

4 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

4.1 Conceitos

A análise da segurança de estruturas com vidas úteis diferentes das correntes, de estruturas existentes, de estruturas submetidas a esforços atípicos, ou de estruturas reforçadas, é bastante complexa. A abordagem correta deste problema não pode dispensar a utilização de modelos probabilísticos, que são desconhecidos da maioria dos engenheiros civis.

Antes de descrever os métodos de análise, cabe destacar a estatística como a disciplina que descreve, sumariza e tira conclusões a partir de dados coletados de amostras. Inclui, portanto, a coleta de dados, sua análise e interpretação.

Probabilidade é a medida que indica a possibilidade de que um evento venha a ocorrer. A probabilidade é expressa através de um número adimensional variando entre zero à unidade, onde o valor zero indica o quanto um evento é impossível de ocorrer enquanto a unidade indica a sua ocorrência certa.

Em geral, os métodos de análise da segurança estrutural ou geotécnico dividem-se em quatro níveis: determinísticos, semi-probabilísticos, probabilísticos simplificados e puramente probabilísticos, Aoki (2011).

Os métodos determinísticos fornecem um único resultado para diferentes repetições de um experimento e se mostra obsoleto à medida que o coeficiente global de segurança depende das grandezas comparadas e dos referenciais utilizados. Desta forma, portanto, um único fator global de segurança não pode ser considerado como uma medida da segurança, DITLEVSEN e MADSEN (1996).

Os métodos semi-probabilísticos de análise de segurança baseiam-se na utilização de coeficientes parciais de segurança. A maioria das normas vigentes baseia-se na utilização de coeficientes parciais de segurança. A utilização desse

método que combina o método determinístico com o método probabilístico torna-se complexo em algumas situações.

Numa análise probabilística simplificada as variáveis são descritas pela sua média e desvio padrão. A relação de dependência entre as diversas variáveis é traduzida pela matriz de covariância. Neste tipo de análise a segurança é definida em termos de situações desfavoráveis, definidas a partir de uma função estado limite, que toma valores positivos, se não for ultrapassado o limite aceitável, e negativos, no caso contrário. Uma estrutura é considerada suficientemente segura, em relação a um estado limite, se a probabilidade da função estado limite assumir um valor negativo for inferior a um determinado valor. No entanto, esta probabilidade não deve ser considerada de um modo restrito, pois na realidade corresponde à probabilidade de haver colapso, considerando que não foram cometidos erros significativos, quer no dimensionamento, quer na construção da estrutura. Esse será o tipo de análise utilizada para as fundações submetidas a esforços de tração no presente trabalho.

Uma análise probabilística completa é realizada considerando a distribuição conjunta de probabilidade de todas as variáveis. Nas variáveis em que a dispersão é independente do valor médio é comum utilizar a variância ou o desvio padrão. Nos casos contrários é, em geral, utilizada uma medida adimensional da dispersão, tal como o coeficiente de variação. A partir de observações realizadas são propostas distribuições estatísticas que aproximem as diversas variáveis aleatórias. A quantidade de informação necessária para uma análise deste tipo inviabiliza a sua aplicação corrente.

Como resultado das análises probabilísticas, obtemos uma faixa de variação de resultados para diferentes repetições.

Os métodos semi-probabilísticos, probabilísticos e probabilísticos completos permitem interpretar os resultados para fins de decisão de engenharia. A probabilidade de decisão ou confiabilidade de decisão representa o grau de confiança individual de uma avaliação subjetiva e pode ser representada por:

$$R = 1 - P_f$$

(Eq. 17)

onde,

P_f é a probabilidade de falha.

As funções densidade de probabilidade são necessárias nas análises probabilísticas para determinação do parâmetro de posição média ou valor esperado $\bar{\mu}$ e dos parâmetros de dispersão variância $\bar{\sigma}^2$, desvio padrão $\bar{\sigma}$ e coeficiente de variação $\bar{v}$.

4.4.4 Distribuição exponencial

A distribuição exponencial é frequentemente utilizada para simular fenômenos que variam com o tempo ou à distância, Pacheco (2010).

A distribuição exponencial é descrita pela função:

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (\text{Eq. 18})$$

$$E[x] = \frac{1}{\lambda} \quad (\text{Eq. 19})$$

$$V[x] = \frac{1}{\lambda^2} \Rightarrow \sigma[x] = \frac{1}{\lambda} \Rightarrow E[x] = \sigma[x] \quad (\text{Eq. 20})$$

$$\Omega[x] = 1 \quad (\text{Eq. 21})$$

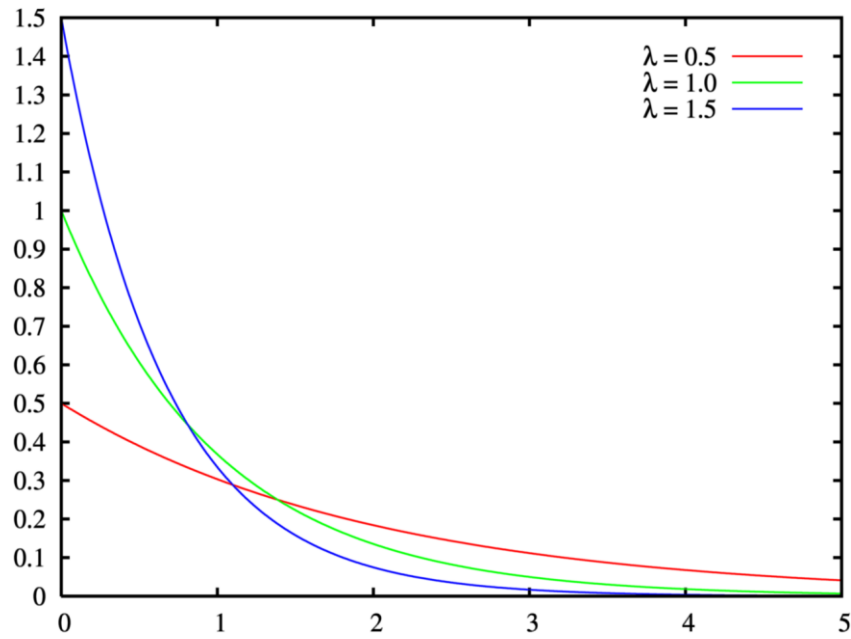


Figura 33 – Gráfico da função densidade de probabilidade – Distribuição exponencial.

E tem como função de distribuição acumulada:

$$f(x) = \int_0^x \lambda e^{-\lambda t} dt \quad (\text{Eq. 22})$$

$$f(x) = 1 - e^{-\lambda x} \quad (\text{Eq. 23})$$

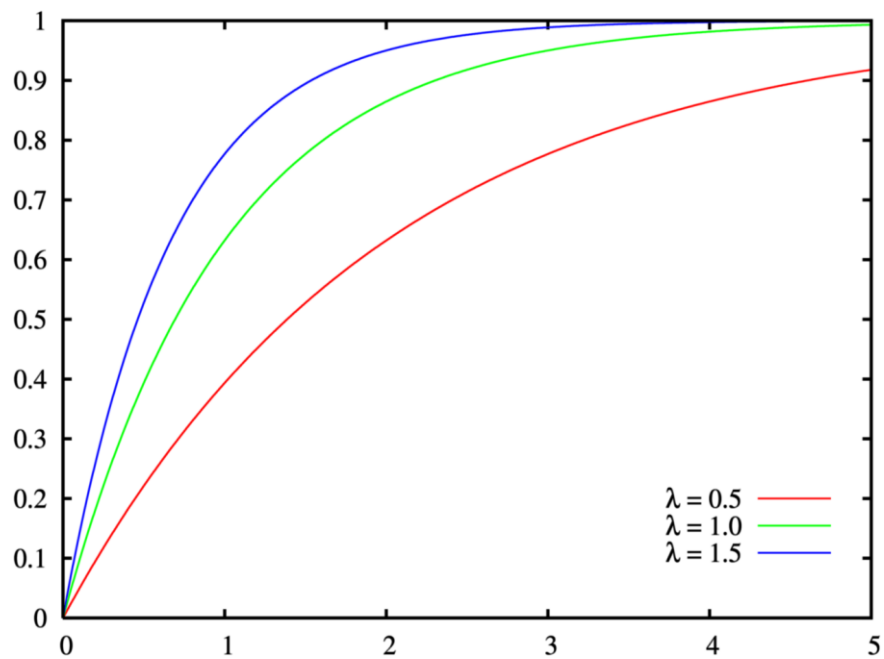


Figura 34 – Gráfico da função de distribuição acumulada – Distribuição exponencial.

4.1.2 Distribuição lognormal

Seja a distribuição de uma variável x , $0 \leq x < \infty$, onde se conhece a média μ_x e o desvio padrão σ . A distribuição de x será log normal se, através de transformação $y = \ln x$, a distribuição de y for normal.

A função de distribuição é dada por:

$$f(x) = \frac{e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right)^2}}{x \sigma \sqrt{2 \times \pi}} \quad (\text{Eq. 24})$$

$$\mu = \bar{x}, \quad \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n \ln(x_i)}{n}, \quad \sigma^2 = s^2, \quad s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \mu)^2}{n} \quad (\text{Eq. 25})$$

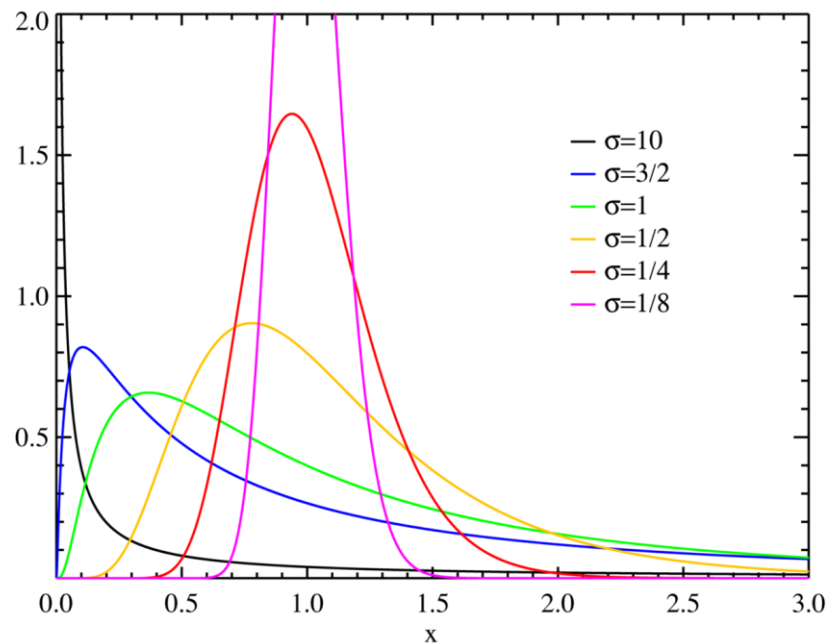


Figura 35 – Gráfico da função de densidade de probabilidade – Distribuição log normal.

Problema básico:

μ_x e $\sigma_x \rightarrow$ conhecidas

μ_y e $\sigma_y \rightarrow$ determinar

$$\mu_x = \ln \mu_x - \frac{v^2}{2} \quad (\text{Eq. 26})$$

$$v^2 = \ln(1 + \Omega_x^2) \quad (\text{Eq. 27})$$

$$\Omega_x = \frac{\sigma}{\mu_x} \quad (\text{Eq. 28})$$

Fórmula alternativa para cálculo de μ_y :

$$\mu_y = \ln \frac{\mu_x}{\sqrt{1 + \Omega_x^2}} \quad (\text{Eq. 29})$$

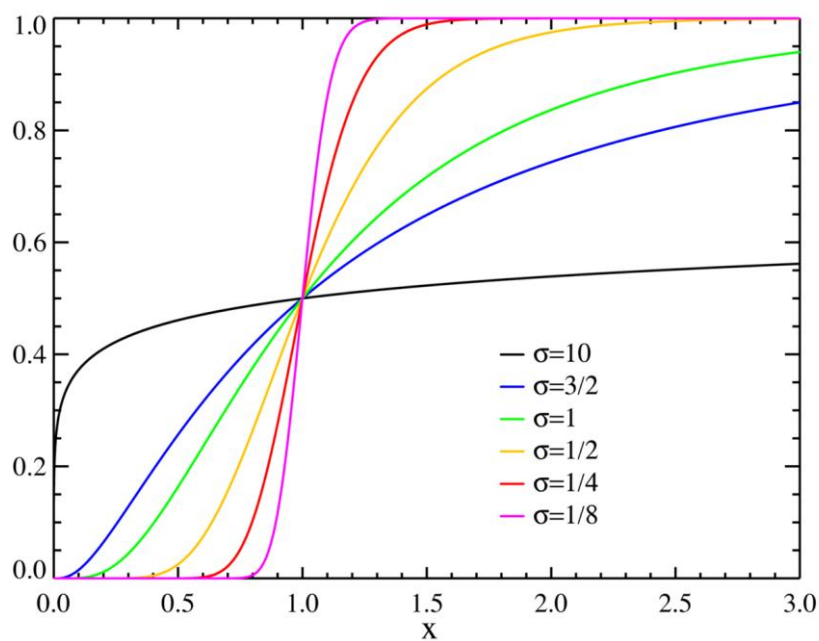


Figura 36 – Gráfico da função de distribuição acumulada – Distribuição log normal.

4.1.3 Distribuição normal ou de Gauss

O teorema do limite central enuncia que na maioria dos casos, a distribuição correspondente a uma variável aleatória tenderá para uma distribuição limite (a distribuição normal) quando o número de amostras (ou de repetição do experimento) tender a infinito.

A distribuição normal é descrita pela função:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (\text{Eq. 30})$$

onde, $-\infty \leq x \leq +\infty$

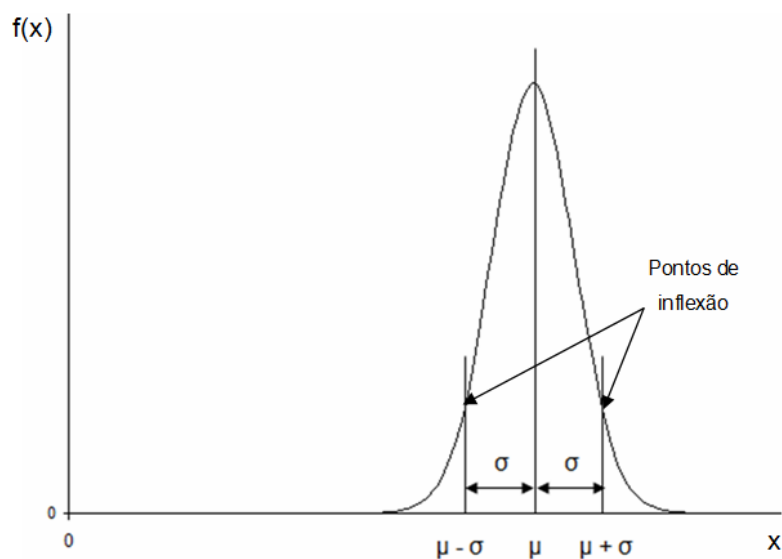


Figura 37 – Gráfico da função de densidade de probabilidade – Distribuição normal ou de gauss.

