sido considerado ou não no cálculo.

O recalque do topo de um tubulão é dado por duas parcelas distintas: o encurtamento elástico do concreto, funcionando como coluna, e a deformação do solo subjacente à base, devido ao acréscimo de tensões.

A deformação elástica do fuste pode ser calculada pela aplicação da lei de Hooke. É necessário estimar as tensões de atrito e/ou adesão na interface concreto-solo, de tal forma que se possa conhecer o esforço normal ao longo do fuste e da base do tubulão.

Existem na literatura técnica inúmeras formulações, teóricas e empíricas, que permitem uma estimativa dessas tensões ao longo do fuste. Os fatores que interferem no valor dessa tensão são: natureza do solo, histórico de tensões e tempo que o tubulão permanece aberto, entre outros.

Aplicando-se a lei de Hooke a um elemento infinitesimal, de altura dz , e integrando-se ao longo de todo comprimento, obtém-se a deformação total (Δ_c) do elemento de concreto. O módulo de elasticidade do concreto pode ser tomado como o módulo secante e estimado em função do f_{ck} , de acordo com a da NB 6118/78:

$$E_c = 0,9 \cdot 6.600 \cdot (f_{ck} + 3,5 \text{ MPa})^{1/2}$$

$$\Delta_c = \int_0^L \frac{Q_z \cdot dz}{E_c \cdot A_z}$$

Apenas para se ter uma ordem de grandeza, num tubulão de 15 m de comprimento, utilizando-se concreto com $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$, para uma tensão de trabalho de 0,5 MPa e admitindo que 70% da carga do pilar seja resistida pela base, chega-se a um recalque elástico da ordem de 2,5 mm.

Recalque do Solo Subjacente à Base do Tubulão

O solo subjacente à base do tubulão receberá um acréscimo de tensões verticais devido ao apoio da base e mais um acréscimo devido às tensões de atrito, ou adesão ao longo do fuste do tubulão. Quando os tubulões têm base alargada, e esse é o caso mais comum, o cálculo desse último acréscimo se torna trabalhoso, devido à aba ou saliência do concreto, cujas características elásticas são muito diferentes das do solo.

Um método aproximado consiste em calcular o acréscimo de tensões verticais que ocorre no solo que tangencia a parte superior da base, na aba, e considerar a resultante dessas tensões como uma sobrecarga adicional atuando na base do tubulão.

O acréscimo de tensões nas camadas de solo subjacentes à base, até uma profundidade $2D_b$ (região do bulbo de pressões) pode ser calculado pela teoria da elasticidade, levando-se em conta o tipo de solo. O método de Boussinesq é apropriado quando se trata de solo homogêneo, enquanto que o de Westergaard se aplica para os solos estratificados horizontalmente.

a) Solo Argiloso

Quando o solo subjacente à base é um solo com características argilosas, normalmente com elevado grau de saturação, terá que se acrescentar ao recalque imediato o recalque por adensamento primário e o recalque por adensamento secundário.

O recalque imediato pode ser previsto pela teoria da elasticidade, sendo que o "módulo de deformabilidade do solo" deve ser obtido em ensaios laboratoriais, ou estimado por correlações empíricas, como, por exemplo, a partir de resultados de sondagens à percussão ou de penetração contínua.

Stroud (1988) sugere, para argilas pré-adensadas, com índice de plasticidade de 50 a 15%, a correlação:

$$E = (900 \text{ a } 1400) N_{60} \quad (\text{kPa})$$

É importante ressaltar que o módulo E não se apresenta como constante, mas sim grandemente afetado pelo nível de tensões, e assim para uma elevada tensão aplicada estes módulos podem resultar muito diminuídos.

O recalque do topo do tubulão pode ser estimado pelas soluções paramétricas propostas por Poulos & Davis (1980):

$$S = \frac{Q}{E_s D_f} \cdot I$$

$$I = I_o C_k C_b C_h$$

Os valores dos fatores a serem utilizados são encontrados na referência citada e o tubulão deve ser considerado como uma estaca de base alargada.

O recalque do tubulão pode ser estimado pelo recalque sofrido pela base, acrescido da deformação elástica do elemento estrutural.

O recalque da base pode ser avaliado utilizando-se o fator de mobilização da carga de base e considerando-se o recalque necessário para a completa mobilização desta parcela de carga:

$$S_b = D_b K m_b$$

onde K é a relação entre o recalque que provoca a plena mobilização da resistência de base e o diâmetro da base.

A parcela do recalque devido ao adensamento primário (fase de dissipação das sobrepressões neutras surgidas quando da aplicação da sobrecarga ao solo) deve ser estimada por métodos já consagrados na Mecânica dos Solos, encontrados em livros textos, devendo-se fazer correções para o fato de o fluxo d'água em geral ser tridimensional.

Como o acréscimo de tensões verticais, abaixo da cota de apoio, não é constante, como no caso de um aterro extenso, recomenda-se dividir a camada de argila até a profundidade de $2D_b$ em 3 ou mais camadas, dependendo da heterogeneidade do solo, e calcular a variação de espessura de cada camada, cuja soma dará o recalque total, por adensamento primário.

A parcela do recalque de adensamento secundário, devido ao acréscimo de tensões efetivas entre as partículas do solo, pode ser estimada a partir de resultados de ensaios laboratoriais, de longa duração.

b) Solo Arenoso

Quando o solo subjacente à base do tubulão é um solo de características arenosas, com alta permeabilidade, os recalques ocorrem simultaneamente à aplicação da carga, e são chamados de imediatos.

O cálculo pode ser feito dividindo-se o solo subjacente à base até a profundidade de $2D_b$ em 4 ou mais camadas. Utilizando-se formulações obtidas a partir da teoria da elasticidade, calcula-se o acréscimo de tensões verticais, no ponto médio de cada camada, devido à aplicação das tensões ao solo, na base do tubulão.

A variação da espessura de cada camada de solo pode ser estimada pela lei de Hooke, desde que se tenha o "módulo de deformabilidade" de cada camada, a partir de resultados de ensaios de laboratório ou de correlações com parâmetros obtidos em sondagens à percussão ou em ensaios de penetração contínua.

Stroud (1988) propõe as correlações:

$$E = 2500 N_{60} \quad (\text{kPa})$$

para areia pré-adensada, e

$$E = 1000 N_{60} \quad (\text{kPa})$$

para areia normalmente adensada.

Robertson & Campanella (1988) sugerem os valores de E em função da resistência de cone q_c :

$$E = (6 \text{ a } 10) q_c$$

para areias pré-adensadas, e

$$E = (2,5 \text{ a } 6,0) q_c$$

para areias normalmente adensadas.

Na literatura existem inúmeros métodos empíricos que correlacionam o recalque de uma fundação direta com resultados de sondagens, podendo ser citados: Terzaghi & Peck (1948), Meyerhof (1965), Bazaraa (1967), Schmertmann (1970 e 1978), entre outros. Burland & Burbidge (1985) apresentam as seguintes expressões para o cálculo de recalques de fundações diretas:

$$S_b = 1,67 \cdot \frac{q_b D_b^{0,7}}{(\bar{N}_{60})^{1,4}} \quad (\text{mm})$$

para areias normalmente adensadas, e

$$S_b = 0,556 \cdot \frac{q_b D_b^{0,7}}{(\bar{N}_{60})^{1,4}} \quad (\text{mm})$$

para areias pré-adensadas, com D_b (m) e q_b (kPa).

Lobo et al. (1994a e b) apresentam os resultados de medidas de recalques de pilares de edifícios apoiados sobre tubulões, em Bauru-SP. Pela observação da curva carga-recalque desses tubulões, pode-se concluir que as tensões de cisalhamento na interface concreto-solo necessitam de apenas 2 mm, para serem totalmente mobilizadas e que seu valor máximo é da ordem de 30 kPa (areia fina argilosa, com SPT linearmente crescente, variando de 3 a aproximadamente 15). Para esses autores, o recalque total pode ser estimado pelo método modificado de Meyerhof (1965), avaliando-se a parcela de carga resistida pelo fuste, desprezando-se a região da base. A diferença entre a carga vertical aplicada ao tubulão e a resistida pelo fuste dá a carga resultante na base. Não tem sido considerado o peso próprio do tubulão, nem o acréscimo de tensões no solo subjacente à base, devido às tensões de cisalhamento ao longo do fuste.

O recalque total do tubulão é estimado, de forma simplificada, pelo recalque obtido pelo método modificado de Meyerhof (1965) acrescido de 2 mm, que é o valor do recalque necessário para mobilização do atrito ou adesão lateral, nos solos daquela região. Não tem sido considerado o valor da deformação elástica do concreto.

Para $D_b \leq 1,20$ m, tem-se o recalque:

$$S_b = \frac{\sigma_b}{\bar{N}_{60}} \quad (\text{mm})$$

onde:

- σ_b é a pressão aplicada ao solo pela base, em kPa
- \bar{N}_{60} é o valor médio do SPT, da base até $2D_b$

abaixo

Para $D_b > 1,20$ m, tem-se:

$$S_b = \frac{\sigma_b}{0,64 \cdot \overline{N}_{60}} \cdot \left[\frac{D_b}{D_b + 0,30m} \right]^2 \quad (\text{mm})$$

Lembra-se que \overline{N}_{60} é o valor médio do SPT para os padrões americanos dos equipamentos de sondagens, onde se tem uma eficiência menor do que a usual no Brasil. Deste modo, o número de golpes obtido no Brasil resulta menor e portanto a fórmula necessita de correção.

8.2.7. Esforços de Tração

Em projetos de fundações não é rara a necessidade da determinação da capacidade de carga à tração. O caso mais comum de fundações tracionadas ocorre nas torres de linhas de transmissão. O esforço de tração nas fundações desse tipo de estrutura é proveniente de várias ações, entre as quais o vento na própria torre e principalmente nos cabos, e também eventuais rupturas de cabos.

Há vários métodos de cálculo para se avaliar a resistência à tração de fundações. Uma descrição completa desses métodos pode ser encontrada na monografia de Campelo (1995) ou nas dissertações de mestrado de Danziger (1983), Orlando (1985), Matos (1989) e Campelo (1994), ou na tese de doutoramento de Carvalho (1991).

A seguir será apresentado um resumo dos métodos de capacidade de carga à tração mais utilizados na prática de fundações no Brasil.

Métodos de Cálculo

O método mais antigo e mais difundido é o do tronco de cone, que considera a resistência à tração como sendo o peso próprio da fundação acrescido do peso do solo contido num tronco de cone cuja base menor é a base da fundação e que se abre até encontrar a superfície do terreno, com a geratriz formando um ângulo α com a vertical, conforme mostra a Figura 8.43, para tubulão com e sem base alargada.

Essa superfície tronco-cônica não pretende representar a superfície de ruptura, e o ângulo α é um valor empírico, que depende das características do solo e da fundação, e que diminui com o aumento da profundidade relativa D/B , onde D é a profundidade e B a largura da fundação. Há recomendações práticas para se adotar o valor de α entre 10° e 15° , para solos fofos ou pouco consistentes, ou de 20° a 25° , para solos compactos ou consistentes (Paladino, 1985).

