

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

Considerações Sobre a Forma da Curva Carga-Recalque de Estacas Solicitadas Axialmente

(Aula Inaugural de 1993)

Faiçal Massad

São Carlos, outubro de 2004
reimpressão
Código 04036

APRESENTAÇÃO

A área de pós-graduação em Geotecnia da USP/São Carlos instituiu, em 1992, a aula inaugural do ano letivo da pós-graduação.

A aula inaugural de 1993 ocorreu em 26/03/93 e foi ministrada pelo estimado Professor Faiçal Massad, Professor Titular da EP-USP e Coordenador de Pós-Graduação da Área de Engenharia de Solos dessa importante unidade da USP.

O Prof. Faiçal preparou com esmero o texto relativo a sua conferência, o qual merece ser publicado para uma maior divulgação entre os alunos da EESC-USP, inclusive os de graduação.

Agradecemos ao Prof. Faiçal Massad pela sua valiosa colaboração.

São Carlos, maio de 1994

Prof.Dr. José Carlos A. Cintra
Coordenador da Área de Pós-Graduação
em Geotecnia

CONSIDERAÇÕES SOBRE A FORMA DA CURVA CARGA-RECALQUE
DE ESTACAS SOLICITADAS AXIALMENTE

Faiçal Massad
Prof. Titular da EPUSP

RESUMO

Com base em modelo teórico, apresenta-se uma interpretação "física" de duas representações matemáticas da curva carga-recalque, de uso corrente entre nós: a exponencial de Van der Veen e a hiperbólica de Chin, que são comparadas com uma terceira, parabólica, proposta recentemente pelo autor. São apontados os seus limites de validade, tanto em relação ao tipo de estaca ou, em última instância, à rigidez relativa do sistema solo-estaca, medida através de dois coeficientes, quanto à extrapolação da carga de ruptura em provas de cargas interrompidas prematuramente. Mostra-se também como estas representações possibilitam separar, de forma racional, as componentes de ponta e atrito da carga aplicada, para alguns tipos de estacas, especificadas no trabalho. São feitas ilustrações com vários casos de obras.

SYNOPSIS

The paper presents an interpretation of two mathematical representations of the load-settlement curve at the pile top, namely, the Van der Veen's exponential and the Chin's hyperbole; both are compared with a third one, parabolic, recently proposed by the author. The limits of their applications are pointed out, concerning both the relative rigidity of the pile-soil system and

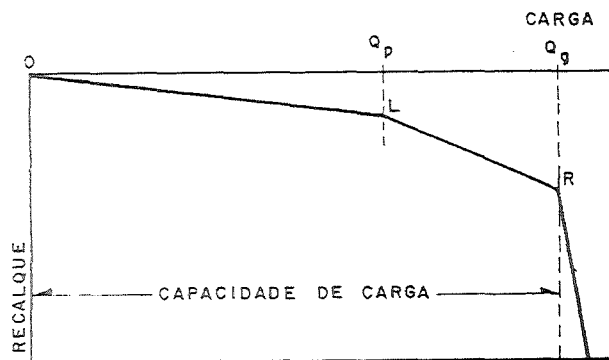


FIGURA 1 - ESQUEMA DO DIAGRAMA CARGA - RECALQUE DE UMA ESTACA, SE-GUNDO TERZAGHI (Apud COSTA NUNES, 1956)

the cases of load tests not carried to failure. Its is also shown how these representations allow a racional separation of the shaft and point loads for some types of piles. Case histories are presented to illustrate the most important findings.

INTRODUÇÃO

A forma da curva carga-recalque de estacas submetidas a carregamentos axiais tem sido de há muito objeto de consideração por parte de engenheiros de fundações. De acordo com Costa Nunes (1956, página 281), o próprio Terzaghi, fazendo uma analogia com a deformação de um metal, idealizou tal curva (ver figura 1) da seguinte forma: a) um trecho inicial (OL), retilíneo, em que os recalques seguem a Lei de Hooke, sendo portanto proporcionais à carga; denominou o valor máximo da carga (Q_p), neste trecho, de "limite de proporcionalidade"; b) acima deste limite, os recalques passam a crescer mais rapidamente do que a carga; e c) finalmente, ultrapassado um outro valor limite (Q_g), ocorre a ruptura.

Trata-se, evidentemente, de uma "esquematisação" da realidade, pois nota-se, com frequência, que o trecho inicial da curva, em provas de carga, se afasta da reta teórica OL.

Via de regra, a suavidade de seu traçado tem levado muitos autores a representá-la por meio de uma exponencial, como a de Van der Veen (1953), ou de curvas do segundo grau, como a hipérbole de

Chin (1970), por exemplo. Estas representações são aproximações, às vezes grosseiras, o que conduz a dispersões nos ajustes que são levados a cabo.

A idéia original por trás destas representações era possibilitar, numa dada prova de carga, a determinação, de forma inequívoca, da carga limite ou de ruptura, independentemente da escala do desenho ou de fatores subjetivos (Van der Veen, op. citado, p. 85), ponto de vista também esposado por Fellenius (1980), para quem a definição da carga de ruptura deve ser baseada em alguma regra matemática clara e distinta, mesmo que implicasse em extrapolações. E estas regras se multiplicaram: são tantas quanto as representações matemáticas da curva carga-recalque.

A importância destas extrapolações fica mais evidente quando se pensa nas "provas de carga não levadas à ruptura", expressão que aparece no título do trabalho de Keen, já citado. Apesar de serem consideradas, e com razão, como temerárias por muitos autores, (Godoy, 1983), essas extrapolações têm sido usadas por diversos pesquisadores quando há a necessidade, por exemplo, de se separar as parcelas de ponta e atrito na ruptura, para correlacioná-las com o SPT ou o CPT.

Qual o sentido real destas representações? Quais os limites de sua validade? Serão elas passíveis de uma interpretação mais racional que o simples sentimento de que "tem dado certo"?

MODELO MATEMÁTICO PARA A DEFINIÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

Para responder a estas perguntas recorrer-se-á aos resultados de uma pesquisa iniciada em 1990 na EPUSP, que objetivava compreender melhor o comportamento de estacas, tomando como função de transferência de carga as Relações ou Leis de Cambefort (1964). Assim é que foi possível (Massad 1991-b, 1992 e 1993) construir um modelo matemático, válido para estacas escavadas ou cravadas, primeiro ou segundo carregamentos, e que incorpora as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral.

Antes de apresentar a curva teórica carga-recalque será mostrado

como quantificar tanto o efeito das cargas residuais quanto a rigidez relativa carga-estacas.

1. O efeito da carga residual na ponta: o parâmetro μ

Logo após a cravação de uma estaca, surge na ponta uma carga residual, que fica "aprisionada" pelo terreno, que segura a estaca graças à existência do atrito lateral atuando no fuste, de cima para baixo. Na sequência, quando se aplica uma carga no topo da estaca, a ponta começa a reagir concomitantemente com o atrito lateral, que precisa ser "revertido" (reversão do atrito lateral). Evidentemente, nada se altera quanto à carga de ruptura, mas a curva carga-recalque no topo muda significativamente em função da carga residual.

Para a incorporação destes efeitos foi necessário introduzir o parâmetro μ , para quantificar a ação da carga residual, e modificar as Relações de Cambeport (ver figura 2), para considerar a reversão do atrito lateral. Veja-se Massad (1992 e 1993).

O parâmetro μ foi definido como sendo:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A_{lr}} \quad (1)$$

onde P_h é a carga residual na ponta; e A_{lr} , o atrito lateral na ruptura. Como, necessariamente, $P_h \leq A_{lr}$, segue-se que:

$$1 \leq \mu \leq 2 \quad (2)$$

A tabela I resume intervalos de variação de μ , conforme o tipo de estaca. Nesta tabela R_p é a resistência de ponta e S_p a área da ponta da estaca.

Como foi enfatizado anteriormente pelo autor, em trabalhos já citados (Massad, 1992 e 1993), a vantagem do uso do parâmetro μ reside no fato de se poder tratar globalmente o comportamento das estacas em termos de curva carga-recalque no topo, sejam elas

TABELA I: INTERVALOS DE VARIAÇÃO DE μ

TIPO DE ESTACA	CONDIÇÃO	INTERVALO
estaca cravada de ponta	$P_h \leq A_{lr} \leq R_p S_p$	$1 \leq \mu \leq 2$
estaca cravada de atrito	$P_h = R_p S_p < A_{lr}$	$1 \leq \mu < 2$
estaca escavada	$P_h = 0$	$\mu = 1$

escavadas ou cravadas, de ponta ou de atrito. A carga residual é levada em conta como se fosse uma parcela do atrito lateral, que atua antes da reversão do atrito ao longo do fuste.

Finalmente, convém lembrar que o valor de P_h da expressão (1) pode não ser o valor "real" da carga residual mas sim "virtual", resultado da representação da reação de ponta pela Segunda Lei de Cambefort. Em certos casos, a fase pseudo elástica desta lei deveria ser bilinear e não simplesmente linear. Sobre o assunto, veja-se discussão em Massad (1992, p. 105).

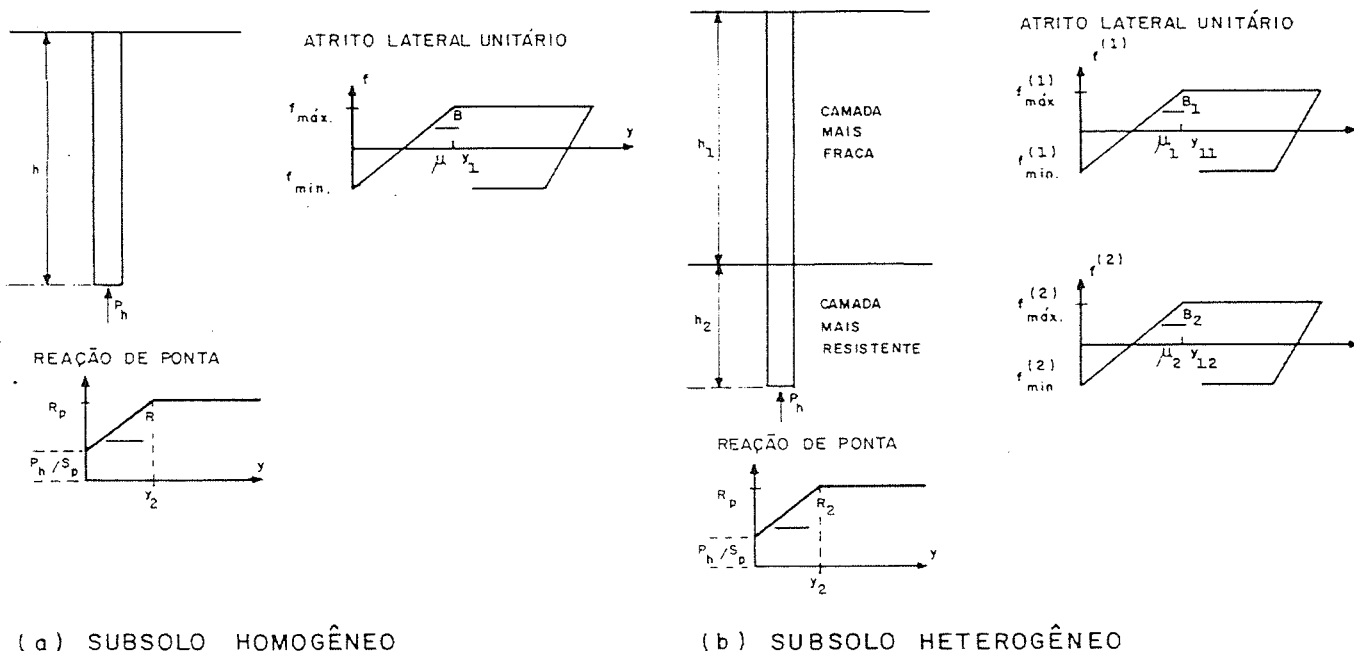


FIGURA 2 - CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS E DO SUBSOLO — RELAÇÕES DE CAMBEFORT MODIFICADAS

2. A rigidez relativa solo-estaca: os coeficientes k e λ

Existem dois coeficientes adimensionais que controlam o comportamento de estacas em compressão axial.

