



Rômulo Castello Henriques Ribeiro

**APLICAÇÕES DE PROBABILIDADE
E ESTATÍSTICA EM ANÁLISES GEOTÉCNICAS**

Tese de Doutorado

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Alberto S. Ferraz Jardim Sayão

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.



Rômulo Castello Henriques Ribeiro

APLICAÇÕES DE PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA EM ANÁLISES GEOTÉCNICAS

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Doutor pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Presidente/Orientador
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. Celso Romanel
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. João Luis Pascal Roehl
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
UERJ

Prof^a. Katia Vanessa Bicalho
UFES

Prof. Paulo Cesar de Almeida Maia
UENF

Prof. José Eugenio Leal
Coordenador Setorial do
Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 12 de junho de 2008.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Rômulo Castello Henriques Ribeiro

Graduou-se em Engenharia Civil na UFES (Universidade Federal do Espírito Santo) em 1997. Obteve o título de mestre em Engenharia Civil (área de concentração: Geotecnia) pela PUC-Rio, em 2000. É professor da UFES e engenheiro consultor em projetos geotécnicos.

Ficha Catalográfica

Ribeiro, Rômulo Castello Henriques

Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas / Rômulo Castello Henriques Ribeiro ; orientador: Alberto S. Ferraz Jardim Sayão. – 2008.

161 f. : il. ; 30 cm

Tese (Doutorado em Engenharia Civil)– Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Probabilidade. 3. Estatística. 4. Recalques. 5. Ruptura. 6. Fundações. 7. Muros de arrimo. 8. Taludes. I. Sayão, Alberto S. Ferraz Jardim. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD: 621.3

Agradecimentos

A Deus, por iluminar meus caminhos.

Ao professor Alberto S. F. J. Sayão, pelo empenho na correção deste trabalho e por confiar em minhas propostas.

Ao professor, primo e amigo Reno R. Castello, pelos valiosos conselhos.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

Aos meus queridos pais, Vicente e Ana Maria, pelo carinho.

Em especial, à minha esposa Rachel, que com amor, carinho e companheirismo, criou um ambiente inspirador para o desenvolvimento deste trabalho.

Em especial, ao meu filho Rafael, pelas brincadeiras, pelo sorriso, pelo cafuné, por me acordar no meio da noite pedindo suco e dormir logo em seguida, pelos passeios de bicicleta, pelos beijos, pelos abraços e por uma infinidade de outros bons momentos que surgiram no decorrer desta tese, com o nascimento do nosso amado.

Resumo

Ribeiro, Rômulo Castello Henriques; Sayão, Alberto Sampaio Ferraz Jardim. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. Rio de Janeiro, 2008. 161p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Em análises geotécnicas, previsões de deformações ou de fatores de segurança são desenvolvidas com base em métodos determinísticos, que admitem como fixos e conhecidos os parâmetros do solo ou da rocha. Entretanto, tais previsões são afetadas por incertezas provenientes da impossibilidade de reprodução das condições de campo em laboratório, da perturbação do solo devida à instalação de instrumentos, das ocorrências geomecânicas não detectadas durante a campanha de sondagens, da variabilidade inerente ao maciço, entre outras. O estudo da influência dessas incertezas sobre os cálculos determinísticos, com a possibilidade da quantificação do risco de insucesso associado a um projeto geotécnico, desenvolveu-se durante as últimas décadas com base nas teorias de probabilidade e estatística. O presente trabalho realiza uma revisão bibliográfica de conceitos básicos de probabilidade e estatística, mostrando alguns avanços da aplicação desses conceitos na engenharia geotécnica. Visando apresentar formas de estimarem-se probabilidades de recalque inadmissível ou de ruptura são realizadas análises para os seguintes casos: recalques de argila mole solicitada por aterro e de fundações superficiais em areia, estabilidade de fundação superficial em solo residual e de fundação profunda em solo sedimentar, deslizamento de um muro de arrimo e estabilidade de um talude. Com o objetivo de inferir acerca dos fatores que influenciam as estimativas probabilísticas, para cada caso são realizadas comparações entre resultados obtidos com base em diferentes métodos probabilísticos e/ou determinísticos.

Palavras-chave

Probabilidade; estatística; recalques; ruptura; fundações; muros de arrimo; taludes.

Abstract

Ribeiro, Rômulo Castello Henriques; Sayão, Alberto Sampaio Ferraz Jardim. **Applications of Probability and Statistics in Geotechnical Analyses**. Rio de Janeiro, 2008. 161p. DSc Thesis – Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

In geotechnical analyses, forecasts of safety factors or deformations are developed on the basis of deterministic methods, that admit as fixed and known the parameters of the soil or the rock. However, such forecasts are affected by uncertainties proceeding from the reproduction impossibility of the field conditions in laboratory, of the disturbance of the soil under installation of instruments, of the not detected geomechanics occurrences during the soundings campaign, of the inherent variability to the soil, among others. The study of the influence of these uncertainties on the deterministic calculations, with the possibility of the risk quantification of failure associated with a geotechnical project, developed during the last decades on the basis in theories of probability and statistics. The present work make a bibliographical revision of basic concepts of probability and statistics, showing some advances of the application of these concepts in geotechnical engineering. With the objective to show forms of computing probabilities of rupture or of inadmissible settlement are make analyses for the following cases: settlement of fill on soft clay, settlement of superficial foundations in sand, stability of superficial foundation in residual soil, stability of deep foundation in sand, stability of retaining wall and dam slope stability. With the objective to verify the factors that influence the probabilist estimates, for each case is make comparisons between results given of different probabilist and/or deterministic methods.

Keywords

Probability; statistics; settlements; rupture; foundations; retaining walls; slopes.

Sumário

1. Introdução	23
2. Revisão bibliográfica	26
2.1. Introdução	26
2.2. Conceitos de probabilidade	26
2.2.1. Função de probabilidade	27
2.2.2. Momentos probabilísticos	28
2.2.3. Algumas distribuições probabilísticas	29
2.2.3.1. Distribuição normal	29
2.2.3.2. Distribuição lognormal	31
2.2.3.3. Distribuição gama	32
2.2.3.4. Distribuição qui-quadrado	32
2.2.3.5. Distribuição t de Student	33
2.3. Análise estatística	34
2.3.1. Análise gráfica da amostra	34
2.3.2. Análise aritmética da amostra	36
2.3.3. Obtenção de dados estatísticos para análises probabilísticas em estudos geotécnicos	37
2.3.4. Correções da variância devidas à variabilidade espacial do solo	39
2.3.5. Inferência estatística	42
2.4. Métodos Probabilísticos	45
2.4.1. Método do Segundo Momento de Primeira Ordem	45
2.4.2. Método das Estimativas Pontuais	47
2.4.3. Simulação de Monte Carlo	48
2.5. Confiabilidade	49
2.6. Risco Admissível	52
2.7. Aplicações de probabilidade e estatística na geotecnia	53
2.7.1. Distribuições estatísticas de parâmetros geotécnicos	54
2.7.2. Probabilidade e estatística em análises de aterro sobre argila mole	55