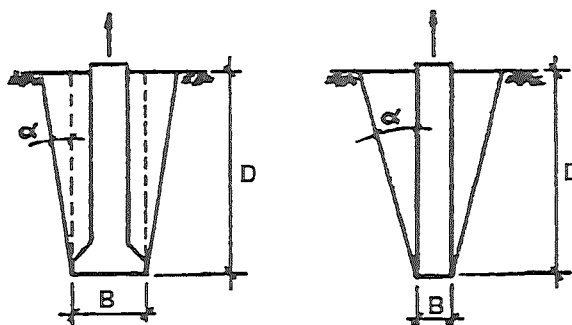


Fig. 8.43 - Tronco de cone (tubulão com e sem base alargada)

Outro método existente é o do cilindro de atrito, que supõe uma superfície de ruptura cilíndrica, com base e altura iguais às da fundação, conforme mostra a Figura 8.44, para tubulão com e sem base alargada.

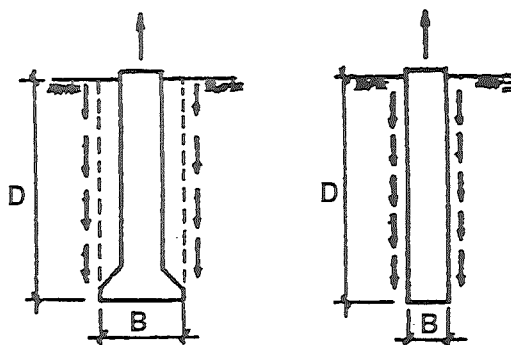


Fig. 8.44 - Cilindro de atrito (tubulão com e sem base alargada)

As tensões de atrito ou de adesão ao longo da superfície cilíndrica produzem um esforço resistente, que somado ao peso da fundação e do solo contido no cilindro (se tubulão com base alargada) resulta na capacidade de carga à tração. No caso de tubulões sem base alargada, esse método utiliza a teoria da resistência lateral para capacidade de carga de estacas. Além das dificuldades existentes na utilização dessa teoria, há de se introduzir uma redução do atrito lateral na tração, porque a fundação tracionada aplica tensões verticais ao solo no sentido contrário às tensões verticais efetivas devidas ao peso do solo.

Antigamente se considerava que o atrito lateral na fundação tracionada era o mesmo da fundação comprimida, mas a tendência atual é considerar uma redução de 30 a 45%.

Balla (1961) propõe um método para fundações pouco profundas, com relação $D/B < 4$, em que se supõe uma superfície com geratriz circular que se abre a partir da base em direção à superfície do terreno, considerando a tensão de cisalhamento nessa superfície, conforme mostra a Figura 8.45.

O autor deduz uma expressão para a componente vertical da resistência ao cisalhamento do

solo na superfície de ruptura, que deve ser somada ao peso do solo contido na massa rompida e ao peso da fundação. Essa expressão e os âbacos necessários para a sua utilização são encontrados na referência já citada.

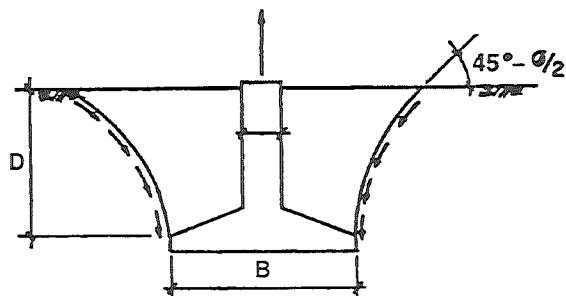


Fig. 8.45 - Superfície de ruptura do Método de Balla (1961)

Métodos mais modernos enfocam o problema de uma maneira mais completa, distinguindo-se comportamentos diferentes para fundações rasas e profundas e de acordo com o tipo de solo. Um deles é o método de Meyerhof & Adams (1968).

A principal inovação deste método é que para fundações profundas não se considera que a superfície de ruptura atinge a superfície do terreno, mas que é limitada por uma altura H , menor que a profundidade D da fundação. Na cota correspondente ao final da superfície de ruptura atuaria a sobrecarga equivalente ao peso próprio da camada de solo não rompida, conforme indica a Figura 8.46.

No desenvolvimento do método, é utilizado o parâmetro K_u , denominado coeficiente nominal do empuxo de terra à tração. Valores de K_u e da altura H são encontrados na referência citada, em função do ângulo de atrito interno do solo.

Mas o método mais aprimorado para a previsão da capacidade de carga à tração é o desenvolvido na Universidade de Grenoble em uma série de trabalhos teóricos e experimentais, cuja divulgação se deve principalmente a Biarez & Barraud (1968).

No caso de tubulões sem base alargada, o chamado método de Grenoble admite uma superfície de ruptura tronco-cônica, cuja geratriz forma um ângulo λ com a vertical. Com base em uma grande série de provas de carga, em fundações com

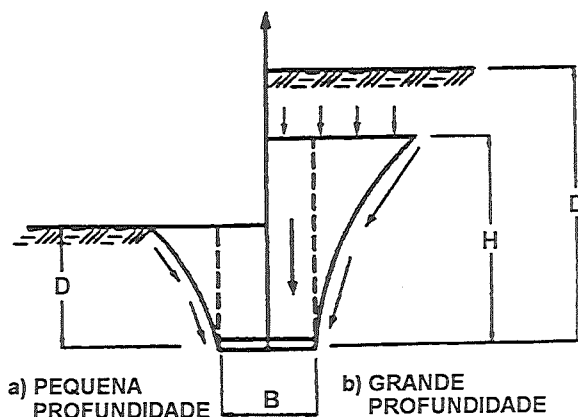


Fig. 8.46 - Superfícies de ruptura do método de Meyerhof & Adams (1968)

D/B variando de 4 a 10, os autores sugerem adotar $\lambda = -\phi / 8$, sendo ϕ o ângulo de atrito interno do solo (o sinal negativo indica que a geratriz se afasta em relação ao eixo vertical da fundação).

No caso de tubulões com base alargada, pode haver dois tipos de ruptura: a) generalizada, com superfície tronco-cônica que atinge a superfície do terreno, para a qual sugerem adotar $\lambda = -\phi$, $\lambda = -\phi/4$ ou $\lambda = +\pi/16$ (Figura 8.47), dependendo do tipo de solo; b) localizada, ao redor da base, quando a fundação ultrapassa uma profundidade crítica, havendo as contribuições da base (cálculo pelo método dos círculos de cisalhamento localizado) e do fuste (cálculo semelhante ao do tubulão sem base alargada).

Os detalhes do método de Grenoble, as expressões de capacidade de carga à tração para os diferentes casos, os valores de profundidade crítica e os âbacos para obtenção dos chamados coeficientes adimensionais de resistência ao arrancamento podem ser consultados na dissertação de Orlando (1985).

Comparação com Provas de Carga

Duas dissertações de mestrado brasileiras apresentam resultados de provas de carga à tração em tubulões e as respectivas análises comparativas com os métodos de previsão da capacidade de carga à tração.

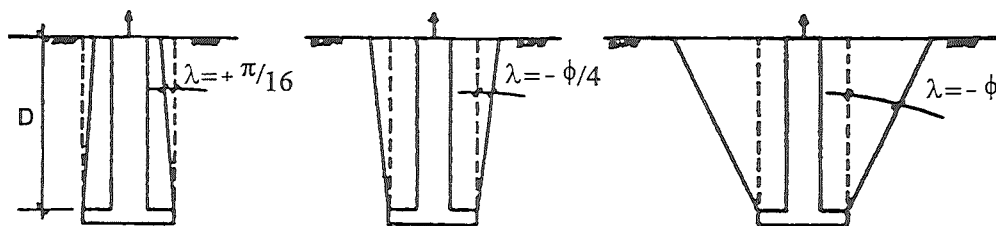


Fig. 8.47 - Superfícies de ruptura do Método de Grenoble para tubulões pouco profundos em três tipos de solo

a) Solo Residual

Danziger (1983) discute os resultados das provas de carga realizadas para o estudo das fundações das torres de Linha de Transmissão Adrianópolis - Grajaú, da Light - Serviços de Eletricidade S.A. - Rio de Janeiro, cujos esforços nas fundações atingiriam cargas de tração de até 2000 kN.

O local escolhido para a realização das provas de carga foi um platô, obtido por terraplenagem de um topo de colina, próximo a Adrianópolis-RJ. O terreno é constituído por solo residual, resultante de alteração de gnaisse. Para a caracterização geotécnica do local foram realizados ensaios de penetração estática e dinâmica e ensaios de laboratório em amostras deformadas e indeformadas, cujos resultados são apresentados em detalhes pelo autor.

Foram ensaiados seis tubulões, com diâmetro do fuste de 0,70 ou 0,80 m e base apoiada à profundidade variável de 4 a 8 m. Três tubulões tinham a base alargada, com diâmetro de 1,70 ou 1,80 m.

A carga de ruptura à tração obtida nas provas de carga variou de 455 a 1510 kN nos tubulões sem base alargada, e de 1060 a 3445 kN nos tubulões com base alargada. Esses resultados parecem indicar que “o alargamento da base contribui sensivelmente para o aumento da capacidade de carga à tração dos tubulões, pois a existência da base alargada praticamente dobra a capacidade de carga”.

Quanto aos deslocamentos (ou levantamentos) medidos dos tubulões, foram muito pequenos. Por exemplo, para a carga de tração correspondente à metade da carga de ruptura, os deslocamentos variaram de 0,3 a 1,3 mm nos tubulões sem base alargada e de 1,8 a 2,9 mm nos tubulões com base alargada. Portanto, “aquelas fundações podem ser projetadas sem a preocupação de verificações quanto a deslocamentos”.

A comparação da carga de ruptura dos tubulões obtida nos ensaios à tração, com os diversos métodos de cálculo resultou nas seguintes conclusões:

- Método do Tronco de Cone:

Os valores de α variaram de 17° a 26°. O autor faz também uma análise dos erros cometidos com o emprego de α variando de 15° a 30°: o erro máximo seria de 51% contra a economia, para $\alpha = 15^\circ$, e de 178% contra a segurança, para $\alpha = 30^\circ$.

- Método do Cilindro de Atrito:

Os valores de adesão variaram de 30 a 39 kPa nos tubulões com base alargada e de 43 a 79 kPa nos tubulões sem base alargada. Para referência, citam-se os parâmetros geotécnicos médios: $c = 21$ kPa e $\phi = 29^\circ$, e $c = 29$ kPa e $\phi = 27^\circ$, respectivamente.

- Método de Meyerhof & Adams:

Os valores da carga de ruptura resultaram conservadores para os tubulões sem base alargada, com erros de 10 a 58%, mas contra a segurança para os tubulões com base alargada, com erros de 48 a 65%. O modelo de cálculo de placas de Meyerhof & Adams seria inadequado para o caso de tubulões.

- Método de Grenoble:

Para $\lambda = -\phi/8$ (sugestão original do método), a carga de ruptura apresentou valores desde conservadores (erro de 18%) a contra a segurança (erro de 28%), para os tubulões sem base alargada, mas valores sempre contra a segurança (erros de 15 a 41%) para os tubulões de base alargada.

Para $\lambda = 0^\circ$ (adaptação ao método), a carga de ruptura resultou sempre conservadora (erro de 12 a 43%) para tubulões sem base alargada, mas a estimativa foi excelente para os tubulões com base alargada (erro de 2%, ora a favor, ora contra a segurança). Portanto, a adoção de $\lambda = 0^\circ$, baseada na observação da superfície de ruptura de alguns tubulões, parece conduzir a melhores resultados.

b) Areia Porosa

Orlando (1985) analisa os resultados obtidos numa série de provas de carga à tração em tubulões, realizadas na cidade de Bauru-SP, para projeto de torres de linha de transmissão.