2.1) O primeiro deles, denominado de "rigidez relativa solo (fuste)-estaca" (k), foi definido por Massad (1991-a e 1991-c) como sendo:

$$k = \frac{A_{1r}}{K_r y_1} = \left(\frac{h}{D} \right)^2 \cdot \left(\frac{B D}{E} \right) \quad (3-a)$$

na hipótese do solo ao longo do fuste ser homogêneo; a segunda igualdade da expressão (3-a), vale para estacas maciças. Note-se que A_{1r} , como já foi dito, é o atrito lateral na ruptura; μy_1 , o deslocamento necessário para o pleno desenvolvimento do atrito lateral (Primeira Relação de Cambefort); $K_r = E \cdot S/h$, a rigidez da estaca como peça estrutural; h, o comprimento da estaca e D o seu diâmetro; E, o módulo de elasticidade do material que a constitui; e S, a área da sua secção transversal (ver figura 2-a).

TABELA II: TIPOS DE ESTACA EM FUNÇÃO DE k

ESTACA	CONDIÇÃO
RÍGIDA OU "CURTA"	$k \leq 2$
INTERMEDIÁRIA	$2 < k < 8$
COMPRESSÍVEL OU "LONGA"	$k \geq 8$

O coeficiente k é uma medida da rigidez tanto do solo quanto do material da estaca e, também, da relação altura-diâmetro (h/D), conforme Massad (1991-b e 1993). Para estacas infinitamente rígidas, isto é, incompressíveis, tem-se $k = 0$; neste caso o atrito lateral atinge o seu valor máximo instantaneamente, em toda a altura da estaca. Já para estacas infinitamente compressíveis, tem-se $k \rightarrow \infty$ e a deformabilidade da estaca, como peça estrutural, joga papel decisivo no seu comportamento à compressão. Em termos práticos, pode-se dizer que (Massad, 1993) uma estaca é rígida quando $k \leq 2$ e, compressível, quando $k \geq 8$, conforme a Tabela II.

Nos casos (figura 2-b) de uma estaca atravessar camada de solo mais fraca, de espessura h_1 , e ficar embutida numa camada mais resistente, numa altura h_2 , configurando assim uma situação muito comum de heterogenidade, a expressão (3-a) acima deve ser substituída por:

$$k_1 = \frac{A_{lr1}}{K_{r1} Y_{11}} \quad (3-b)$$

e:

$$k_2 = \frac{A_{lr2}}{K_{r2} Y_{12}} \quad (3-c)$$

A_{lr1} e A_{lr2} são, respectivamente, os atritos laterais associados às camadas mais fraca e mais forte; $K_{r1} = E.S/h_1$ e $K_{r2} = E.S/h_2$, a saber, a rigidez de cada um dos trechos de estaca; e Y_{11} e Y_{12} , parâmetros da Primeira Lei de Cambeftort, conforme a figura 2-b.

2.2) O segundo coeficiente adimensional, denominado "rigidez relativa solo (fuste-ponta)-estaca" (λ), foi introduzido recentemente por Massad (1993), para solos homogêneos, como sendo:

$$\lambda = m z \quad (4)$$

Nesta expressão, m é o coeficiente adimensional de Baguelin et al (1971):

$$m = \frac{R S_p Y_1}{A_{lr}} \quad (5-a)$$

e

$$z = \sqrt{k} \quad (5-b)$$

Note-se que R é a inclinação do trecho pseudo-elástico da Segunda Lei de Cambeftort e S_p é a área da ponta da estaca.

O coeficiente λ pode ser escrito:

$$\lambda = \frac{R \cdot S_p / K_r}{\sqrt{k}} \quad (6)$$

onde o numerador representa a rigidez relativa do conjunto solo da ponta-estaca; e, o denominador, a rigidez relativa do conjunto solo do fuste-estaca.

Nos casos em que a estaca atravessa camada mais fraca e fica embutida em solo mais resistente, a expressão (6) continua válida, devendo-se tomar sempre para R a inclinação do trecho pseudo-elástico da Segunda Relação de Cambefort. Chamando-a de R_2 (ver a figura 2-b), pode-se escrever, para solos heterogêneos:

$$\lambda_2 = \frac{R_2 \cdot S_p / K_{r2}}{\sqrt{k_2}} \quad (7)$$

Nestes problemas de embutimento tudo se passa (veja-se Massad, 1993) como se o solo fosse homogêneo e a estaca tivesse comprimento h_1 , portanto terminasse na interface entre as duas camadas de solo. A reação nesta ponta fictícia da estaca obedece à Segunda Relação de Cambefort, com um parâmetro R_{eq} constante, desde que:

- a) a plena mobilização do atrito lateral ocorra antes na camada mais fraca e progrida depois para o trecho de embutimento; esta condição é satisfeita, por exemplo, quando $y_{11} \cong y_{12}$; ou
- b) que o trecho de embutimento seja o suficientemente rígido para dar uma resposta linear às solicitações do carregamento; para satisfazer esta condição, basta que $k_2 \leq 1$, no máximo 1,5, conforme Massad (1993).

Isto posto, é possível definir, por analogia com a expressão (6):

$$\lambda = \frac{R_{eq} \cdot S_p / K_{r1}}{\sqrt{k_1}} \quad (8)$$

Este parâmetro depende, obviamente, das características da ponta real (λ_2); da rigidez referente a cada camada de solo (k_1 e k_2); e de um termo r , dado por:

$$r = \frac{z_2}{z_1} \cdot \frac{K_{r2}}{K_{r1}} \quad (9)$$

como mostra o ábaco da figura 3.

Para os solos homogêneos, pode-se tomar $h_1 = h_2$, donde $k_1 = k_2$ e

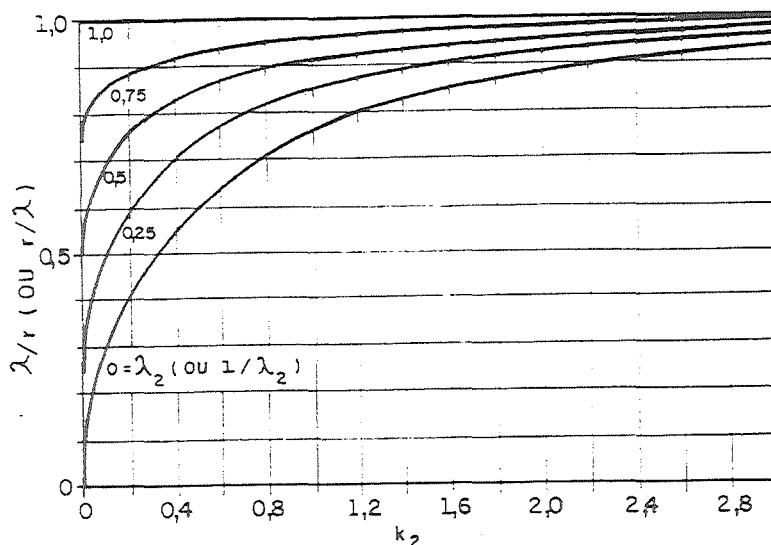


FIGURA 3 - COEFICIENTE λ EM FUNÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA PONTA (λ_2) E DO TRECHO DE EMBUTIMENTO (k_2)

$r=1$, podendo-se tratar o problema como se fosse um caso particular de heterogeneidade.

Massad (1993) mostrou que a condição $\lambda=1$ é um "divisor de águas". Uma vez satisfeita, tudo se passa como se a estaca fosse comparável a uma outra, infinitamente compressível (k_1 tendendo ao infinito); ou como se a rigidez de ponta fosse "equilibrada", isto é, na medida certa para validar esta comparação.

Como o termo "parabólico" evoca, num sentido figurado, "uma realidade de ordem superior", pode-se caracterizar uma situação que foge da condição $\lambda=1$ como sendo "elítica" (omissão) ou "hiperbólica" (exagero), como está indicado na Tabela III.

TABELA III: TIPOS DE ESTACAS EM FUNÇÃO DE λ

CONDIÇÃO	CASO	SIGNIFICADO
$\lambda < 1$	elítico	deficiência de rigidez de ponta
$\lambda = 1$	parabólico	rigidez de ponta "equilibrada"
$\lambda > 1$	hiperbólico	excesso de rigidez de ponta

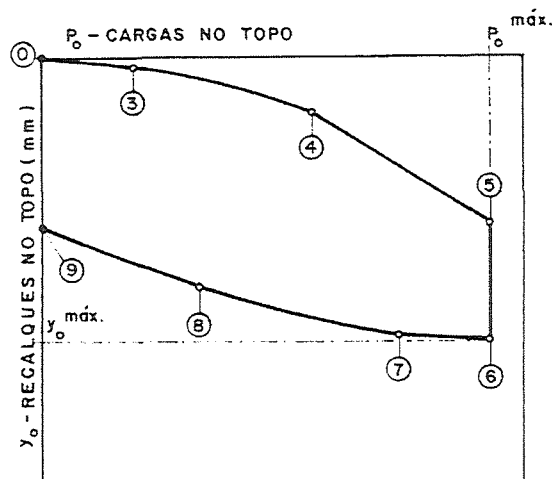


FIGURA 4 - CURVA CARGA - RECALQUE (TEÓRICA)

3. A forma da curva carga-recalque no topo

Através de desenvolvimento matemático em que se calcula a transferência de carga ao terreno, supondo: a) que a estaca é compressível como peça estrutural; b) que existe, na ponta da estaca, uma força:

$$P_h = (\mu - 1) A_{lr} \quad (10)$$

atuando desde o início do carregamento; c) que valem as Leis ou Relações de Cambefort, modificadas para incorporar a reversão do atrito lateral; e d) que a estaca atravessa camada homogênea e fica embutida em solo mais resistente, foi possível mostrar (Massad, 1991-c; 1992 e 1993) que a curva carga-recalque apresenta 4 trechos bem definidos durante o carregamento, delimitados pelos pontos notáveis da figura 4.