2.7.3. Probabilidade e estatística em análises de fundações superficiais	55
2.7.4. Probabilidade e estatística em análises de fundações profundas	57
2.7.5. Probabilidade e estatística em análises de estabilidade de muro de arrimo	58
2.7.6. Probabilidade e estatística em análises de estabilidade de taludes	59
3. Análises probabilísticas associadas a previsões de recalques	65
3.1. Introdução	65
3.2. Análise probabilística aplicada a previsões de recalques edométricos	65
3.2.1. Aplicação do Método do Segundo Momento	66
3.2.2. Aplicação do Método das Estimativas Pontuais	70
3.3. Análise probabilística aplicada a previsões de recalques imediatos de fundações superficiais apoiadas em areia	72
3.3.1. Análises determinísticas	74
3.3.1.1. Método de Schmertmann	74
3.3.1.2. Previsões determinísticas	77
3.3.2. Análise probabilística	78
3.4. Análise dos resultados	81
3.4.1. Análise dos resultados referentes a probabilidades associadas a recalques edométricos	81
3.4.2. Análise dos resultados referentes a probabilidades de recalques imediatos de fundações superficiais em areias e apreciação da metodologia proposta	82
4. Análises de probabilidade de ruptura de fundações	85
4.1. Introdução	85
4.2. Análise de probabilidade de ruptura de fundações superficiais	85
4.2.1. Probabilidades de ruptura de fundações superficiais pelo Método do Segundo Momento	87

4.2.2. Probabilidades de ruptura de fundações superficiais pelo Método das Estimativas Pontuais	90
4.3. Análise de probabilidade de ruptura de fundações profundas	92
4.3.1. Previsões determinísticas dos fatores de segurança	92
4.3.1.1. Formulações semi-empíricas para previsão de carga última de fundações profundas	93
4.3.1.2. Estimativas determinísticas de fatores de segurança associados à ruptura de um solo solicitado por uma estaca isolada	97
4.3.2. Análises de probabilidade de ruptura de uma estaca de concreto pré-moldado instalada em um solo sedimentar	98
4.3.2.1. Previsões de probabilidades de ruptura de fundações profundas pelo Método do Segundo Momento	99
4.3.2.2. Previsões de probabilidades de ruptura de fundações profundas pelo Método das Estimativas Pontuais	100
4.4. Análise dos Resultados	101
4.4.1. Considerações sobre os resultados obtidos na análise de probabilidade de ruptura de fundações superficiais	101
4.4.2. Considerações sobre os resultados obtidos na análise de probabilidade de ruptura de fundações profundas	102
5. Análises de probabilidade de deslizamento de muro de arrimo	103
5.1. Introdução	103
5.2. Aplicação do Método do Segundo Momento de Primeira Ordem para a estimativa de probabilidade de deslizamento de um muro de arrimo	103
5.3. Aplicação do Método das Estimativas Pontuais para a estimativa de probabilidade de deslizamento de um muro de arrimo	108
5.4. Análises dos resultados e sugestão para dimensionamento de muro de arrimo com base em uma probabilidade de deslizamento admissível	110

5.4.1. Análise dos resultados	110
5.4.2. Sugestão para dimensionamento de muro de arrimo com base em uma probabilidade de deslizamento admissível	111
6. Análises de probabilidade de ruptura de um talude	113
6.1. Introdução	113
6.2. Aplicação de métodos determinísticos para as estimativas dos fatores de segurança do talude	115
6.2.1. Métodos determinísticos de análise de estabilidade de taludes	115
6.2.2. Médias e variâncias para o fator de segurança correspondente ao talude de jusante da barragem de Benguê	121
6.3. Aplicação do Método do Segundo Momento para estimativas de probabilidades de ruptura do talude	122
6.4. Aplicação do Método das Estimativas Pontuais para estimativas de probabilidade de ruptura do talude	124
6.5. Análise dos resultados	126
7. Conclusões	127
8. Referências bibliográficas	130
9. Apêndice 1 – Valores da função distribuição acumulada normal	136
10. Apêndice 2 – Cálculos dos recalques	137
11. Apêndice 3 – Cálculos de média e variância de FS, pelos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais, para o muro de arrimo analisado no Capítulo 5, com diversas posições de nível d'água	143
12. Apêndice 4 – Cálculos de média e variância de FS, pelo método do Segundo Momento, variando-se a dimensão B para o muro de arrimo analisado no Capítulo 5	160

Lista de figuras

Figura 1.1. Comparação entre duas situações com médias e distribuições de FS diferentes	24
Figura 2.1. Área hachurada representando a probabilidade de $FS \leq 1$	28
Figura 2.2. Gráfico de uma distribuição gaussiana com média μ e desvio padrão σ	30
Figura 2.3. Gráfico de uma distribuição lognormal	31
Figura 2.4. Gráfico de uma distribuição gama, com $\alpha=3$ e $\beta=1$	32
Figura 2.5. Gráficos de uma distribuição qui-quadrado	33
Figura 2.6. Comparação entre a distribuição t de Student e a distribuição normal padrão	34
Figura 2.7. Exemplo de um histograma de uma variável aleatória	35
Figura 2.8. Valores usuais de probabilidade e conseqüências de ruptura, Whitman (1984)	53
Figura 2.9. Esquema das provas de carga, Campos (1980)	56
Figura 2.10. Comparação entre histograma e distribuição lognormal, Fenton e Griffiths (2002)	57
Figura 2.11. Esquema de muro de arrimo para análise probabilística, Falabella (2006)	58
Figura 2.12. Seção típica do talude, Sandroni e Sayão (1992)	59
Figura 2.13. Seção transversal do talude submerso, antes e após o deslizamento, Duncan (1999)	63
Figura 2.14. Seção transversal da barragem de Curuá-Uma, Falabella (2006)	63
Figura 3.1. Perfil geotécnico e carregamento (aterro), Duncan (1999)	66
Figura 3.2. Influência dos parâmetros na variância do recalque	69

Figura 3.3. Gráfico para obtenção da probabilidade do recalque ser inadmissível com base no Método do Segundo Momento	69
Figura 3.4. Distribuição probabilística do recalque com área hachurada para a determinação da probabilidade de $\rho \geq 0,5m$	70
Figura 3.5. Gráfico para obtenção da probabilidade do recalque ser inadmissível com base no Método das Estimativas Pontuais	71
Figura 3.6. Perfil geotécnico da área experimental, Cordeiro (2004)	72
Figura 3.7. Edifício típico do bairro de Jardim Camburi, Vitória-ES	74
Figura 3.8. Distribuição do fator de influência (Schmertmann et al., 1978)	75
Figura 3.9. Gráfico para determinação da probabilidade de $\rho \geq 25mm$, com $\alpha = 5$	79
Figura 3.10. Gráfico para determinação da probabilidade de $\rho \geq 25mm$, com $\alpha = 6$	79
Figura 3.11. Gráfico para determinação da probabilidade de $\rho \geq 25mm$, com $\alpha = 10$	80
Figura 3.12. Comparação entre histograma e distribuições normal e lognormal, para $\alpha = 5$	80
Figura 3.13. Comparação entre histograma e distribuições normal e lognormal, para $\alpha = 6$	81
Figura 3.14. Comparação entre histograma e distribuições normal e lognormal, para $\alpha = 10$	81
Figura 3.15. Probabilidades de recalque inadmissível segundo dois métodos probabilísticos	82
Figura 4.1. Esquema de sapata	85
Figura 4.2. Representação gráfica da probabilidade de ruptura	89
Figura 4.3. Equilíbrio limite de um elemento de fundação profunda	94

