

PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA DE CONDUTOS FLEXÍVEIS A PARTIR DA CURVA CARGA X DEFLEXÃO

Flexible Pipe Failure Load Prediction Based on Load Deflection Curves

por

BENEDITO DE SOUZA BUENO**

CLÁUDIO HENRIQUE DE CARVALHO SILVA**

PAULO SÉRGIO DE ALMEIDA BARBOSA**

RESUMO — Devido às dificuldades de prever-se as cargas de ruptura de estruturas flexíveis enterradas a partir dos métodos de cálculo disponíveis na literatura, apresentam-se dois processos gráficos de previsão destas cargas, que utilizam dados de campo, carga e deflexão.

SYNOPSIS — Due to difficulties in computing the critical load of buried flexible structures based on current design methods two alternative procedures which use field load \times deflection curves are presented.

1 — INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tem havido uma demanda crescente, a nível mundial, de utilização de condutos flexíveis enterrados em detrimento de estruturas mais rígidas (Bulson, 1985). Isto se deve, entre outras causas, ao menor custo, às facilidades de transporte e instalação e, principalmente, ao extraordinário desempenho das estruturas flexíveis enterradas que, ao interagir com o solo circundante, produzem um mecanismo de interação tão intenso que pode aumentar a carga de ruptura do sistema solo-estrutura em algumas dezenas de vezes a carga de ruptura da estrutura isolada (Allgood, 1964).

Apesar desta crescente utilização não tem havido, paralelamente, um avanço nos processos de cálculo, apesar de todos os esforços da comunidade geotécnica. A razão disto está associada às dificuldades de quantificar a distribuição de tensões actuantes nas paredes do conduto, que é afectada pela transferência de tensões do topo da estrutura para o solo circundante e pela resistência passiva do solo que é mobilizada nas laterais da estrutura.

A transferência de tensões do topo da estrutura para o solo circundante, denominada arqueamento dos solos, foi extensivamente estudada por Terzaghi (1936) e Allgood e Takahashi (1972), entre outros. Em condutos enterrados em valas a transferência de tensões ocorre devido tanto aos recalques diferenciais entre o solo de reaterro da vala e o solo natural como devido

(**) Professores do Depto. de Eng. Civil da Universidade Federal de Viçosa — MG — Brasil.

aos deslocamentos verticais do conduto em si. Em estruturas enterradas sob aterros, esta transferência depende principalmente das deformações do conduto.

A quantificação da resistência passiva, mobilizada nas laterais do conduto, foi estudada por Spangler (1947) e Watkins (1960), entre outros. A grande dificuldade da sua determinação reside na incerteza com que se quantifica o coeficiente de reação lateral do solo, denominado módulo de resistência passiva. Este parâmetro é função do tipo de solo, das dimensões da estrutura, do nível de deformação imposto, etc.

A distribuição de tensões no contorno dos condutos flexíveis, como se vê, é fundamentalmente dependente das deformações impostas à estrutura durante o processo construtivo. Durante a primeira fase de execução, à medida que se executa o reaterro deve-se controlar os seus deslocamentos laterais e verticais até que o aterro atinja o topo da estrutura para que não se provoque a ruptura desta, visto que os deslocamentos nesta etapa são dirigidos para o interior da estrutura e para cima. Quando se atinge o topo, a carga do aterro tende a deformar a estrutura em sentido inverso ao da fase construtiva, provocando deslocamentos horizontais a meia altura da estrutura para fora e deslocamento vertical do topo para baixo, como mostra a Fig. 1. No fim do processo construtivo uma estrutura circular tem praticamente inalterada a sua conformação geométrica, mas em alguns casos podem existir alterações da forma geométrica inicial e a isto, neste texto, se denomina imperfeições iniciais.