Trecho 0-3 - Trata-se de um trecho retilíneo, que corresponde à fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral (Primeira Relação de Cambefort). O ponto 3, em particular, assinala o momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca. Neste ponto valem as relações:

$$P_{o3} = \frac{\mu A_{lr1}}{z_1} \beta'_3 \quad (11)$$

$$e \quad Y_o = \mu Y_{11} \quad (12-a)$$

onde :

$$\beta'_3 = \frac{\operatorname{tgh}(z_1) + \lambda z_1}{1 + \lambda \operatorname{tgh}(z_1)} \quad e \quad z_1 = \sqrt{k_1} \quad (12-b)$$

Para o caso de estacas compressíveis ou "longas", tem-se $\beta'_3 \cong 1$, isto é, a ponta está tão distante que não influencia no valor da carga no topo da estaca. O mesmo acontece quando $\lambda \cong 1$, isto é, quando a estaca é "parabólica" (Tabela III).

Trecho 3-M(4)— Este trecho (figura 4) é curvilíneo e corresponde ao avanço da "plena mobilização" do atrito lateral ao longo do fuste, do topo (ponto 3) em direção à ponta (ponto 4), no caso de solos homogêneos, ou em direção à interface entre camadas (ponto M), no caso de solos heterogêneos. Sua equação é:

$$\frac{Y_o}{\mu Y_{11}} = \left[1 - \frac{(\beta')^2}{2} \right] + \frac{k_1}{2} \left(\frac{P_o}{\mu A_{lr1}} \right)^2 \quad (13)$$

A figura 5 mostra como β' varia em função do nível de carga aplicada; e dos coeficientes de rigidez k_1 e λ .

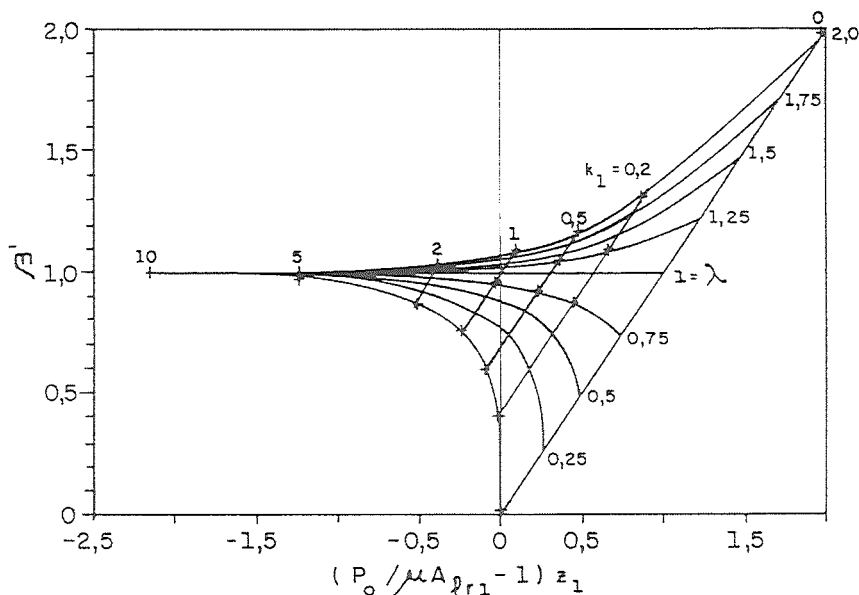


FIGURA 5 - ÁBACO DE β'

a) Atente-se, em primeiro lugar, ao fato deste termo β' envolver a rigidez relativa dos "solos" da ponta e do fuste (k_1 e λ).

b) Em segundo lugar, a linha em diagonal deste ábaco, que liga a origem ao ponto de coordenadas (2;2), representa o ponto 4 (para solos homogêneos), ou o ponto M (para solos heterogêneos), da figura 4, isto é, o ponto de mobilização plena do atrito lateral ao longo do fuste, até a altura h ou h_1 da estaca. Já a posição do ponto 3 da figura 4, início da mobilização plena do atrito no topo da estaca, é dada pelas intersecções das curvas de igual valor de λ com as outras linhas em diagonal, associadas aos diversos valores de k_1 (10; 5; 2; 1; 0,5; 0,2; e 0).

c) Para $\beta' > 1$, as curvas de igual valor de λ têm duas assíntotas hiperbólicas, uma delas é o próprio eixo dos β' e, a outra, retas paralelas à linha diagonal. Em particular e no limite, quando λ tende ao infinito, a outra assíntota coincide com a linha em diagonal, que passa pela origem e pelo ponto (2;2).

Um resultado prático ligado a estas considerações diz respeito a uma estaca atravessando lama, portanto com $k_1 \cong 0$, e apoiada em rocha, com λ muito elevado. Neste caso a expressão (13) se degenera em:

$$Y_o = \frac{P_o}{K_{r1}} \quad (14)$$

isto é, a estaca comporta-se como se fosse uma coluna.

d) Para $\beta' < 1$, as referidas curvas têm uma única assíntota hiperbólica, o próprio eixo dos β' . Pontos como os de coordenadas (0,0) são pontos de tangência.

Massad (1993) mostrou que quando k_1 for elevado (≥ 5) ou $\lambda \cong 1$ (estaca parabólica), a curva dada pela expressão (13) se aproxima de uma parábola. Note-se que para solos homogêneos (ou heterogêneos), quando k (ou k_1) for elevado (estaca compressível) vale a condição $\lambda \cong 1$ num bom pedaço do trecho 3-M(4), donde $\beta' \cong 1$ e a curva carga-recalque no topo se aproxima de uma parábola. Quando

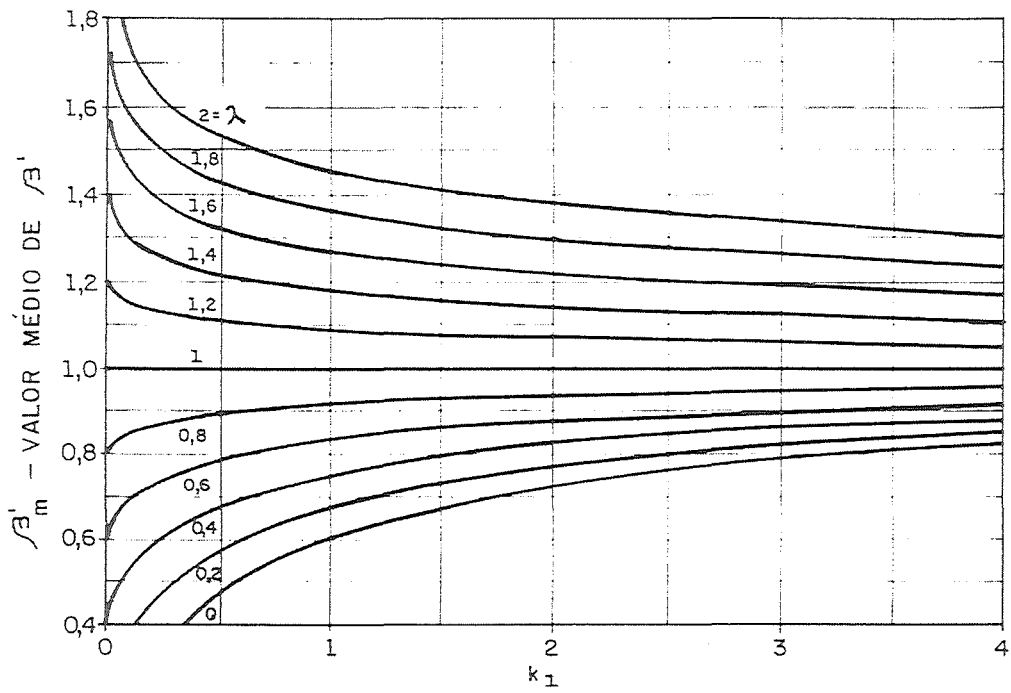


FIGURA 6 - ÁBACO PARA O MÉTODO DA PARÁBOLA

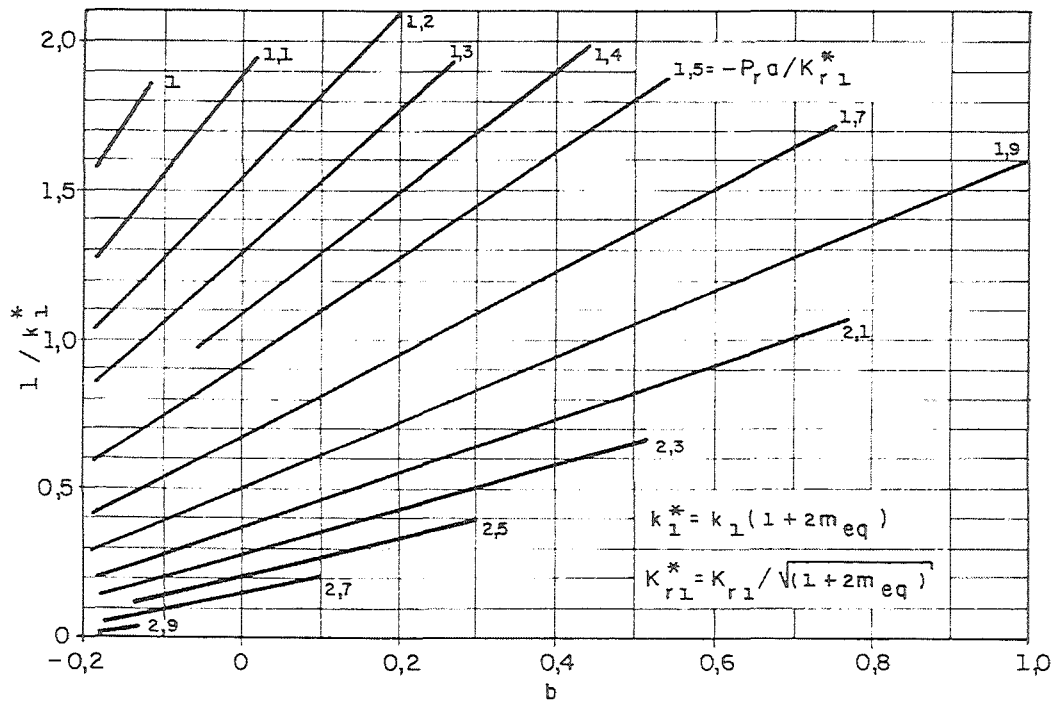


FIGURA 7 - ÁBACO PARA O MÉTODO DA EXPONENCIAL

k (ou k_1) for baixo (estaca rígida), a condição $\lambda \approx 1$ pode se verificar, dependendo das características da ponta e do trecho de embutimento, e a curva $P_o - y_o$ aproximar-se-á também de uma parábola.

Em termos práticos, para que a forma da curva $P_o - y_o$ no trecho 3-M(4), governada pela expressão (13), se aproxime de uma parábola basta que β' seja constante. A figura 6 mostra valores de β' médios (β'_m) em função de k_1 e de λ . Vê-se que quando λ varia entre 0,8 e 1,2, $\beta'_m \approx 1$, para estacas "intermediárias" e mesmo rígidas, fato que será útil na interpretação de provas de carga.