A determinação da probabilidade de ocorrência de um determinado evento x é representada pela área hachurada no gráfico abaixo:

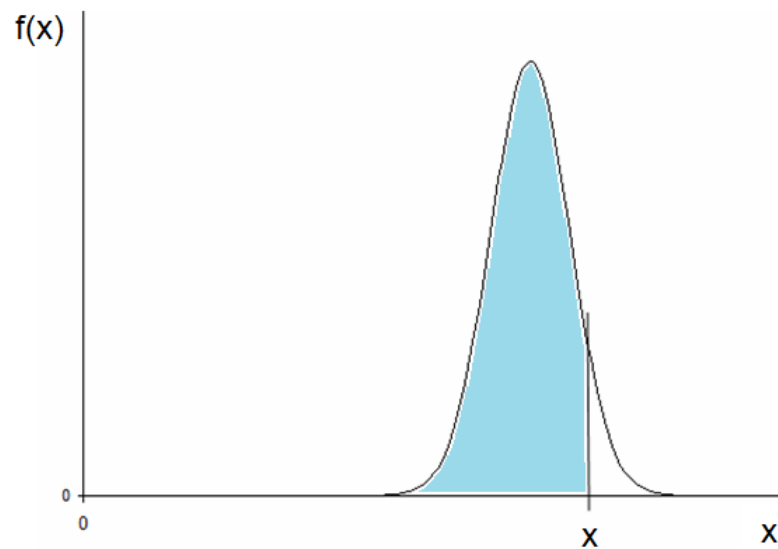


Figura 38 – Probabilidade de ocorrência de um evento x – Distribuição normal.

Como alternativa para evitar o desenvolvimento tão trabalhoso dessa equação, utilizam-se tabelas ou funções aproximadas.

4.1.4 Distribuição normal standard ou padrão

$$\mu = 0$$

$$\sigma = 1$$

Toda variável aleatória X normalmente distribuída, com média μ e desvio padrão σ , reduz-se à distribuição normal standard Z , onde:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (\text{Eq. 31})$$

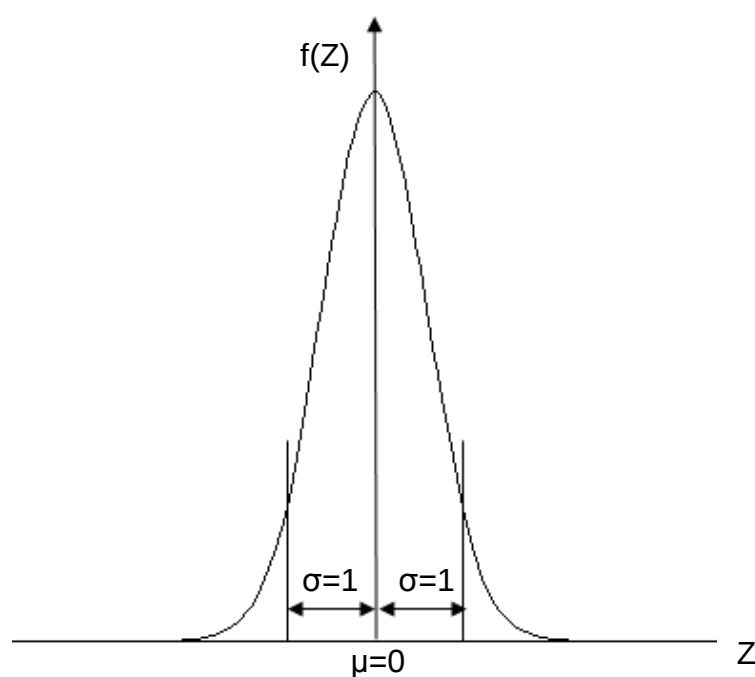


Figura 39 – Gráfico da função de densidade de probabilidade – Distribuição normal padrão.

Na distribuição normal padrão, estima-se que:

- 68% dos valores possíveis de Z estão entre -1σ e 1σ
- 95,5% dos valores possíveis de Z estão entre -2σ e 2σ
- 99,7% dos valores possíveis de Z estão entre -3σ e 3σ

Ou ainda, graficamente:

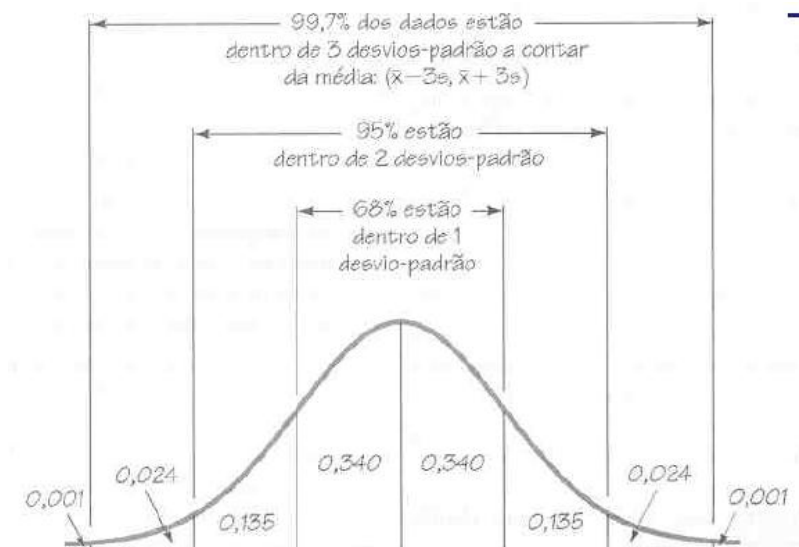


Figura 40 – Esquema gráfico da distribuição de probabilidade de ocorrência - Distribuição normal padrão.

4.1.5 Ocorrência de ruína

Conforme publicado por Harr (1987), admite-se adotar o parâmetro β , conforme equação apresentada a seguir, quando a carga e resistência são variáveis estatisticamente independentes.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (\text{Eq. 32})$$

Nesta dissertação, admite-se também que a carga atuante seja determinística o que conduz a $\sigma_S = 0$.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sigma_M} \quad (\text{Eq. 33})$$

Onde,

β = Fator de confiabilidade ou ocorrência de ruptura

μ_R = Resistência média

μ_S = Solicitação média

σ_M = Desvio padrão da resistência

σ_S = Desvio padrão da solicitação

A ocorrência da ruína ou fator de confiabilidade é determinada conforme a tabela 10 da escala subjetiva MIL – STD – 882 ampliada 12/03/2011 copiada abaixo.

Tabela 12 – Tabela 10 da escala subjetiva MIL – STD – 882 – Ocorrência de ruptura ou fator de confiabilidade.

β	Ocorrência de ruptura ou Fator de confiabilidade
-7,94	Certeza
0,00	50% probabilidade
0,52	Frequente
1,88	Provável
2,75	Ocasional
3,43	Remota
4,01	Extremamente remota
4,53	Impossível
7,27	Nunca

Fonte: Harr (1987).

4.2 Desenvolvimento

A variação da resistência das fundações submetidas a esforços de tração em relação aos parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) foi estudada neste trabalho com objetivo de comparar os resultados teóricos obtidos através da aplicação do método desenvolvido pela Universidade de Grenoble com os resultados das simulações computacionais obtidos através da aplicação do método dos elementos finitos.

No entanto, outra importante informação pode ser extraída a partir das curvas apresentadas nas figuras 25 a 32: as derivadas das funções $R_t(\varphi)$ e $R_t(c)$, visto que o cálculo da variância e do desvio padrão da resistência pode ser obtido a partir de tais derivadas conforme funções apresentadas a seguir:

$$V \left[\left(\frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 \right] V \left[\left(\frac{\partial z}{\partial y} \right)^2 \right] V \left[\right] \quad (\text{Eq. 34})$$

Traduzindo para os termos pertinentes a esse trabalho, tem-se:

$$V[\sigma] = \left(\frac{\partial R_t}{\partial c}\right)^2 V[c] + \left(\frac{\partial R_t}{\partial \eta}\right)^2 V[\eta] \quad (\text{Eq. 35})$$

R_t = Resistência à tração

c = coesão

$\eta = \tan \phi$

$$V[\sigma] = \sigma^2 \quad (\text{Eq. 36})$$

$$\Omega[\sigma] = \frac{\sigma[\sigma]}{\sigma} \Rightarrow \sigma[\sigma] = \Omega[\sigma] \sigma \quad (\text{Eq. 37})$$

$$\Omega[\sigma] = 0,40 \rightarrow \sigma[\sigma] = 0,40 \times \bar{\sigma} \quad (\text{Eq. 38})$$

$$V[\sigma] = (0,40 \times \bar{\sigma})^2 \quad (\text{Eq. 39})$$

$$\Omega[\eta] = 0,15 \rightarrow \sigma[\eta] = 0,10 \times \bar{\eta} \quad (\text{Eq. 40})$$

$$V[\eta] = (0,10 \times \bar{\eta})^2 \quad (\text{Eq. 41})$$

Na ausência de quantidade suficiente de ensaios, o valor esperado de c e ϕ é igual ao valor adotado pelo trabalho de Danziger (1983).

Tabela 13 – Variância da coesão para as fundações de S1 a S4.

Coeficiente de variação da coesão $\Omega[c]$			0,40
Fundação	Coesão	Desvio	Variância
S1	29	11,6	134,56
S2	25	10	100,00
S3	32,5	13	169,00
S4	29	11,6	134,56

Tabela 14 – Variância da tangente do ângulo de atrito para as fundações de S1 a S4.

Coeficiente de variação de $\tan(\phi)$ $\Omega [\tan(\phi)]$			0,15
Fundação	$\tan(\phi)$	Desvio	Variância
S1	0,4856	0,0728	0,0053
S2	0,4986	0,0748	0,0056
S3	0,4452	0,0668	0,0045
S4	0,4770	0,0715	0,0051

Em suma, as análises pelos métodos probabilísticos fornecem uma faixa de variação de resultados para diferentes repetições de um experimento. Torna-se interessante analisar a probabilidade de ruptura para as fundações em estudo considerando os diferentes métodos de determinação da carga de ruptura, nesse caso, o método teórico da Universidade de Grenoble e as modelagens computacionais.

Primeiro, serão apresentados os resultados das análises probabilísticas referentes às cargas previstas pela aplicação do método da Universidade de Grenoble:

Tabela 15 – Coeficientes de variação e erros associados ao cálculo da capacidade de carga das fundações S1 a S4 verificados através dos resultados obtidos pelo método da Universidade de Grenoble.

Fundação	Carga de ruptura experimental (kN/m ²) (A)	Cargas de ruptura (kN/m ²) previstas na aplicação dos métodos de Grenoble		Coeficiente de variação	Erro (A-B)/A
		$\lambda \neq 0$ (B)	$\lambda = 0$		
S1	1300	1467	1304	18%	13%
S2	1240	1381	1231	16%	11%
S3	585	538	481	21%	-8%
S4	1160	893	794	19%	-23%

No apêndice A encontram-se os cálculos relativos à determinação dos coeficientes de variação da tabela 15.

A partir das informações da tabela 15, ilustradas na figura 41, percebe-se que as fundações S1, S2 e S3 apresentaram erro inferior a um desvio padrão. Entende-se, a partir do gráfico ilustrado na figura 40 que a probabilidade da resistência última estar contida nessa faixa de valores é de 68%.

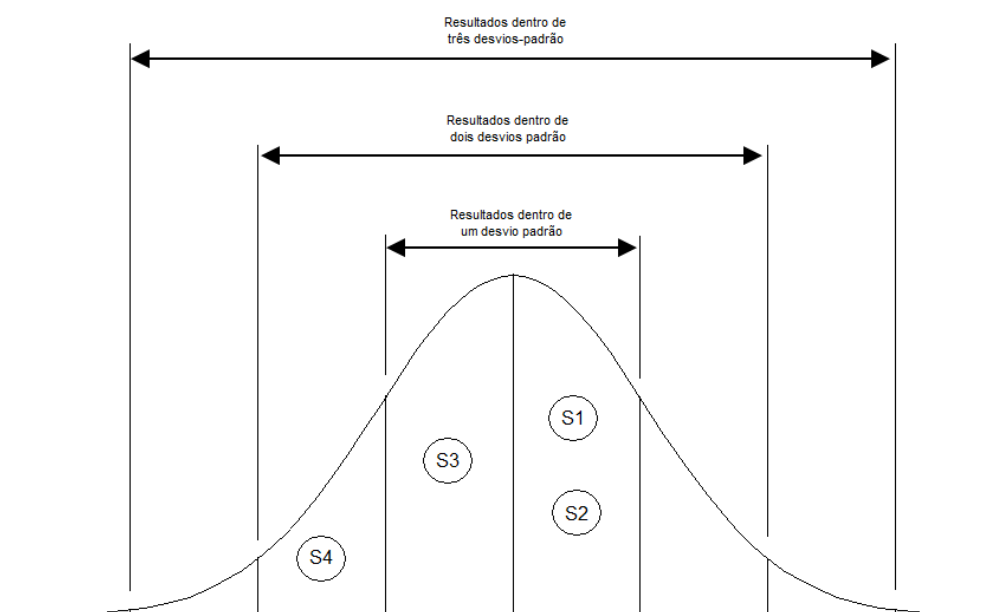


Figura 41 – Demonstração gráfica do grau de assertividade do cálculo da resistência através do Método da Universidade de Grenoble.

A seguir, na tabela 16, são apresentados os resultados das análises probabilísticas para os resultados obtidos pela modelagem computacional:

Tabela 16 – Coeficientes de variação e erros associados ao cálculo da capacidade de carga das fundações S1 a S4 verificados através dos resultados obtidos pela Modelagem Computacional 2-D.

Fundação	Carga de ruptura experimental (kN/m ²) (A)	Cargas de ruptura (kN/m ²) previstas com a utilização de modelagem computacional (B)	Coeficiente de variação	Erro (A-B)/A
S1	1300	1316	5,19%	1%
S2	1240	1216	16,66%	- 2%
S3	585	469	14,23%	- 20%
S4	1160	837	16,99%	- 28%

No apêndice A encontram-se os cálculos relativos à determinação dos coeficientes de variação da tabela 16.