Figura 4.4. Perfil geotécnico de um solo sedimentar arenoso de Vila Velha-ES	97
Figura 4.5. Esquema de estaca pré-moldada de concreto instalada no solo sedimentar arenoso de Vila Velha-ES	98
Figura 5.1. Esquema do muro de arrimo (dimensões em m), Duncan (1999)	104
Figura 5.2. Diagramas de tensões efetivas atuantes no muro	106
Figura 5.3. Gráfico de variação da probabilidade de ruptura com a profundidade do nível d'água no terrapleno	108
Figura 5.4. Gráfico de variação da probabilidade de deslizamento com a largura da base do muro	112
Figura 6.1. Seção transversal da barragem de Benguê, Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará (2000)	114
Figura 6.2. Envoltória de resistência obtida a partir de regressão linear	115
Figura 6.3. Esquema de talude com malha de pontos para pesquisa da superfície crítica de ruptura	116
Figura 6.4. Esquema de forças na fatia, Método de Fellenius	117
Figura 6.5. Esquema de forças na fatia, Método de Bishop Simplificado	118
Figura 6.6. Variação do fator f_0 em função do parâmetro d/L e do tipo de solo	119
Figura 6.7. Forças atuantes em uma fatia pelo Método de Morgenstern & Price (1965)	120

Lista de tabelas

Tabela 2.1. Coeficientes de variação de parâmetros geotécnicos	39
Tabela 2.2. Valores de escala de flutuação	42
Tabela 2.3. Valores de $\tau = \frac{t_\alpha}{\sqrt{n}}$ em função de n e α	44
Tabela 3.1. Médias e desvios padrão dos parâmetros da argila mole da baía de São Francisco, Duncan (1999)	66
Tabela 3.2. Dados para o cálculo determinístico do recalque	67
Tabela 3.3. Termos para o cálculo da variância de ρ	68
Tabela 3.4. Valores dos recalques correspondentes às dezesseis combinações	71
Tabela 3.5. Resultados dos ensaios CPT realizados após a remoção do aterro, Cordeiro (2004)	73
Tabela 3.6. Valores típicos de α , Coduto (2001)	77
Tabela 4.1. Fatores de capacidade de carga propostos na literatura geotécnica	86
Tabela 4.2. Fatores de profundidade propostos na literatura geotécnica	86
Tabela 4.3. Valores de tensão de ruptura e fator de segurança obtidos pelas três soluções consideradas	87
Tabela 4.4. Coeficientes de variação para parâmetros geotécnicos referentes a solos residuais, Guedes (1997)	88
Tabela 4.5. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Meyerhof (1963)	88
Tabela 4.6. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Hansen (1970)	89

Tabela 4.7. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Vesic (1973, 1975)	89
Tabela 4.8. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Meyerhof (1963)	90
Tabela 4.9. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Hansen (1970)	91
Tabela 4.10. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Vesic (1973, 1975)	91
Tabela 4.11. Valores médios de FS pelo método das Estimativas Pontuais	91
Tabela 4.12. Variâncias de FS pelo método das Estimativas Pontuais	92
Tabela 4.13. Valores de k e α , Aoki e Velloso (1975)	95
Tabela 4.14. Valores de F_1 e F_2 , Aoki e Velloso (1975)	95
Tabela 4.15. Valores de k e α , Laprovitera (1988)	96
Tabela 4.16. Valores de F_1 e F_2 , Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	96
Tabela 4.17. Valores de C , Décourt e Quaresma (1978)	97
Tabela 4.18. Fatores de segurança de acordo com os métodos determinísticos	98
Tabela 4.19. Valores de $V[FS]$ de acordo com os métodos determinísticos de estimativa de carga última com base no Método do Segundo Momento	100
Tabela 4.20. Resultados das análises determinísticas, Método de Aoki e Velloso (1975)	100
Tabela 4.21. Resultados das análises determinísticas, Método de Aoki e Velloso com fatores k , α , F_1 e F_2 de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	100
Tabela 4.22. Resultados das análises determinísticas, Método de Décourt e Quaresma (1978)	101

Tabela 4.23. Valores de $V[FS]$ de acordo com os métodos determinísticos de estimativa de carga última com base no Método das Estimativas Pontuais	101
Tabela 5.1. Valores de média e desvio padrão dos parâmetros para análise de estabilidade, Duncan (1999)	102
Tabela 5.2. Cálculo da variância de FS, referente ao deslizamento do muro, com empuxos calculados pela teoria de Rankine (1857)	106
Tabela 5.3. Cálculo da variância de FS, referente ao deslizamento do muro, com empuxos calculados pela teoria de Coulomb (1776)	107
Tabela 5.4. Variação da probabilidade de deslizamento com a profundidade do nível d'água em relação à superfície do terrapleno – Método do Segundo Momento	107
Tabela 5.5. Resultados das análises determinísticas para o Método das Estimativas Pontuais	109
Tabela 5.6. Variação da probabilidade de deslizamento com a profundidade do nível d'água em relação à superfície do terrapleno – Método das Estimativas Pontuais	110
Tabela 5.7. Variação da probabilidade de deslizamento com a largura da base do muro	112
Tabela 6.1. Valores de média e variância dos parâmetros de resistência	113
Tabela 6.2. Valores médios dos fatores de segurança para o talude da barragem de Benguê, para a situação de ausência do N.A. no talude	121
Tabela 6.3. Valores médios dos fatores de segurança para o talude da barragem de Benguê em situação crítica, com nível d'água na altura máxima	122
Tabela 6.4. Variância de FS, utilizando-se o método de Fellenius (1936), com N.A. ausente	122

Tabela 6.5. Variância de FS, utilizando-se o método de Bishop Simplificado (1955), com N.A. ausente	123
Tabela 6.6. Variância de FS, utilizando-se método de Janbu Simplificado(1973), com N.A. ausente	123
Tabela 6.7. Variância de FS, utilizando-se o método de Morgenstern & Price (1965), com N.A. ausente	123
Tabela 6.8. Variância de FS, utilizando-se o método de Fellenius (1936), com N.A. máximo	123
Tabela 6.9. Variância de FS, utilizando-se o método de Bishop Simplificado (1955), com N.A. máximo	123
Tabela 6.10. Variância de FS, utilizando-se método de Janbu Simplificado (1973), com N.A. máximo	123
Tabela 6.11. Variância de FS, utilizando-se o método de Morgenstern & Price (1965), com N.A. máximo	124
Tabela 6.12. Probabilidades de ruptura para a situação de ausência do N.A. no talude	124
Tabela 6.13. Probabilidades de ruptura para a situação de fluxo com nível d'água máximo	124
Tabela 6.14. Valores de FS para a condição de ausência de N.A. no talude	125
Tabela 6.15. Valores de FS para a condição de N.A. máximo no talude	125
Tabela 6.16. Probabilidades de ruptura, de acordo com Método das Estimativas Pontuais, para uma condição de ausência de N.A. no talude	125
Tabela 6.17. Probabilidades de ruptura, de acordo com Método das Estimativas Pontuais, para uma condição de N.A. máximo no talude	125

Lista de símbolos

a' - intercepto da envoltória no plano p' - q'

A_b - área da base

A_l - área lateral

b - largura da fatia

B - menor dimensão da fundação

C - fator de correlação dependente do tipo de solo, método de Décourt e

Quaresma (1978)

c' - coesão efetiva do solo

$Cov()$ - coeficiente de variação

C_c - índice de compressão

C_r - índice de recompressão

cv – coeficiente de adensamento vertical

CPT – cone penetration test

dc - fator de profundidade dependente do ângulo de atrito e da razão D/B

dq - fator de profundidade dependente do ângulo de atrito e da razão D/B

$d\gamma$ - fator de profundidade dependente do ângulo de atrito e da razão D/B

D - profundidade de embutimento

DMT – Flat Dilatometer Test

e - índice de vazios

E - módulo de elasticidade

E - empuxo

$E[J]$ - valor esperado

f_s - resistência lateral do ensaio de cone holandês

f_0 - fator de correção empírico, método de Janbu (1955)