Trecho 4-5 - A relação carga-recalque volta a ser linear, correspondendo à mobilização da resistência na ponta, ao longo do trecho pseudo-elástico da Segunda Lei de Cambefort. Tem-se:

$$\frac{P_o - \mu A_{1r}}{Y_o - Y_{enc}} = \frac{1}{\frac{1}{K_r} + \frac{1}{R_2 \cdot S_p}} \quad (15-a)$$

$$\text{com: } Y_{enc} = \frac{\mu A_{1r1}}{2 \cdot K_{r1}} + \frac{\mu A_{1r2}}{2 \cdot K_{r2}} + \frac{\mu A_{1r2}}{K_{r1}} \quad (15-b)$$

Note-se que Y_{enc} é o encurtamento elástico da estaca, sob a ação de A_{1r1} e de A_{1r2} , e que se deve ter:

$$A_{1r} = A_{1r1} + A_{1r2} \quad \text{e} \quad \frac{1}{K_r} = \frac{1}{K_{r1}} + \frac{1}{K_{r2}} \quad (15-c)$$

Trecho 5-6 - Chega-se finalmente ao trecho 5-6, quando ocorre a ruptura na ponta, cuja reação atinge seu valor máximo, R_p . Atente-se para o caso particular de Estaca de Atrito, com $1 \leq \mu < 2$, em que os pontos 4 e 5 coincidem, isto é, a estaca rompe-se bruscamente, após a mobilização total do atrito lateral: toda a reação de ponta já havia sido mobilizada como carga residual.

No descarregamento segue-se um caminho inverso nas Leis de Cambefort, em que parâmetros como y_1 , B e R não são necessariamente os do carregamento, pois os solos são essencialmente materiais não-elásticos. Admitindo-se que o carregamento atinja ou ultrapasse o ponto 4, de mobilização total

do atrito lateral, existem (Massad, 1992 e 1993) três trechos bem definidos no descarregamento (ver a figura 4): a) o primeiro, retilíneo (Trecho 6-7), associado ao trecho pseudo-elástico da "volta" na Primeira Lei de Cambeffort; b) segue-se um segundo, curvilíneo (Trecho 7-8), que corresponde ao início (ponto 7) e fim (ponto 8) da "plena mobilização" do atrito, no sentido reverso, contrário à subida da estaca; e c) finalmente, um terceiro, também retilíneo (Trecho 8-9), associado ao "rebound" franco da ponta.

ILUSTRAÇÃO ATRAVÉS DE SIMULAÇÕES – LIMITES DAS EXTRAPOLAÇÕES DA CARGA DE RUPTURA, EM PROVAS DE CARGA, E EFEITO DA CARGA RESIDUAL

Um dos objetivos do presente estudo é mostrar os limites das extrapolações correntemente empregadas para a obtenção da carga de ruptura, em provas de carga interrompidas prematuramente. Para mostrá-los e ao mesmo tempo ilustrar os resultados alcançados, recorrer-se-á a algumas simulações, feitas com computador.

1. Casos de estacas compressíveis

Quando k_1 (ou k) é elevado, $\beta' \approx 1$ em boa parte do trecho 3-M(4).

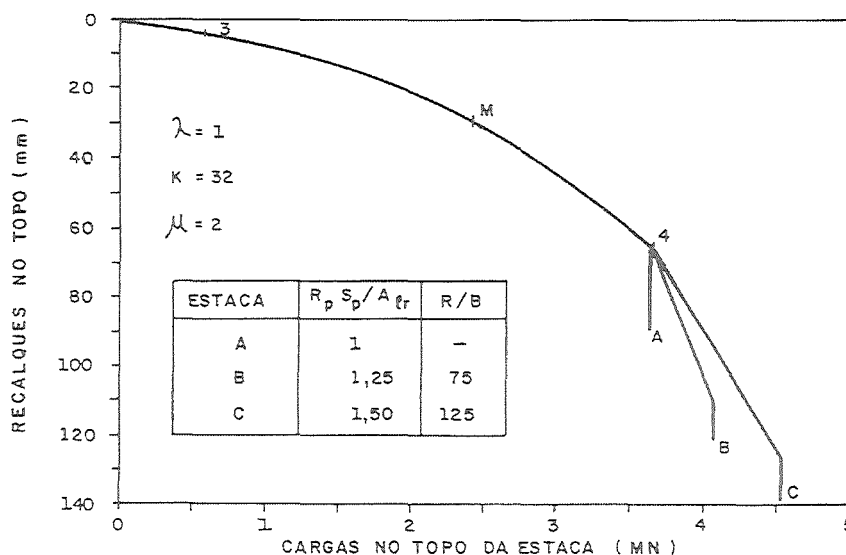


FIGURA 8 - ESTACAS CRAVADAS, MUITO COMPRESSÍVEIS (PARABÓLICAS)

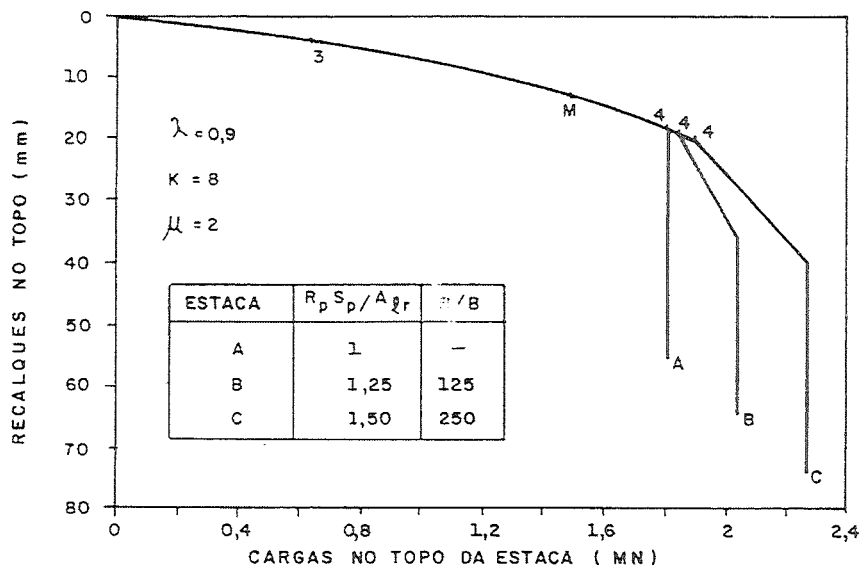


FIGURA 9 - ESTACAS CRAVADAS, COMPRESSÍVEIS (PARABÓLICAS)

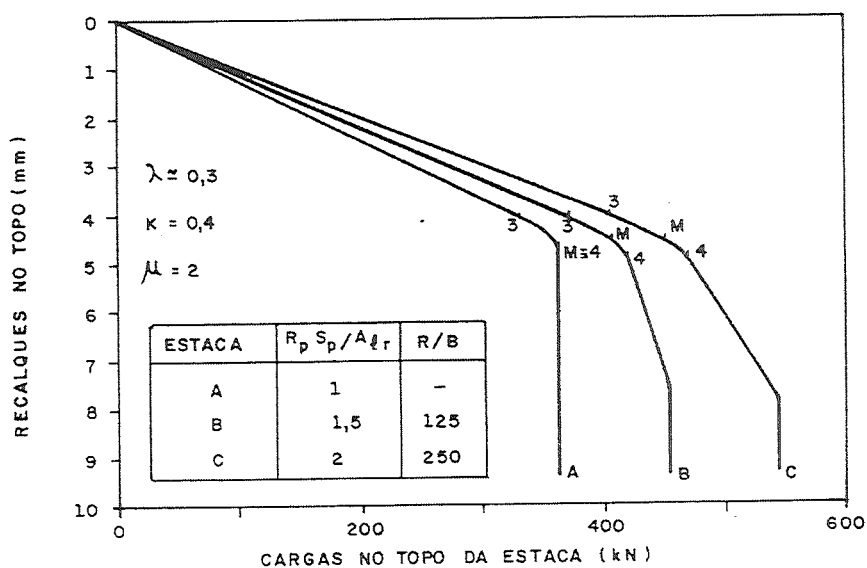


FIGURA 10 - ESTACAS CRAVADAS, MUITO RÍGIDAS (ELÍTICAS)

Em consequência, o trecho 3-M(4) torna-se independente da ponta e da camada de embutimento da estaca. Analise-se, neste sentido, as figuras 8 e 9: os trechos 3-4 são comuns às estacas A, B e C, com idênticas dimensões, todas elas "parabólicas", isto é, com $\lambda \approx 1$, independentemente das características das pontas.

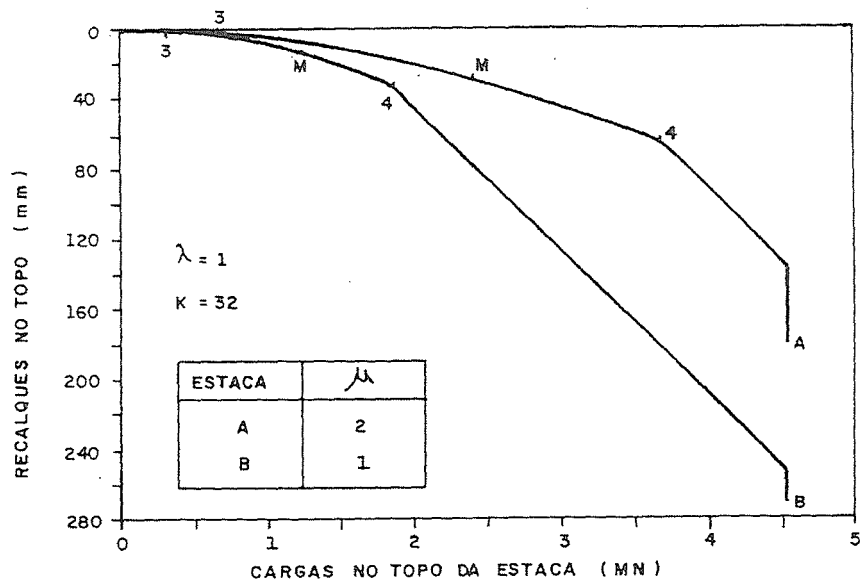


FIGURA 11 - ESTACAS CRAVADAS, MUITO COMPRESSÍVEIS (PARABÓLICAS), CRAVADAS (A) E ESCAVADAS (B)

Em situações como esta, se uma prova de carga sofrer interrupção prematura, nas imediações do ponto 4, nada se pode inferir quanto à carga de ruptura, pelo simples motivo da ponta não ter sido solicitada além da carga residual (P_h). Mas a componente de atrito lateral desta carga e $\mu \gamma_1$ podem ser estimadas, como será visto.

2. Casos de estacas rígidas ("curtas") e elípticas"

Contraopondo-se ao primeiro caso, a figura 10 mostra a dependência das curvas em relação às características da ponta em estacas rígidas e "elípticas", com $\lambda \approx 0,3$, portanto bem abaixo de 1.

Nestes casos, a ponta interfere na forma da curva carga-recalque do topo, desde o início do carregamento. Ademais, o trecho 3-M(4) não é bem desenvolvido e a sua forma não tem nada a ver com curvas do segundo grau ou exponenciais. De provas de carga interrompidas prematuramente não se pode extrapolar a carga de ruptura.