Os resultados obtidos através da modelagem computacional são mais conservativos que os resultados obtidos pela Universidade de Grenoble. Somente as modelagens para a fundações S1 e S2 apresentaram erro inferior a um desvio padrão. As fundações S3 e S4 apresentaram erros maiores que um desvio-padrão. As informações das tabelas estão representadas na figura 42. Cabe destacar que um valor de erro (última coluna das tabelas 15 e 16) inferior ao coeficiente de variação indica uma carga calculada distante da carga medida de um valor inferior a um desvio padrão.

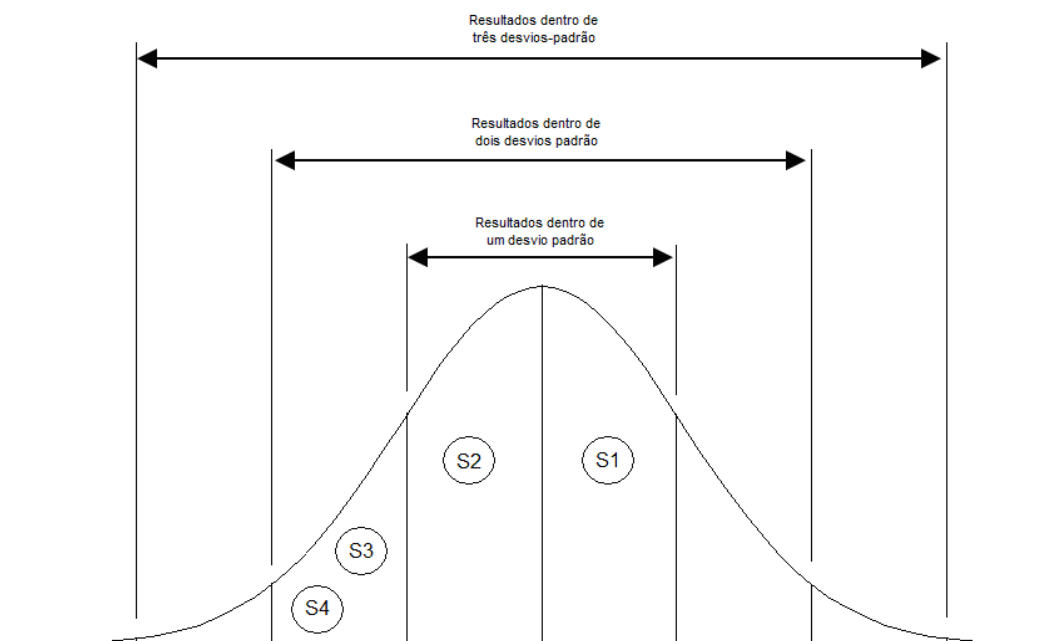


Figura 42 – Demonstração gráfica do grau de assertividade do cálculo da resistência através da modelagem computacional.

A partir dos resultados obtidos através da comparação entre os coeficientes de variação e os erros associados aos diferentes métodos para determinação da capacidade de carga, desenvolve-se a análise probabilística completa, conforme previsto na NBR 6122: 2010. Na falta de quantidade suficiente de ensaios, o valor de σ_m será igual ao valor da carga de ruptura experimental minorada dos valores de segurança $FS=1,5$, $FS=2,0$ e $FS=3,0$, de modo análogo ao que foi adotado para o valor esperado de $\bar{c}$ e $\bar{\eta}$. Os resultados são apresentados nas tabelas 17 a 24 e figuras 43 a 50.

Para determinação do valor do índice de confiabilidade β estimado na tabelas 17 a 24, adotou-se a equação 33.

No apêndice B ilustra-se a planilha elaborada nesta pesquisa que permite, a partir do valor de β calculado, a determinação da probabilidade de ruína para a faixa do fator de segurança pesquisado.

A última linha das tabelas 17 a 24 ilustra o valor do desvio padrão calculado no apêndice A.

Tabela 17 – Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Método da Universidade de Grenoble - Fundação S1				
Carga de ruptura (média)	1467	Probabilidade de ruína	β	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	978,00	0,031062894	1,87	Frequente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	733,50	0,002570247	2,80	Ocasional
Carga admissível 03 (FS=3,0)	489,00	9,54387E-05	3,73	Remota
Desvio padrão	262,14			

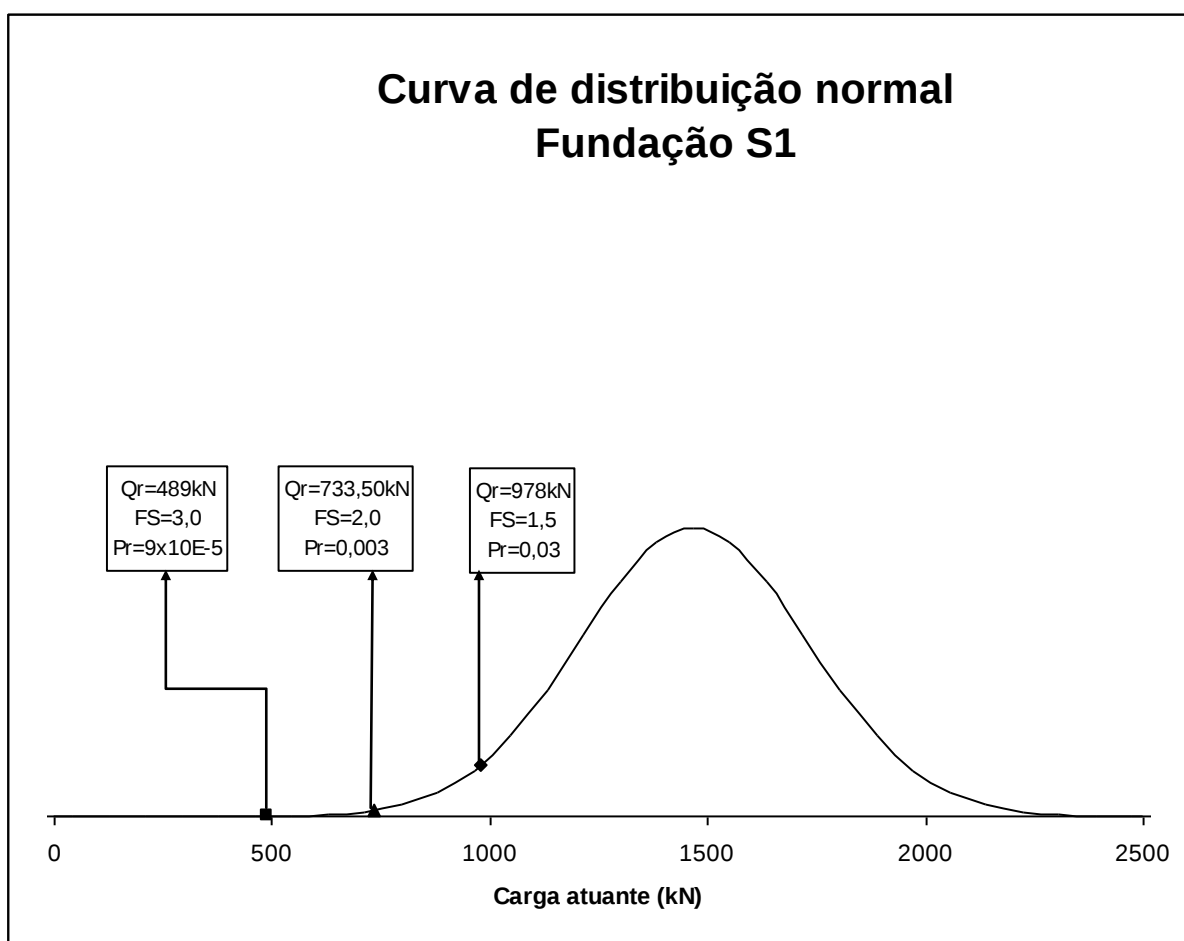


Figura 43 – Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S1.

Tabela 18 – Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Método da Universidade de Grenoble - Fundação S2				
Carga de ruptura (média)	1381	Pr	β	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	920,67	0,020357681	2,05	Provável
Carga admissível 02 (FS=2,0)	690,50	0,001071637	3,07	Ocasional
Carga admissível 03 (FS=3,0)	460,33	2,13066E-05	4,09	Extremamente remota
Desvio padrão	224,95			

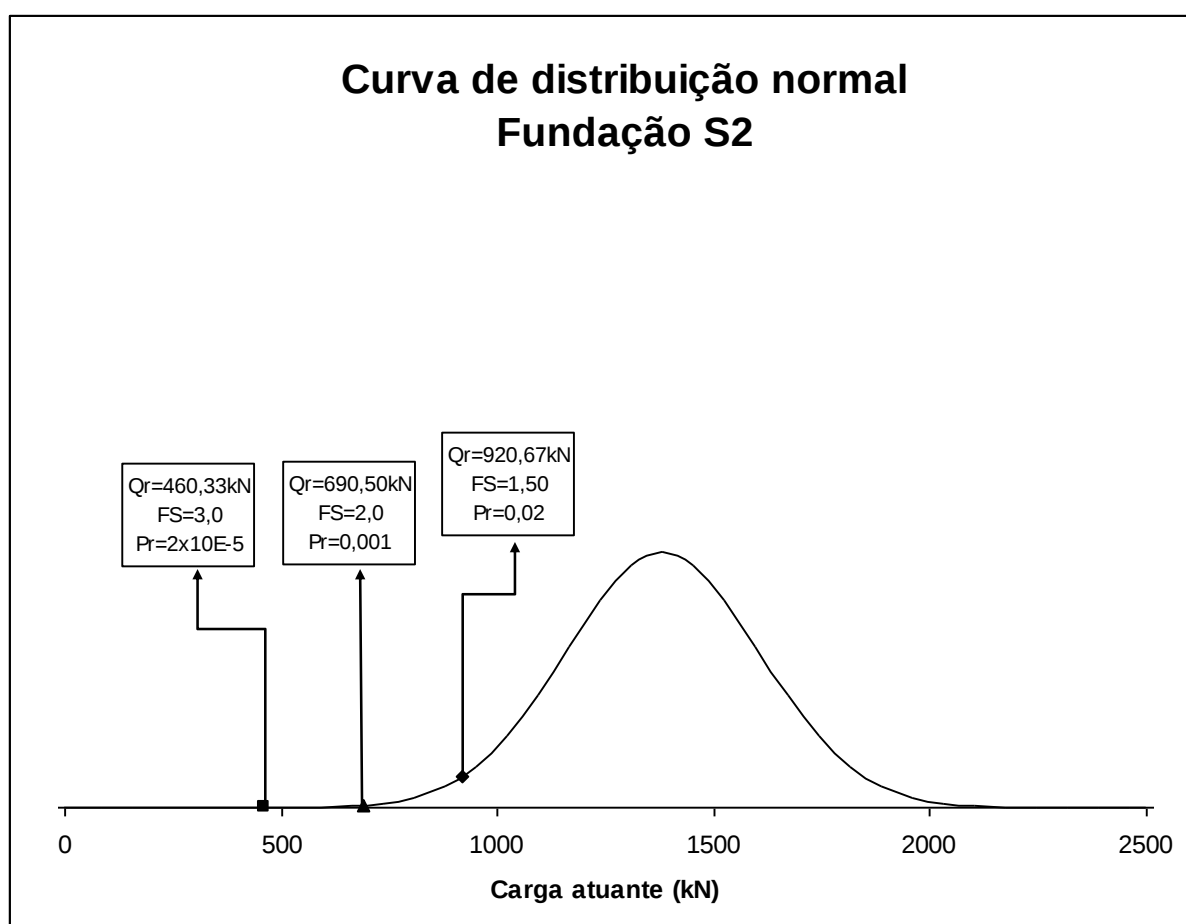


Figura 44 – Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S2.

Tabela 19 – Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Método da Universidade de Grenoble - Fundação S3				
Carga de ruptura (média)	538	Pr	β	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	358,67	0,057753744	1,57	Frequente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	269,00	0,009116061	2,36	Provável
Carga admissível 03 (FS=3,0)	179,33	0,000822446	3,15	Ocasional
Desvio padrão	113,94			

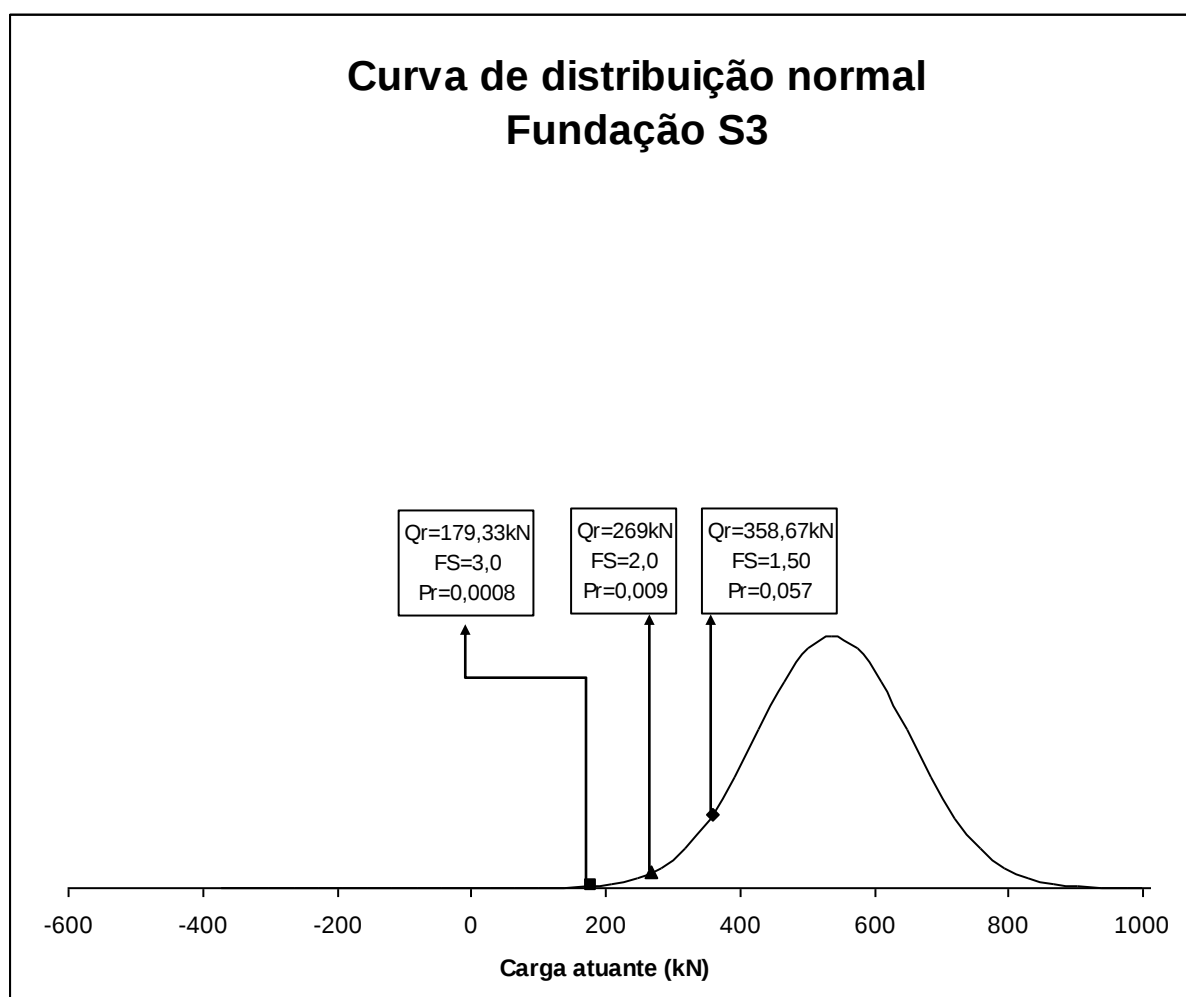


Figura 45 – Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S3.