$f()$ - função densidade de probabilidade

$F()$ - função de distribuição

F1 - fator de escala e execução das estacas

F2 - fator de escala e execução das estacas

FS - fator de segurança

Gs - densidade real dos grãos

G(X) - função de desempenho

H - espessura

I_ε - fator de influência para recalques

k - coeficiente de permeabilidade

k - fator de correlação entre N e q_c

K_a - coeficiente de empuxo ativo

K_p - coeficiente de empuxo passivo

L - comprimento da estaca

n - número de determinações

N - força normal

N - número de golpes da sondagem SPT

N_{60} - número de golpes da sondagem SPT para uma energia igual a 60% da energia teórica

\bar{N}_i - média dos números de golpes do SPT obtidos ao longo da superfície lateral da estaca em um intervalo ΔL_i

\bar{N}_p - média dos números de golpes do SPT para a zona de ponta da estaca

N_c - fator de capacidade de suporte adimensional

N_q - fator de capacidade de suporte adimensional

N_γ - fator de capacidade de suporte adimensional

OCR - over consolidation ratio

P_f - probabilidade de ruptura

p' - semi-soma entre tensões efetivas principais maior e menor

q' - semi-diferença entre tensões efetivas principais maior e menor

q - tensão imposta ao solo pela fundação

q_c - resistência de ponta do ensaio CPT

q_{DMT} - resistência do ensaio dilatométrico

q_p - tensão resistente de ponta

q_{li} - tensão resistente lateral, considerada constante em um intervalo de comprimento ΔL_i

Q_t - carga última ou capacidade de carga total do sistema estaca-solo

Q_p - resistência de ponta

Q_l - resistência lateral

R - capacidade de resistência

s - desvio padrão da amostragem

S - grau de saturação

S - demanda de sollicitação

SPT - standard penetration test

S_u - resistência não drenada

$t(\)$ - função de frequência

$T(\)$ - função de frequência acumulada

T - Força tangencial

t_{α} - valor obtido através da função de Student

u - poro-pressão

U - perímetro da estaca

U - resultante de poro-pressões

$V[]$ - variância da distribuição

w - teor de umidade

W - peso

x - variável aleatória

\bar{x} - média da amostragem

Z - variável aleatória padronizada

α - fator de correlação entre f_s e q_c

α - fator de correlação empírico entre módulo de elasticidade e resistência de ponta do cone

α - nível de confiança

α - parâmetro da função gama

α - ângulo de inclinação do tardoz

α' - ângulo de inclinação da envoltória no plano p' - q'

β - índice de confiabilidade

β - ângulo de inclinação do terrapleno

δ - escala de flutuação

δ - ângulo de atrito solo/muro

Δ - acurácia

$\Delta\sigma$ - acréscimo de tensão

Δz - comprimento total considerado em uma dada direção

ε_z - deformação específica vertical

ϕ' - ângulo de atrito efetivo do solo

$\phi(Z)$ - função densidade de probabilidade e distribuição acumulada aferidas em Z

γ - peso específico

γ_t - peso específico total

γ_{nat} - peso específico natural

$\Gamma(\alpha)$ - função gama

Γ - função de variância

λ - constante a ser determinada por processo iterativo do método de Morgenstern &

Price (1965)

μ - média da distribuição

μ_G - valor médio da função de desempenho

ρ - recalque

θ - inclinação da base da fatia

σ - desvio padrão

σ' - tensão efetiva

σ'_p - tensão de pré-adensamento

σ'_j - desvio padrão da distribuição

τ - tensão cisalhante

1 Introdução

Em estudos geotécnicos, as previsões de recalques ou de fatores de segurança são tradicionalmente feitas através de métodos determinísticos, com base nos valores médios dos parâmetros do solo ou da rocha. Entretanto, a variabilidade desses parâmetros gera incertezas nas estimativas determinísticas, com conseqüente risco de insucesso associado a uma probabilidade de recalque inadmissível ou a uma probabilidade de ruptura.

Para quantificar riscos de insucesso em estudos geotécnicos, faz-se necessário o desenvolvimento de análises de probabilidade e estatística. Tais análises fornecem apenas valores relativos de probabilidade de recalque inadmissível ou de ruptura, haja vista que existem infinitas fontes de incertezas que podem afetar uma previsão determinística e apenas algumas delas podem ser contempladas nos cálculos estatísticos e probabilísticos.

A relevância da aplicação de métodos estatísticos e probabilísticos é ilustrada na figura 1.1, com base em duas análises de equilíbrio limite. Nas situações “A” e “B” os valores médios dos fatores de segurança são respectivamente iguais a 1,5 e 2. Em termos determinísticos, a situação “B” se apresenta com uma margem de segurança, em relação à ruptura, superior à obtida para a situação “A”. Entretanto, em virtude da magnitude das incertezas na determinação estatística dos parâmetros geotécnicos médios, verifica-se que a distribuição probabilística de “B” apresenta uma maior dispersão em torno do valor médio do fator de segurança. Uma vez que a probabilidade de ruptura é definida como a área sob a curva de probabilidade para valores de FS inferiores ou iguais a 1, a situação “B” é a que se configura com maior risco ou com menor confiabilidade.

Portanto, o resultado determinístico não é suficiente para inferir-se acerca da segurança ou do desempenho de um projeto geotécnico. É imperativa a análise da influência da variabilidade dos parâmetros na previsão determinística, quantificada por estimativas probabilísticas.

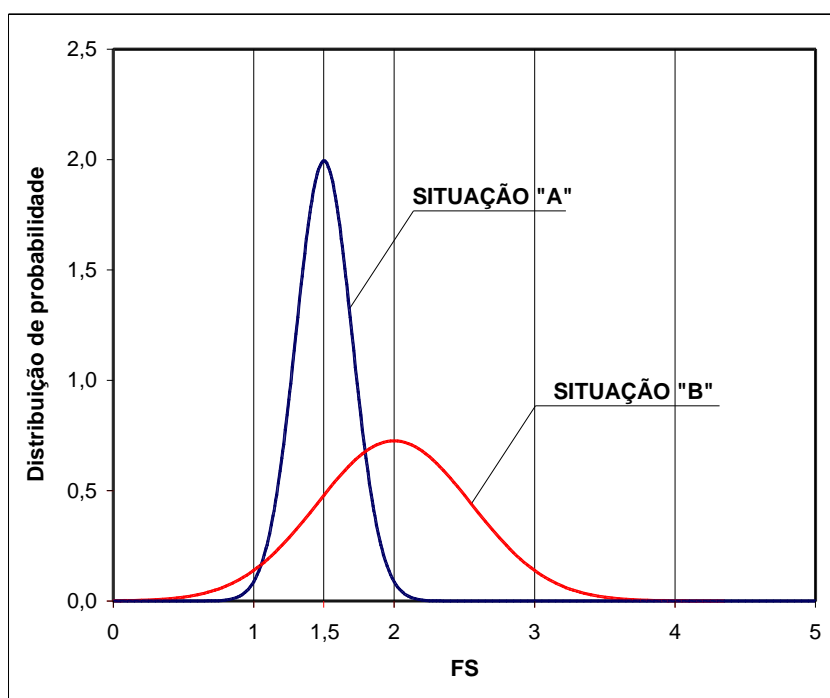


Figura 1.1. Comparação entre duas situações com médias e distribuições de FS diferentes