3. Casos de estacas escavadas e cravadas - o efeito de μ

As ilustrações das figuras 8 a 10 referem-se a estacas cravadas, com $\mu = 2$. A figura 11 mostra o que ocorre com estaca escavada (B), em comparação com estaca cravada (A), ambas compressíveis e com $\lambda \approx 1$, por hipótese instaladas num mesmo terreno e com idênticas

dimensões. Em ambos os casos o trecho 3-M(4) é parabólico e a carga de ruptura é a mesma. A diferença fica por conta da mobilização da ponta: na estaca A a ponta é mobilizada de início, face à existência de uma carga residual aprisionada. Daí porque apresenta recalques nitidamente menores, fato aliás previsível pela expressão (13). Note-se também que μ amplifica o trecho 3-M(4), tornando-o relativamente mais desenvolvido.

MÉTODOS PARA A INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA

Para casos em que $k \geq 8$ (estaca compressível ou "longa"), ou quando $2 < k < 8$ (estaca "intermediária", nem "longa" e nem "curta") e $0,8 \leq \lambda \leq 1,2$, o trecho 3-M(4) é o suficientemente desenvolvido e pode ser aproximado a curvas conhecidas (parábola, exponencial ou hipérbole), de forma a permitir a separação da carga aplicada nas suas componentes, de atrito e de ponta, e a obtenção dos parâmetros de Cambefort.

Para cada tipo de curva existe um método de análise. Dois deles foram apresentados pelo autor, em trabalhos já citados, e o terceiro, o método da hipérbole, é inédito.

Nos roteiros de cálculo, que são praticamente idênticos para os três métodos, a) considera-se inicialmente os casos de estacas de atrito levadas à ruptura; b) passa-se a seguir às estacas de ponta, também levadas à ruptura ou em que há uma mobilização significativa da resistência de ponta; c) para, finalmente, tratar de provas de carga interrompidas prematuramente.

1. Método da Parábola

Como se viu acima, para os casos em que k_1 é elevado (≥ 8) ou $0,8 \leq \lambda \leq 1,2$, o trecho 3-M(4) aproxima-se de uma parábola, podendo-se facilmente determinar $\mu \cdot A_{1r1}$ e $\mu \cdot y_{11}$.

Com os dados da prova de carga pode-se determinar, inicialmente, os coeficientes da correlação:

TABELA IV: INDICAÇÕES PARA O USO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO

MÉTODO	$\mu \cdot A_{lr1}$	$\mu \cdot Y_{11}$	$1/k_1$
PARÁBOLA	$\frac{1}{2 \cdot c_1 \cdot K_{r1}}$	$\left[1 - \frac{(\beta'_m)^2}{2}\right] \cdot c_o$ mais figura 6	expressão(3-b)
EXPONENCIAL	$\frac{-P_r^2 \cdot c_1}{4,1 \cdot K_{r1}}$	expressão(3-b)	ábacos das figuras 3 e 7
HIPÉRBOLE	$\frac{0,141}{K_{r1} \cdot c_o \cdot c_1}$	$\frac{c_o}{4,6 \cdot c_1}$	expressão(3-a)

$$y_o = c_o + c_1 \cdot (P_o)^2 \quad (16)$$

A figura 16-b ilustra este tipo de correlação. Para o descarregamento vale uma relação análoga (ver Massad, 1992), ilustrada na figura 16-d. A tabela IV resume as fórmulas e os ábacos necessários para os cálculos, conforme Massad (1993).

O roteiro de cálculo é o seguinte:

- determina-se $\mu \cdot A_{lr1}$, diretamente, através da fórmula indicada na tabela IV;
- na hipótese da estaca ser de atrito e a prova de carga ter atingido a ruptura tem-se, necessariamente, $\mu \cdot A_{lr} = Q_r$, isto é, igual à carga de ruptura. Logo:

$$\mu \cdot A_{lr2} = \mu \cdot A_{lr} - \mu \cdot A_{lr1} \quad (17)$$

Uma vez obtido o valor de μ , através de análise do descarregamento ou de provas de carga de arrancamento, tem-se os valores de A_{lr1} , A_{lr2} e P_h , que é toda a contribuição da ponta para carga de ruptura (Q_r).

O valor de $\mu \cdot Y_{11}$ pode ser estimado através de cálculo interativo em λ , com a fórmula e o ábaco (figura 6), indicados na tabela IV. A seguir computa-se o valor de k_1 . No caso de

solos homogêneos, em que $y_{11} = y_{12} = y_1$, determina-se facilmente λ . Para solos heterogêneos, é necessário fazer alguma hipótese quanto à relação y_{11}/y_{12} . Na ausência deste dado, pode-se supor, numa primeira aproximação um tanto grosseira, $y_{11} = y_{12}$.

- c) se a estaca for de ponta e a prova de carga atingiu a ruptura, ou, pelo menos, mobilizou um quinhão da resistência de ponta, acima da carga residual, ou seja, permite a definição do trecho 4-5 da figura 4, procede-se da seguinte forma: pela fórmula indicada na tabela IV determina-se $\mu.A_{1r1}$. O valor de $\mu.A_{1r}$ é obtido através das expressões (15-a, b e c). Donde, pela expressão (17) tem-se $\mu.A_{1r2}$. Os parâmetros característicos da ponta, a saber, R_2 e R_p , podem ser determinados facilmente. A obtenção das parcelas de atrito (na ruptura) e de ponta se completa com a estimativa de μ pelo descarregamento ou por meio de prova de carga à tração. Estimativas de k_1 , μ , y_{11} e de λ seguem o roteiro traçado no item anterior.
- d) Se a prova de carga foi interrompida prematuramente, nas imediações do ponto M(4), bem antes de se atingir a ruptura, e se a estaca for nitidamente compressível, vale dizer, "longa" (k_1 ou k elevados), pode-se estimar apenas $\mu.A_{1r1}$ e $\mu.y_1$, com base nas fórmulas indicadas na tabela IV. Para estacas "intermediárias" ou rígidas ("curtas"), nada se tem a fazer, pois não é possível obter-se λ e aquilatar-se se o trecho 3-M(4) depende ou não das características da ponta, que não podem ser estimadas só com a prova de carga.

2. Método da Exponencial

A parábola, dada pela expressão (13), que a rigor vale para estacas compressíveis ("longas"), ou para as "intermediárias" com $0,8 \leq \lambda \leq 1,2$, pode ser aproximada pela seguinte relação exponencial:

$$P_o = P_r \left[1 - \exp (c_o + c_1 \cdot y_o) \right] \quad (18)$$

onde c_o , c_1 e P_r são constantes, que dependem de características do sistema solo-estaca. Massad (1992 e 1993) apresentou uma metodologia racional para se chegar a estas constantes, de resto ilustrada através das figuras 16-c e 16-e.

Observe-se que apesar da semelhança com a expressão de Van der

Veen (1953) modificada por Aoki (1976), a expressão (18) tem um outro significado: ela deve ser ajustada ao trecho 3-M(4) da curva carga-recalque do topo. Além disso, P_r não é necessariamente a carga de ruptura extrapolada.

Com base nos três parâmetros (c_0 ; c_1 e P_r) pode-se fazer as várias determinações, algumas por cálculo direto, como as parcelas de atrito (ruptura) e ponta da carga aplicada, outras indiretamente, via cálculo iterativo em λ , com as fórmulas indicadas na Tabela

TABELA V: DADOS GERAIS SOBRE AS ESTACAS ANALISADAS

LOCAL TIPO DE ESTACA (REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA)	ESTACA NÚMERO	DIÂMETROS		ÁREAS		COMPRIMENTOS	
		D_{EXT} (cm)	D_{INT} (cm)	S (cm ²)	S_p (cm ²)	h (m)	h_2 (m)
COSIPA ESTACA METALICA, TUBADA (ROTHMANN, 1985)	4	35,6	33,7	103	103	31,5	10,0
	7	35,6	33,7	103	103	34,6	7,0
	8	35,6	33,7	103	103	27,5	7,5
	6	35,6	33,7	103	993	31,5	7,5
	9	35,6	33,7	103	993	33,9	5,9
	10	35,6	33,7	103	993	26,0	2,5
PENHA-SP METÁLICA, TUBADA (RAIZ ENG., 1990)	-	34,3	32,3	105	923	20,6	10,3
PTE-CASQUEIRO METALICA 2T (NÁPOLES N., 1958)	-	-	-	96	200	31,8	15,9
TANQUES GLP-ALEMOA METALICA TUBADA, CHEIA DE CONCRETO (DANZIGER, 1980)	E013 E164	46,0 35,5	44,1 33,9	1662 990	1662 990	45,0 41,0	15,0 14,0

LEGENDA =

- D_{EXT} e D_{INT} - DIÂMETROS EXTERNO E INTERNO DE ESTACAS TUBADAS
h - COMPRIMENTO DA ESTACA
 h_2 - COMPRIMENTO DO TRECHO DE EMBUTIMENTO DA ESTACA, NA CAMADA MAIS RESISTENTE, QUANDO EXISTIA
S e S_p - ÁREAS DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS DA ESTACA, NO FUSTE E NA PONTA

IV e seguindo roteiro semelhante ao apresentado acima, quando se tratou da relação parabólica (Veja-se também Massad, 1993).

3. Método da Hipérbole

Com o objetivo de estimar a carga de ruptura em provas de carga, principalmente aquelas não levadas à ruptura, Chin (1970), em trabalho já citado, propôs ajustar a curva toda carga-recalque por uma hipérbole, com a forma:

$$\frac{Y_0}{P_0} = c_0 + c_1 \cdot Y_0 \quad (19)$$

Novamente, no contexto deste trabalho, é possível dar uma interpretação a esta ajustagem, desde que ela se estenda apenas ao trecho 3-M(4), e desde que se trate de estacas parabólicas, a saber, com $\lambda \approx 1$.

A tabela IV mostra como se pode determinar, de forma direta, $\mu.A_{1r1}$, k_1 e y_{11} , na interpretação de provas de carga. Os outros parâmetros, $\mu.A_{1r}$, $\mu.A_{1r2}$ e λ podem ser obtidos de forma análoga ao do método da parábola.

ILUSTRAÇÃO COM CASOS DE OBRA

Para aplicar os métodos apresentados acima, foram selecionados casos de obras com estacas "longas" ou, quando "curtas", com $\lambda \approx 1$, e que foram submetidas a provas de carga. A tabela V dá indicações sobre as características geométricas e de material das estacas, bem como a fonte bibliográfica de consulta.

A maior parte das estacas atravessou camadas alternadas de areias e argilas moles a médias do quaternário marinho da Baixada Santista, ora com trecho final (h_2) embutido em solos residuais (Cosipa); ora com a ponta apoiada em areias compactas com pedregulho (Alemoa e Ponte do Casqueiro). Uma das estacas foi cravada na Penha, em solos variegados, típicos da cidade de S. Paulo.