Tabela 20 – Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Método da Universidade de Grenoble - Fundação S4				
Carga de ruptura (média)	893	Pr	β	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	595,33	0,041469604	1,73	Frequente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	446,50	0,004650043	2,60	Provável
Carga admissível 03 (FS=3,0)	297,67	0,000262406	3,47	Remota
Desvio padrão	171,68			

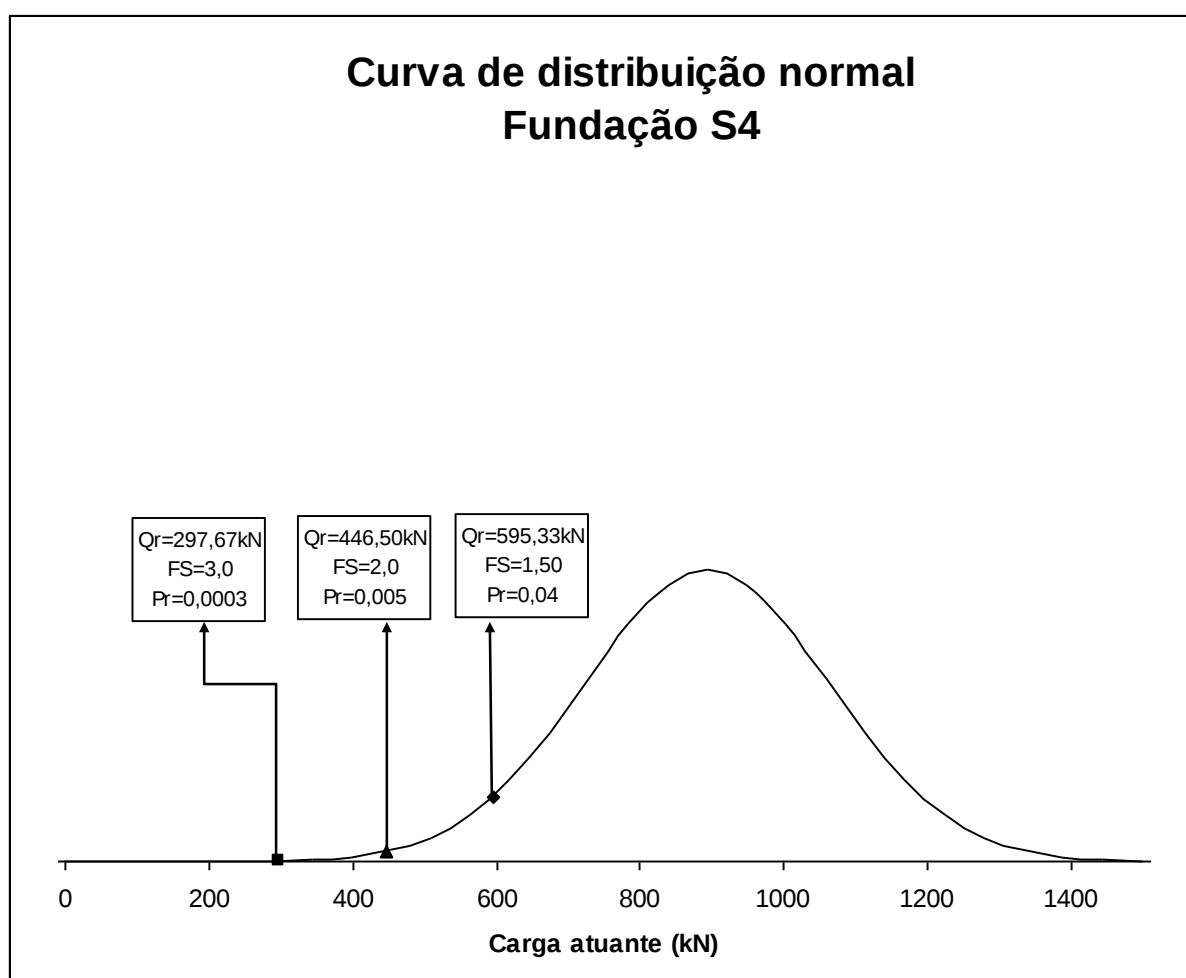


Figura 46 – Curva de distribuição normal da carga atuante pelo método da Universidade de Grenoble para fundação S4.

Tabela 21 – Análise probabilística para fundação S1 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0

Modelagem computacional - Fundação S1				
Carga de ruptura (média)	1316	Pr	β	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	877,33	2,77574E-09	5,83	Impossível
Carga admissível 02 (FS=2,0)	658,00	1,11898E-18	8,74	Nunca
Carga admissível 03 (FS=3,0)	438,67	1,02653E-31	11,66	Nunca
Desvio padrão	75,25			

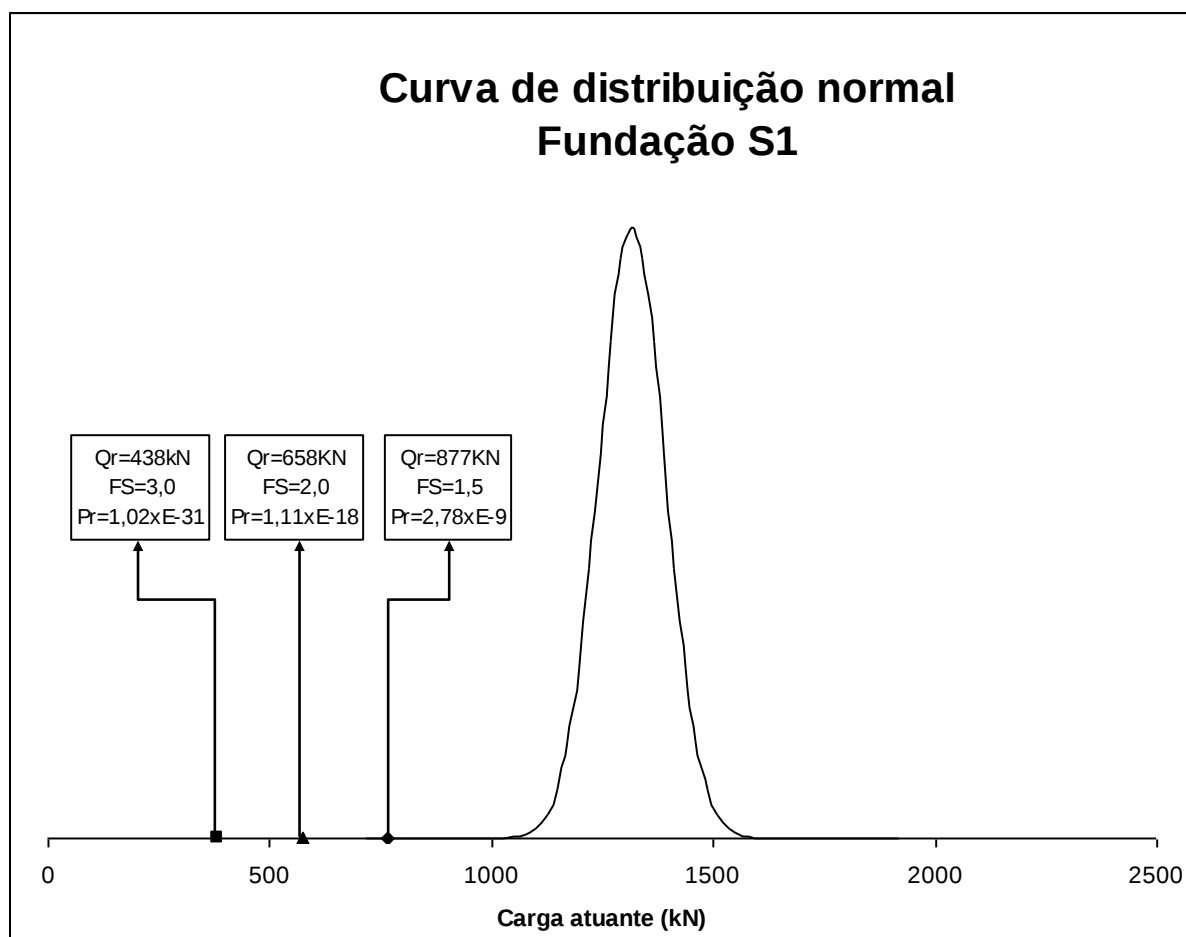


Figura 47 – Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S1.

Tabela 22 – Análise probabilística para fundação S2 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Modelagem computacional - Fundação S2				
Carga de ruptura (média)	1216	Pr	β	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	810,67	0,036148461	1,80	Freqüente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	608,00	0,003510298	2,70	Provável
Carga admissível 03 (FS=3,0)	405,33	0,000162515	3,59	Remota
Desvio padrão	225,53			

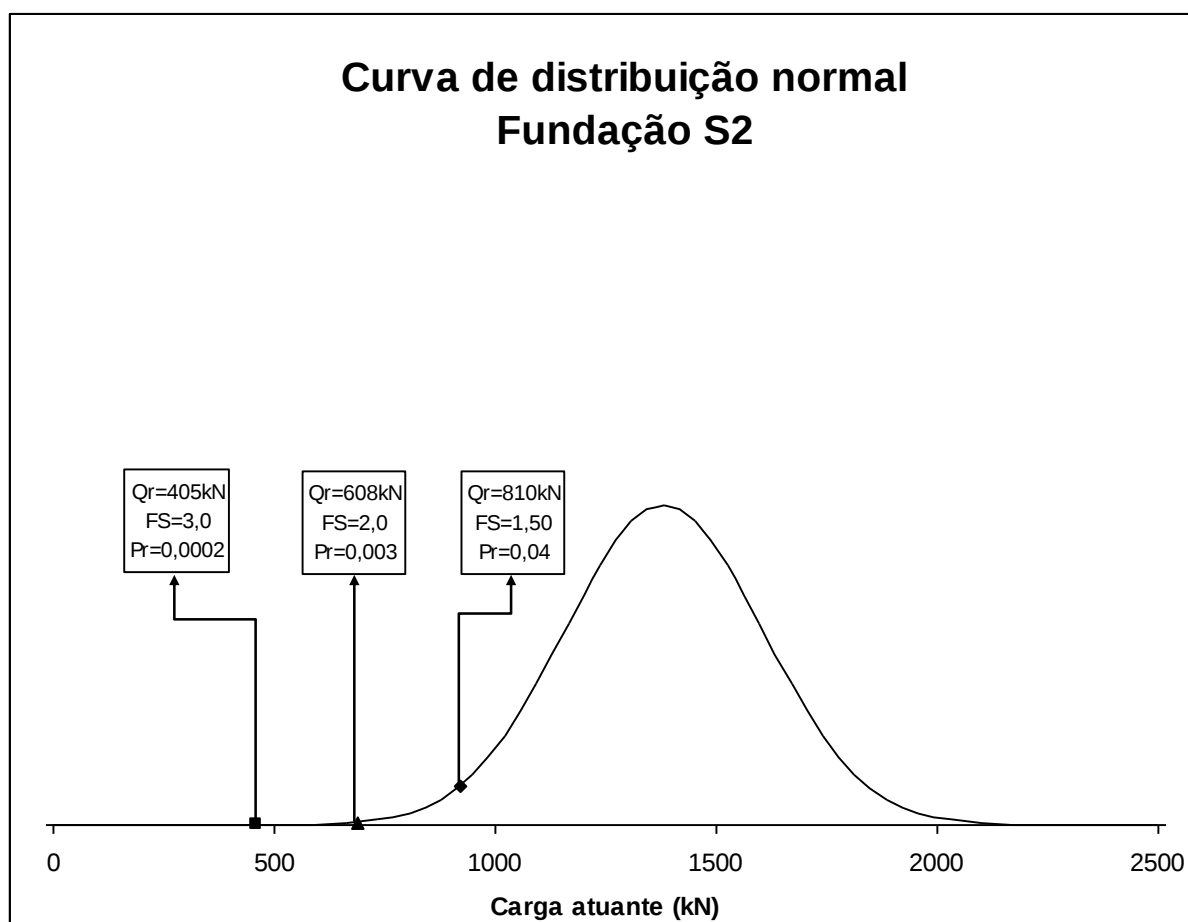


Figura 48 – Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S2.