O objetivo geral deste trabalho é apresentar procedimentos para a aplicação de conceitos de probabilidade e estatística em diversas áreas da geotecnia. Os objetivos específicos são:

- Analisar a influência do método probabilístico adotado, na magnitude da probabilidade de recalques inadmissíveis de uma camada de argila mole solicitada por um aterro;
- Estimar probabilidades de insucesso referentes a recalques imediatos de fundações superficiais em areia, propondo uma nova metodologia probabilística. Nessa metodologia, as probabilidades de insucesso são influenciadas pela variabilidade de cargas incidentes nas fundações, pela variabilidade espacial do módulo de elasticidade do solo e pela utilização de diferentes tensões admissíveis;

- Comparar probabilidades de ruptura obtidas a partir de diferentes métodos probabilísticos e determinísticos para fundações superficiais em solo residual e para fundações profundas em solo sedimentar;
- Analisar a influência de métodos probabilísticos, métodos determinísticos e da variação do nível d'água na magnitude da probabilidade de deslizamento de um muro de arrimo;
- Apresentar uma sugestão para o dimensionamento de muros de arrimo com base em probabilidades de deslizamento admissíveis;
- Analisar probabilidades de ruptura de um talude, calculadas com base em dois métodos probabilísticos, com funções de desempenho representadas por quatro métodos determinísticos.

Para atingir os objetivos propostos, o corpo do trabalho está dividido da seguinte forma:

- Capítulo 2 - Realiza-se uma revisão bibliográfica de conceitos básicos de probabilidade e estatística, mostrando alguns avanços da aplicação desses conceitos na engenharia geotécnica;
- Capítulo 3 - Os métodos probabilísticos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais são aplicados em previsões de probabilidades de recalques inadmissíveis, para uma camada de argila mole solicitada por um aterro. Um método é proposto para estimarem-se probabilidades de recalques inadmissíveis de sapatas em areia;
- Capítulo 4 - São aplicados os Métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais em análises de ruptura de fundações superficiais e profundas, utilizando-se vários métodos determinísticos;
- Capítulo 5 - A probabilidade de deslizamento de um muro de arrimo é estudada com a utilização dos Métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais;
- Capítulo 6 - São previstas probabilidades de ruptura para um talude de jusante de barragem, pelos Métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais, com a utilização de quatro métodos determinísticos.

2

Revisão Bibliográfica

2.1.

Introdução

Análises determinísticas admitem que os valores dos parâmetros do solo são fixos e conhecidos. Entretanto, incertezas provenientes da impossibilidade de reprodução das condições de campo em laboratório, da perturbação do solo devida à instalação de instrumentos, das ocorrências geomecânicas não detectadas durante a campanha de sondagens, da variabilidade inerente ao maciço, entre outras, afetam de forma sistemática ou aleatória a previsão de fatores de segurança ou deformações em análises geotécnicas.

O estudo da influência dessas incertezas sobre os cálculos determinísticos, com a possibilidade da quantificação do risco de insucesso associado a um projeto geotécnico, desenvolveu-se durante as últimas décadas com base nas teorias de probabilidade e estatística.

Este capítulo apresenta, inicialmente, conceitos de probabilidade e estatística, e em seguida, são mostrados alguns avanços da aplicação desses conceitos em diversas áreas da geotecnia.

2.2.

Conceitos de Probabilidade

A análise probabilística consiste na previsão comportamental de uma determinada experiência. Entende-se por experiência um processo aleatório, em geral um processo físico, que é controlado total ou parcialmente por um mecanismo de casualidade, sorte ou azar (chance).

A característica de interesse de uma experiência que assume valores diferentes e não previsíveis como resposta é denominada de variável aleatória. A variável aleatória pode ser considerada discreta, quando assume apenas certos

valores específicos, ou contínua, quando pode assumir qualquer valor dentro de um intervalo.

Em uma experiência, o conjunto de todas as respostas é denominado de espaço amostral. Em geral, o espaço amostral é dito discreto se possui um número contável de elementos. Se os elementos de um espaço amostral constituem um contínuo (por exemplo, todos os pontos de uma reta ou plano) o espaço amostral é dito contínuo. A caracterização de um espaço amostral em discreto ou contínuo é determinada através do tipo de variável aleatória em questão.

Qualquer subconjunto de um espaço amostral é definido como evento, enquanto que o conjunto de todas as observações realizadas é denominado de população.

2.2.1. Função de probabilidade

Sendo X uma variável aleatória contínua qualquer, o comportamento probabilístico do fenômeno aleatório pode ser descrito por uma função matemática conhecida por função densidade de probabilidade $f(x)$. Objetivamente, a função densidade de probabilidade descreve a forma da curva de distribuição da probabilidade de ocorrência de cada valor da variável aleatória. Dentre as formas mais usuais, podem ser citadas as distribuições normal ou gaussiana, lognormal, gama, qui-quadrado e t de Student, entre outras.

Para a estimativa da probabilidade de ocorrência da variável aleatória (X) ser menor ou igual a um certo valor t , utiliza-se a função de distribuição $F(t)$ definida por:

$$P[X \leq t] = F(t) = \int_{-\infty}^t f(x) dx \quad [2.1]$$

A estimativa da probabilidade de ocorrência da variável X em certo intervalo $[a, b]$, é dada por:

$$P[a \leq X \leq b] = \int_a^b f(x) dx \quad [2.2]$$

Portanto, a probabilidade de ocorrência de X em um determinado intervalo é a área sob a função $f(X)$ para esse intervalo. Na geotecnia, a probabilidade de ruptura em uma análise de equilíbrio limite é obtida calculando-se a área sob a função de probabilidade de um fator de segurança (FS), para valores de FS menores ou iguais a um. Essa área é ilustrada na figura 2.1.

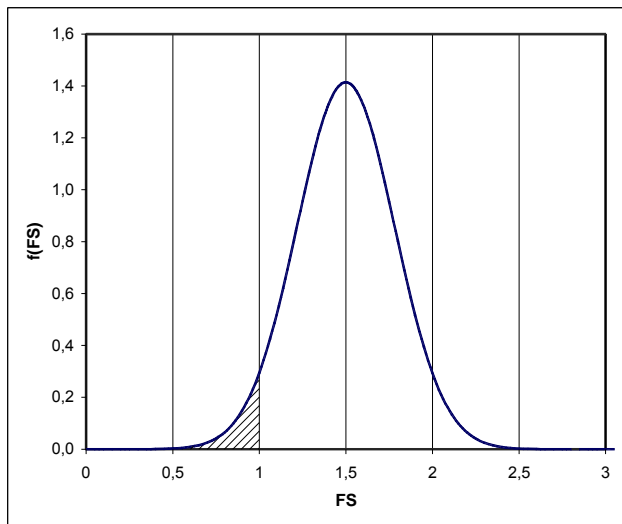


Figura 2.1. Área hachurada representando a probabilidade de $FS \leq 1$

2.2.2. Momentos probabilísticos

Para um estudo detalhado da densidade de probabilidade, utilizam-se medidas estatísticas que descrevem a locação e a dispersão da distribuição. A locação é dada pela média μ ou valor esperado $E[X]$ da densidade de probabilidade da variável aleatória contínua X correspondente, definida por:

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f(x) dx \quad [2.3]$$

Para estimativa da variação da densidade de probabilidade, utiliza-se o segundo momento sobre a média, variância, definida por:

$$V[X] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 \cdot f(x) dx \quad [2.4]$$

Uma medição mais concreta da variabilidade da densidade probabilística é dada pelo desvio padrão. O desvio padrão é definido como a raiz quadrada positiva da variância:

$$\sigma[X] = \sqrt{V[X]} \quad [2.5]$$

O terceiro momento é usado para descrever a simetria ou assimetria da distribuição, enquanto o quarto momento descreve a curtose ou “falta de pico” da densidade de probabilidade. O conhecimento da forma exata da densidade de probabilidade só é possível através do conhecimento de todos os momentos probabilísticos.