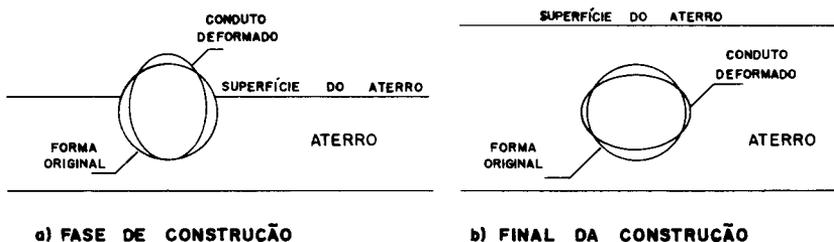


Fig. 1 — Padrões de deformação

A ruptura das estruturas flexíveis enterradas ocorre por deformação excessiva (Spangler, 1947) se forem implantadas em solos pouco compactos e por flambagem de suas paredes em caso contrário (White e Layer, 1960). Esta última condição representa as situações do dia-a-dia pois é neste caso que se obtém o maior benefício da interação do solo com a estrutura.

A quantificação da carga de flambagem, devido à ação do peso próprio do solo circundante, foi estudada por vários autores, entre eles Meyerhof e Backie (1963) e Allgood (1964). No entanto, as expressões resultantes destes estudos só prevêm com alguma certeza as cargas de flambagem para a condição em que o conduto se situa numa vala profunda ou quando a cobertura (espessura do aterro acima do topo do conduto) é cerca de três a cinco vezes o diâmetro do conduto. Para instalações rasas, que são extremamente comuns hoje em dia, outros mecanismos de ruptura se instalam e é difícil quantificar, mesmo com pouca precisão, a carga de ruptura nestas situações (Bueno, 1987).

É possível, porém, dimensionar, mesmo com pouca segurança, uma instalação e confrontar a carga de ruptura prevista através de expressões disponíveis na literatura com a carga de

ruptura prevista por provas de carga não destrutivas baseadas em métodos gráficos como o de Southwell ou o logarítmico, que utilizam em suas previsões dados da carga aplicada e dos deslocamentos sofridos pela estrutura medidos durante a fase construtiva.

Estes processos gráficos, apesar de suas potencialidades, são pouco divulgados e não fazem parte do controlo da execução de instalação da grande maioria das obras flexíveis enterradas de importância executadas no Brasil.

Este trabalho tem por objectivo descrever estes processos gráficos e divulgar resultados obtidos com suas utilizações.

2 — O MÉTODO GRÁFICO DE SOUTHWELL

Southwell (1932) mostrou que para uma coluna carregada axialmente e sujeita a pequenos desvios de prumo a equação diferencial de Euler para flambagem de pilares, carregados axialmente por uma carga P, poderia ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{d^2(y - \delta)}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = 0 \quad (1)$$

Se estas imperfeições iniciais, δ , puderem ser expressas através de uma série de Fourier, como:

$$\delta = \delta_1 \text{sen} \frac{\pi x}{l} + \delta_2 \text{sen} \frac{2\pi x}{l} + \delta_3 \text{sen} \frac{3\pi x}{l} + \dots \quad (2)$$

a solução da equação (1) será:

$$y = \frac{\delta_1}{1 - P/P_1} \text{sen} \frac{\pi x}{l} + \frac{\delta_2}{1 - P/P_2} \text{sen} \frac{2\pi x}{l} + \dots \quad (3)$$

Para a deflexão central, quando $x = l/2$, a expressão de y torna-se:

$$y_c = \frac{\delta_1}{1 - P/P_1} - \frac{\delta_3}{1 - P/9P_1} + \frac{\delta_5}{1 - P/25P_1} - \frac{\delta_7}{1 - P/49P_1} + \dots \quad (4)$$

e a imperfeição central será:

$$\delta_c = \delta_1 - \delta_3 + \delta_5 - \delta_7 + \dots \quad (5)$$

A deflexão medida durante o carregamento do pilar será a diferença entre o valor teórico dado pela equação (4) e a imperfeição central inicial, ou seja,

$$\Delta_c = y_c - \delta_c \quad (6)$$

À medida que se carrega o pilar $P \rightarrow P_1$ e os termos em δ_i , para $i \geq 3$ na equação (4), tornam-se muito pequenos em relação ao primeiro termo, de modo que sem perda de precisão pode-se assumir que:

$$\Delta_c \cong \frac{\delta_1}{1 - P/P_1} \quad (7)$$

Ou, de outra forma,

$$\frac{\Delta_c}{P} = \frac{\Delta_c}{P_1} + \frac{\delta_1}{P_1} \quad (8)$$

Esta é a equação de uma recta, com inclinação $(1/P_1)$ e com intercepto no eixo das abcissas de δ_1 , obtida plotando-se a relação Δ_c/P versus Δ_c , como mostra a Fig. 2.