Representativo de uma grande área de interior do Estado de São Paulo, o solo é constituído por areia porosa fina e média, pouco argilosa, avermelhada, fofa a medianamente compacta. De amostras retiradas até 8 m de profundidade resultaram os valores médios de teor de umidade de 8% e grau de saturação de 27%. Os ensaios de resistência definiram a coesão de 5 kPa e o ângulo de atrito interno de 28°.

Foram ensaiados nove tubulões, sendo três sem base alargada e seis com base alargada, com profundidade de 4 a 8 m, diâmetro do fuste de 0,50 a 1,20 m e diâmetro da base alargada de 1,35 a 1,65 m.

As provas de carga foram do tipo rápido, com estágios de 5 minutos. Para os tubulões sem base alargada a carga de ruptura ficou bem definida, com valores de 250 a 760 kN. Para os tubulões com base alargada não houve definição nítida da ruptura, havendo necessidade da utilização do critério de Van der Veen, com o qual foram obtidos valores de 390 a 1100 kN. É interessante observar que para a metade da carga de ruptura os deslocamentos não ultrapassaram 1,0 mm.

A análise dos resultados experimentais, utilizando os diversos métodos de previsão da carga de ruptura à tração, fornece as seguintes conclusões:

Método do Tronco de Cone:

Para os tubulões sem base alargada, o ângulo α variou de 16 a 11°, diminuindo com o aumento da profundidade relativa D/B (de 5 a 12). Para os tubulões com base alargada, α variou de 17 a 10°, para D/B de 2,4 a 4,8.

Método do Cilindro de Atrito:

Para os tubulões sem base alargada, a tensão cisalhante média ao longo do fuste, descontado o peso próprio, resultou de 25 a 35 kPa, e o coeficiente de empuxo horizontal na tração variou de 0,9 a 1,2 (valor médio 1,0) ou de 0,7 a 0,9 (valor médio 0,8), com ou sem a correção de Berezantzev para a tensão vertical efetiva, respectivamente. Para os tubulões com base alargada, a tensão de cisalhamento média ao longo do cilindro de atrito resultou de 11 a 29 kPa e o coeficiente de empuxo variou de 0,4 a 0,9 (valor médio 0,6).

Método de Meyerhof & Adams:

Em todos os casos este método resultou contra a segurança, fornecendo resultados de 28 a 46% maiores que os experimentais, nos tubulões sem base alargada, e até 100% maiores nos tubulões com base alargada.

Método de Balla:

Utilizado apenas para os tubulões com base alargada, o método conduziu a valores de capacidade de carga à tração cerca de 150% maiores que os experimentais.

Método de Grenoble:

A sugestão original de superfície de ruptura tronco-cônica, com ângulo $\lambda = -\phi/8$, implicou resultados geralmente maiores que os experimentais: 12 a 56% (tubulões sem base alargada) e 15 a 28% ou -1 a 20% (tubulões com base alargada) para ruptura generalizada ou localizada, respectivamente.

A adoção de superfície de ruptura no contato solo-fuste ($\lambda = 0^\circ$) torna os resultados teóricos mais próximos dos experimentais e geralmente a favor da segurança: -1 a -12% (sem base alargada) e -15 a +9% (com base alargada e ruptura localizada).

8.2.8. Cargas Horizontais e Momentos

Há muitos problemas importantes que necessitam do cálculo de fundações solicitadas por cargas horizontais. São os casos, por exemplo, de fundações de pontes e edifícios altos, estruturas "off-shore" e de arrimo etc.

Essas forças horizontais podem ser causadas por vento, ondas marítimas, empuxos de terra e, em alguns casos, atuam simultaneamente, como nos pilares de pontes que são solicitados pela ação do vento, do fluxo da água e da frenagem dos veícu-

los sobre o tabuleiro. Em regiões sujeitas a sismos, as fundações são submetidas também a forças horizontais resultantes dos abalos e, por isso, os códigos de construção de tais áreas geralmente especificam que as fundações devem ter a capacidade de resistir a uma força horizontal equivalente a 10% da carga vertical.

No projeto de uma fundação submetida a um carregamento horizontal é preciso calcular os deslocamentos e obter os diagramas de momento fletor e esforço cortante. Esse cálculo, de modo exato, envolve a resolução de um problema tridimensional complexo, mesmo nos casos mais particulares. Daí o surgimento e o uso generalizado de métodos de cálculo baseados em hipóteses simplificadoras, como é o caso dos métodos da teoria de reação horizontal do solo.

Esta teoria tem como hipótese básica a consideração de que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal (y), semelhante à hipótese de Winkler para o problema da viga sobre apoio elástico. Na notação mais moderna, o coeficiente K que caracteriza a proporcionalidade entre reação e deslocamento é denominado módulo de reação horizontal do solo:

$$K = \frac{p}{y}$$

onde p tem unidade de força por comprimento da fundação e, portanto, K tem a mesma dimensão do módulo de Young. A principal vantagem dessa notação é que o valor de K não depende do diâmetro da fundação.

Com a introdução dessa hipótese, pode-se escrever a equação diferencial que rege o problema da fundação carregada horizontalmente:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Ky = 0$$

onde EI representa a rigidez à flexão da estaca e z a profundidade, a partir da superfície do terreno.

Esta equação diferencial tem solução analítica apenas para o caso particular de se considerar K constante com a profundidade. Para outros casos, os métodos de cálculo utilizam diferentes técnicas de resolução numérica desta equação.

Módulo de Reação Horizontal

O valor do módulo K e a sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do solo.

Para argilas pré-adensadas, em que o módulo de deformabilidade é praticamente independente da profundidade, pode-se admitir K constante com z :

$$K = \frac{p}{y} = \text{constante}$$

Segundo Terzaghi (1955), o valor de K, a ser adotado em projeto, é proporcional à resistência à compressão simples (q_u) da argila. Convertendo os valores de Terzaghi para a notação e unidades atuais, obtêm-se os valores para o módulo de reação horizontal do solo apresentados na Tabela 8.25.

Tabela 8.25 | Valores de K para Argila Pré-Adensada (Adaptados de Terzaghi, 1955)

Consistência da Argila	q_u (MPa)	K (MPa)
Rija	0,10 - 0,20	5
Muito Rija	0,20 - 0,40	10
Dura	> 0,40	20

Outros autores propõem valores de K em função da coesão não drenada (c_u) ou do módulo de deformabilidade (E_s) da argila, do tipo:

$$K = 67 c_u \quad (\text{Davisson, 1970})$$

e

$$K = 0,5 E_s \quad (\text{Castro, 1978})$$

Para areias puras ou argilas moles, o módulo de deformabilidade cresce de uma maneira aproximadamente linear com a profundidade e, então, pode-se admitir que K aumenta na proporção direta com z:

$$K = \frac{p}{y} = n_h z$$

onde o coeficiente angular dessa reta, n_h , é denominado coeficiente de reação horizontal do solo, com unidades de FL⁻³.

Na Tabela 8.26 são apresentados os valores de n_h propostos por Terzaghi (1955), em função da compactidade da areia, distinguindo-se os casos de areia seca (ou úmida) e areia saturada. Para argilas moles, n_h pode ser adotado igual a 0,8 MN/m³.

Tabela 8.26 | Valores de n_h (MN/m³) para Areia (Terzaghi, 1955)

Compactidade da Areia	Areia Seca (ou Úmida)	Areia Saturada
Fofa	2,5	1,5
Medianamente Compacta	7,0	4,5
Compacta	18,0	11,0

Muitos autores têm pesquisado outras funções matemáticas para representar melhor a variação do módulo de reação K com a profundidade. Para fins práticos, entretanto, “refinamentos e sofisticada-

ção na função $K = K(z)$ não são justificáveis porque os erros nos resultados dos cálculos são pequenos comparados com aqueles envolvidos na estimativa do valor numérico do módulo de reação” (Terzaghi, 1955). Realmente, “resultados satisfatórios podem ser obtidos para a maioria dos casos práticos com formas simples de variação do módulo de reação com a profundidade” (Matlock & Reese, 1960).

Outro ponto em que os pesquisadores concordam plenamente reside na importância do valor do módulo próximo à superfície do terreno. Matlock & Reese (1960) consideram que, para areias, os valores de K na camada superficial que vai até a profundidade relativa $z / T = 1,0$ dominam claramente o comportamento da fundação. Segundo Broms (1965), os deslocamentos na superfície, para argilas, dependem do valor do módulo de reação dentro de uma profundidade crítica de 1,4 R e de 2,8 R para fundações livres e engastadas, respectivamente. Portanto, as investigações para determinar ou adotar K devem ser feitas principalmente até esta profundidade.

T e R, mencionados no parágrafo anterior, são os chamados fatores de rigidez relativa para os casos de areia e argila, respectivamente. Representam uma relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da fundação e são definidos pelas expressões:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad \text{e} \quad R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}}$$

Portanto, T e R têm unidades de comprimento.

Efeito do Comprimento da Fundação

As fundações carregadas horizontalmente podem ser classificadas em flexíveis ou rígidas em função do comprimento relativo D/T ou D/R, para areias e argilas, respectivamente:

D/T ou D/R ≥ 4	flexível (ou longa)
D/T ou D/R = 2 - 4	intermediária
D/T ou D/R ≤ 2	rígida (ou curta)

Esta classificação é importante porque o comportamento da fundação é influenciado pela rigidez em consideração. Assim, uma fundação rígida tem os deslocamentos devidos essencialmente a uma rotação de corpo rígido, enquanto numa fundação flexível os deslocamentos são devidos à flexão.

Além disso, todas as fundações flexíveis podem ser analisadas como infinitamente longas, pois as soluções para D/T = 4 são essencialmente as mesmas para D/T = 5, 10 e infinito. Esta constatação simplifica o problema porque apenas um conjunto de soluções (D/T = 4, por exemplo) é aplicável a todos os casos de fundação flexível (em areia).

Os principais métodos de análise do comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal, que utilizam a teoria de reação horizontal do solo, são: Matlock & Reese (1961), U.S. Navy (1962), Broms (1965), Davisson & Robinson (1965) e Werner (1970). As formulações, ábacos e tabelas desses métodos podem ser encontrados nas monografias de Velloso (1973) e Cintra (1982) ou na compilação de Velloso (1982). A seguir será apresentada uma síntese desses métodos, todos desenvolvidos originalmente para estacas.

a) Método de Matlock & Reese (1961)

Para uma fundação flexível ou longa ($D/T \geq 4$), em areia, submetida a uma força horizontal e/ou um momento fletor, na superfície do terreno, o método fornece os diagramas com a profundidade do deslocamento horizontal, rotação, momento fletor, esforço cortante e reação do solo, no padrão da Figura 8.48.

b) Método U.S. Navy (1962)

É mais geral que o método anterior, pois além do caso de fundação com cabeça livre (ou condição articulada), este método considera duas outras condições de vinculação: cabeça engastada na superfície do terreno ou acima da superfície, além de considerar cinco casos de rigidez: $D/T = 2, 3, 4, 5$ e 10 .