Com exceção da prova de carga na estaca E164, todas as outras foram levadas até a ruptura (ver última coluna da Tabela VIII) ou,

TABELA VI: ANÁLISE DO TRECHO 4-5 E DO DESCARREGAMENTO

LOCAL TIPO DE ESTACA	ESTACA NÚMERO	CARGA DE RUPTURA (MN)	TRECHO 4-5		"REBOUND"		
			$R_2 \cdot S_P$ kN/mm	$\mu \cdot A_{1r}$ (kN)	A_{1r1} (kN)	Y_{1R} mm	μ
COSIPA ESTACA METÁLICA TUBADA	4	1,1	-	1125	-	-	-
	7	1,4	-	1370	-	-	-
	8	1,1	-	1080	-	-	-
	6	2,0	8,2	1492	-	-	-
	9	1,9	-	1860	-	-	-
	10	1,8	124,3	822	-	-	-
PENHA-SP METALICA TUBADA	-	3,0	-	3000	1496	1,1	2
PTE-CASQUEIRO METALICA 2T	-	1,5	-	1500	-	-	-
TANQUES GLP-ALEMOA METALICA TUBADA, CHEIA DE CONCRETO	E013	3,1	18,5	2578	612	4,5	$\approx 1,6$
	E164	-	-	-	-	-	-

TABELA VII: COMPARAÇÃO ENTRE OS DIVERSOS MÉTODOS

LOCAL TIPO DE ESTACA	ESTACA NÚMERO	PÁRABOLA		EXPONENCIAL		HIPÉRBOLE	
		μA_{1r1} (kN)	μY_1 (mm)	μA_{1r1} (kN)	μY_1 (mm)	μA_{1r1} (kN)	μY_1 (mm)
COSIPA ESTACA METÁLICA TUBADA	4	533	1,5	584	2,0	555	1,6
	7	690	5,7	750	7,1	795	8,7
	8	314	3,1	338	3,7	335	2,7
	6	659	6,5	687	5,8	669	6,7
	9	960	8,8	984	8,3	969	8,9
	10	805	5,2	847	5,8	806	5,4
PENHA-SP METALICA TUBADA	-	1431	6,4	1308	5,6	1593	8,5
PTE-CASQUEIRO METALICA 2T	-	759	4,5	757	4,5	753	4,5
TANQUES GLP-ALEMOA METALICA TUBADA, CHEIA DE CONCRETO	E013	900	4,7	953	5,6	934	3,5
	E164	1294	4,6	1305	2,4	1291	4,2

TABELA VIII: OUTROS RESULTADOS DAS ANÁLISES FEITAS

LOCAL TIPO DE ESTACA	ESTACA NÚMERO	MÉTODO DA EXPONENCIAL				OBSERVAÇÕES
		k	k ₁	k ₂	λ	
COSIPA ESTACA METÁLICA TUBADA	4	8,1	2,9	1,2	1,1	Rp.S _p =P _h <Alr
	7	3,1	1,3	0,3	0,9	Rp.S _p =P _h <Alr
	8	3,7	0,8	0,7	1,7	Rp.S _p =P _h <Alr
	6	3,7	1,3	0,5	1,2	Rp.S _p >P _h =Alr
	9	3,5	1,5	0,3	1,0	Rp.S _p =P _h <Alr
	10	1,8	1,6	0,0	1,0	Rp.S _p >P _h =Alr
PENHA-SP METÁLICA TUBADA	-	5,0	1,1	1,4	1,0	Rp.S _p =P _h =Alr
PONTE CASQUEIRO METALICA 2 T	-	5,3	1,3	1,3	0,8	Rp.S _p =P _h <Alr
TANQUES GLP -ALEMOA MET. TUBADA, COM CONCRETO	E013 E164	3,4 -	0,9 2,2	0,7 -	1,3 -	Rp.S _p >P _h =Alr PC INTERROMPIDA

ao menos, avançou-se na mobilização da resistência de ponta.

Em geral, as estacas possuíam trecho 3-M(4) bem desenvolvido, o que possibilitou uma interpretação dos resultados das provas de carga segundo os métodos apresentados neste trabalho e resumidos na tabela IV. Seguiu-se os roteiros de cálculo apresentados acima. Nos casos em que se dispunha do "rebound", foram utilizadas as expressões apresentadas por Massad (1992), que requerem um k_{reb} elevado, teoricamente ≥ 10 . Dois casos atenderam a tal exigência, a saber Penha e E013 (Tanques de GLP, Alemoa).

Os resultados obtidos estão contidos nas tabelas VI, VII e VIII e nas figuras 12 a 17.

Antes de entrar em cada caso, observe-se as diferenças nos tipos de estacas, conforme a tabela IX. Os "diferenciadores" podem ser: a) as resistências de ponta (R_p) e de atrito lateral (A_{1r}), e as

TABELA IX: CLASSIFICAÇÃO DAS ESTACAS

DIFERENCIADOR	TIPOS	CONDIÇÃO	OBSERVAÇÃO
R_p e A_{1r}	FLUTUANTE	$R_p \cdot S_p < A_{1r}$	$1 \leq \mu < 2$
	PONTA	$R_p \cdot S_p \geq A_{1r}$	$1 \leq \mu \leq 2$
λ	ELÍPTICA	$\lambda < 1$	-
	PARABÓLICA	$\lambda \cong 1$	$0,8 \leq \lambda \leq 1,2$
	HIPERBÓLICA	$\lambda > 1$	-
k	RÍGIDA	$k \leq 2$	-
	INTERMEDIÁRIA	$2 < k < 8$	
	COMPRESSÍVEL	$k \geq 8$	

estacas se classificam em "flutuantes" e de "ponta"; b) o coeficiente λ , que envolve tanto a rigidez relativa solo (ponta)-estaca quanto a rigidez relativa solo (fuste)-estaca, conforme as expressões (6) ou (8); neste caso tem-se os tipos de estacas "elípticas", "parabólicas" e "hiperbólicas"; e c) a rigidez relativa solo (fuste)-estaca (k), quando as estacas rígidas se distinguem das compressíveis.

1. Estacas metálicas tubadas da Cosipa

Das estacas tubadas da Cosipa, que foram cravadas com ponta aberta, as de números 4, 7 e 8 (figura 12) não embucharam e tiveram um comportamento de estacas de atrito (flutuantes). As curvas de descarregamento não permitiram estimar μ , pois k_{reb} era baixo, mas é de se esperar valores de μ da ordem de 1,1. As estacas restantes (figura 13) embucharam, sendo que as de números 6 e 10 trabalharam como estacas de ponta e, a 9, como estaca flutuante.

O coeficiente λ variou entre 0,8 e 1,2, o que, em termos práticos e de forma aproximada (ver tabela IX), permite classificar as estacas como sendo "parabólicas". Exceção deve ser feita à de número 8, em que $\lambda = 1,65$, que seria, portanto, "hiperbólica". Observe-se, a propósito, que o ajuste teórico indicado na figura 12-c foi precário, pelo pequeno desenvolvimento do trecho 3-M.



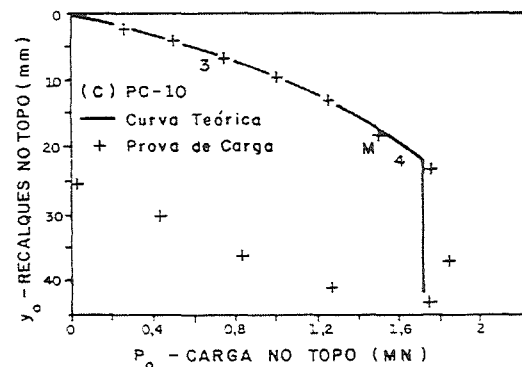
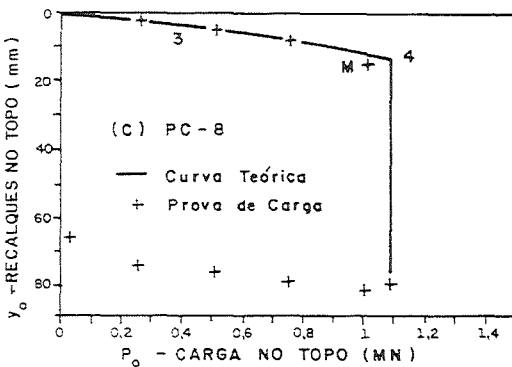
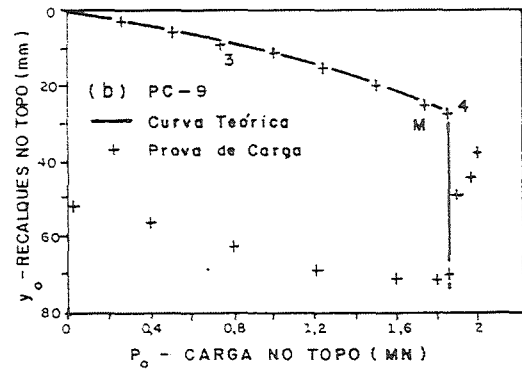
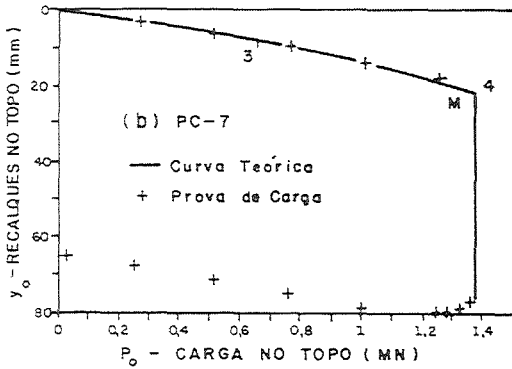
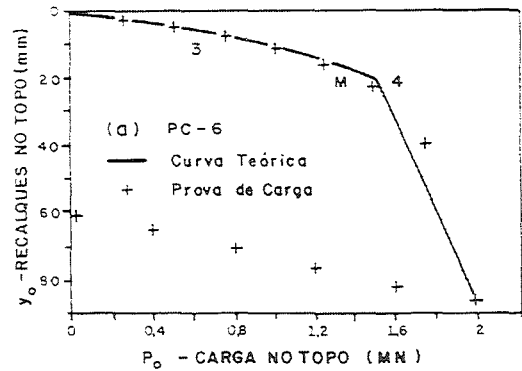
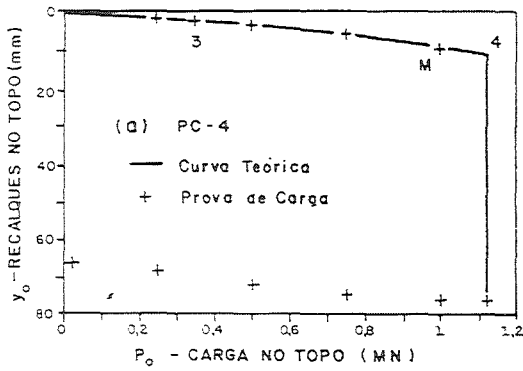


FIGURA 12 - ESTACAS TUBADAS - COSIPA

FIGURA 13 - ESTACAS TUBADAS - COSIPA

Os valores de k (tabela VIII) mostram que a maior parte destas estacas são do tipo "intermediário", tendendo a ser mais rígidas do que compressíveis, exceção feita à de número 4, compressível.

Finalmente, encontrou-se para o atrito unitário máximo (f_{max}), da camada de argila mole, valores entre 13 e 19 kPa, com média de 17 kPa, compatíveis com aqueles publicados na literatura técnica.