Desta forma, com dados da relação carga \times deflexão obtidos durante a execução das obras é possível quantificar a carga de flambagem e as imperfeições iniciais do sistema.

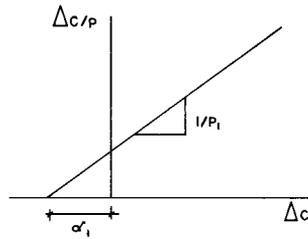


Fig. 2 — $\Delta_c \times \Delta_c/P$

3 — EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO DE SOUTHWELL

O método de Southwell foi empregado por English e Schofield (1974), Valsangkar et al. (1981) e Temporal et al. (1981), com aplicação directa da equação (8) e por Orr (1981) correlacionando momentos medidos nas paredes das estruturas e as cargas aplicadas na superfície do terreno. O método foi aplicado tanto para inspecção como para previsão da carga de flambagem de condutos circulares e de arcos, metálicos, de dimensões reduzidas e protótipos de grande escala, no campo.

A precisão do método, segundo estes autores, está directamente relacionada com as imperfeições iniciais do sistema e com a proximidade dos valores de cargas e deslocamentos e/ou momentos medidos em relação aos valores de ruptura. Assim, quanto menores as imperfeições e quanto mais próximos da ruptura forem os valores de carga e de deflexão, mais correcta será a previsão feita pelo método.

A Fig. 3, que mostra a curva carga \times deflexão obtida em condutos metálicos circulares enterrados de 100 mm de diâmetro (Bueno, 1987), exemplifica estes aspectos de comportamento do método de Southwell. Como pode ser visto nesta figura, à medida que a carga aplicada cresce e se aproxima da carga de flambagem as deflexões do tubo no ponto de maiores deslocamentos tendem a um valor assintótico. Estes valores de deflexão para cargas próximas

da ruptura fornecem os melhores ajustes da recta descrita pela equação (8), conforme já observado por Southwell. Valsangkar et al. (1981) sugerem que se tome valores da carga e deflexão para utilização na equação (8) acima de 2/3 da possível carga de ruptura para obter uma relação linear e concluem, com base nos dados utilizados, que para imperfeições iniciais pequenas o método prevê com bastante precisão a carga de ruptura de condutos que rompem, deformando-se elipticamente, por flambagem. Para tubos bastante flexíveis envolvidos com solo de alta resistência a ruptura se dá com uma deflexão muito pequena e alto modo de flambagem, e a precisão do método, que depende necessariamente da precisão dos dados de deflexão das paredes da estrutura, ainda é boa, apesar das imperfeições serem substancialmente maiores.

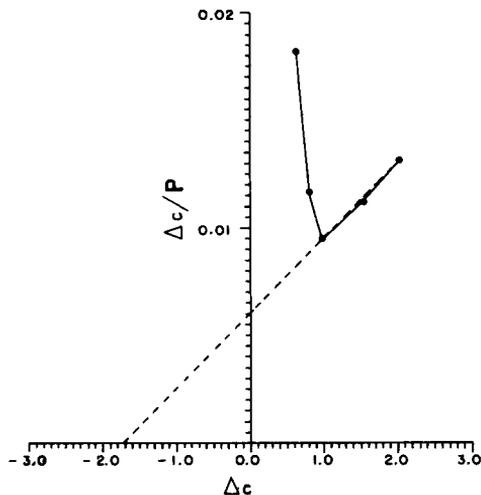


Fig. 3 — Curva típica do método gráfico de Southwell

No entanto, Temporal et al. (1981) não conseguiram boas previsões para cargas de ruptura de um conduto de aço corrugado de grandes dimensões submetido a carregamento discreto aplicado excêntrica em relação ao eixo do conduto. Isto também foi observado por Bueno (1987), conforme mostra o Quadro 1.