Tabela 23 – Análise probabilística para fundação S3 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Modelagem computacional - Fundação S3				
Carga de ruptura (média)	469	Pr	β	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	312,67	0,061809638	1,54	Frequente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	234,50	0,010454117	2,31	Provável
Carga admissível 03 (FS=3,0)	156,33	0,001036684	3,08	Ocasional
Desvio padrão	101,53			

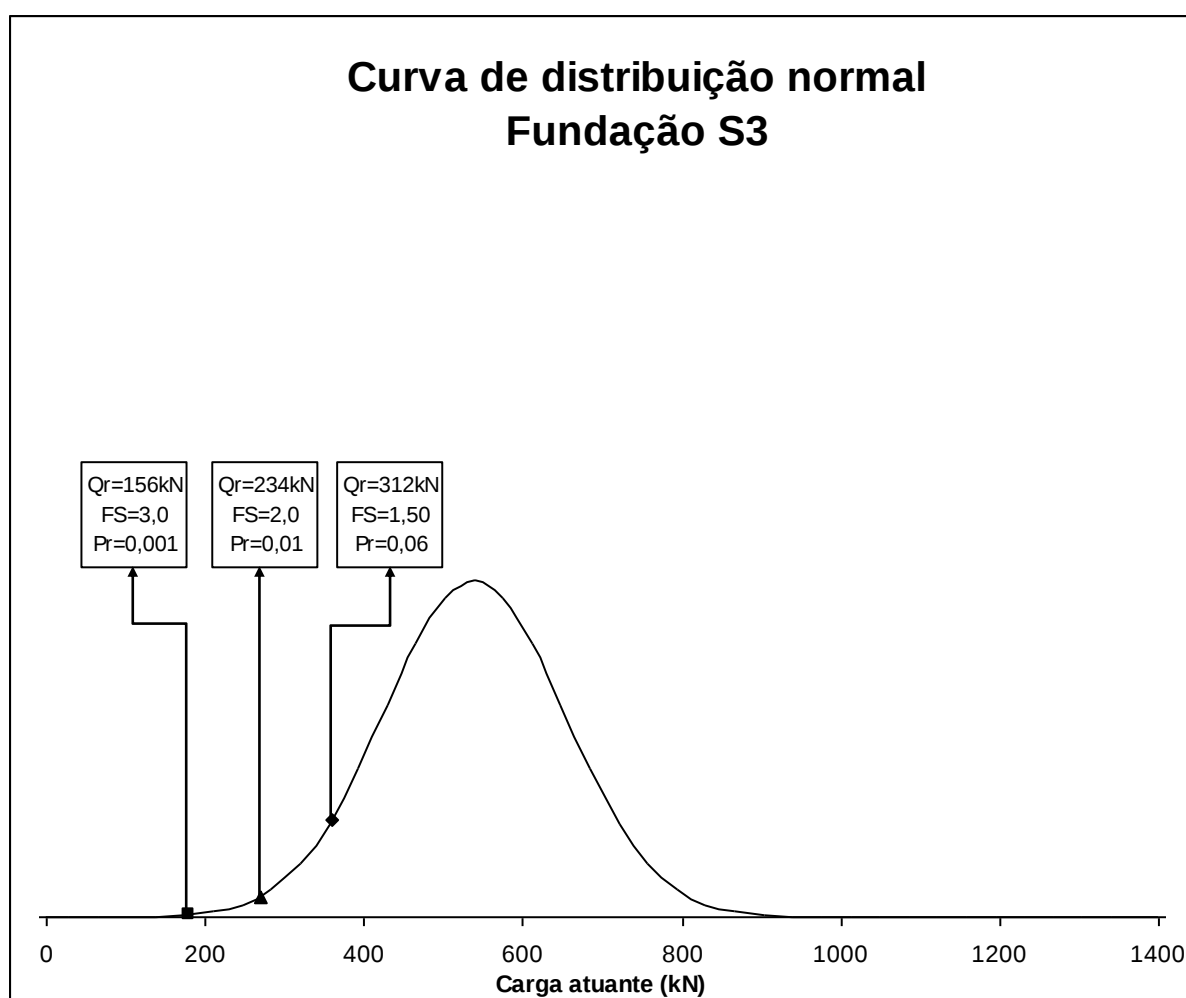


Figura 49 – Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S3.

Tabela 24 – Análise probabilística para fundação S4 através dos resultados obtidos pela modelagem computacional para FS=1,5; FS=2,0, FS=3,0.

Modelagem computacional - Fundação S4				
Carga de ruptura (média)	837	Pr	β	Ocorrência de ruína
Carga admissível 01 (FS=1,5)	558,00	0,146416621	1,05	Frequente
Carga admissível 02 (FS=2,0)	418,50	0,057295459	1,58	Frequente
Carga admissível 03 (FS=3,0)	279,00	0,01769563	2,10	Provável
Desvio padrão	265,23			

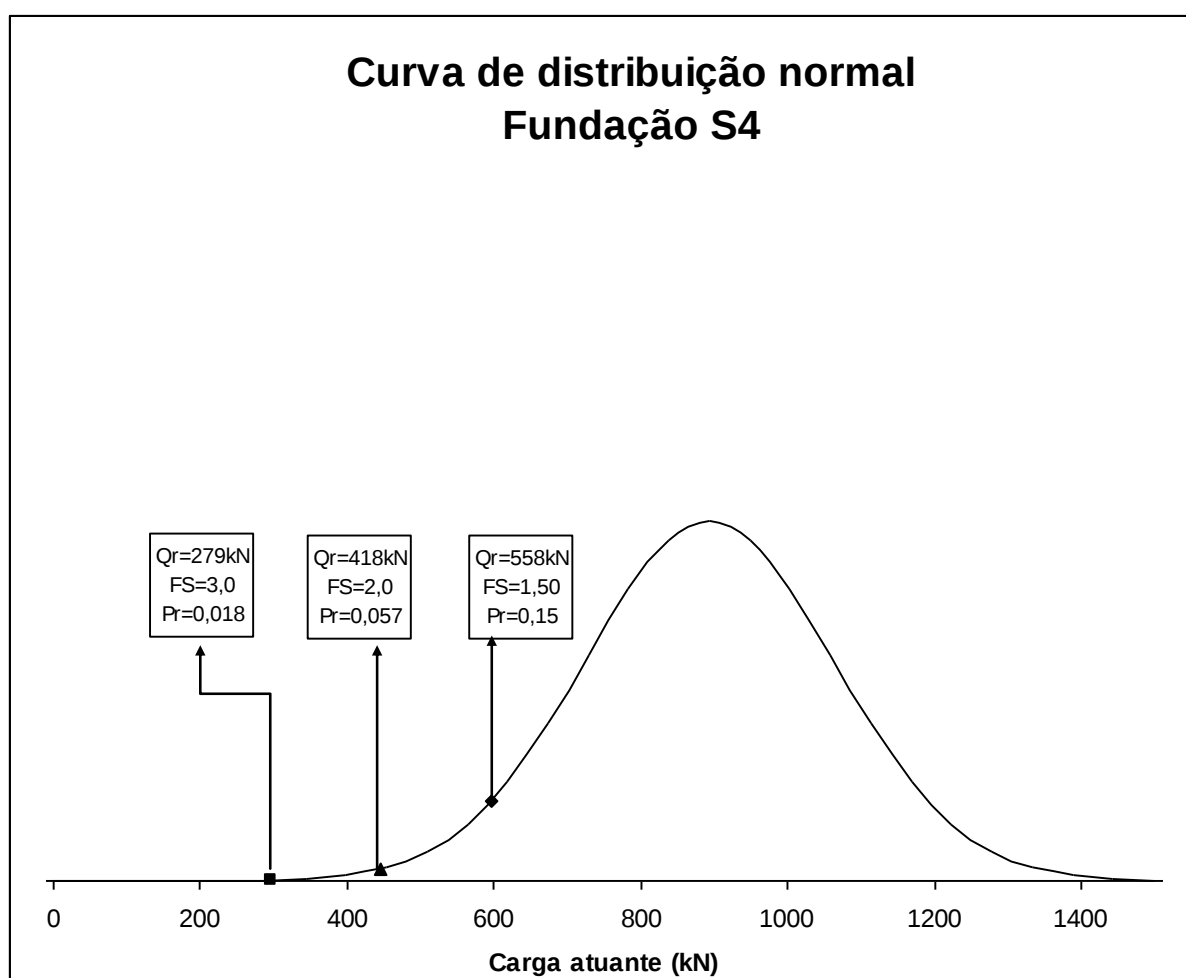


Figura 50 – Curva de distribuição normal da carga atuante pela modelagem computacional para fundação S4.

No capítulo 5 serão apresentadas as interpretações das análises elaboradas.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

A seguir, são apresentados os resultados da avaliação teórica, numérica e probabilística das fundações rasas tracionadas cujas provas de carga foram documentadas por Danziger (1983).

A primeira etapa consistiu da modelagem da capacidade de carga pelo procedimento de Grenoble e pela análise numérica utilizando-se os mesmos parâmetros selecionados anteriormente por Danziger (1983). Os resultados das modelagens apresentaram em todas as simulações da primeira etapa resistências últimas menores do que os valores encontrados através da aplicação do método da Universidade de Grenoble, o que sugere a utilização de maiores fatores de segurança quando se utilizam resistências obtidas a partir de modelagens computacionais.

A modelagem computacional para a fundação S4 apresentou, assim como o cálculo da resistência à tração pelo método da Universidade de Grenoble, resultados muito baixos em relação ao resultado da prova de carga, indicando erros da ordem de 25%. Comparando esses resultados também com o trabalho publicado por Ruffier dos Santos (1985), percebe-se a possibilidade de que algum fator não mensurado ou desconhecido possa ter influenciado no resultado da prova de carga acompanhada e documentada por Danziger (1983), conforme demonstrado na tabela 25.

Tabela 25 – Comparação entre os resultados de Danziger (1983), Ruffier dos Santos (1985) e Arpino (2011).

Fundação	Prova de carga (kN)	Arpino (2011) MEF (kN)	Ruffier dos Santos (1985) MEF (kN)
S1	1300	1316	1175
S2	1240	1216	1125
S3	585	469	550
S4	1160	837	875

As regiões do solo que apresentam maiores valores de tensões cisalhantes mobilizadas durante o carregamento (regiões caracterizadas nas figuras 16, 17, 18 e 19) indicam a formação de uma superfície de ruptura com $\alpha \neq 0$, conforme modelo proposto por Balla (1961) e validado pelo método da Universidade de Grenoble.

Os pontos de plastificação mobilizados durante o carregamento se estendem a uma distância de aproximadamente 15 metros a partir do eixo das fundações tracionadas. Essa constatação ratifica a importância da retroanálise realizada por Danziger (1983) para confirmação dos parâmetros do solo após influência do carregamento de fundações próximas submetidas à tração. Recomenda-se que esse tipo de análise seja realizado mesmo para fundações adjacentes cuja distância seja superior ao estabelecido na NBR 6122: 2010, podendo ser precedido de modelagens computacionais específicas para verificação do raio de influência em cada caso.

Na segunda etapa procederam-se os mesmos cálculos realizados na primeira etapa, porém com parâmetros variando numa faixa pré-estabelecida. O comportamento das curvas que descrevem a capacidade de carga obtidas com a variação dos parâmetros geotécnicos ratifica o que já havia sido indicado por Garcia (2005), qual seja, o parâmetro do solo que mais influencia na variação da resistência última à tração é a coesão. A interpretação da análise probabilística, apresentada a seguir, indica esse mesmo comportamento.

O comportamento de todas as curvas da variação de ângulo de atrito segundo o método da Universidade de Grenoble apresenta descontinuidade que não tem explicação física para valores de ϕ próximos de 15° , o que torna os resultados obtidos pela modelagem computacional, para essa faixa de valores, mais próximos do desempenho real das fundações.

Os resultados das análises probabilísticas apresentaram índices satisfatórios de confiabilidade para fatores de segurança acima de 2,0. Vale ressaltar, conforme citado por Aoki (2011), que o fator de segurança do projeto ótimo deve atender a três aspectos da engenharia, são eles: o aspecto técnico que considera a fórmula que associa o fator de segurança à probabilidade de ruína, o aspecto legal de ter

que adotar o valor mínimo das normas vigentes e compatíveis com mercado que comanda o custo total incluindo o custo do risco das consequências econômico-financeiras da ruína.

Quando se comparam os resultados das análises probabilísticas da aplicação do método da Universidade de Grenoble e da modelagem computacional 2-D, percebe-se que os dois métodos apresentam confiabilidade bem semelhante de seus resultados para as sapatas S2, S3 e S4. Os resultados da Universidade de Grenoble apresentam índices de confiabilidade ligeiramente maiores que os índices obtidos a partir dos resultados das modelagens computacionais, conforme figura 51.

Vale destacar os resultados de alto valor de β obtidos para a fundação S1 para a modelagem computacional. Esse valor β é consequência do baixo valor do desvio padrão encontrado a partir da aplicação da formulação FOSM, como pode ser verificado na tabela 16.

Ocorrência de ruptura ou Fator de confiabilidade

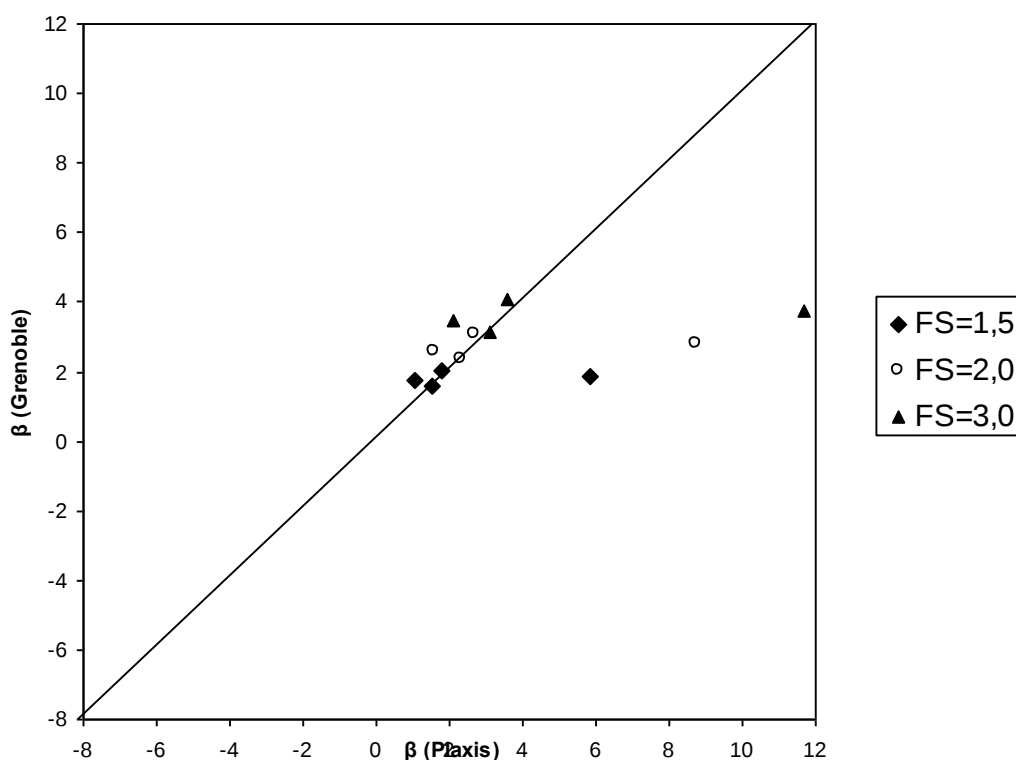


Figura 51 – Gráfico comparativo entre o parâmetro β obtido através do método da Universidade de Grenoble e através da modelagem computacional

6 SUGESTÕES DE TEMAS PARA PESQUISAS

Sugere-se a proposição de ajuste gradativo da equação para determinação da carga de ruptura pelo método da Universidade de Grenoble, devido à descontinuidade observada nos gráficos da variação da carga de ruptura em função do ângulo de atrito. Certamente, essa descontinuidade não corresponde a aspectos físicos, o que provoca aumento da incerteza dos resultados, quando são analisados projetos com ângulo de atrito em torno de 15° , como pode ser verificado na figura 52.