O método é válido para solos arenosos e argilas normalmente adensadas, mas também pode ser aplicado ao caso de argilas pré-adensadas, através de um artifício de conversão do módulo de reação.

O autor discute os modos de ruptura e propõe os diagramas de distribuição da reação do solo, com a profundidade, para areias e argilas, considerando-se os casos de fundações curtas e longas, com a cabeça engastada ou não.

Mas a principal característica do método é que, antes de tudo, trata-se de um método de verificação da capacidade de carga. Como procedimento de projeto, sempre devem ser feitas duas verificações:

- a resistência à flexão da seção da estaca deve ser maior que o momento fletor de ruptura calculado pelo método;
- o comprimento da fundação deve ser superior ao valor mínimo, calculado pelo método.

Feitas as verificações, o método fornece apenas o valor do deslocamento horizontal da fundação na superfície do terreno, para areia e argila, com cabeça engastada ou não.

d) Método de Davisson & Robinson (1965)

Preferido pelos engenheiros de estruturas, este método utiliza o conceito de fundação equivalente engastada numa certa profundidade abaixo da superfície. Válido para fundações longas (D/R ou $D/T \geq 4$), o método propõe como profundidade de engastamento os valores de $1,50 R$ (para argilas) e $1,80 T$ (para areias).

A utilização deste procedimento de cálculo leva a deslocamentos e esforços solicitantes na cabeça da estaca muito próximos dos valores exatos. Mas o momento fletor na base do engastamento será bem maior do que os valores reais que ocorrem ao longo da parte enterrada da fundação.

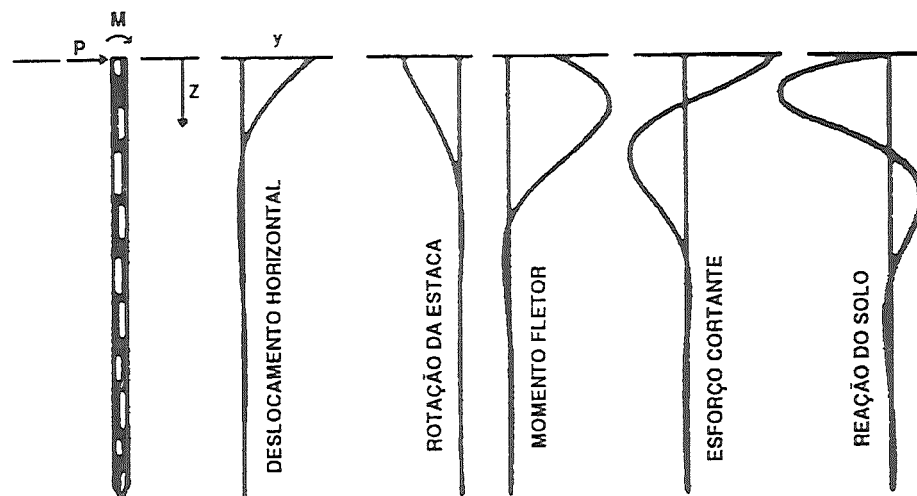


Fig. 8.48 - Diagramas fornecidos pelo Método de Matlock & Reese (1961)

e) Método de Werner (1970)

O método considera cinco diagramas de módulo de reação com a profundidade, com três variações entre a função linear e módulo constante.

A fundação é considerada curta ou longa, com a cabeça não engastada, mas com a base livre ou indeslocável (apoiada em rocha).

Este método também faz a verificação dos esforços atuantes no solo, impondo que, na superfície do terreno, a grandeza e a variação da tensão lateral não ultrapassem os valores admissíveis.

Tubulão com Base Alargada

Para tubulões curtos ($D/T \leq 4$), é muito utilizado o chamado método russo, proposto para estacas rígidas, mas adaptado pelo Eng^o. Paulo Faria para o caso de tubulões circulares com base alargada (Velloso, 1978). Essa adaptação pode ser consultada no livro de Alonso (1989), de onde se reproduz a Figura 8.49. A originalidade deste método é que são consideradas as reações verticais do solo sob a base do tubulão. "Entretanto, uma análise mais apurada das equações mostra que os deslocamentos independem do diâmetro do fuste do tubulão, o que não é verdade. Tal fato se deve à premissa da largura unitária adotada no desenvolvimento do método." (Ricci, 1995).

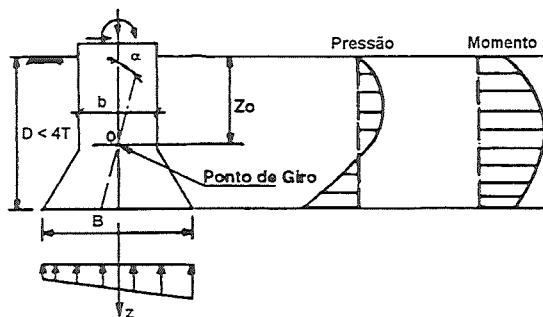


Fig. 8.49 - Método russo adaptado para tubulões curtos (Alonso, 1989)

Um método específico para tubulões com base alargada foi proposto por Botelho (1986), cujo artigo passa a ser resumido a seguir.

Os métodos disponíveis para análise de um tubulão carregado horizontalmente obrigam a uma opção: ou se considera a flexão do tubulão mas não se leva em conta o efeito da base (como se fosse estaca flutuante), ou se admite que o tubulão seja totalmente rígido, o que no caso de tubulões mais longos pode introduzir erros significativos.

Os métodos apresentados não permitem a consideração da base dos tubulões, como também pressupõem o terreno homogêneo, com o módulo de reação geralmente constante ou linearmente crescente com a profundidade. Tratando-se de tubulão apoiado ou engastado em rocha ou atra-

vessando solos sedimentares mas com grande embutimento em solos residuais compactos, os modelos tornam-se inadequados.

Nesse sentido, os modelos que admitem o tubulão como rígido tendem a ser mais convenientes, uma vez que permitem, em alguns casos, a consideração de modelos de solo um pouco mais complexos. Tratando-se de tubulões a ar comprimido, ou seja, de peças armadas cujo diâmetro mínimo é de 1,00 ou 1,20 m, a rigidez tende a ser grande, pelo que os erros decorrentes do emprego desses métodos tendem a ser menores, salvo quando os tubulões são muito longos. De um modo geral, excluídos os terrenos muito pouco consistentes, a partir de profundidades correspondentes a sete diâmetros, o efeito da flexão começa a ser significativo.

O método desenvolvido por Botelho (1986) está apresentado na forma de um programa em Basic, que inclui as seguintes condições optativas:

- tubulão ou estaca com topo livre ou engastado;
- considera ou não o efeito da base alargada;
- módulo de reação horizontal do solo constante, linearmente crescente ou ainda arbitrariamente variável com a profundidade.

O programa fornece os valores dos deslocamentos para cada um dos pontos reais do tubulão, os valores do momento fletor, ponto a ponto, e das forças cortantes.

Da análise feita pelo autor, "fica patente que a não consideração do efeito da base e do seu alargamento conduz a uma violenta diferença nos deslocamentos do topo do tubulão, a favor da segurança, mas introduz também uma variação mais significativa nos momentos na base do tubulão, nesse caso contra a segurança. A conclusão é que a análise de tubulões sem consideração de suas condições de base não tem qualquer aproximação com a realidade e não deve, em nenhum caso, ser empregada no projeto de tubulões, ainda que sem base alargada mas com o trecho final embutido em rocha ou terreno muito mais resistente que o do trecho superior".

"Analisando a variação do deslocamento do topo do tubulão com o seu comprimento total, bem como o efeito do alargamento da base, fica claro que o aprofundamento do tubulão e o alargamento da base são duas alternativas válidas para reduzir o deslocamento no topo do tubulão, cabendo fazer a escolha entre ambas em função das características do terreno abaixo da base preliminarmente fixada."

Entre outras, Botelho (1986) faz a seguinte recomendação para projeto:

"Tratando-se de tubulão ou estaca com comprimento inferior a oito diâmetros, podem ser empregados métodos de cálculo que não levem em conta a flexão da fundação, desde que permitam uma razoável representação do terreno. Para esta-

cas flutuantes ou, pelo menos, com mais de 70 a 80% de sua carga vertical suportada por atrito, podem ser empregados métodos de cálculo que levem em conta a flexão da fundação mas ignorem a participação da base. Para estacas com contribuição importante da ponta ou tubulões com mais de oito diâmetros ou, embora com menor comprimento, em terrenos muito heterogêneos que não possam ser representados adequadamente nos métodos de cálculo mais simplificados que admitem o tubulão ou estaca como infinitamente rígidos, é que se sugere o método proposto."

Comparação com Provas de Carga

Na literatura geotécnica brasileira há dois relatos de provas de carga horizontal em tubulões: os artigos de Rémy et al. (1979) e de Massad et al. (1981).

Rémy et al. (1979) apresentam a análise de uma prova de carga horizontal realizada no Porto de Sepetiba, em dois tubulões de 1,80 m de diâmetro, cada um servindo de reação para o outro. Os tubulões foram instrumentados apenas com um tubo de inclinômetro no fuste, não tinham base alargada, e atingiam mais de 40 m de profundidade.

No local dos tubulões ensaiados, a lâmina d'água é de 20,70 m e a camada superficial, de 6,90 m de espessura, é constituída por argila orgânica muito mole com resistência à penetração nula e, por isso, não foi considerada na análise. Abaixo desta camada encontra-se uma areia fina a média, siltosa, pouco a medianamente compacta, de 12 m de espessura.

A prova de carga, realizada em estágios de 50 kN, atingiu a carga máxima de 200 kN. Os deslocamentos da cabeça dos tubulões foram medidos topograficamente e ainda calculados a partir das leituras dos inclinômetros.

Da retroanálise dos resultados experimentais obtidos, os autores determinaram o módulo de reação horizontal do solo saturado para duas hipóteses de sua variação com a profundidade: $K = 9 \text{ MPa}$ (distribuição retangular), e $n_1 = 5,2 \text{ MN/m}^3$ (distribuição triangular), que são valores superiores aos propostos por Terzaghi (1955), para solos não muito resistentes. Vários autores que analisaram provas de carga horizontal em estacas também chegaram à conclusão de que os valores de Terzaghi são conservadores.

Os momentos fletores não puderam ser obtidos experimentalmente, mas foram calculados para ambas as distribuições do módulo e para diferentes valores do módulo. Devido à pequena variação do momento máximo em função do valor do módulo, os autores concluem que os momentos podem ser calculados a partir de uma estimativa grosseira do módulo.

Os autores também determinaram a profundidade de engastamento fictício em que o

momento fletor coincide com o momento fletor máximo do tubulão real: cerca de 3 m para distribuição triangular e de 1 m para distribuição retangular do módulo de reação com a profundidade.

Massad et al. (1981) interpretam os resultados de uma prova de carga cíclica e outra complementar, realizadas em dois tubulões (um reagindo contra o outro), quando da ampliação da Estação de Tratamento de Água no Alto da Boa Vista, na cidade de São Paulo.

A região onde se localizava a obra é caracterizada pela presença de uma camada de 2,70 m de espessura de argila porosa vermelha (solo laterítico), sobreposta às camadas variegadas de argila e areia do sedimento terciário de São Paulo.