Os dados deste quadro foram obtidos de ensaios em modelos de laboratório com tubos de aço com 100 mm de diâmetro e espessura de 0,127 mm enterrados em areia pura. Um carregamento externo efectuada através de um placa rígida de largura igual ao diâmetro do conduto foi aplicado em incrementos até a ruptura do sistema. Após a estabilização das deflexões a variação do raio do conduto em oito pontos igualmente espaçados foi registada através de instrumentação especialmente desenvolvida para este fim. Detalhes deste trabalho podem ser obtidos em Bueno (1987) e um arranjo dos ensaios é mostrado na Fig. 4.

Como já observado por Valsangkar et al. (1981) e confirmado por Bueno (1987), as discrepâncias entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Southwell e os valores experimentais são parcialmente devidas às imperfeições iniciais, ou seja, pelo desvio da forma geométrica inicial, causadas pelo transporte ou pela instalação. Quando as imperfeições são pequenas o processo gráfico funciona adequadamente.

QUADRO 1

Tipo de Solo	H/D	Excentricidade da Carga	Carga de Ruptura (KN/m ²)		Relação PSPM/PR	$\delta_r/D \times 100\%$
			Southwell (PSPM)	Experimental (PR)		
AREIA COMPACTA	0.50	1D	4.60	3.30	1.39	1.44
		2D	9.40	6.00	1.56	3.75
		3D	25.30(*)	13.60	1.86	2.71
		4D	28.57	17.40	1.64	0.38
	0.75	1D	14.50	6.10	2.37	6.48
		2D	5.60	5.40	1.04	3.15
		3D	17.40	10.90	1.60	1.16
		4D	22.85	16.30	1.40	1.72
	1.00	1D	27.60	8.20	3.36	13.14
		2D	11.90	7.60	1.57	1.45
		3D	21.60	15.00	1.44	2.20
		4D	25.00	16.30	1.53	2.00
	1.50	1D	47.10	13.00	3.62	12.71
		2D	20.50	13.60	1.51	2.50
		3D	17.00	12.80	1.33	2.10
		4D	27.60	17.95	1.54	1.88
AREIA MÉDIA	1.00	1D	4.90	3.80	1.29	1.20
		2D	3.70	3.80	0.97	0.88
		3D	6.70	3.80	1.76	1.85

(*) valor recalculado

PSPM — Carga de Ruptura obtida pelo Método de Southwell

PR — Carga de Ruptura Medida Experimentalmente

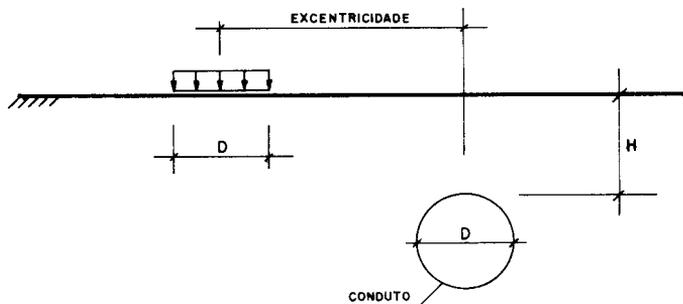


Fig. 4 — Arranjo dos ensaios em modelo de Bueno (1987)

4 — O MÉTODO LOGARÍTMICO

Temporal et al. (1981) propuseram também a existência de uma relação linear entre o logaritmo das deflexões ou dos momentos fletores medidos em estruturas flexíveis enterradas e as cargas aplicadas. Esta relação é da forma:

$$\log \delta_i = A + B P_i \quad (9)$$

onde A e B são constantes e estão relacionadas com as características da obra. Estes autores reportam boas concordâncias entre os valores previstos e os observados nos testes em verdadeira grandeza que efectuaram. Bueno (1987), por sua vez, obteve valores de deflexão de ruptura, de um modo geral, algo menores do que os observados em seus testes de laboratório embora nenhum excedesse os 4 a 5% do diâmetro do conduto, que em via de regra é um limite superior reconhecidamente aceitável para deflexão de ruptura de condutos flexíveis enterrados implantados em terraplenos compactos.