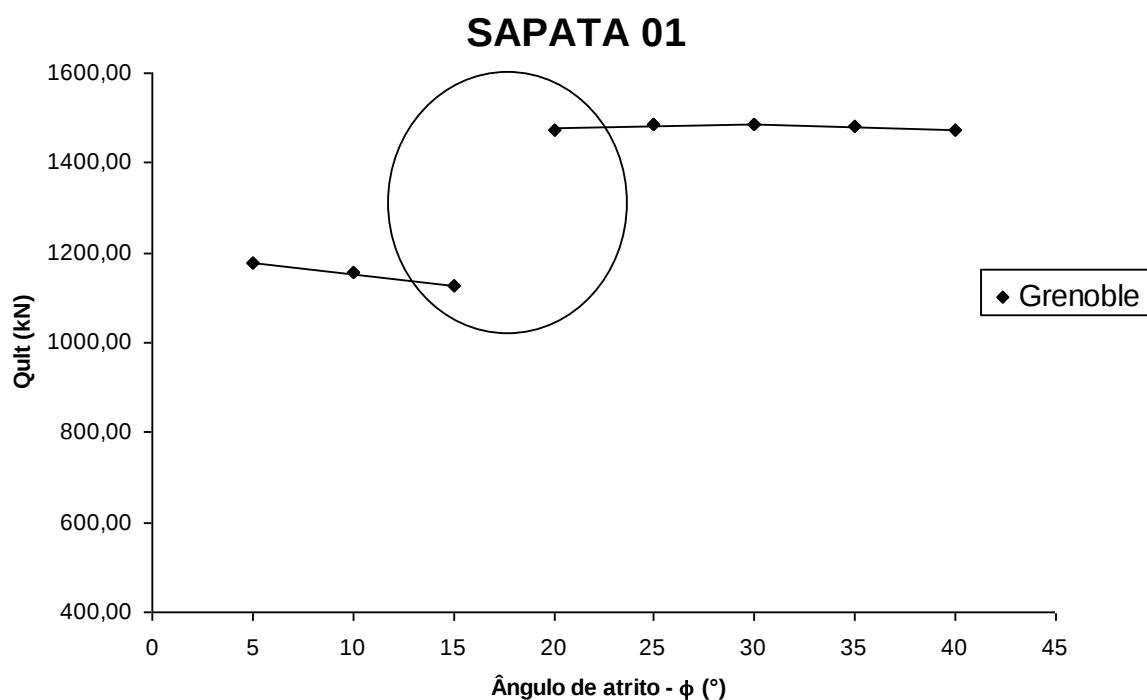


Figura 52 - Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S1 – Descontinuidade em $\phi=15^\circ$.

Garcia (2005) já havia observado que a coesão é o parâmetro mais relevante para o cálculo da capacidade de carga pelo método da Universidade de Grenoble, no entanto, há que se estudar a razão para a qual, mantendo-se a coesão constante e variando o parâmetro ϕ , observa-se o comportamento descendente de $R(t)$ em função de ϕ , aproximadamente para os trechos nos quais: $5^\circ < \phi < 15^\circ$ e $30^\circ < \phi < 40^\circ$, como indicado na figura 53.

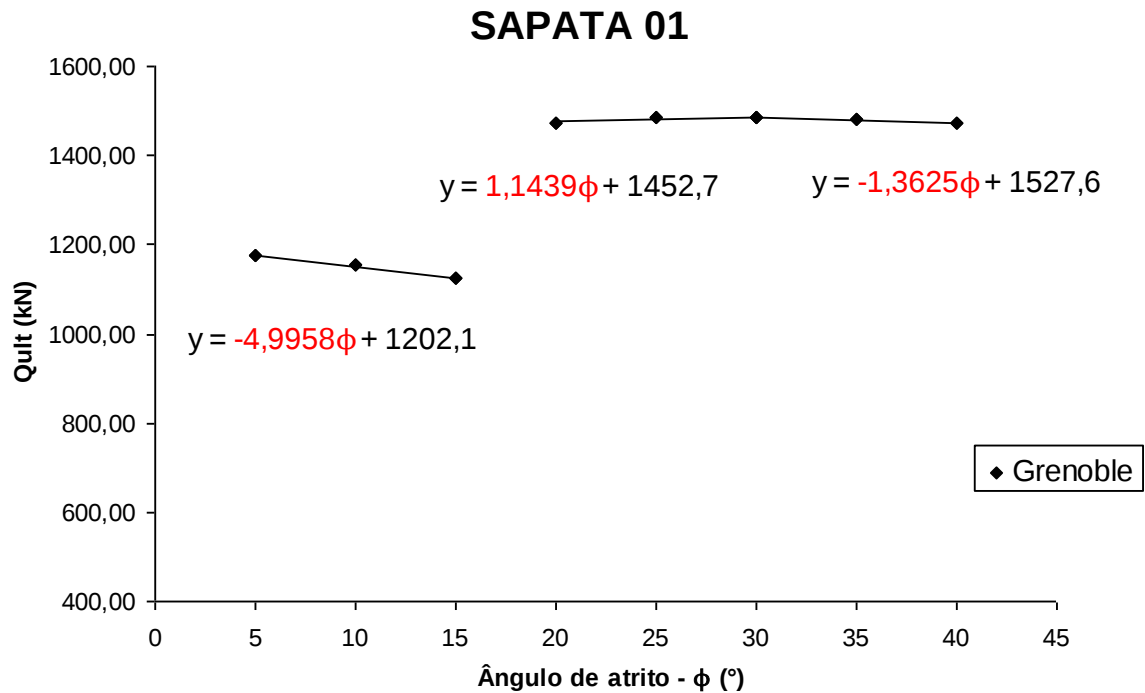


Figura 53 - Gráfico da variação da resistência última à tração pelo método da Universidade de Grenoble em função da variação do ângulo de atrito para a fundação S1 – Comportamento da função.

De acordo com a figura 54, publicada por Danziger (1983), o método entende que a superfície de ruptura não se altera para solos argilosos com $\phi < 15^\circ$, essa pode ser uma premissa que influencia no comportamento descendente da curva. Sugere-se estudar possíveis variações da superfície de ruptura em função do ângulo de atrito também para solos fracos.

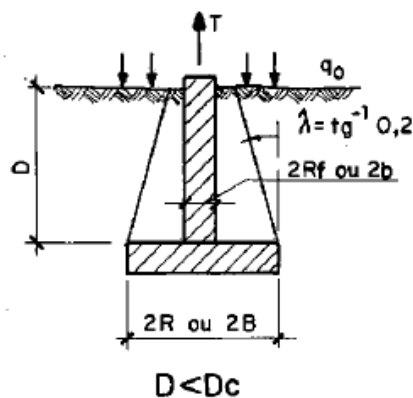


Figura 54 – Forma de ruptura para fundações rasas em solos fracos – Martin (1966)

Sugere-se também fazer a retroanálise das modelagens realizadas, variando o R_{inter} (interface entre o solo e a fundação) com objetivo de aproximar ainda mais os resultados das modelagens aos resultados das provas de carga.

Sugere-se pesquisar a influência dos parâmetros E (módulo de Young) e ν (coeficiente de Poisson do solo) nas modelagens computacionais, especialmente nos casos de fundações submetidas a esforços de tração, em função da pouca influência percebida na análise paramétrica realizada neste trabalho, para modelagem 2-D.

Sugere-se comparar a profundidade crítica calculada analiticamente pelo método da Universidade de Grenoble com o resultado numérico obtido através de modelagem computacional. O cálculo da profundidade crítica através da modelagem pode ser realizado aumentando a profundidade de assentamento das fundações S1, S2, S3 e S4 até que a tela de saída do programa indique uma mudança de comportamento na configuração da superfície de ruptura, conforme previsto na figura proposta por Martin (1966).

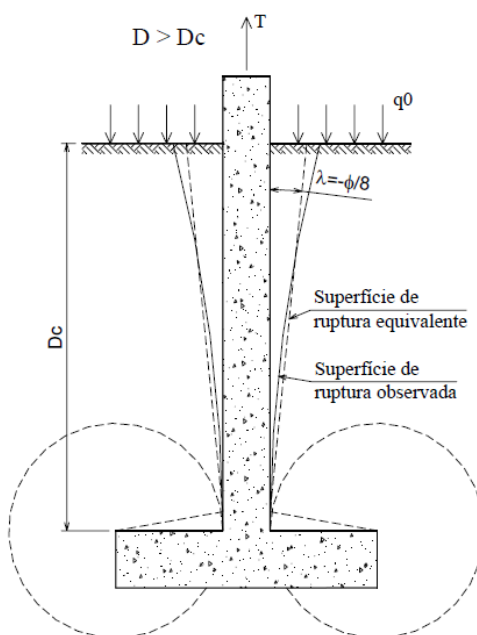


Figura 55 - Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes (categoria 2) –Martin (1966)

REFERÊNCIAS

ADAMS, J. I., HAYES, D. C., 1967. The uplift capacity of shallow foundations. Ontario Hydro Research Quarterly 19 (1).

ADAMS, J. I., KLYM, T. W., 1972. A study of anchorages for transmission tower foundations. Canadian Geotechnical Journal 9 (1), 89–104.

ALI, M. S. Pullout resistance of anchor plates and anchor piles in soft bentonite clay. 1968. M.Sc. thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series No. 17.

ANDERSEN, K. H., DYVIK, R., SCHRØDER, K., 1992. Pull-out capacity analyses of suction anchors for tension leg platforms. Proceedings, 6th International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, BOSS'92, London, vol. 2, pp. 1311–1322.

ANDERSEN, K. H., DYVIK, R., SCHRØDER, K., HANSTEEN, O. E., BYSVEEN, S., 1993. Field tests of anchors in clay. II: predictions and interpretation. Journal of Geotechnical Engineering 119 (10), 1532–1549 ASCE.

AOKI, N. (2011). Dogma do fator de segurança. Departamento de Geotecnia da USP. São Carlos, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*: Projeto e execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122* : Projeto e Execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

BALLA, A., 1961. The resistance to breaking out mushroom foundations for pylons. Proceedings. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol.1, pp 560-576.

BARATA, F. E., DANZIGER, F. A. B., PEREIRA PINTO, C., 1985. Behavior of inclined plates in residual soil submitted to uplift load. Proceedings, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, San Francisco, vol. 4, pp. 2163-2166.

BARATA, F. E., PACHECO, M. P., DANZIGER, F. A. B., 1978. Uplift tests on drilled piers and footings built in residual soil. Proceedings, 6th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 3, pp. 1–37.

BARATA, F. E., PACHECO, M. P., DANZIGER, F. A. B., PEREIRA PINTO, C., 1979. Foundations under pulling loads in residual soil — analysis and application of the results of load tests. Proceedings, 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, vol. II, pp. 165–176.

BATMANABANE, L., 1973. Résistance maximale à l'arrachement des ancrages en milieu cohérent. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.

BATTAGIN, I. L. S., 2007. Módulo de Elasticidade do Concreto - Como Analisar e Especificar. CB-18: Comitê brasileiro de cimento, concreto e agregados da ABNT.

BHATNAGAR, R. S. Pullout resistance of anchors in silty clay. 1969. M.Sc. thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series No. 18.

BIAREZ, J., BARRAUD, Y., 1968. Adaptation des fondations de pylones au terrain par lês méthodes de la mécanique des sols. Rapport 22-06 de la CIGRÉ, Paris.

CLEMENS, P. L., 1983. Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882. Jacobs Sverdrup. Handbook 6000-8. Journal of the System Safety Society, Vol. 18 No. 4

DANZIGER, F. A. B. Capacidade de carga de Fundações Submetidas a esforços verticais de tração. 1983. Tese de Mestrado, COPPE/ UFRJ, 331p. Rio de Janeiro.

DANZIGER, F. A. B., PEREIRA PINTO, C., 1979a. “Análise Comparativa de Métodos

para o Dimensionamento de Fundações a partir dos Resultados das Provas de Carga Realizadas na LT 500 kV Adrianópolis-Grajaú”, Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, Brasil.

DANZIGER, F.A.B., PEREIRA PINTO, C., 1979b. “Alguns Critérios para Dimensionamento de Fundações Sujeitas a Esforços de Tração”, Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, Brasil.

DANZIGER, F. A. B., PEREIRA PINTO, C., DANZIGER, B. R., 1989. Uplift load tests on grillages for guyed towers in Itaipu transmission system. Proceedings, XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 2, pp. 1193–1196.

DANZIGER, F. A. B., DANZIGER, B. R., CAVALCANTE, E. H., 2006a. Discussion of review of SPT short rod corrections by Chris R. Daniel, John A. Howie, R. Scott Jackson, and Brian Walker. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 132 (12), 1634–1637 ASCE.

DANZIGER, F. A. B., DANZIGER, B. R., PACHECO, M. P., 2006b. The simultaneous use of piles and prestressed anchors in foundation design. Engineering Geology 87, 163–177.

DAS, B. M., 1975. Pullout resistance of vertical anchors. Journal of the Geotechnical Engineering Division 101 (1), 87–91 ASCE.

DAS, B. M., 1978. Model tests for uplift capacity of foundations in clay. Soils and Foundations 18 (2), 17–24.

DAS, B. M., 1980. A procedure for estimation of ultimate uplift capacity of foundations in clay. Soils and Foundations 20 (1), 77–82.

DAS, B. M., SEELEY, G. R., 1975a. Inclined load resistance of anchors in sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division 101 (9), 995–998 ASCE.

- DAS, B. M., SEELEY, G. R., 1975b. Breakout resistance of shallow horizontal anchors. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 101 (9), 999–1003 ASCE.
- DAS, B. M., PURI, V. K., 1989. Holding capacity of inclined square plate anchors in clay. *Soils and Foundations* 29 (3), 138–144.
- DAS, B. M., MORENO, R., DALLO, K. F., 1985. Ultimate pullout capacity of shallow vertical anchors in clay. *Soils and Foundations* 25 (2), 148–152.
- DAVIE, J. R., SUTHERLAND, H. B., 1977. Uplift resistance of cohesive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103 (9), 935–952 ASCE.
- DAVIE, J. R., SUTHERLAND, H. B., 1978. Modeling of clay uplift resistance. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104 (6), 755–760 ASCE.
- DAVISON DIAS, R. Aplicação de Pedologia e Geotecnia do Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão. 1987. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- DICKIN, E. A., 1988. Uplift behaviour of horizontal anchor plates in sand. *Journal of Geotechnical Engineering* 114 (11), 1300–1317 ASCE.
- DICKIN, E. A., LEUNG, C. F., 1983. Centrifugal model tests on vertical anchor plates. *Journal of Geotechnical Engineering* 109 (12), 1503–1525 ASCE.
- DICKIN, E. A., LEUNG, C. F., 1985. Evaluation of design methods for vertical anchor plates. *Journal of Geotechnical Engineering* 111 (4), 500–520 ASCE.
- DYVIK, R., ANDERSEN, K. H., HANSEN, S. B., CHRISTOPHERSEN, H. P., 1993. Field tests of anchors in clay. I: description. *Journal of Geotechnical Engineering* 119 (10), 1515–1531 ASCE.
- ESQUIVEL-DIAZ, R. F. Pullout resistance of deeply buried anchors in sand. 1967. M.Sc. thesis, Duke University, Duke Soil Mechanics Series No. 8.