Estes tubulões tinham 0,70 m de diâmetro de fuste, 1,35 m de diâmetro da base e 9,00 m de comprimento. As cargas de projeto eram 620 kN à solicitação vertical e 140 kN à horizontal.

Os tubulões foram instrumentados com tubos de inclinômetro, com o objetivo de observar a sua linha elástica. Defletômetros foram utilizados para a medida dos deslocamentos da cabeça dos tubulões.

O ensaio cíclico foi realizado em sete ciclos com cargas crescentes, atingindo a carga máxima de 280 kN. Posteriormente, numa prova complementar, atingiu-se 340 kN.

As curvas de deslocamento obtidas experimentalmente foram comparadas com as curvas p-y de Reese & Welch (1975):

$$\frac{P}{P_u} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^n$$

onde n é igual a $1/3$ para solos moles e $1/4$ para solos rijos, p_u é a resistência do solo e y_{50} o deslocamento horizontal correspondente a 50% desta resistência, o qual é dado pela expressão:

$$y_{50} = 2,5 B \epsilon_{50}$$

onde B é o diâmetro do tubulão e ϵ_{50} a deformação específica para 50% da resistência mobilizada.

A retroanálise forneceu valores de ϵ_{50} variando de 0,001, para cargas baixas, até 0,005, para cargas elevadas. Como aos solos moles costuma-se associar um ϵ_{50} de 0,02, conclui-se que as argilas porosas vermelhas, apesar de possuírem consistência mole, comportam-se como solos rijos a muito rijos quando solicitadas horizontalmente.

Verificação aos Esforços Horizontais

Ao ser solicitado por um esforço horizontal, o tubulão transmite tensões laterais ao solo, que podem ser determinadas por um dos métodos apresentados.

Obtidas as tensões atuantes, elas devem ser verificadas se são compatíveis com as resistidas pelo solo. Além das maneiras já mencionadas para efetuar essa verificação (Broms, 1965 e Werner, 1970), pode-se utilizar a proposição de Sherif (1974), para determinar o coeficiente de segurança contra a ruptura do solo.

O método define o coeficiente de segurança através de uma relação de áreas, entre a área formada pela distribuição da resistência do solo e a área constituída pela distribuição da tensão de contato solo-fundação. A resistência do solo é obtida pela diferença entre o empuxo passivo e o empuxo ativo, havendo uma zona de transição ao redor da profundidade em que ocorre o deslocamento nulo. Os detalhes de aplicação podem ser consultados na dissertação de mestrado de Ricci (1995). Na verdade, Sherif (1974) propõe não só um método de verificação, mas um método de cálculo de fundação submetida a carregamento horizontal, tanto no topo como na base, utilizando 13 variações do módulo de reação do solo com a profundidade.

Variação da Rigidez Flexional

Os métodos de cálculo apresentados consideram um rigidez flexional (EI) constante da fundação. Mas o concreto armado pode sofrer intensa fissuração, dependendo da magnitude das solicitações a que é submetido, com conseqüente majoração das deformações. Nas fundações em concreto armado ocorre esse fenômeno, influenciando o seu comportamento (deslocamentos, rotações, momentos fletores, forças cortantes e reações do solo).

Este tema, para estacas, foi abordado na dissertação de mestrado de Ricci (1995). “A principal conclusão da pesquisa foi que a variação da rigidez flexional de estacas longas de concreto armado, decorrente da fissuração, realmente exerce influência significativa sobre o seu comportamento. Essa influência é bastante acentuada enquanto não ocorre a plastificação do solo. A partir daí, a participação do solo no comportamento da estaca ganha em importância à medida que aumentam as solicitações. Os níveis usuais de carga de trabalho aplicada às estacas se situam, justamente, na faixa de influência mais acentuada da variação da rigidez flexional.”

Dimensionamento do Tubulão

Segundo Paladino (1975), “o dimensionamento do tubulão consiste em determinar os valores da profundidade, diâmetro do fuste e diâmetro da base. Essa determinação é feita por tentativas, de modo a atender as três solicitações (arrancamento, compressão e esforço horizontal) e que seja o tubulão mais econômico”.

“A profundidade e o diâmetro da base estão ligados ao dimensionamento do arrancamento e

compressão, devendo também a profundidade ser compatível para atingir a resistência do solo considerada. Com o acréscimo da profundidade há considerável aumento na resistência à compressão. Definido o diâmetro da base e a profundidade mais conveniente, o diâmetro do fuste fica condicionado ao método executivo e ao dimensionamento ao esforço horizontal”.

8.2.9. Solos Colapsíveis

Colapsibilidade

Solos colapsíveis ocorrem em boa parte do Estado de São Paulo, do Brasil e do mundo. Caracterizam-se por apresentar colapso em resposta à infiltração de água, sob carga constante, ou seja, um recalque adicional brusco e elevado.

Em conseqüência, fundações executadas em solos colapsíveis podem se comportar satisfatoriamente por algum tempo, mas bruscamente sofrer um recalque diferencial considerável, por causa do aparecimento accidental de uma fonte de água que passa a inundar o solo, como ilustrado por Jennings & Knight (1975) através da Figura 8.50. Geralmente essa fonte é representada pela ruptura de encanamento de água ou esgoto. Mas o colapso também pode ocorrer em época de chuvas intensas.

São dois os requisitos básicos para o desenvolvimento da colapsibilidade: uma estrutura porosa, caracterizada por um alto índice de vazios, e a condição não saturada, representada por um baixo teor de umidade (quando o grau de saturação in situ excede 80%, o solo não é colapsível). À estrutura porosa pode estar associada a presença de um agente cimentante que, aliada a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza o solo na condição parcialmente saturada, conferindo-lhe uma resistência “aparente” ou temporária (Cintra, 1995).

Mas para um solo potencialmente colapsível entrar efetivamente em colapso duas condições básicas devem ser satisfeitas: a elevação do teor de umidade até um certo valor limite, sem atingir a saturação do solo, e a atuação de um estado de tensões crítico que, em fundações, é representado pela carga de colapso. A adição de água ao solo colapsível reduz ou dissipa a sucção e/ou enfraquece e até destrói a cimentação, causando a redução da resistência e, portanto, o colapso do solo, se a carga atuante é suficientemente alta (Cintra, 1995).

Quanto ao estado de tensões atuante no solo, valem as observações de Vargas (1973): “a colapsibilidade dos solos porosos parece ser desprezível para baixas tensões aplicadas, aumenta até um máximo com o crescimento das tensões, e diminui para um mínimo para uma alta tensão aplicada; nos casos estudados, a tensão crítica, aci-

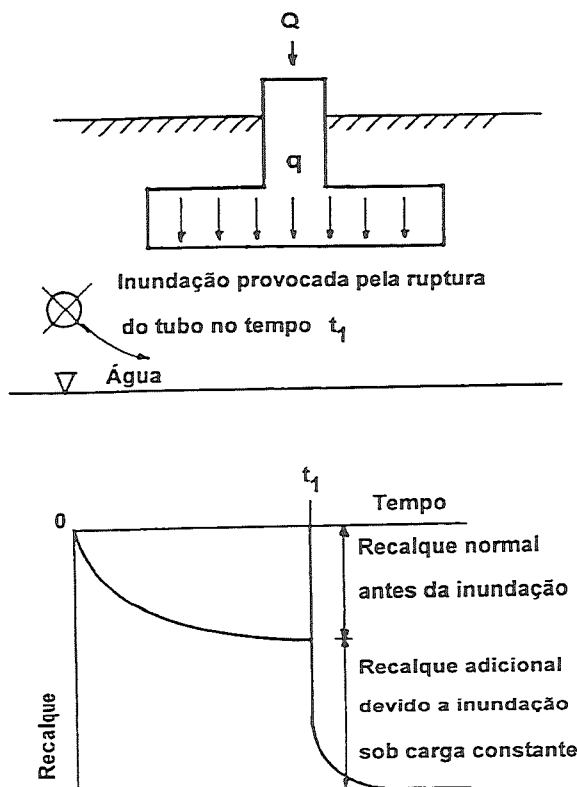


Fig. 8.50 - Conceito básico de recalque de colapso (Jennings & Knight, 1975)

ma da qual nenhum colapso foi observado, era da ordem de 0,5 MPa". Contudo, "para tão alta tensão, o recalque do solo devido à sua compressibilidade, no teor de umidade natural, é intolerável para fins práticos".

"As regiões tropicais apresentam condições flangrantes para o desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, quer pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, quer pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas" (Vilar et al., 1981.)

No Brasil, "os solos colapsíveis são representados geralmente por alúvios, colúvios e até solos residuais que passaram por uma intensa lixiviação" (Ferreira et al., 1989). Estes autores apresentam um mapa (Figura 8.51) que mostra alguns locais de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil, e uma tabela, não reproduzida neste texto, das características geotécnicas típicas desses solos, os quais "compreendem uma larga faixa de materiais, desde areias até argilas".

Para esses autores, "alguns indicativos da presença de solos colapsíveis são: baixos valores de SPT (≤ 4 golpes) e CPT ($q_c \leq 1,0$ MPa), granulometria aberta (ausência da fração silte), baixo grau de saturação ($\leq 60\%$) e grande porosidade ($\geq 40\%$)".



Fig. 8.51 - Solos colapsíveis estudados no Brasil (Ferreira et al., 1989)

No Estado de São Paulo, destacam-se como solos comprovadamente colapsíveis a argila porosa vermelha da cidade de São Paulo e o sedimento cenozóico que ocorre em vasta área do interior do Estado.

Devido à sua gênese, esse sedimento apresenta-se pouco compacto, com partículas razoavelmente selecionadas, o que lhe confere uma estrutura bastante porosa. Duas texturas são típicas dos solos do sedimento cenozóico: uma arenosa, a predominante, e outra argilosa, dependendo das características dos materiais que lhes deram origem (arenito e basalto, respectivamente).

Com espessura geralmente inferior a 10 m, freqüentemente separado da camada subjacente por uma linha de seixos, e normalmente situado acima do nível d'água, o sedimento cenozóico apresenta características típicas de material laterizado e colapsível. Giacheti et al. (1993) mostram um mapa da ocorrência dos sedimentos cenozóicos no interior de São Paulo e apresentam um amplo estudo das suas propriedades geotécnicas, incluindo-se as propriedades índices, os aspectos estruturais, químicos e mineralógicos, a compressibilidade, a resistência ao cisalhamento etc.

Tubulões em Solos Colapsíveis

Não há nenhum trabalho publicado ou pesquisa realizada sobre o comportamento de tubulões em solos colapsíveis. Encontra-se apenas a citação de Golombek (1985) de que, por causa da ascensão do lençol freático ocorrida em Brasília-DF com a construção da Barragem de Paranoá, alguns edifícios (com fundações em tubulões), que não apresentaram problemas durante 5 a 10 anos, começaram a sofrer recalques causados certamente pelo colapso do solo.

Mas ouvem-se muitos relatos verbais de recalques de colapso em tubulões, no interior de São Paulo, na época das chuvas. Conhece-se tam-

bém um caso em que a caixa-d'água (enterrada) começou a sofrer vazamentos, provocando colapso do solo e recalques nos tubulões do edifício.

A situação é mais grave se a base do tubulão estiver apoiada em solo colapsível, caso em que, havendo inundação desse solo, a redução da capacidade de carga é acentuada. Um projeto adequado de fundações não deve, por isso, adotar a cota da base de tubulões na camada colapsível.