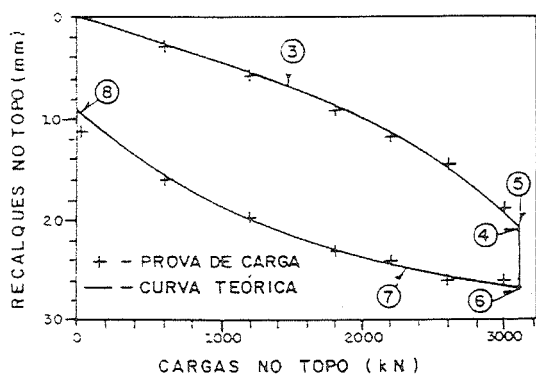


FIGURA 14 - ESTACA DA PENHA-SP

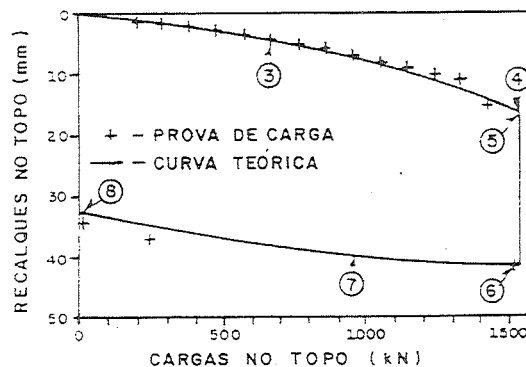


FIGURA 15 - ESTACA DA PONTE DO CASQUEIRO - SANTOS

2. Estaca da Penha, SP

Esta estaca, que foi levada à ruptura, situou-se no limite entre flutuante e ponta (veja-se tabelas VIII e IX). Apresentou "rebound" excelente (figura 14), que permitiu inferir um valor de $\mu = 2$ (tabela VI).

Trata-se de estaca dos tipos "parabólica" e "intermediária", com tendência a ser mais compressível do que rígida.

3. Estaca da Ponte do Casqueiro, Santos

A estaca metálica duplo T foi submetida a prova de carga de compressão (figura 15) e de arrancamento. Trata-se de estaca flutuante (tabela VIII) e, com base neste último tipo de teste, foi possível estimar $\mu \approx 1,3$, conforme trabalho de Massad (1992).

Quanto à rigidez relativa do sistema solo (fuste e ponta)-estaca, medida pelo coeficiente λ , pode-se classificá-la para fins práticos como sendo do tipo "parabólico".

O valor de k está em torno de 5, muito parecido com a estaca da Penha. É também uma estaca "intermediária", que tende a ser mais compressível do que rígida.

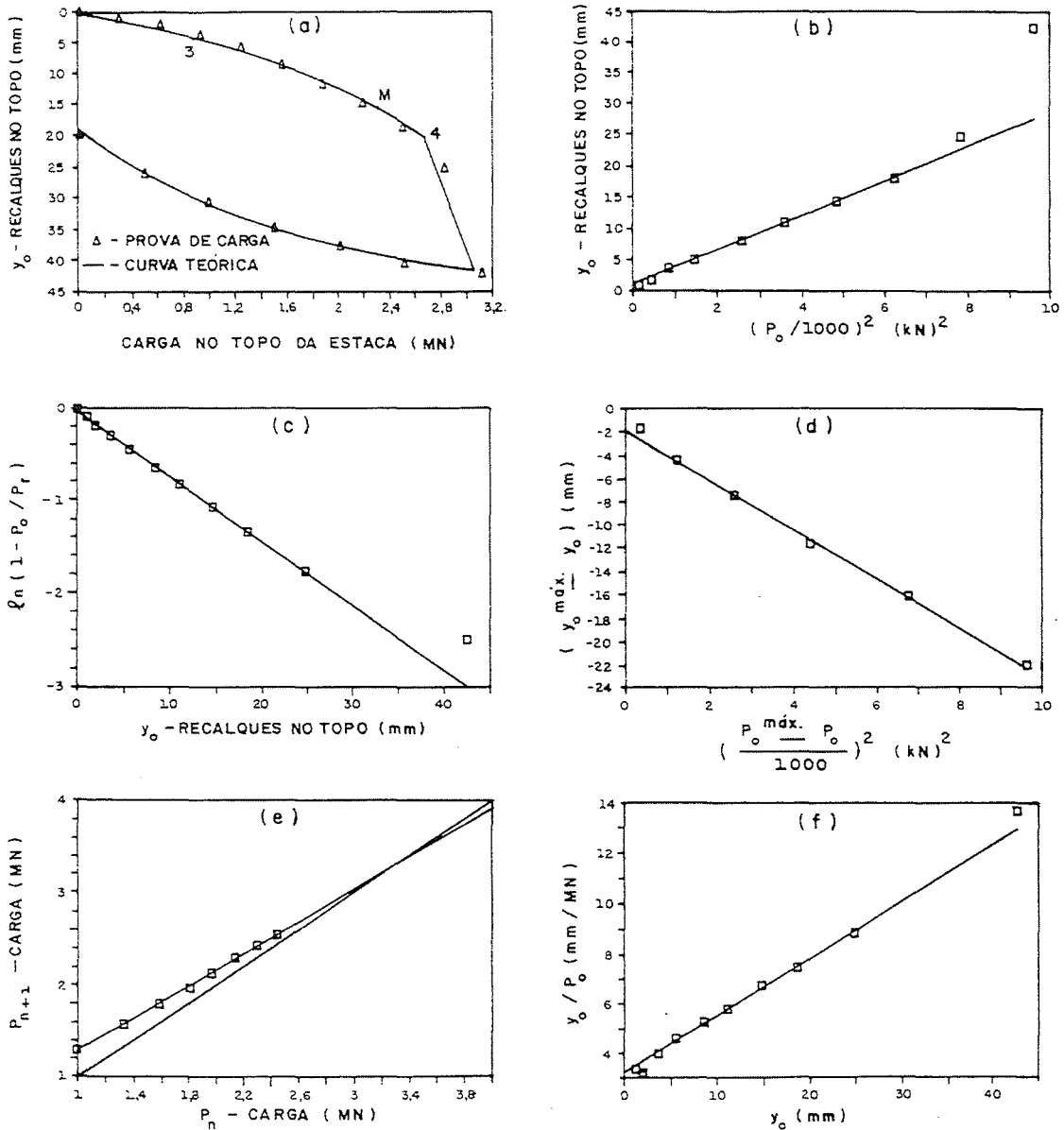


FIGURA 16 - ESTACA TUBADA COM CONCRETO - E-13
TANQUES GLP - ALEMOA (SANTOS)

4. Estacas dos tanques de GLP - Alemoa, Santos

Das duas estacas analisadas, a de número E013 tinha maior diâmetro e se mostrou ser menos compressível que a de número E164. Enquanto a primeira rompeu e apresentava excelente "rebound" (figura 16-a), a segunda foi interrompida prematuramente (figura 17).

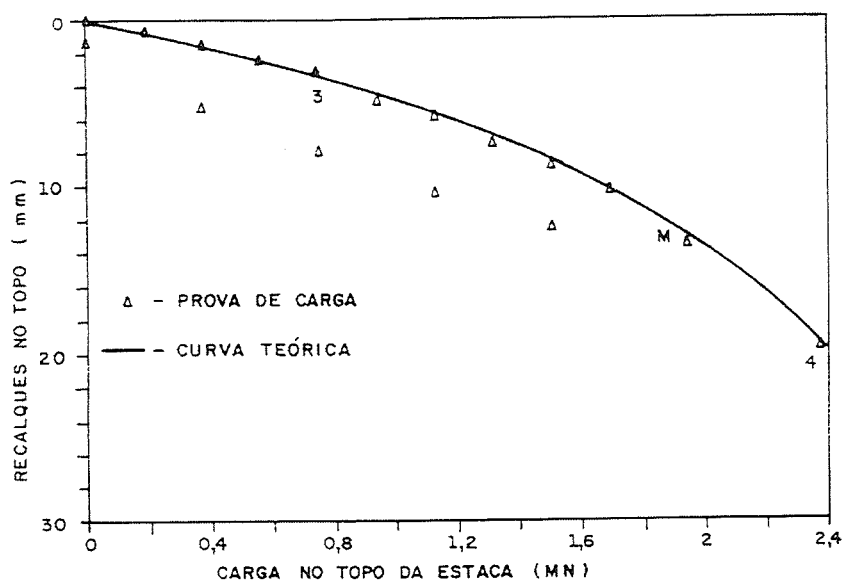


FIGURA 17 - ESTACA TUBADA COM CONCRETO -E-164 TANQUES GLP — ALEMOA (SANTOS)

A estaca número E013 revelou-se ser de ponta, com valor de $\mu \approx 2$; é "intermediária" e, de um ponto de vista prático, "parabólica", como se depreende da tabela VIII.

A de número E164, em que a prova de carga foi interrompida prematuramente, mostrou-se ser compressível e do tipo parabólico. Apesar disso, pode ser analisada só no que tange às propriedades da camada mais fraca (Tabela VII). Nada se pode dizer quanto à ponta e ao trecho de embutimento da estaca (Tabela VI).

5. Comparação entre os vários métodos

A tabela VII e as figuras 18-a e b permitem comparar os 3 métodos apresentados neste trabalho.

Uma análise destes dados leva à conclusão de que todos eles possibilitam, indistintamente, estimativas razoavelmente boas para $\mu \cdot A_{1r1}$ e com uma certa dispersão para $\mu \cdot \gamma_1$. Na hora de validar estes três métodos, isto é, de confrontar as curvas teóricas e as das provas de carga, os métodos da exponencial e da parábola,