DITLEVSEN, O.; MADSEN H. O., 1996. Structural Reliability Methods. Lyngby, Dinamarca.

GARCIA, O. C. Influência da Qualidade da Compactação dos Reaterros na Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços de Tração. 2005. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

GHALY, A., HANNA, A., 1992. Stresses and strains around helical screw anchors in sand. *Soils and Foundations* 32 (4), 27–42.

GHALY, A., HANNA, A., 1994a. Ultimate pullout resistance of single vertical anchors. *Canadian Geotechnical Journal* 31 (5), 661–672.

GHALY, A., HANNA, A., 1994b. Ultimate pullout resistance of groups of vertical anchors. *Canadian Geotechnical Journal* 31 (5), 673–682.

GHALY, A., HANNA, A., RANJAN, G., HANNA, M., 1991c. Helical anchors in dry and submerged sand subjected to surcharge. *Journal of Geotechnical Engineering* 117 (10), 1463–1470 ASCE.

GURUNG, S. B., NAKAZIMA, Y., SAKAJI, S., KUSAKABE, O., 1998. Centrifugal modeling of enlarged base foundation subjected to pull-out force. *Soils and Foundations* 38 (4), 105–113.

HANNA, A., GHALY, A., 1992. Effects of K_0 and overconsolidation on uplift capacity. *Journal of Geotechnical Engineering* 118 (9), 1449–1469 ASCE.

HARR, M. E., 1987. Reliability based Design on Civil Engineering. McGraw -Hill, Inc. Toronto. Canadá. 287 p.

ISMAEL, N. F., 1989. Field tests on bored piles subject to axial and oblique pull. *Journal of Geotechnical Engineering* 115 (11), 1588–1598 ASCE.

ISMAEL, N. F., KLYM, T. W., 1978. Behavior of rigid piers in layered cohesive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104 (8), 1061–1074 ASCE.

ISMAEL, N. F., KLYM, T. W., 1979. Uplift and bearing capacity of short piers in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105 (5), 579–594 ASCE.

ISMAEL, N. F., AL-SANAD, H. A., 1986. Uplift capacity of bored piles in calcareous soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 112 (10), 928–940 ASCE.

KULHAWY, F. H., 1985. Drained uplift capacity of drilled shafts. *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, vol. 3, pp. 1549–1552.

KULHAWY, F. H., STEWART, H. E., 1994. Uplift load–displacement behavior of grillage foundations. *Proceedings, ASCE GSP 40 on Vertical and horizontal deformations of foundations and embankments, New York*, pp. 233–244.

KULHAWY, F. H., KOZERA, D. W., WITHIAM, J. L., 1979. Uplift testing of model drilled shafts in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105 (1), 31–47 ASCE.

LUTENEGGER, A. J., MILLER, G. A., 1994. Uplift capacity of small-diameter drilled shafts from in situ tests. *Journal of Geotechnical Engineering* 120 (8), 1362–1380 ASCE.

MACDONALD, H. F. Uplift resistance of caisson piles in sand. 1963. M.Sc. thesis, Nova Scotia Technical College.

Manual de utilização do software Plaxis 2-D. Versão 08.

MARTIN, D., 1963. Fondations profondes sollicitées à l'arrachement en milieu cohérent tridimensionnel. Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.

MARTIN, D., 1966. Étude à la rupture de différents ancrages sollicités verticalement. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.

MARTIN, D., 1973. Calcul de pieux et fondations à dalle des pylônes de transport d'énergie électrique, étude théorique et d'essais en laboratoire et in-situ. Proceedings, Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Supplément au No. 307-308.

MARTIN, D., COCHARD, A., 1973. Design of Anchor Plates. Rapport 22-10 de la CIGRÉ, Paris.

MATSUO, M., 1967. Study on the uplift resistance of footing (I). Soil and Foundation VII (4), 1–37.

MATSUO, M., 1968. Study on the uplift resistance of footing (II). Soil and Foundation VIII (1), 18–48.

MEYERHOF, G. G., 1973a. The uplift capacity of foundations under oblique loads. Canadian Geotechnical Journal 10 (1), 64–70.

MEYERHOF, G. G., 1973b. Uplift resistance of inclined anchors and piles. Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, vol. 2, pp. 167–172.

MEYERHOF, G. G., ADAMS, J. I., 1968. The ultimate uplift capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal V (4), 225–244.

MONTEL, B., 1963. Contribution à l'étude des fondations sollicitées à l'arrachement. Phénomène plan, milieux pulvérulents. Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.

MURRAY, E. J., GEDDES, J. D., 1987. Uplift of anchor plates in sand. Journal of Geotechnical Engineering 113 (3), 202–215 ASCE.

NEVES, L. A. C., CRUZ, P.J.S., 2001. “Introdução à Análise Probabilística Simplificada da Segurança Estrutural”, Guimarães, Portugal.

OLIVEIRA, M. M. Ensaio “in situ”, de Resistência ao Arrancamento de Placas Horizontais Reduzidas. 1986. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

ORLANDO, C. Fundações Submetidas a Esforços Verticais Axiais de Tração. Análise de Provas de Carga de Tubulões em Areias Porosas. 1985. Tese de Mestrado, Escola Politécnica da USP, São Paulo.

OVESEN, N. K., 1981. Centrifuge tests of the uplift capacity of anchors. Proceedings, X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, vol. 1, pp. 717–722.

PACHECO, M. P., DANZIGER, F. A. B., PINTO, C. P., 2006. The simultaneous use of piles and prestressed anchors in foundation design. Engineering Geology 87 (2006) 163–177. Rio de Janeiro. Brasil.

PACHECO, M. P., DANZIGER, F. A. B., PINTO, C. P., 2008. Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview. Engineering Geology 101 (2008) 226–235. Rio de Janeiro. Brasil.

PACHECO, M. P. (2010). Notas de aula. Curso de análises probabilísticas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. Brasil.

PACHECO, M. P. e LIMA, L. S. A., 1986. Um critério estatístico para a interpretação de ensaios geotécnicos, Revista Solos e Rochas Vol.19. no 3. p. 177 – 188. Rio de Janeiro. Brasil.

PEREIRA PINTO, C. Comportamento de Ancoragens para Torres Estaiadas em Solo Residual. 1985. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

PHOON, K. K., KULHAWY, F. H., GRIGORIU, M. D., 2003a. Multiple resistance factor design for shallow transmission line structure foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129 (9), 807–818 ASCE.

PHOON, K. K., KULHAWY, F. H., GRIGORIU, M. D., 2003b. Development of a reliability-based design framework for transmission line structure foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129 (9), 798–806 ASCE.

PORCHERON, Y., MARTIN, D., 1968. Étude à la rupture des fondations de pilônes sollicitées à l'arrachement. *Réseaux Electriques, Matériels Électriques* 2, 83–98.

RAO, K. S. S., KUMAR, J., 1994. Vertical uplift capacity of horizontal anchors. *Journal of Geotechnical Engineering* 120 (7), 1134–1147 ASCE.

RIBIER, B., 1962. Étude des argiles fortement plastiques et essais de soulèvement des pieux. Thèse de Doctorat de Spécialité, Université de Grenoble.

ROWE, R. K. Soil structure interaction analysis and its application to the prediction of anchor plate behavior. 1978. Ph.D. thesis, University of Sydney.

ROWE, R. K., BOOKER, J. R., 1979a. A method of analysis for horizontally embedded anchors in an elastic soil. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 3, 187–203.

ROWE, R. K., BOOKER, J. R., 1979b. The analysis of inclined anchor plates. *Proceedings, 3th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen*, pp.1227–1236.

ROWE, R. K., e BOOKER, J. R., 1980. The elastic response of multiple underream anchors. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 4, 313-332.

ROWE, R. K., DAVIS, E. H., 1982a. The behavior of anchor plates in clay. *Géotechnique* 32 (1), 9–23.

ROWE, R. K., DAVIS, E. H., 1982b. The behavior of anchor plates in sand. *Géotechnique* 32 (1), 25–41.

RUFFIER DOS SANTOS, A.P. Analise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos. 1985. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

RUFFIER DOS SANTOS, A. P. Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços de Tração em Taludes. 1999. Tese de doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SAKAI, T., TANAKA, T., 2007. Experimental and numerical study of uplift behavior of shallow circular anchor in two-layered sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133 (4), 469–477 ASCE.

SARAC, D. Z., 1989. The uplift capacity of shallow buried anchor slabs. *Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro*, vol. 2, pp. 1213–1216.

SPENCE, B. E. Uplift resistance of piles with enlarged bases in clay. 1965. M.Sc. thesis, Nova Scotia Technical College.

STEWART, W., 1985. Uplift capacity of circular plate anchors in layered soil. *Canadian Geotechnical Journal* 22 (4), 589–592.

SUTHERLAND, H. B., 1965. Model studies for shaft raising through cohesionless soils. *Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal*, vol. 2, pp. 410–413.

SUTHERLAND, H. B., 1988. Uplift resistance of soils. *Géotechnique* 38 (4), 493–516.

TRÂN-VÔ-NHIÊM, 1971. Force portante limite des fondations superficielles et résistance maximale à l'arrachement des ancrages. Étude d'un appareil portable destiné à la reconnaissance sommaire du sol en place: le Pénévane. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.

TRAUTMANN, C. H., KULHAWY, F. H., 1988. Uplift load- displacement behavior of spread foundations. *Journal of Geotechnical Engineering* 114 (2), 168-184 ASCE.

VESIC, A.S., 1969. Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom. *Duke University Soil Mechanics Series*, vol. 20.

ANEXO A – Coeficientes do método de Grenoble

Expressões:

São apresentadas as expressões para determinação dos coeficientes de capacidade de carga para sapata com fuste vertical utilizadas no Método de Grenoble.

$$M_c = \left[-\frac{tg\alpha}{tg\phi} + \frac{f}{H} \cos\phi \left(1 + \frac{tg\alpha}{tg\phi} \right) \right] \left(1 - \frac{1}{2} tg\alpha \frac{D}{R} \right)$$

$$M_\phi + M_\gamma = \frac{\sin\phi \cos(\phi + 2\alpha)}{2 \cos^2 \alpha} \left[1 - \frac{1}{3} tg\alpha \frac{D}{R} \right]$$

$$M_q = \left[\left[-\frac{tg\alpha}{tg\phi} + \frac{f}{H} \cos\phi \left(1 + \frac{tg\alpha}{tg\phi} \right) \right] tg\phi + tg\alpha \right] \left(1 - \frac{1}{2} tg\alpha \frac{D}{R} \right)$$

$$\frac{f}{H} = tg \left(\frac{180}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{\cos\eta - \sin\phi \cos\mu}{\cos\eta + \sin\phi \cos\mu}$$

$$\mu = -\frac{180}{4} + \frac{\phi}{2} + \alpha$$

$$\sin\eta = \sin\phi \sin\mu$$

$$M_{\gamma} = -\frac{1}{2}tg\alpha \left(1 - \frac{1}{3}tg\alpha \frac{D}{R}\right)$$

(para sapatas circulares)

$$M = \frac{12\pi}{1 + 6tg\phi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi}\right) + 2\frac{R_f}{R} \left(1 + \frac{6}{\pi}tg\phi\right)} - 1,6 \left(1 - 1,9\frac{R_f}{R} + 0,9\frac{R_f^2}{R^2}\right)$$

(para sapatas não circulares)

$$M = \frac{4\pi}{1 + \frac{\pi}{2}tg\phi}$$

$$\left. \begin{aligned} m &= 1 - \frac{1}{2\pi} \arcsen \frac{e}{R - R_f} \\ m &= 1 - \frac{1}{2\pi} \arcsen \frac{e}{R - R_f} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{para } e < R - R_f \\ &\text{para } e \geq R - R_f \end{aligned}$$

Os valores de α e R_e (raio equivalente) variam com o tipo de solo, conforme tabela abaixo:

Tabela A1 - Variação de α e R_e conforme tipo de solo

Categoria	Tipo de Ruptura		α	R_s
$\phi \leq 15^\circ$	Argila $D \leq D_c$		$arctg 0,2$	$\frac{B}{2}$
	Argila $D > D_c$	Base	$arctg 0,2$	$\frac{B}{2}$
		Fuste	$-\frac{\phi}{8}$	$\frac{2b}{\pi}$
$\phi > 15^\circ$	Argila $D \leq D_c$	Argila	$-\frac{\phi}{4}$	$\frac{2B}{\pi}$
		Areia	$-\phi$	
	Argila $D > D_c$	Base	-	$\frac{2b}{\pi}$
		Fuste	$-\frac{\phi}{8}$	

Fonte: Garcia (2005).

Ábacos:

São apresentados os ábacos para determinação dos coeficientes de capacidade de carga para sapata com fuste vertical utilizados no Método de Grenoble.