Mas, mesmo que o tubulão atravesse a camada colapsível, persiste a influência da colapsibilidade através do atrito negativo produzido nessa camada pela inundação do solo, provocando uma redução da capacidade de carga. Se essa redução não for quantificada para ser levada em conta no projeto, tem-se uma minoração desconhecida da segurança.

Determinar essa redução significa pesquisar a chamada carga de colapso, que é a carga limite ou crítica necessária para a manifestação do colapso em solo colapsível inundado. A carga de colapso pode ser interpretada como a capacidade de carga (na umidade natural) reduzida pela influência da inundação do solo. Quanto mais significativa for essa redução, mais susceptível ao colapso será a fundação, evidentemente.

A quantificação da carga de colapso exige a realização de uma prova de carga com inundação do solo (antes ou durante o ensaio) através de uma cava superficial ao redor do elemento de fundação e/ou furos de irrigação.

Apesar de no projeto de fundações em solos colapsíveis a carga de colapso ser a condicionante do projeto, comparada com a capacidade de carga inerente à condição de umidade natural do solo, ainda não há nenhuma proposição para valores do fator de segurança em relação à carga de colapso.

É preciso salientar que a colapsibilidade do solo influencia o comportamento do tubulão não apenas em relação ao carregamento vertical, mas também ao esforço de tração e ao carregamento horizontal. Assim, as conclusões de Orlando (1985) e de Massad et al. (1981), para tração e carga horizontal, respectivamente, deveriam ser complementadas com a análise de provas de carga com o solo na condição inundada, pois os solos estudados por esses autores são colapsíveis.

REFERÊNCIAS DO ITEM 8.1

- ALONSO, U. R., (1995) "Correlação entre o Atrito Lateral Medido com o Torque e o SPT". *Revista Solos e Rochas*, Vol. 17 (3).
- AOKI, N. e Velloso, D. A. (1975) "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles". *V PACSMFE*, Buenos Aires
- AOKI, N. e Alonso, U. R. (1988) "Instabilidade Dinâmica na Cravação de Estacas em Solos Moles da Baixada Santista". *Anais do Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiência de Obras*. ABMS, IPR, CE-RJ., pp. 5.01-5.10, Rio de Janeiro.
- BANERJEE, P. K. e Driscoll, R. M. C. (1978) "Program for the Analysis of Pile Groups of any Geometry Subjected to Horizontal and Vertical Loads and Moments PGROUP". (2.1) *HECG/B/7, Department of Transport, HECB*, Londres.
- BEGEMANN, H. K. S. (1965) "The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile". *Proc. 6^o Int. Conf. Soil Mech. a. Found. Engrg.*, Vol. 1, pp. 17-20, Montreal.
- BELINCANTA, A. (1996) "Comunicação Pessoal".
- BEREZANTSEV, V. G. and Yaroshenko, V. A. (1957) "The Bearing Capacity of Sands Under Deep Foundations". *Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, Vol. 1, pp. 283-286, London
- BEREZANTSEV, V. G., Khristoforov, V. S. and Golubkov, V. N. (1961) "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations". *Comptes Rendus du 5^o Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Vol. 2, Divisions 3B-7, Paris.
- BOLTON, M. D. (1986) "The Strength and Dilatancy of Sands". *Geotechnique* 36 (1), pp. 65-78.
- BRASFOND, *Catálogo Técnico sobre Estacas Raiz*.
- BRINCH HANSEN, J. (1953) "Earth Pressure Calculation". *Danish Technical Press*, pp. 1-271, Copenhagen.
- BROMS, B. B. (1964) "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils". *Soil Mech and Found. Div., ASCE*, 90 (SM3), pp. 123-156.
- BROMS, B. (1976) "Pile Foundations-Pile Groups. *Proc. VI European Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, pp. 103-132, 2.1, Vienna.
- BUISMAN, A. S. K. (1935) "De Weerstand van Paalpunten in Zand". *De Ingenieur* 50, pp. Bt. 25-28, 31-35.
- BURGESS, I. W. (1976) "The Stability of Slender Piles During Driving". *Geotechnique* 26 (2), pp. 281-292.
- BURGESS, I. W. (1980) "Reply to Discussion by Ly B. L., *Geotechnique* 30 (3), pp. 322-323.
- BUSTAMANTE, M. G. e Ganeselly, L. (1981) "Réajustement des Paramètres de Calcul des Pieux". *X ICSMFE*, Vol. 2, pp. 643-646, Estocolmo.
- CABRAL, D. A. (1986) "O Uso da Estaca Raiz como Fundação de Obras Normais". In *VIII COBRAMSEF*, Vol. 6, pp. 71-82, Porto Alegre.
- CALLIEDRO J., A., Bartholomew, M., Lai, P. W., Townsend, F. C. e Mac Vay, M. C. (1995) "Static Pile Capacity Predictions With SPT 91". *X PAMCSMFE*, pp. 1.045-1057, Guadalajara.
- CAQUOT, A. (1934) "Equilibre des Massifs à Frottement Interne", pp. 1-91, Gauthier-Villars, Paris
- CHAMEKI, S. (1954) "Considerações da Rigidez da Estrutura no cálculo dos Recalques da Fundação". *Anais do I COBRAMSEF*, Vol 1, pp. 35-80, Porto Alegre.
- CHELLIS, R. D. (1962) "Foundation Engineering". *Editado por G. A. Leonards, Capítulo 7, MC Graw-Hill Book Company, Inc.*
- COYLE, H. M. e Castello, R. R. (1981). "New Design Correlations for Piles". *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 107 (GT7), pp. 965-986.
- DAVISSON, M. T. e Gill, H. L. (1963) "Laterally Load Piles in a

- Layered Soil System". **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
- DE BEER, E.E. (1988). "Different Behavior of Bored and Driven Piles". **Proc. of 1st Inter. Geoth. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles**, pp. 47-82, Ghent.
- DE MELLO, V. F. B. (1967). "**Considerações sobre os Ensaios de Penetração e sua Aplicação a Problemas de Fundações Rasas**". University Thesis.
- DE MELLO, V. F. B. (1971) "The Standard Penetration Test". **Proc. Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, pp. 1-86, Portorico, San Juan.
- DE MELLO, (1994) "Revisiting Our Origins". Terzaghi Oration. **Proc. XIII ICSMFE**, Vol. 6, pp. , Nova Delhi.
- DÉCOURT, L. (1982) "Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of the SPT". **Proc. of ESOPT II**, pp. 19-34, Amsterdam.
- DÉCOURT, L. (1986b) "Um Caso onde o SPT falhou na previsão do comprimento de Estacas". **VII COBRAMSEF**.
- DÉCOURT, L. (1987) "Bearing Capacity of Bored Piles Cast Under Bentonite". **Proc. of VIII PACSMFE**, Vol. 2, pp. 519-523, Cartagena.
- DÉCOURT, L., (1989a) "The Standard Penetration Test". State of the Art Report. **Proc. XII ICSMFE**, Vol. IV, pp. 2405-2416, Rio de Janeiro.
- DÉCOURT, L. (1989b) "Instrumented Bored Piles in Residual Soils". in **Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics**, ABMS, **XII ICSMFE**, pp. 45-48, Rio de Janeiro.
- DÉCOURT, L. (1989c) "Ultimate Bearing Capacity of Large Bored Piles in a Hard". **São Paulo Clay. De Mello Volume**, pp. 89-120. Editora Edgard Blücher Ltda.
- DÉCOURT, L. (1991a) "Load-Deflection Prediction For Laterally Loaded Piles Based on N-SPT Values. **IV International Conference On Piling and DEEP Foundations Institute STRESA**, Vol. 1, pp. 549-556, Italy.
- DÉCOURT, L., (1991b) "Special Problems on Foundations", General Report, **Proc. IX PAMCSMFE**, Vol. IV, pp. 1953-2001, Viña del Mar.
- DÉCOURT, L., (1991c) "Previsão dos Deslocamentos Horizontais de Estacas Carregadas Transversalmente com Base em Ensaios Penetrométricos". **Proc. SEFE II**, Vol.2, pp. 340-362, São Paulo.
- DÉCOURT, L. (1992) "SPT in Non Classical Materials". **Proc. US/Brazil Geotechnical Workshop, Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils**, pp. 64-100, Belo Horizonte.
- DÉCOURT, L. (1993) "Predicted and Measured Behavior of Non Displacement Piles in Residual Soils". **Proc. of BAP II**, pp. 369-376. **Deep Foundations on Bored and Auger Piles**, Ghent.
- DÉCOURT, L. (1993/1995) "On the Load-Settlement Behavior of Piles." **III Conferência Odair Grillo**, Proferida em 1993 e Publicada em 1995 na Revista Solos e Rochas, vol. 18, n° 2, pp. 93-112.
- DÉCOURT, L. (1994a) . Décourt, L. (1994) "The Behavior of a Building With Shallow Foundations on a Stiff Lateritic Clay". **Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments**. ASCE, G.S.P. n° 40, Vol 2, pp. 1505-1515, College Station, Texas.
- DÉCOURT, L. (1994b) Relato Geral Sessão de Fundação e Interação Solo Estrutura". **X COBRAMSEF**, Vol. Pós-Congresso, pp. 179-206, Foz de Iguaçu.
- DÉCOURT, L. (1995) "Prediction of Load Settlement Relationships for Foundations on the Basis of the SPT-T". **Ciclo de Conferências Internacionais Leonardo Zeevaert**, p.p. 87-104, México.
- DÉCOURT, L. (1996a) "A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez." **SEFE III**, São Paulo.
- DÉCOURT, L. (1996b) "Comportamento de Uma Estaca-T Submetida a Carregamentos Elevados". A ser Publicado **SEFE III**, São Paulo.
- DÉCOURT, L. and Quaresma, A.R. (1978) "Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT". **Proc. of VI COBRAMSEF**, pp. 45-53, Rio de Janeiro.
- DÉCOURT, L. e Niyama, S. (1994) "Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils". **Proc. of XIII ICSMFE**, Vol. 2, pp. 477-486, New Delhi.
- DO VAL, E. C. (1995) "Design of a Safe and Economic Piled Footing Foundation". **X PAMCSMFE**, Vol. 2, pp. 1107-1116, Guadalajara.
- FLEMING, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. e Elson, W. K. (1992) "Piling Engineering". (2^o Edition). **Surrey University Press**.
- FONTOURA, S. A. B. e Paes, E. P. F. (1985) "Residual Stresses Developed During Pile Driving". **Canadian Geotechnical Journal**, pp. 15-20.
- GIBBS, H. J. e Holtz, W. G. (1957). "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing". **Proc. IV ICSMFE**, pp. 35-39, Londres.
- GOMEZ, O. I., Compagnucci, D. J. e García, H. D. (1988) "Pilotes Cortos Hincados en Grava". **X Congreso Argentino de Macánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones**, Vol. II, pp. 186-200, La Plata.
- GUSMÃO, A. D. (1990) "**Estudo da Interação solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações**". Tese de Mestrado. **COPPE/UFRJ**, Rio de Janeiro.
- GUSMÃO, A. D. e Gusmão Filho, J. A. (1990) "Um Caso Prático dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edificações, **IX COBRAMSEF**, vol. 2, pp. 437-446, Salvador.
- GUSMÃO, A.D. (1991) "**A Study of Soil-Structure Interaction and its Effect on the Settlements of Buildings**". M.S. Thesis. **COPPE**, Fed. Univ. Rio de Janeiro, Brasil.
- GUSMÃO, A. D. e Gusmão Filho, J. A. (1994b) "Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura em Edificações. **X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Vol. 1, pp. 67-74.
- GUSMÃO, A. D. e Gusmão Filho, J. A. (1994) "Construction Sequency Effect on Settlements of Buildings. **XIII ICSMFE**, Vol 2, pp. 1803-1806, New Delhi.
- HANSBO, S. (1994) "**Foundation Engineering**". Elsevier, Amsterdam.
- HOULSBY, G. T., Evans, K. M and Sweenwy, M.A. (1988) "End Bearing Capacity of Model Piles in Layered Carbonate Soils". in **Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments**, Perth, Vol. 1, pp. 209-214.
- HUNTER, A. J. e Davisson, M. T. (1969) "Measurements of Pile Load Transfer". **ASTM STP n° 444. Proc. Performance of Deep Foundation**, pp. 106-117, ASTM STP 444.
- JAIME, A., Rojas, E. e Legorreta, H. (1992) "Static Behavior of Floating Piles in Soft Clay". **Raul J. Marsal Volume**, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., pp. 19-30, México.
- JAMIOŁKOWSKI, M. e Lancellota, R. (1985) "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils". **Proc. 11 ICSMFE**, Theme Lecture1, San Francisco.