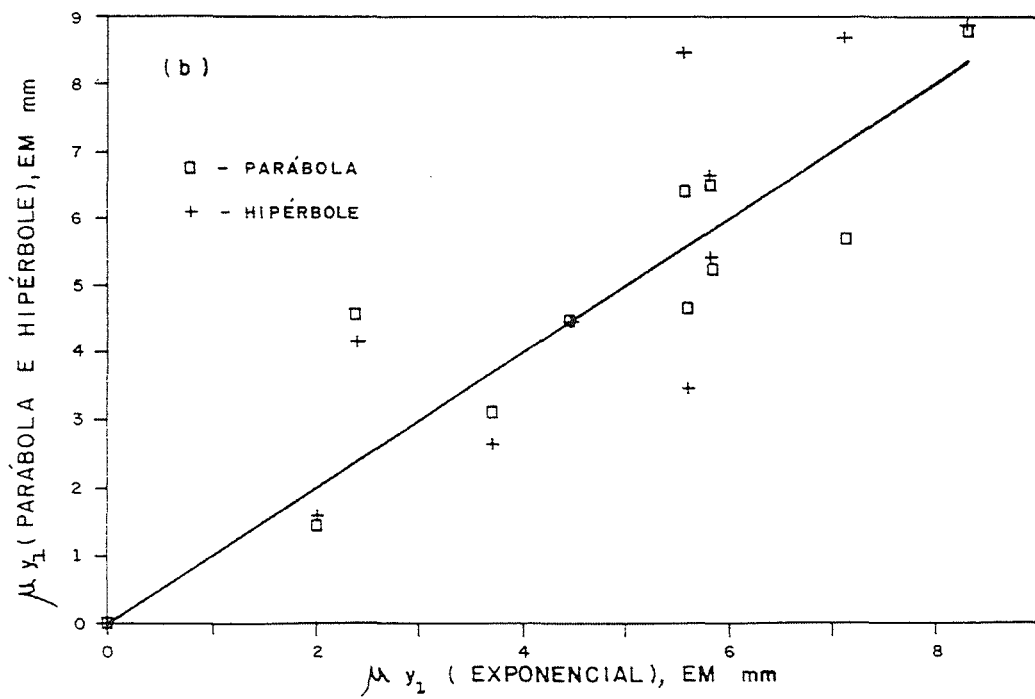
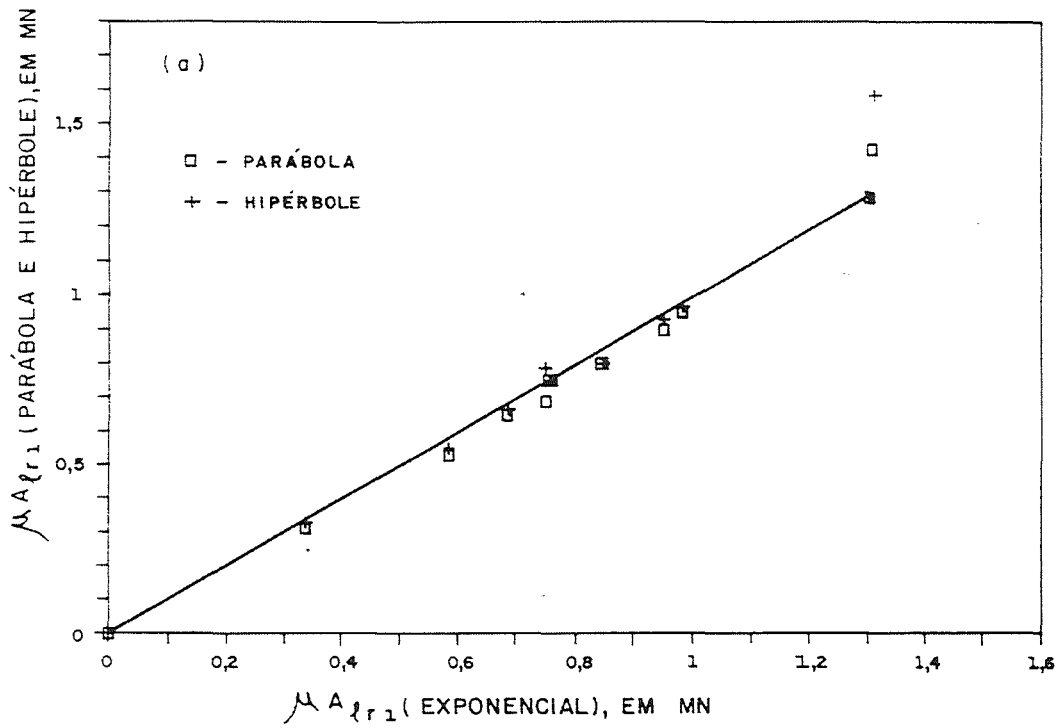


FIGURA 18 - COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO

nesta ordem, forneceram os melhores resultados. A rigor, o trabalho conjunto com os dois métodos permite uma melhor definição

do trecho 3-4(M). Nos desenhos apresentados adotou-se os valores calculados pelo método da exponencial.

CONCLUSÕES

Através de modelo matemático desenvolvido anteriormente pelo autor, foi possível dar uma interpretação "física" a conhecidas representações matemáticas da curva carga-recalque no topo, de estacas solicitadas axialmente. Assim, os coeficientes de correlações como a exponencial de Van der Veen, modificada por Aoki, e a hipérbole de Chin foram expressos em termos de parâmetros do sistema solo-estaca, para alguns tipos de estacas, claramente especificadas no trabalho. Com isto, foram fixados os limites de validade de aplicação prática destas representações, bem como das extrapolações que se costuma fazer em provas de carga interrompidas prematuramente.

Na sequência são apresentadas, em maior detalhe, as principais conclusões do trabalho.

1. Sobre o uso e o efeito do parâmetro μ (ou da carga residual)

Foi reenfatizada a vantagem do uso do parâmetro μ , que serve para quantificar a carga residual na ponta de estacas. Com ele pode-se tratar globalmente o comportamento das estacas em termos de curva carga-recalque no topo, sejam elas escavadas ou cravadas, de ponta ou de atrito. A carga residual é levada em conta como se fosse uma parcela do atrito lateral, que atua antes da reversão do atrito ao longo do fuste. Daí o fato de estacas com as mesmas dimensões e instaladas no mesmo terreno, apresentarem recalques tanto menores quanto maior for μ .

2. Sobre os coeficientes de rigidez k e λ e as classificações das estacas

Os coeficientes de rigidez k e λ , que levam em conta a rigidez relativa do sistema solo (ponta e fuste) e estaca, conforme as expressões (3), (6) e (8), possibilitaram não só um melhor

entendimento da forma da curva carga-recalque como também novas classificações das estacas. Além da classificação usual em estacas de ponta ou de atrito, o trabalho mostra a importância de duas outras: a) a que leva em conta o coeficiente k , que envolve a rigidez do solo do fuste, quando então as estacas rígidas ($k \leq 2$) são distinguidas das "intermediárias" e das compressíveis ($k \geq 8$); e b) a que considera o coeficiente λ , que envolve a rigidez do solo do fuste e da ponta, e que funciona como "um divisor de águas", separando as estacas "elípticas" ($\lambda < 1$) das "parabólicas" ($\lambda = 1$) e das "hiperbólicas" ($\lambda > 1$). A Tabela IX resume estas classificações.

3. Limites de validade das representações matemáticas da curva carga-recalque do topo

Quando a estaca for compressível ($k \geq 8$) ou intermediária ($2 < k < 8$), neste último caso com $0,8 \leq \lambda \leq 1,2$ (estacas parabólicas), é válido aproximar o trecho 3-M(4), correspondente ao avanço da plena mobilização do atrito lateral ao longo do fuste, a uma curva do segundo grau (parábola ou hipérbole) ou a uma exponencial. Com base nestas representações matemáticas, e desde que a prova de carga seja levada até a ruptura, é possível separar a carga aplicada (e o recalque por ela induzido) nas suas parcelas de ponta e atrito. Se a estaca for de ponta e houver a mobilização de um quinhão da resistência de ponta, acima da carga residual, de forma a permitir uma definição do trecho 4-5 (figura 4), a separação mencionada também é possível. Em particular, para solos homogêneos a parcela de atrito na ruptura pode ser obtida através das fórmulas indicadas na primeira coluna da Tabela IV.

Para estacas rígidas, elípticas ou hiperbólicas, os trechos 3-4(M) não se aproximam de curvas exponenciais, hipérboles ou parábolas, impedindo a aplicação dos métodos propostos neste trabalho.

4. Limites das estrapolações em provas de carga interrompidas prematuramente

Para provas de carga interrompidas prematuramente, antes de se

atingir a ruptura, deve-se distinguir duas situações.

- a) A primeira, em que houve uma mobilização significativa da ponta, permitindo uma definição do trecho 4-5 da figura 4. Nesta situação, abordada no item 3 acima, é possível separar a carga aplicada (e o recalque por ela induzido) nas suas parcelas de atrito e ponta, desde que a estaca seja compressível ($k \geq 8$), ou então, intermediária ($2 < k < 8$) e parabólica ($0,8 \leq \lambda \leq 1,2$).
- b) A segunda, em que não houve a definição do trecho 4-5: nesta situação, se a estaca for compressível ($k \geq 8$), é possível uma estimativa apenas do atrito lateral na ruptura (e de $\mu \cdot \gamma_1$) de toda a camada, se o solo for homogêneo; ou do atrito lateral na ruptura (e de $\mu \cdot \gamma_{11}$) da camada mais fraca de solo, se houver embutimento em camada mais resistente. Se a estaca for intermediária ou rígida, nada se pode concluir, pois não é possível obter uma estimativa de λ .

5. Sobre os casos de obra analisados

Os casos de obra analisados mostraram que os três métodos de cálculo, a saber, exponencial, parábola e hipérbole, permitem, indistintamente, estimativas razoavelmente boas para $\mu \cdot A_{1r1}$. Na hora de validar estes três métodos, isto é, da confrontação entre as curvas teóricas e as das provas de carga, os métodos da exponencial e da parábola, que convém sejam aplicados conjuntamente, forneceram os melhores resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABEF (1989) "ABEF Research on Foundation Engineering" - Published on the Occasion of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1989, Rio de Janeiro.
- AOKI, N. (1976) "Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas". Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações. Univ. Gama Filho, Rio de Janeiro.
- BAGUELIN, F. & VENON, V.P. (1971) "Influence de la Compressibilité des Pieux sur la Mobilization des efforts Résistant." - In: Le

- Comportement des Sols Avant La Rupture. Bulletin des Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées. Numéro Especial. Paris, Mai.
- CAMBEFORT, M. (1964) "Essai sur le Comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux." Annales de l'Institut du Batiment et des Travaux Public, n. 204, Décembre.
- CASSAN, M. (1978) "Les Essai in Situ en Mécanique des Sols." Tomme II, Ed. Eyrolles, Paris.
- CHIN, F.K. (1970) "Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure". Second Southeast Conference on Soil Engineering, Proceedings81-92, Singapore, Jun 1970.
- COSTA NUNES, A.J.DA (1956) "Curso de mecânica dos solos e fundações". Editora Globo, Rio de Janeiro.
- FELLENIOUS, H. B. (1980) "The analysis of results from routine pile load tests". Ground Engineering, v. 13(6):19-31, September 1980.
- GODOY, N. (1983) "Interpretação de provas de cargas em estacas". In: Encontro Técnico Sobre Capacidade de Carga em Estacas Pré-moldadas. S. Paulo, 1983, Anais... SP, ABMS, 1983, p.25-61.
- MASSAD, F. (1986) "Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Tests." Revista Solos e Rochas, V.9(1):33-36.
- MASSAD, F. (1991-a): "Análise da Transferência de Carga em Duas Estacas Instrumentadas, Quando Submetidas à Compressão Axial". II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II). Anais ..., S. Paulo, vol I:235-244.
- MASSAD, F. (1991-b) "Estacas Escavadas em Compressão Axial: Comportamento e Parâmetros Visando a Estimativa dos Recalques". II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II). Anais ..., S. Paulo, vol I:255-264.
- MASSAD, F. (1991-c) "Comportamento de Estacas Escavadas de Elevadas Compressibilidades". II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II). Anais ..., S. Paulo, vol I: 245-254.
- 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): 103-115), S. Paulo.
- 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):93-112, S. Paulo.
- NÁPOLES NETO, J.F.(1958) "Ensaio de Carrregamento e Arrancamento em uma Estaca Metálica". II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Anais ..., Recife, vol. I:67-76.
- ROTHMANN, E. (1985) "Previsões teóricas e resultados de instrumentação como elementos de projeto de estacas: um caso real." Dissertação de Mestrado, EPUSP.
- VAN DER VEEN, C. (1953) "The bearing capacity of a pile". Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings vol. 2: 84-89, Zurich
- VESIC, A.S.(1977) "On the Significance of Residual Loads for Load Response of Piles". IX Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Proceedings.... Stockholm, vol. 3:373-379.