Um procedimento sugerido por Bueno (1987) refere-se à limitação da deformação de ruptura de 3 a 4% ($\delta_i/D \times 100\%$) e utilizar este valor limite para alimentar a equação (9) e estimar, assim, a carga de ruptura do conduto.

O método de Southwell é, no entanto, o de mais fácil aplicabilidade utilizando os dados de campo em qualquer instalação e, por isto, será discutido frente aos dados do Quadro 1.

5 — ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para se ter uma ideia de como os valores da carga de ruptura previstos pelo método de Southwell se comportam frente aos valores reais medidos experimentalmente, para os dados do Quadro 1, define-se o coeficiente RO_i da seguinte forma:

$$RO_i = \frac{PSPM_i}{PR_i} \quad (10)$$

se RO_i < 1 o método subestima a carga de ruptura;

se RO_i > 1 o método superestima a carga de ruptura; e

se RO_i = 0 valor estimado é igual ao valor medido.

A Fig. 5 mostra a distribuição dos coeficientes RO_i, cujas classes estão definidas no Quadro 2, na forma de histograma. Todos os valores previstos pelo método de Southwell, à exceção de um único, superestimam a carga de ruptura, o que indica que este método não é seguro quanto à previsão da carga de ruptura.

MÉTODO DE SOUTHWELL

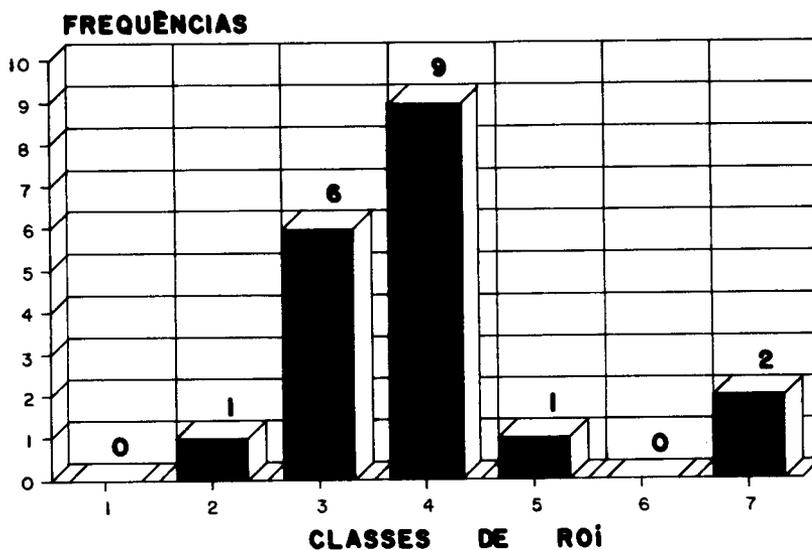


Fig. 5 — ROi = PSPMi/PRI

QUADRO 2

Classes de ROi = PSPMi/PRI

Classe	Limite inferior	Limite Superior
1	—	<0.50
2	0.50	1.00
3	1.00	1.50
4	1.50	2.00
5	2.00	2.50
6	2.50	3.00
7	>3.00	—

A Fig. 6 mostra a plotagem dos valores previstos versus valores medidos experimentalmente e as rectas de ajuste obtidas por regressão linear simples cujos parâmetros estatísticos estão mostrados logo abaixo.

O baixo valor do coeficiente de correlação R^2 é devido à existência de dados espúrios na amostra. A análise dos resíduos mostra que existem três dados que destoam dos demais. Estes dados são justamente aqueles que apresentam altos valores de δ_1/D . Tomando-se o valor de $\delta_1/D = 4\%$ como o limite máximo admitido, a amostra se reduz a 16 dados que podem ser