- JAMIOLKOWSKI, M. e Lancellota, R. (1988) "Relevance of In-Situ Tests Results for Evaluation of Allowable Base Resistance of Bored Piles in Sands". **Proc. I Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles**, Edit. W.F. Van Impe, Ghent.
- KISHIDA, H. e Meyerhof, G. G. (1965) "Bearing Capacity of Pile Groups Under Eccentric Loads in Sands". **Proc. VI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.** Vol 11.
- KULHAWY, F. H. (1984) "Limiting Tip and Side Resistance. Fact or Fallacy". **Proc. of Symp. on Analysis and Design of Pile Foundations**. ASCE Spec. Conf. pp. 80-98, San Francisco.
- KUWABARA, F. e Poulos, H. G. (1989) "Downdrag forces in groups of Piles". **J. Geot. Eng. Div., ASCE 115 (GT6)**, pp. 806-818
- LOPES, F. R. e Gusmão, A. D. (1991) "On the Soil-Structure Interaction and its Influence in the Distribution of Foundation Loads and Settlements". **X ECSMFE**, Vol. 1, pp. 475-478, Firenze.
- MASSAD, F. (1991) "Análise da Transferência de Carga em Duas Estacas Instrumentadas, Quando Submetidas à Compressão Axial". **SEFE II**, pp.235-244, São Paulo.
- MASSAD, F. (1986) "Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Tests". **Revista Solos e Rochas**, Vol. 9, nº 1, abril, ABMS
- MASSAD, F. (1992) "Sobre a interpretação de Provas de Carga em Estacas Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral". **Parte I: Solos Relativamente Homogêneos**. **Revista Solos e Rochas**, Vol. 15 (2), pp. 103-115.
- MASSAD, F. (1993) "Sobre a interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. **Parte II: Estacas Atravessando Camada de Solo mais Fraca e Embutida em Solo mais resistente**". **Revista Solos e Rochas**, Vol. 16 (2), pp. 93-112.
- MATSUÍ, T. e Oda, K. (1991a) "End Bearing Mechanism of Bored Pile on Thin Layer".
- MATSUÍ, T. e Oda, K. (1991b) "Parametric Study of Deformation Behavior of Bored Pile on a Thin Bearing Layer". **Proc. VII IACMAG**.
- MAZURKIEWICZ, B. K. (1972) "Test Loading of Piles According to Polish Regulations". **Swedish Academy of Eng. Sciences - Prel. Report nº 35**.
- MEYERHOF, G.G. (1951) "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations". **Geotechnique 2**, pp. 301-332.
- MEYERHOF, G.G. (1955) "The Influence of the Roughness of the Base and Ground Water Condition on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations". **Geotechnique**.
- MEYERHOF, G.G. (1956) "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils". **Proc. American Society of Civil Engineers**, Vol. 82, nº SM1, Paper nº 866, pp. 19.
- MEYERHOF, G.G. (1976) "Bearing Capacity and Settlements of Pile Foundations". **Journal Geotechnical Engineering Div., ASCE**, Vol. 102, nº GT 3, pp. 195-228.
- PHILIPPONNAT, G. (1979) "Método Prático de Cálculo de Estacas Isoladas com Emprego do Penetrômetro Estático". **Tradução de 1986 da ABMS**.
- POULOS, H. G. (1968) "The Influence of a Rigid Cap on the Settlement Behavior of an Axially Loaded Pile". **Civ. Eng. Trans Inst. Engrs. v. CE 10**, nº 2, pp. 106-208, Australia.
- POULOS, H. G. (1980) "User's Guide to Program DEFPIG - Deformation Analysis of Pile Groups". **School of Civil Engineering**, University of Sidney.
- POULOS, H. G. (1989) "Pile Behaviour-Theory and Application". **Geotechnique 39 (3)**, pp. 365-415.
- POULOS, H. G. (1994) "Alternative Design Strategies for Piled Raft Foundations". **Proc. III International Conference on Deep Foundation Practice**, pp. 1-6, Singapura.
- POULOS, H. G. e Davis, E. H. (1980) "Pile Foundation Analysis and Design". John Wiley and Sons.
- POULOS, H. G. e Hull, T. S. (1989) "The Role of Analytical Geomechanics in Foundation Engineering". **Proc. Am. Soc. Civ. Engrs. Foundation Engng Congress**, Chicago.
- PRANDTL, L. (1921) "Über Die Eindringungsfestigkeit Plastischer Baustoffe und Die Festigkeit Von Schneiden". **Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik 1**, nº 1, pp.15-20.
- RANDOLPH, M. F. (1980) PIGLET. "A Computer Program for the Analysis and Design of Pile Groups Under General Loading Conditions". **Cambridge University Engineering Department Research Report, Soils TR 91**.
- RANDOLPH, M. F. (1983) "Design Considerations of Offshore Piles". **Proc. Conf. on Geotech. Practice in Offshore Engng., ASCE**, pp. 422-439, Austin.
- RANDOLPH, M. F. (1983) "Settlement Considerations in the Design of Axially Loaded Piles". **Ground Engineering 16 (4)**, pp. 28-32.
- RANDOLPH, M. F. (1994) "Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts". State-of-the-Art Report, **Proc. XIII ICSMFE**, Vol. 5, pp. 61-82, Nova Delhi, Índia.
- RANDOLPH, M. F. e Wroth, C. P. (1978) "A Simple Approach to Pile Design and the Evaluation of Pile Tests". **Behaviour of Deep Foundations**, ed. R. Lundgren, **ASTM STP 670**, pp. 484-499.
- RANDOLPH, M. F. e Wroth, C. P. (1979) "An Analytical Solution for the Consolidation Around a Driven Pile". **Int. J. Num. and Anal. Methods in Geomechanics 3**, pp. 217-229.
- RANDOLPH, M. F. e Wroth, C. P. (1979) "An Analysis of the Vertical Deformation of Pile Groups". **Geotechnique 29 (4)**, pp. 423-439.
- RANDOLPH, M. F. e Wroth, C. P. (1982) "Recent Developments in Understanding the Axial Capacity of Piles in Clay". **Ground Engineering 15 (7)**, pp. 17-25, 32.
- REISSNER, H. (1924) "Zum Erddruckproblem". **Proc. First Int. Conf. Applied Mechanics**, Delft, pp.295-311.
- SALGADO, R. (1993) "Analysis of Penetration Resistance in Sands". Ph. D. Thesis, University of California at Berkeley.
- SAES, J.L. et al (1989) "ABEF Research on Foundation Engineering". Published on the Occasion of the **XII ICSMFE**.
- SELLGREN, E. (1985) "Prediction of the Behaviour of Friction Piles in non-cohesive Soils". **Proc. 11 Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.**, Vol IV, A31, pp.1463-1468, San Francisco.
- SKEMPTON, A. W. (1951) "The Bearing Capacity of Clays". **Proc. Building Research Congress**, pp. 180-189, London.
- SKEMPTON, A.W., Yassin, A.A. and Gibson, R.E. (1953) "Theorie de la Force Portante des Pieux". **Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 6**, nº 63-64, pp. 285-290.
- STROUD, M.A. (1988) "The Standard Penetration Test - Its Application and Interpretation". **Proc. of Penetration Test in U.K.**, pp. 29-49, Birmingham.
- STUCKRATH, L. e Descoeudres, F. (1991) "Model Pile Tests to Determine the Effects of Installation Method and Form on Load Transfer Under Static Load". **IV International**

Conference Piling and Deep Foundations, Vol. 1, pp. 647-654, Italy

- TERZAGHI, K. (1943) "**Theoretical Soil Mechanics**". New York (J. Wiley & Sons).
- TERZAGHI, K. (1955) "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction". **Geotechnique** - nº 4.
- TIMOSCHENKO, S. (1936) "Theory of Elastic Stability". **McGraw-Hill**, New York.
- TOMLINSON, M. J. (1975) "Foundation Design and Construction". **II Ed.**, Pitman, London
- TORSTENSSON, (1993), (ver Hansbo, 1994).
- VAN DER VEEN, C. (1953) "The Bearing Capacity of a Pile". **Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.**, Vol. II, pp. 84-90, Zurich.
- VELLOSO, D. A. (1991) "Capacidade de Carga por Meio do SPT". **SEFE II**, Vol. 2, pp. 293-312, São Paulo.
- VESIC, A. S. (1963) "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand". **National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record** 39, pp. 112-153.
- VESIC, A. S. (1964a) "Investigations of Bearing Capacity of Piles in Sand". **Proc. North American Conference on Deep Foundations**, México City.
- VESIC, A. S. (1965a) "A Study of Bearing Capacity of Pile Foundations". **Final Report, Project B-189, Engineering Experiment Station, Georgia Institute of Technology**, Atlanta, Ga.
- VESIC, A. S. (1967) "A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations". **Final Report, Project B-189, Georgia Institute of Technology**, pp. XVI and 164, Atlanta, Georgia.
- VESIC, A. S. (1972), "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass". **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE**, Vol. 98, nº SM 3, Proc. Paper 8790, pp. 265-290.
- VESIC, A. S. (1974) "Bearing Capacity of Shallow Foundations". **Chapter 3 in "Handbook of Foundation Engineering"**, Edited by H. Winterkorn and H. Y. Fang, (Van Nostrand) pp. 121-147, New York.
- VESIC, A. S. (1975a) "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand. Bearing Capacity and Settlement of Foundations". pp. 53-68, **Duke University**, Durham, North Carolina.
- VESIC, A. S. (1975b) "Principles of Pile Foundation Design". **School of Engineering, Duke University, Soil Mechanics Series nº 38**.
- VESIC, A. S. (1977) "Design of Pile Foundations". **National Co operative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice nº 42**, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- WALKER, L. K. e DARVALL, P. Le P. (1973) "Dragdown on Coated and Uncoated Piles". **Proc. VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, Vol. 2.1, pp. 257-262.
- WROTH, C. P. (1988) "Penetration Testing-A More Rigorous Approach to Interpretation". **ISOPT-I**, Vol. 1, pp. 303-314.