2.2.3. Algumas distribuições probabilísticas

Apresentam-se, a seguir, algumas distribuições probabilísticas amplamente utilizadas em análises de variáveis aleatórias contínuas.

2.2.3.1. Distribuição normal

As origens da distribuição normal remontam a Gauss em seus trabalhos sobre erros de observações astronômicas, por volta de 1810, donde o nome de distribuição gaussiana para tal modelo.

A distribuição gaussiana caracteriza-se por uma simetria, que se aproxima de uma seção em corte de um sino (figura 2.2). A equação que descreve seu comportamento é:

$$f(x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad [2.6]$$

para x variando entre $-\infty$ e $+\infty$.

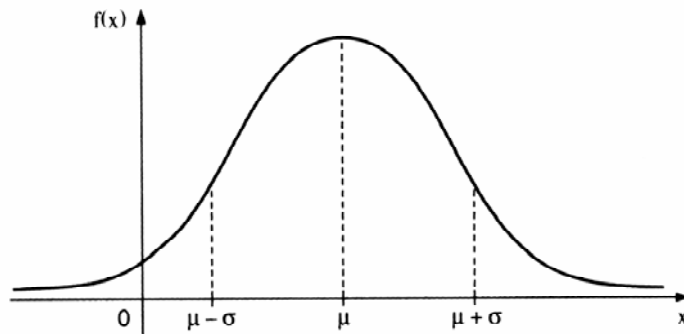


Figura 2.2. Gráfico de uma distribuição gaussiana com média μ e desvio padrão σ

Devido ao fato da equação 2.6 não poder ser integrada de uma forma fechada dentro de um intervalo qualquer, as probabilidades relacionadas à distribuição normal são obtidas a partir de integração numérica, sendo os resultados dispostos em forma de tabelas especiais padronizadas para uma densidade normal com média $\mu = 0$ e desvio padrão $\sigma = 1$ (apêndice 1).

Substituindo na equação 2.6 os valores de μ e σ utilizados para padronização, temos uma distribuição padrão ou reduzida, cuja expressão é:

$$\phi(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-Z^2/2} \quad [2.7]$$

onde Z é uma variável aleatória padronizada definida por:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad [2.8]$$

A utilização freqüente da distribuição normal é justificada pelo Teorema Central do Limite. Esse teorema diz que a soma de variáveis aleatórias independentes com distribuições quaisquer é aproximadamente normal, desde que o número (n) de termos da soma seja suficientemente grande. Esta aproximação torna-se cada vez melhor à medida que n aumenta.

2.2.3.2. Distribuição lognormal

Sendo Y uma variável aleatória com distribuição gaussiana e $\ln(X)=Y$, a variável aleatória X possui densidade lognormal. A densidade lognormal ocorre, portanto, sempre que o logaritmo de uma variável aleatória for normalmente distribuído.

A densidade lognormal é encontrada tomando-se a exponencial de uma variável aleatória normal. Esta distribuição é caracterizada por possuir somente valores positivos. Sua forma é ilustrada na figura 2.3.

A equação que descreve o comportamento da função lognormal é:

$$f(x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{x \cdot \sqrt{2\pi\sigma^2}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma} \right)^2} \quad [2.9]$$

para $x > 0$. Com os valores de média e variância determinados a partir das seguintes equações:

$$\mu = \ln(E[x]) - 0,5 \cdot \left[\ln \left(1 + \left(\frac{s}{E[x]} \right)^2 \right) \right] \quad [2.10]$$

$$\sigma^2 = \ln \left(1 + \left(\frac{s}{E[x]} \right)^2 \right) \quad [2.11]$$

onde s e $E[x]$ são respectivamente os valores de desvio padrão e média amostral.

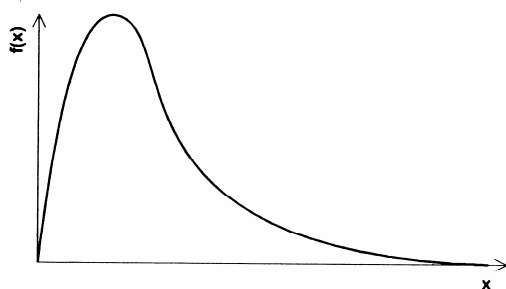


Figura 2.3. Gráfico de uma distribuição lognormal

2.2.3.3. Distribuição gama

Uma variável aleatória contínua X , assumindo valores positivos, tem uma distribuição gama com parâmetros $\alpha \geq 1$ e $\beta > 0$, se sua função for a seguinte:

$$f(x, \alpha, \beta) = \begin{cases} \frac{1}{\Gamma(\alpha)\beta^\alpha} x^{\alpha-1} e^{-x/\beta}, & x > 0 \\ 0, & x < 0 \end{cases} \quad [2.12]$$

onde, $\Gamma(\alpha)$ é a função gama, dada por:

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty e^{-x} x^{\alpha-1} dx, \alpha > 0 \quad [2.13]$$

A figura 2.4 ilustra a função densidade de probabilidade gama para $\alpha=3$ e $\beta=1$. Um caso particular da distribuição gama, para $\alpha=1$, é a distribuição exponencial.

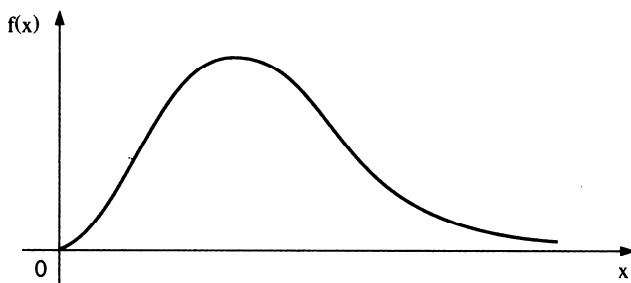


Figura 2.4. Gráfico de uma distribuição gama, com $\alpha=3$ e $\beta=1$

2.2.3.4. Distribuição qui-quadrado

Uma variável aleatória contínua Y , com valores positivos tem uma distribuição qui-quadrado com v graus de liberdade, se sua densidade for dada por:

$$f(y, \nu) = \begin{cases} \frac{1}{\Gamma(\nu/2)2^{\nu/2}} y^{\nu/2-1} e^{-y/2}, & y > 0 \\ 0, & y < 0 \end{cases} \quad [2.14]$$

A distribuição qui-quadrado se configura como um caso particular da distribuição gama, é obtida fazendo-se $\alpha = \nu/2$ e $\beta = 2$, com $\nu > 0$ inteiro. A figura 2.5 apresenta variações da função qui-quadrado, através dos gráficos a, b e c, correspondentes respectivamente, a distribuições com $\nu = 1$, $\nu = 2$, $\nu = 3$.