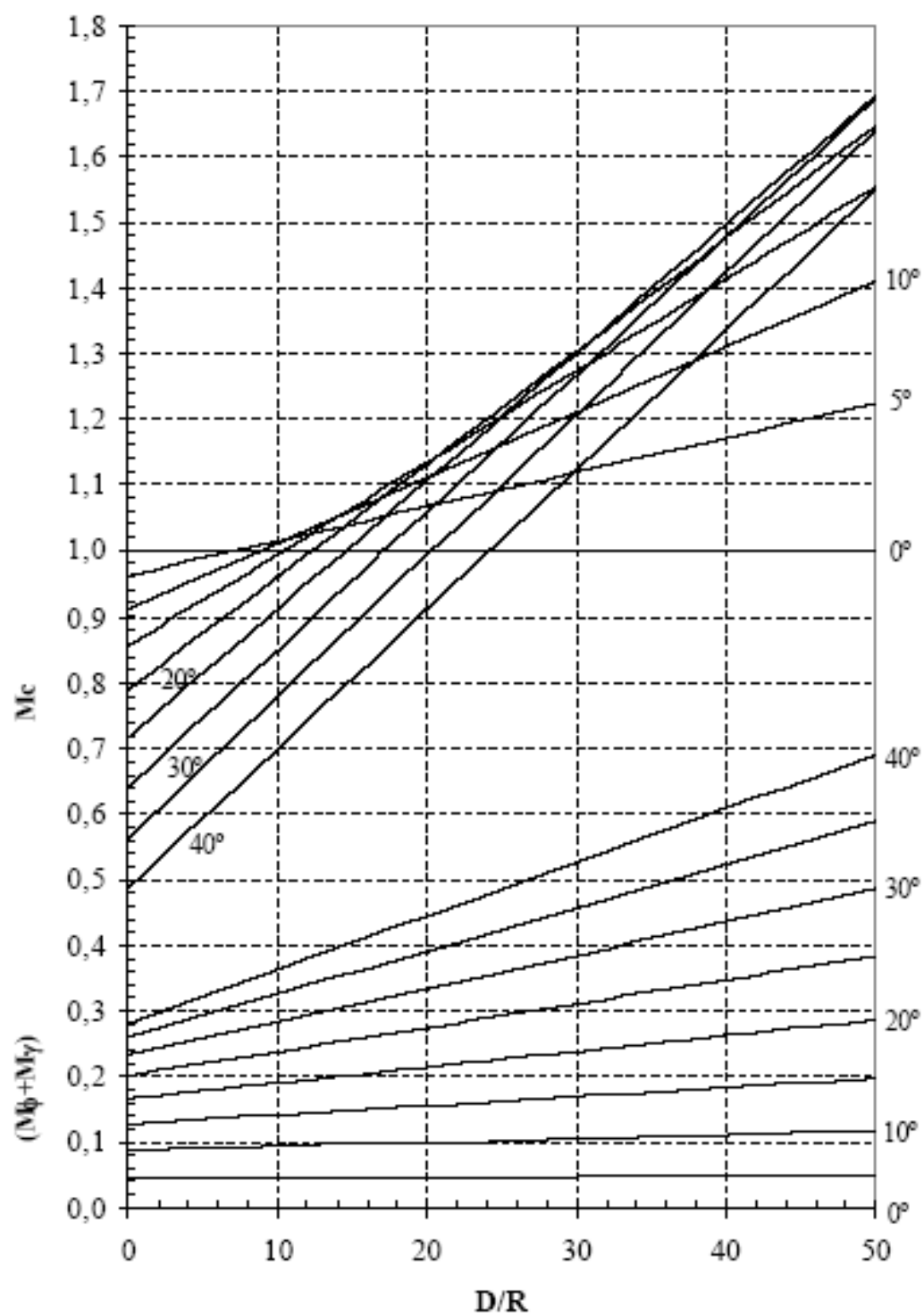


Figura A.1 - Coeficientes de capacidade de carga a tração M_c e $(M_\phi + M_\gamma)$ para $\lambda = -\phi/8$

Martin (1966)

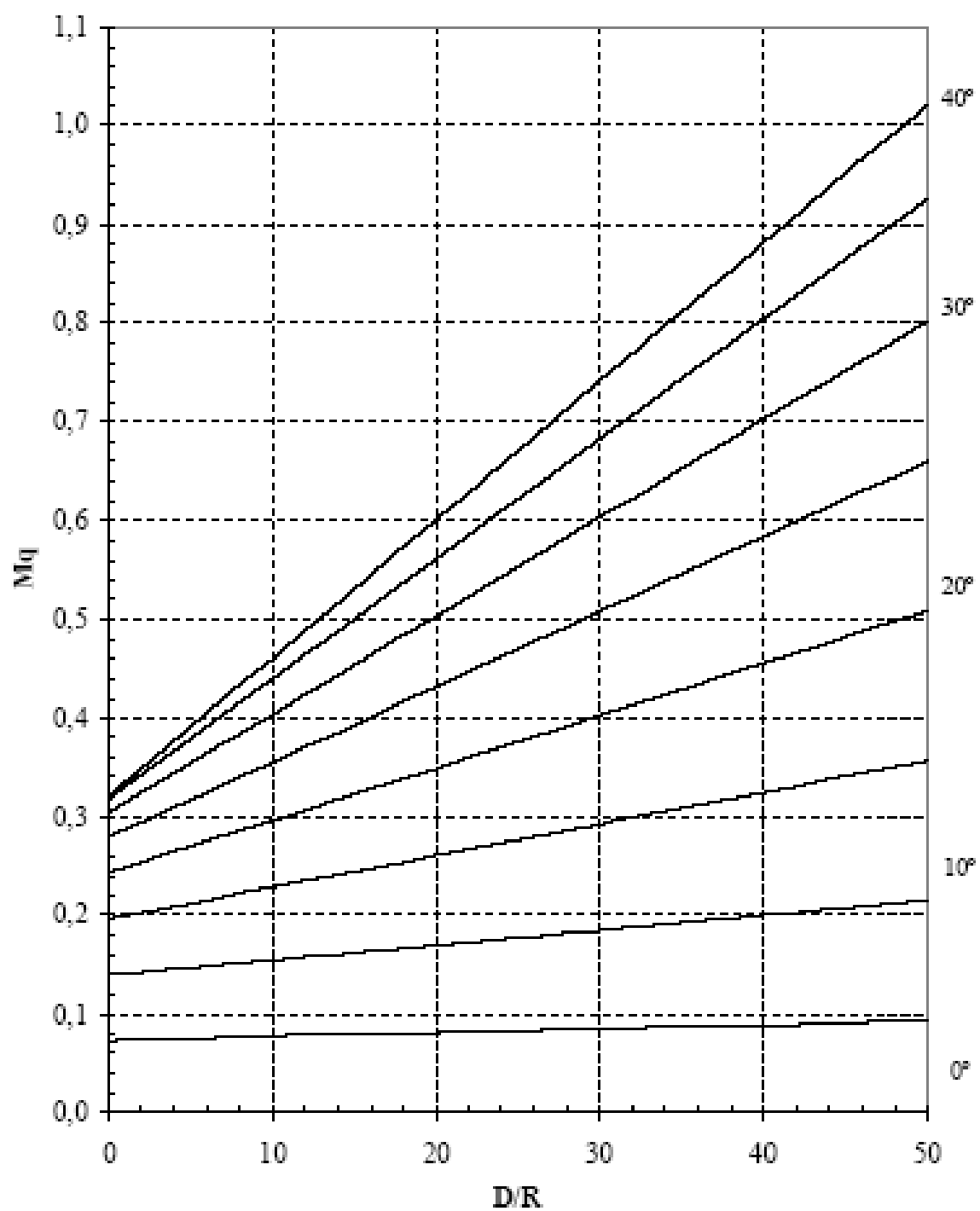


Figura A2 - Coeficientes de capacidade de carga a tração M_q para $\lambda = -\phi/8$

Martin (1966)

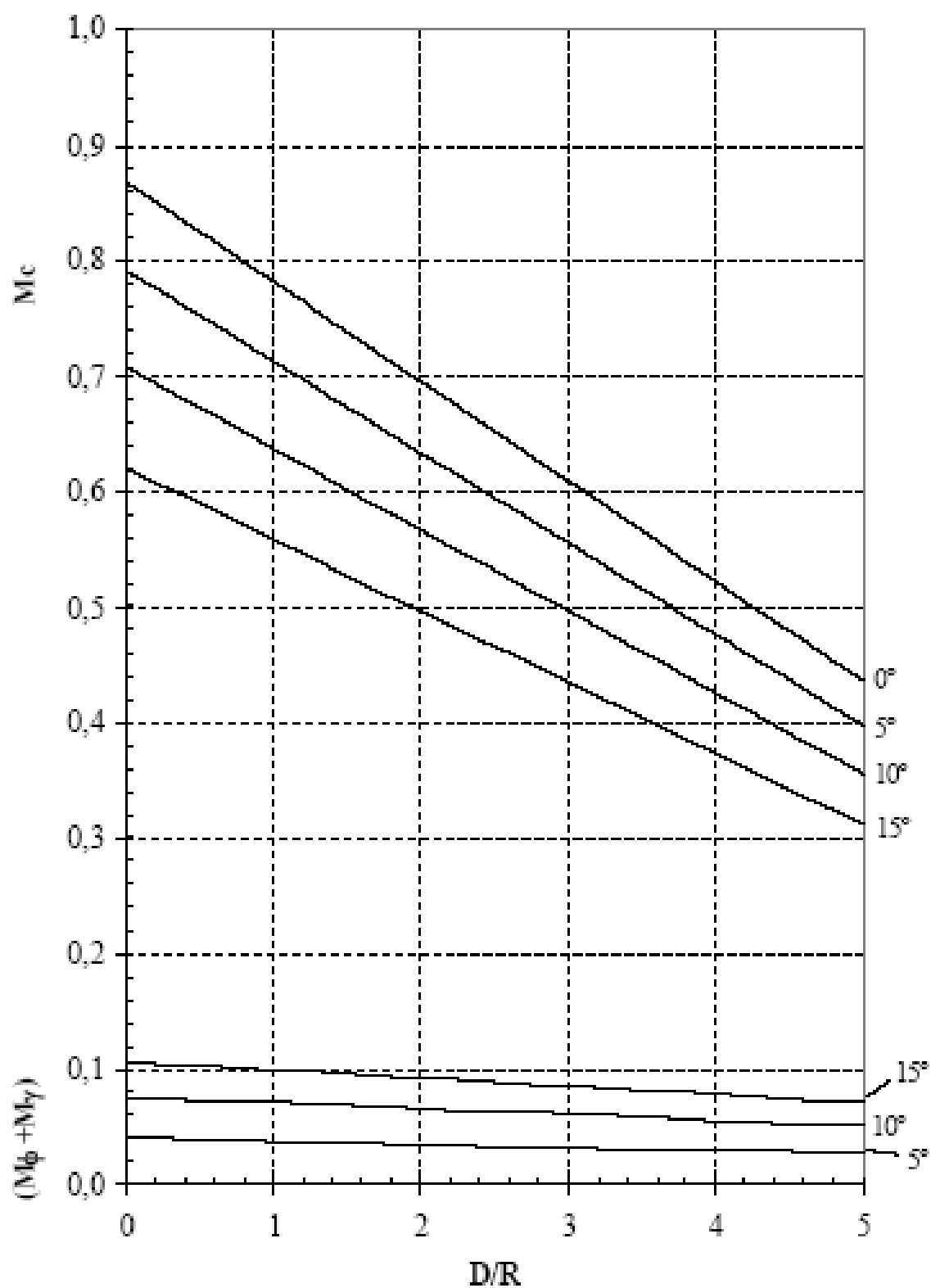


Figura A3 - Coeficientes de capacidade de carga a tração M_c e $(M_\phi + M_\gamma)$ para $\lambda = \arctg 0,2$

Martin (1966)

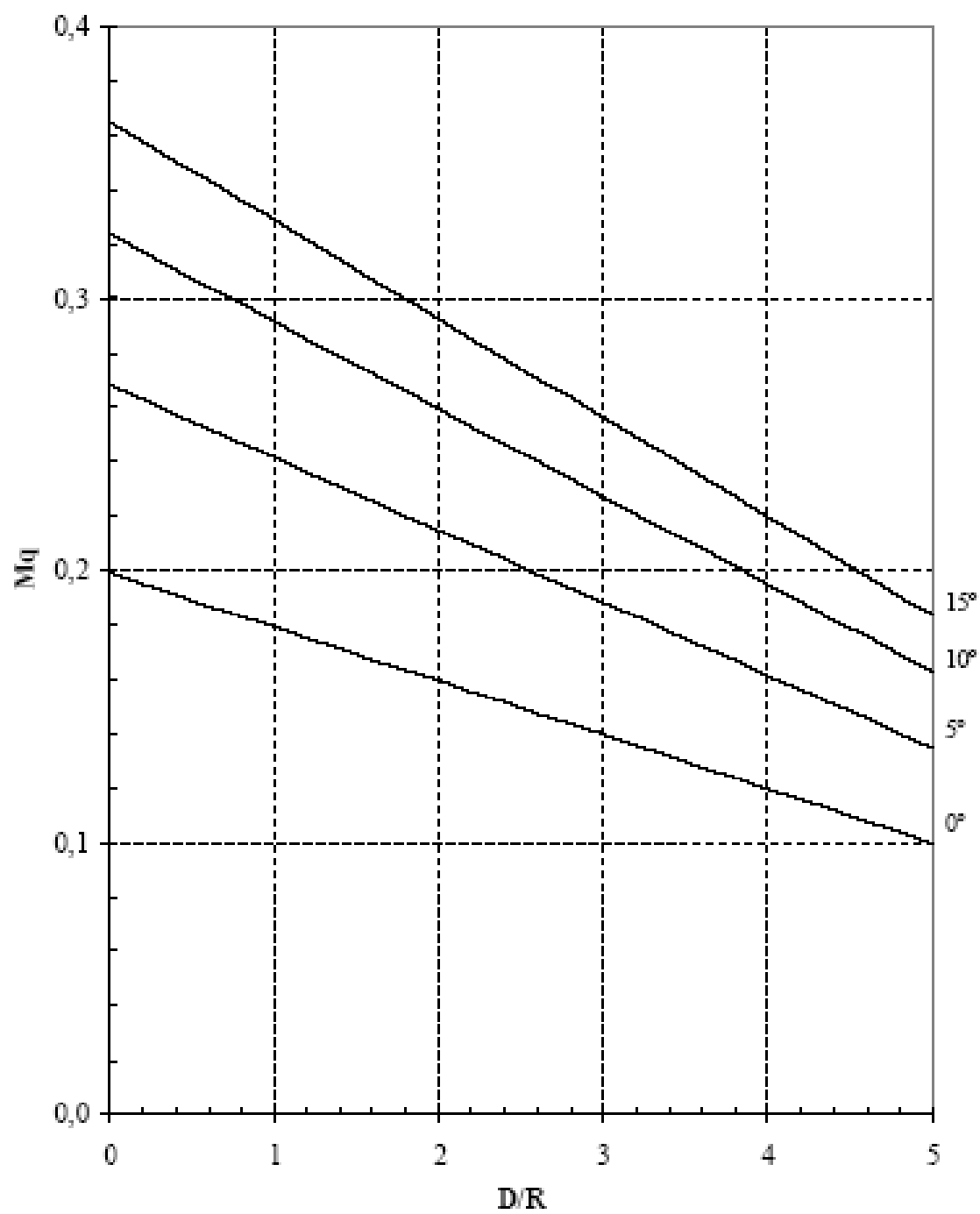


Figura A4 - Coeficientes de capacidade de carga a tração M_q para $\lambda = \arctg 0,2$ -

Martin (1966)