REFERÊNCIAS DO ITEM 8.2

- ALONSO, U.R. **Dimensionamento de fundações profundas**. Ed. Edgard Blücher, São Paulo, 169 p., 1989.
- BALLA, A. The resistance to breaking out of mushroom foundations for pylons. In: **Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, 5, Paris, France, v. 1, p. 569- 576, 1961.
- BAZARAA, A. R. S. S. **Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of shallow Foundation on Sand**. Illinois, University of Illinois, tese de Doutorado, 318 p., 1967.
- BEREZANTZEV, V.G.; KHRISTOFOROV, V. & GOLUBKOV, V. Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundation. In: **Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, 5, Paris, France, v. 2, p. 11-15, 1961.
- BIAREZ, J. & BARRAUD, Y. Adaptation des fondations de pylones au terrain par les méthodes de la mécanique de sols. In: **Conf. Int. des Grands Reseaux Électriques**, Paris, Comptes Rendus, Rapport 22-06, 1968.
- BOTELHO, H.C. Fundações de pontes em tubulões a ar comprimido com base alargada. **Solos e Rochas**, v. 9, nº. 3, p. 13-25, 1986.
- BOWLES, J.E. **Foundation Analysis and Design**. McGraw Hill Book Company, 4th ed., 1004 p., 1988.
- BRINCH HANSEN, J. A General Formula for Bearing Capacity. Bulletin n. 11, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1961.
- BRINCH HANSEN, J. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Bulletin n. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.
- BROMS, B.B. Design of lateral loaded piles. **Journal of the Soil Mech. and Found. Div.**, ASCE, vol. 91, nº. SM3, p. 79-99, 1965.
- BURLAND, J.B. & BURBIDGE, M.G. Settlement of foundations on Sand and Gravel. Institution of Civil Engineers, Part I, vol. 78, p. 1325-1381, 1985.
- BUSTAMANTE, M. & GIANESSELY, L. Pile Bearing Capacity Prediction by means of Static Penetration Testing CPT. European Symposium on Penetration Testing, v. 2, p. 493-500, 1982.
- CAMPELO, N.S. **Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração em solo colapsível**. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 125 p., 1994.
- CAMPELO, N.S. **Capacidade de carga de fundações tracionadas**. Monografia Geotécnica nº. 6, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 62 p., 1995.
- CARTER, J.P. & KULHAWY, F.H. Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed in to Rock. Report n. EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, 1988.
- CARVALHO, D. **Análise de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos-SP**. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 204 p., 1991.
- CASTRO, G. **Deformabilidade das fundações e sua consideração no cálculo das estruturas**. Memória 353, 2ª. ed., LNEC, Lisboa, 1978.
- CINTRA, J.C.A. **Carregamento lateral em estacas**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 85 p., 1982.

- CINTRA, J.C.A. **Fundações em solos colapsíveis**. Texto de Livre-Docência, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 124 p., 1995.
- CODUTO, D.P. *Foundation Design - Principles and Practices*. Prentice Hall, N.J., 796 p., 1994.
- DANZIGER, F.A.B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 331 p., 1983.
- DAVISSON, M.T. Lateral load capacity of piles. **Highway Research Record**, n.º 333, Washington - DC, p. 104-112, 1970.
- DAVISSON, M.T. & ROBINSON, K.E. Bending and buckling of partially embedded pile. In: **Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, 6, Montreal, v. 2, p. 243-246, 1965.
- DÉCOURT, L. SPT: State-of-the-Art Report. In: **Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng.**, 12, Rio de Janeiro, v. 4, p. 2405-2416, 1989.
- DÉCOURT, L. General Report - Part A. In: **Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, 9, Viña del Mar, v. 4, p. 1953-2001, 1991.
- FERREIRA, R.C.; MONTEIRO, L.B.; PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils. In: **Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, 12, Rio de Janeiro, suppl. vol., p. 117-120, 1989.
- FRANK, R. - Quelques Développements Récents sur le Comportement des Fondations Superficielles - General Report, X ECSMFE, Firenze, 1991.
- GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELOTTA, R.; PEDRONI, S. Base Capacity of Bored Piles in Sands From In Situ Tests. Deep Foundations on Bored and Auger Pile, Van Impe, ed. Balkema, Rotterdam, 1993.
- GIACHETI, H.L.; ROHM, S.; NOGUEIRA, J.B. & CINTRA, J.C.A. **Propriedades geotécnicas do sedimento cenozóico**. Solos do Interior de São Paulo, editores: J.C.A. CINTRA & J.H. ALBIERO, cap. 6, p. 143-175, 1993.
- GOLOMBEK, S. Peculiarities of in situ behavior of tropical lateritic and saprolitic soils in their natural conditions: Building foundations. In: **Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**, 1, General Report, Brasília, v. 4, p. 13-29, 1985.
- JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure. In: **Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Eng.**, 7, Durban, v. 1, p. 99-105, 1975.
- JUMIKIS, A.R. *Foundation Engineering*. Intext Educational Publishers - Scranton, 828 p., 1971.
- KULHAWY, F.H. & JACKSON, C.S. Some Observations on Undrained Side Resistance of Drilled Shafts. *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, ASCE, p. 1014-1025, 1989.
- LOBO, A.S.; FERREIRA, C.V. & ALBIERO, J.H. Comportamento de Tubulões Apoiados em Arenitos. In: **Simpósio Sobre Solos não Saturados**, 2, Recife-PE, p. 243-248, 1994a.
- LOBO, A.S.; FERREIRA, C.V. & ALBIERO, J.H. Comportamento de Tubulões através da Medida de Recalques de um Edifício no Interior de São Paulo. In: **Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações**, 10, Foz do Iguaçu, v.1, p. 135-141, 1994b.
- MASSAD, F.; NIYAMA, S. & ALLEONI, N. Análise de provas de carga horizontal em tubulões executados num solo laterítico. In: **Simp. Bras. de Solos Tropicais em Engenharia**, Rio de Janeiro, v. 1, p. 668-682, 1981.
- MATLOCK, H. & REESE, L.C. Generalized solutions for laterally loaded piles. **Journal of the Soil Mech. and Found. Div.**, ASCE, vol. 86, n.º SM5, p. 63-91, 1960.
- MATLOCK, H. & REESE, L.C. Foundation analysis of offshore pile supported structures. In: **Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, 5, Paris, vol. 2, p. 91-97, 1961.
- MATOS, L.F.S. **Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, num solo parcialmente saturado**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 131 p., 1989.
- MEYERHOF, G.G. Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. **Journal of the Soil Mech. and Found. Div.**, ASCE, vol. 82, No. SM1, p. 1-19, 1956.
- MEYERHOF, G. G. Shallow Foundations. **Journal of the Soil Mech. and Found. Div.**, ASCE, vol. 91, SM 2, p. 21-31, 1965.
- MEYERHOF, G.G. & ADAMS, J.I. The ultimate uplift capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, 10(1); p. 64-70, 1968.
- MONTEIRO, L.B. Alguns Aspectos de Capacidade de Carga de Solos Colapsíveis. In: **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, 1, São Paulo, v. 2, p. 193-202, 1985.
- ORLANDO, C. **Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração. Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas**. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 235 p., 1985.
- ORLANDO, C. Tubulões Submetidos a Esforços de Tração em Areias Porosas. In: **Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações**, 9, Salvador, v. 2, p. 371-376, 1990.
- PALADINO, L. Fundações para torres de linhas de transmissão. In: **Cong. Panam. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações**, 5, Buenos Aires, v. 1, p. 437-449, 1975.
- PALADINO, L. Fundações de torres de linhas de transmissão. In: **Sem. de Eng. de Fundações Especiais**, São Paulo, v. 2, p. 227-236, 1985.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. *Pile Foundation Analysis and Design* - John Wiley and Sons, New York, 397 p., 1980.
- REESE, L.C. & WELCH, R.C. - Lateral loading of deep foundations in stiff clay. **Journal of Geotechnical Eng. Div.**, ASCE, 1975.
- REESE, L.C. & O'NEILL, M.W. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Report No FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, 1988.
- REESE, L.C. & O'NEILL, N.W. New Design Method for Drilled Shafts From Common Soil and Rock Tests. *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, p. 1026-1039, Fred H. Kulhawy, Ed., ASCE, 1989.
- REESE, L.C.; TOUMA, F.T. & O'NEILL, M.W. Behavior of Drilled Piers under Axial Loading. ASCE, GTS, Maio, 1976.
- RÉMY, J.P.; MARIANO, J.S.V.; MARIANO, C.C. & CEREJEIRA, J.M.G. Determinação do módulo de reação horizontal a partir de provas de carga horizontal em tubulões de 1,80 m de diâmetro e sua aplicação no projeto dos Piers do Porto de Sepetiba. **Solos e Rochas**, v. 2, n.º. 1, p. 05-21, 1979.
- RICCI, F. **Análise de estacas carregadas transversalmente no topo, com ênfase na influência da variação da rigidez flexional**. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 274 p., 1995.

- ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G.. Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design, Report No FHWA-PA-87-023+84-24, v. 2, Federal Highway Administration, 1988.
- SCHMERTMANN, J.H. Static cone to compute settlement over sand. **Journal of the Soil Mech. and Found. Eng. Div.**, ASCE, v. 96, p. 1011-1043, 1970.
- SCHMERTMANN, J.H. Guidelines for cone penetration test, performance and design. Federal Highway Administration Report FHWA - TS 78-209 - Washington, 1978.
- SHERIF, G. **Elastically fixed structures**. Verlag Von Wilhelm Ernest & Sohn, Berlin, 290 p., 1974.
- STROUD, M.A. The Standard Penetration Test - Its Applications and Interpretation. Penetration Test in U.K., p. 29-49, 1988.
- TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. **Geotechnique**, v. 5, nº. 4, p. 297-326, 1955.
- TERZAGHI, K. & PECK, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, New York, 566 p., 1948.
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, New York, 1967.
- U.S. NAVY **Design Manual: Soil mechanics, foundations and earth structures**. Navdocks DM-7, Washington - DC, 1962.
- VARGAS, M. Structurally unstable soils in Southern Brazil. In: **Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, 8, Moscow, v. 2.2, p. 239-246, 1973.
- VELLOSO, D.A. **Fundações Profundas**. IME, Rio de Janeiro, 100 p., 1973.
- VELLOSO, P.P.C. **Fundações - Aspectos Geotécnicos**. PUC, Rio de Janeiro, 3ª. ed., v. 2, p. 152-3885, 1982.
- VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. Solos colapsáveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: **Simp. Bras. de Solos Tropicais em Engenharia**, Rio de Janeiro, v. 1, p. 209-224, 1981.
- WERNER, H. Biogemont elastisch eigespannter phähle. **Beton un Stahlbetonbau** (tradução para o português: Flexão de estacas com engastamento elástico, Revista Estrutura, Rio de Janeiro, nº. 81, p. 90-108), Alemanha, nº. 2, p. 39-43, 1970.
- WHITE, R.E. Caissons and Cofferdams - Foundation Engineering - G.A. Leonards / McGraw-Hill Book Company/ Kogakuska Company, Ltd., Tokio - Chapter 10, pp. 894-964, 1962.