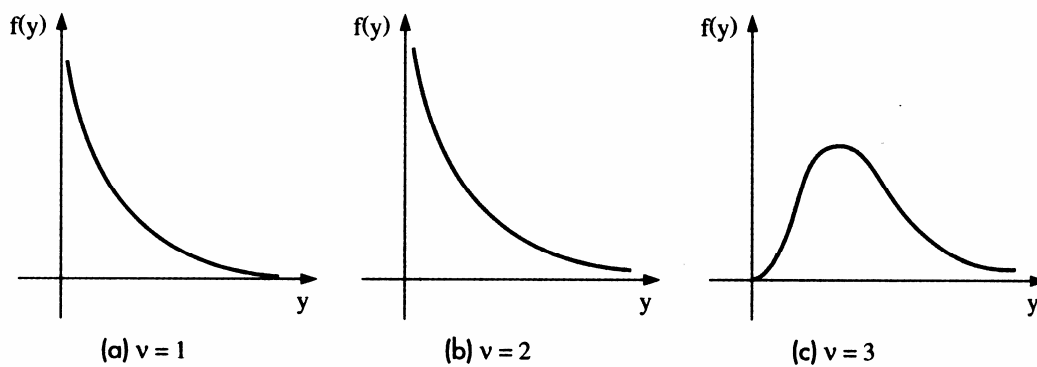


Figura 2.5. Gráficos de uma distribuição qui-quadrado

2.2.3.5. Distribuição t de Student

Seja Z uma variável aleatória normal padronizada e Y uma variável aleatória independente. Então, a variável aleatória $t = \frac{Z}{\sqrt{Y/\nu}}$, de Student, tem densidade definida por:

$$f(t; \nu) = \frac{\Gamma((\nu+1)/2)}{\Gamma(\nu/2)\sqrt{\pi\nu}} (1+t^2/\nu)^{-(\nu+1)/2}, -\infty < t < \infty \quad [2.15]$$

A distribuição t de Student é importante em inferências sobre médias populacionais. A figura 2.6 mostra que o gráfico da densidade de t aproxima-se bastante de uma normal ($\mu = 0$ e $\sigma = 1$) quando ν é grande.

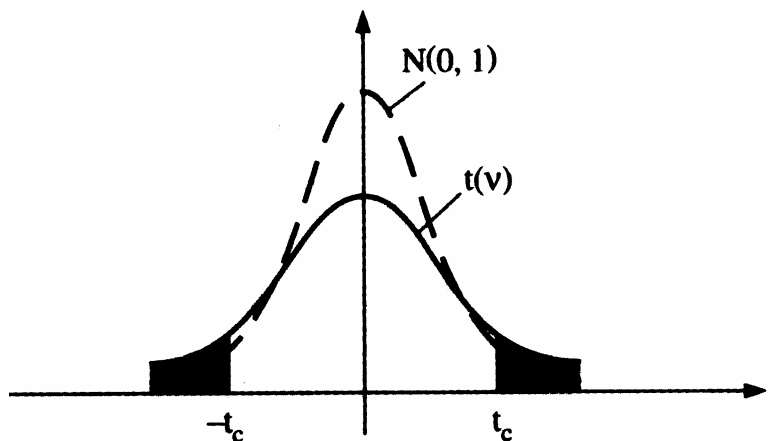


Figura 2.6. Comparação entre a distribuição t de Student e a distribuição normal padrão

2.3. Análise estatística

O tratamento estatístico está relacionado à análise de uma coleção de observações, denominada amostra ou conjunto amostral, que visa caracterizar um fenômeno aleatório de interesse e não prever o comportamento do fenômeno em si (análise probabilística).

O tratamento do conjunto amostral pode ser realizado a partir de análise gráfica ou aritmética. A análise gráfica da amostra compreende a classificação da variável aleatória segundo a sua frequência de valores assumidos e a montagem de um gráfico frequência \times valor, denominado histograma (figura 2.7). A análise aritmética da amostra é realizada através da determinação de parâmetros estatísticos que visam caracterizar a distribuição.

2.3.1. Análise gráfica da amostra

Dado um histograma, o comportamento de uma variável aleatória X em uma amostra pode ser caracterizado pela sua função de frequência $t(x)$. A função de frequência é entendida como a função matemática que descreve a frequência de valores assumidos pela variável aleatória no âmbito amostral, ou seja, é a função que melhor caracteriza a forma do histograma da variável aleatória. A função de frequência é análoga à função de densidade de probabilidade $f(x)$ da população correspondente, embora estas funções sejam conceitualmente diferentes.

A população da variável aleatória possui uma função densidade de probabilidade definida, mas caso sejam realizadas diversas amostragens desta mesma população, pode-se encontrar diversas funções de frequência diferentes entre si.

Em um histograma pode-se usar uma função de frequência absoluta ou relativa. A função de frequência absoluta mostra diretamente o número ou a porcentagem de recorrência de uma variável aleatória em um determinado intervalo. A função de frequência relativa, também chamada de densidade de frequência, é obtida dividindo-se a frequência absoluta pela amplitude do intervalo da variável aleatória em análise.

Portanto, no caso de utilizar-se a função de frequência relativa, a frequência absoluta de uma variável aleatória em um determinado intervalo é obtida a partir do cálculo da área do retângulo, cuja base é a amplitude do intervalo e a altura é a função de frequência relativa.

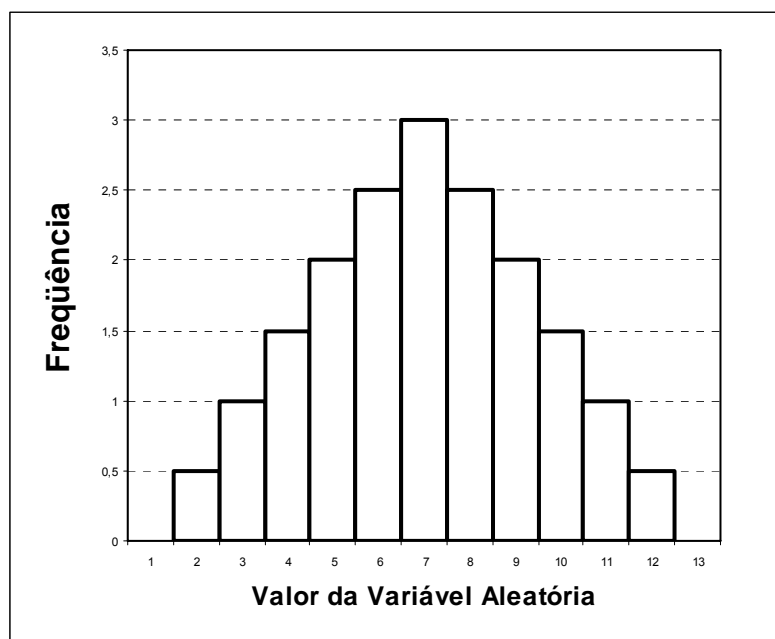


Figura 2.7. Exemplo de um histograma de uma variável aleatória

2.3.2. Análise aritmética da amostra

Os parâmetros mais comumente utilizados são a média amostral (média aritmética) e a variância amostral. A média amostral de uma variável aleatória X é definida por:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad [2.16]$$

Deve-se atentar para a diferença entre a média amostral (\bar{x}) e a média da distribuição de probabilidade (μ). Enquanto a primeira relaciona os valores de um determinado conjunto de observações, a segunda indica a média de toda a população do fenômeno aleatório.