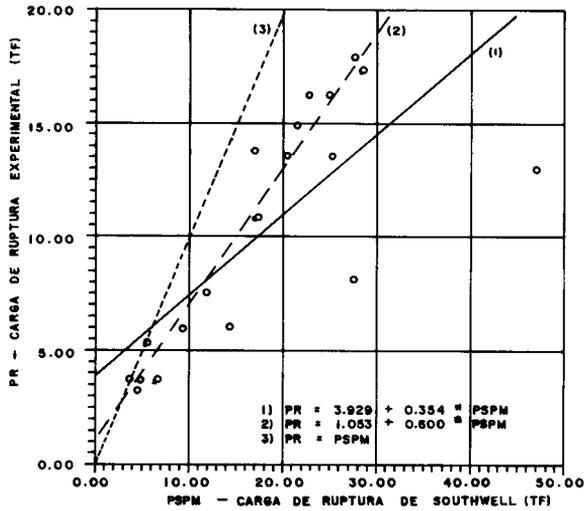


Fig. 6 — PSPM×PR

Parâmetros da regressão					
Modelo : PR = a+b * PSPM					
N.º de dados : 19					
Nome	Coefficiente	Desvio	T	Beta	Signif.
b	0.354	0.074	4.791	0.757	0.0000
a	3.929				
R ² = 0.5745					

considerados de boa qualidade. Desta forma uma nova regressão linear efectuada sobre esta amostra fornece os seguintes parâmetros:

Parâmetros da regressão					
Modelo : PR = a+b * PSPM					
N.º de dados : 16					
Nome	Coefficiente	Desvio	T	Beta	Signif.
b	0.600	0.036	16.743	0.976	0.0000
a	1.053				
R ² = 0.9490					

6 — AJUSTAMENTO DO MÉTODO DE SOUTHWELL

É possível, ainda, obter-se a carga de ruptura, PR, a partir do valor previsto pelo método de Swallowell, PSPM, utilizando a expressão abaixo, como proposto por Valsangkar et al. (1981).

$$PR_i = PSPM_i (\alpha + \beta \delta_i / D) \quad (12)$$

onde:

PSPMi será obtido pela aplicação do método gráfico de Southwell;

α e β são parâmetros de ajustamento obtidos por retroanálise estatística;

δ_i/D é a imperfeição geométrica inicialmente medida; e

PRi é a carga de ruptura extrapolada.

O modelo definido pela expressão (12) será ajustado tomando-se os dados em que $\delta_i/D < 4\%$. Os parâmetros estatísticos obtidos, utilizando o método de regressão não linear de Gauss-Newton, estão mostrados no quadro abaixo e as curvas de ajuste são mostradas na Fig. 7.

Parâmetros da regressão		
Modelo : $PR = PSPM * (\alpha + \beta \delta_i / D)$		
N.º de dados : 16		
Nome	Coefficiente	Desvio
α	0.64244	0.047
β	0.00504	0.024
Cdet=0.9436		

OBS: Cdet é o coeficiente de determinação e possui o mesmo significado do R^2 da regressão linear.

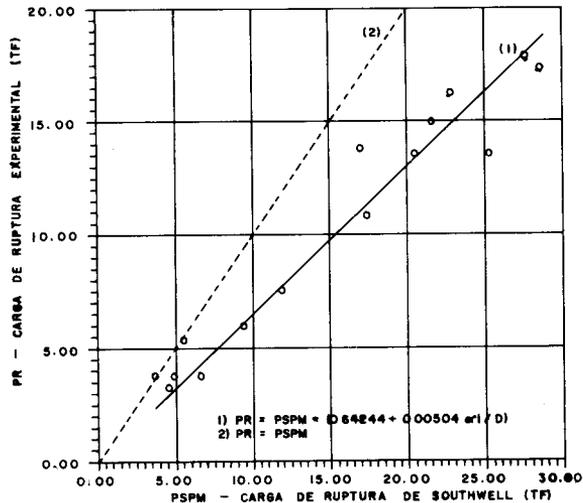


Fig. 7 — Método de Southwell ajustado segundo a expressão (12)

7 — CONCLUSÕES

Do exposto neste trabalho pode concluir-se que:

- a) Os métodos apresentados são ferramentas auxiliares à disposição dos projectistas e construtores para confirmação e orientação das cargas de flambagem de estruturas flexíveis enterradas e utilizam como dados de alimentação os valores de cargas e de deflexões e/ou momentos flectores observados no campo.
- b) Os valores de cargas de flambagem previstos pelo método de Southwell são influenciados pelas imperfeições iniciais mas, no geral, o método fornece valores bastante aceitáveis, se estas imperfeições estiverem abaixo do limite $\delta_i/D = 4\%$.
- c) Para o conjunto de dados apresentados (Bueno, 1987), o método de Southwell, com excepção de um único, sempre superestima a carga de ruptura dos condutos para um coeficiente RO_i menor que 2 e para valores de δ_i/D inferiores ao limite máximo arbitrado de 4%. Para valores de δ_i/D acima deste limite máximo a precisão é insatisfatória.
- d) A carga de ruptura do conduto, PR, pode ser obtida com boa precisão a partir da expressão abaixo cujos coeficientes foram obtidos por retroanálise estatística do conjunto de dados ora apresentado:

$$PR = PSPM (0.64244 + 0.00504 \delta_i/D) \quad Cdet = 0.9436$$

8 — SIMBOLOGIA

D	=	diâmetro do conduto
E	=	módulo de elasticidade do material do pilar
I	=	momento de inércia
l	=	comprimento do pilar
P	=	carga aplicada
PE	=	carga de ruptura prevista pelo método de Southwell (PSPM)
$P_{1,2, \dots, n}$	=	carga de flambagem correspondente aos modos de flambagem 1, 2, ..., n
x	=	distância ao longo do pilar
y	=	deslocamento lateral do pilar
y_c	=	deslocamento central do pilar
δ	=	deslocamento inicial do pilar
δ_c	=	deslocamento inicial central do pilar
δ_{1d}	=	imperfeição inicial do método gráfico de Southwell, correspondendo às variações diametrais do conduto
$\delta_{1,2, \dots, n}$	=	componentes do deslocamento inicial
Δ_c	=	deslocamento central medido

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALLGOOD, J. R. (1964) — *The behaviour of shallow-buried cylinders*. Proc. Symp. on soil-structure interaction, Tucson, Arizona, pp. 189-210.
- ALLGOOD, R.J e TAKAHASHI, S.K. (1972) — *Balanced design and finite element analysis of culverts*. HRB, Washington D.C., HRR, nº. 413, pp. 45-56.
- BUENO, B.S. (1987) — *The behaviour of thin walled pipes in trenches*. Tese de Doutorado, Universidade de Leeds.
- BULSON, P.S. (1985) — *Buried structures: static and dynamic strength*. Londres, Chapman and Hall, 230 p.
- ENGLISH, J.R. e SCHOFIELD, A. (1984) — *A technique of inspection and testing thin-walled buried structures* Geotechnique, Londres, vol. 24, nº.1, pp. 37-42.
- MEYERHOF, G.G. e BACKIE, L.D. (1963) — *Strength of steel culvert sheet bearing against compacted sand backfill*. Washington D. C., HRB vol. 30, pp.1-14.
- ORR, T.L.L. (1982) — *Discussão em Proc. Inst. Civil Engineers, parte 2, nº.7, pp. 217-219.*
- SOUTHWELL, R.V. (1932) — *On the analysis of experimental observation in problems of elastic instability*. Proc. Royal Soc., Londres, serie A, nº. 135, pp. 601-616.
- SPANGLER, M.G. (1974) — *Underground conduits — an appraisal of modern researches*. Trans. ASCE, Nova Iorque, pp. 316-374.
- TEMPORAL, J., BARRAT, D.A. e HUNNIBEL, B.E.F. (1985), — *Loading tests on an Armco pipe arch culvert*. TRRL, Crowthorne, RR 32.
- TERZAGHI, K. (1936) — *Stress distribution in dry and saturated sand above an yielding trap-door*. Proc. 1º. ICSMFE, Cambridge, vol. I, pp. 35-39.
- VALSANGKAR, A.J., BRITTO, A.M. e GUNN, M. J. (1981) — *Application of the Southwell plot method to the inspection and testing of buried flexible pipes*. Proc. ICE, Londres, nº. 71, parte 2, pp. 63-81.
- WATKINS, R. K. (1960) — *Failure conditions of flexible culverts embedded in soil*. Washington D.C., HRB, vol. 39, pp. 361-371.