A variância amostral relaciona-se com os quadrados dos desvios da variável x em relação à média \bar{x} , sendo definida por:

$$s^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad [2.17]$$

O desvio padrão amostral é definido como a raiz quadrada da variância. Em termos matemáticos temos:

$$s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad [2.18]$$

Outro parâmetro muito utilizado é o coeficiente de variação da amostra, $Cv(x)$, o qual representa o desvio padrão amostral como percentagem da média, conforme indicado na seguinte expressão:

$$Cv(x) = \frac{s(x)}{\bar{x}} \quad [2.19]$$

2.3.3.

Obtenção de dados estatísticos para análises probabilísticas em estudos geotécnicos

Para a aplicação de métodos probabilísticos em estudos geotécnicos, são necessários os valores estatísticos de média e variância dos parâmetros do solo, selecionados como variáveis aleatórias.

No caso do peso específico, por exemplo, as equações 2.16 e 2.17 podem ser aplicadas para os cálculos de média e variância deste parâmetro. No caso do intercepto efetivo de coesão (c') e da tangente do ângulo de atrito efetivo ($tg\phi'$), têm-se tratamentos estatísticos diferentes que dependem da forma com a qual estes parâmetros foram obtidos.

No caso da obtenção de c' e $tg\phi'$ a partir de ensaios de cisalhamento direto, os valores médios são obtidos através de regressão linear dos pares (σ' e τ) de N ensaios disponíveis, sendo σ' a tensão efetiva normal ao plano de ruptura e τ a tensão cisalhante de ruptura. As variâncias $V[c']$ e $V[tg\phi']$ segundo Neter et al (1982) são dadas por:

$$V[c'] = V[\tau] \left[\frac{1}{N} + \frac{E[\sigma']}{\sum_{i=1}^N (\sigma'_i - E[\sigma'])^2} \right] \quad [2.20]$$

$$V[tg\phi'] = \frac{V[\tau]}{\sum_{i=1}^N (\sigma'_i - E[\sigma'])^2} \quad [2.21]$$

$$V[\tau] = \frac{\sum_{i=1}^N (\tau_i - \tau_{est})^2}{N - 2} \quad [2.22]$$

onde:

$E[\sigma']$ = média dos valores σ'_i

τ_{est} = valor de τ obtido a partir da reta dos mínimos quadrados para cada valor de σ'

No caso da obtenção de c' e $tg\phi'$ a partir de ensaios triaxiais, a representação por pontos é feita no espaço p' - q , onde p' e q são respectivamente a semi-soma entre tensões efetivas principais maior e menor e a semi-diferença entre as tensões principais, totais ou efetivas, maior e menor (Lambe e Whitman, 1969). A reta de regressão linear dos pontos (p' , q) obtidos nos ensaios é definida pelo intercepto a' e inclinação α' . Analogamente aos ensaios de cisalhamento direto, estes valores são os próprios valores médios $E[a']$ e $E[tg\alpha']$. As variâncias $V[a']$ e $V[tg\alpha']$ são obtidas das equações 2.20 e 2.21 trocando-se σ' e τ por p' e q , respectivamente. Para a determinação de $V[c']$ e $V[tg\phi']$ deve-se retornar ao espaço σ - τ através das seguintes relações descritas por Lima (1991):

$$E[c'] = \frac{E[a']}{(1 - E[tg\alpha']^2)^{1/2}} \quad [2.23]$$

$$E[tg\phi'] = \frac{E[tg\alpha']}{(1 - E[tg\alpha']^2)^{1/2}} \quad [2.24]$$

$$V[c'] = \frac{1}{(1 - E[tg\alpha']^2)} \left[\frac{(a \cdot E[tg\alpha'])^2}{(1 - E[tg\alpha']^2)} V[tg\alpha'] + V[a'] \right] \quad [2.25]$$

$$V[tg\phi'] = \frac{V[tg\alpha']}{(1 - E[tg\alpha']^2)^3} \quad [2.26]$$

Quando não se dispõem de dados para realizarem-se as análises descritas acima e apenas são conhecidos os valores médios dos parâmetros, é possível estimarem-se os desvios padrão e conseqüentemente as variâncias a partir de coeficientes de variação existentes na literatura, conforme a equação 2.19. A tabela 2.1 apresenta alguns valores máximos e mínimos de coeficientes de variação para os respectivos parâmetros geotécnicos.

Tabela 2.1. Coeficientes de variação de parâmetros geotécnicos

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Referência
	Mínimo	Máximo	
Peso específico (γ)	3	7	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	2	13	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência não drenada (S_u)	13	40	Harr (1984), Kulhawy (1992), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Razão de resistência não drenada (S_u/σ'_v)	5	15	Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Índice de compressão (C_c)	10	37	Duncan (1999), Harr (1984), Kulhawy (1992)
Tensão de pré-adensamento (σ'_p)	10	35	Harr (1984), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Coeficiente de permeabilidade de argilas saturadas (k)	68	90	Duncan (1999), Harr (1984)
Coeficiente de permeabilidade de argilas não saturadas (k)	130	240	Harr (1984), Benson et al. (1999)
Coeficiente de adensamento vertical (cv)	33	68	Duncan (1999)
Número de golpes do SPT (N)	15	45	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT elétrico (q_c)	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT mecânico (q_c)	15	37	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência do ensaio dilatométrico (q_{DMT})	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência não drenada do ensaio de palheta (S_u)	10	20	Kulhawy (1992)
Peso específico de solos residuais (γ)	1,5	9,4	Guedes (1997)
Intercepto efetivo de coesão de solo residual gnaissico jovem (c')	13,4	18,4	Guedes (1997)
Tangente do ângulo de atrito efetivo de solos residuais ($tg\phi'$)	2,4	16,1	Guedes (1997)
Peso específico de argilas sedimentares (γ)	2	7	Guedes (1997)
Tangente do ângulo de atrito efetivo de argilas sedimentares ($tg\phi'$)	3	6	Guedes (1997)
Intercepto efetivo de coesão de argilas sedimentares (c')	8	14	Guedes (1997)
Peso específico de solo residual gnaissico jovem (γ)	1	4	Guedes (1997)

2.3.4.

Correções da variância devidas à variabilidade espacial do solo

A variância obtida com base em ensaios realizados com pequena distância entre amostras é denominada pontual e pode representar uma heterogeneidade maior do que a real.

A heterogeneidade do solo que realmente atua em uma análise geotécnica é correspondente à variância média do parâmetro de interesse ao longo da distância total de campo envolvida nesta análise. Esta variância é dita espacial. Para distâncias totais pequenas, as variâncias pontual e espacial são próximas, porém para longas distâncias totais, as oscilações de valores do parâmetro tendem a se compensar e a variância espacial torna-se menor que a pontual.

Para a correção da variância pontual utiliza-se uma razão entre desvios padrão, dada por:

$$\Gamma = \frac{\sigma_{(e)}}{\sigma_{(p)}} \quad [2.27]$$

onde: $\sigma_{(e)}$ é o desvio padrão espacial e $\sigma_{(p)}$ o desvio padrão pontual. Elevando-se a equação 2.27 ao quadrado, obtém-se:

$$\Gamma^2 = \frac{\sigma_{(e)}^2}{\sigma_{(p)}^2} \therefore \sigma_{(e)}^2 = \Gamma^2 \sigma_{(p)}^2 \quad [2.28]$$

onde: $\sigma_{(e)}^2$ é a variância espacial e $\sigma_{(p)}^2$ a variância pontual. Portanto, Γ^2 é a função de variância necessária para corrigir a variância pontual. Segundo Vanmarke (1977-A), essa função de variância torna-se inversamente proporcional ao comprimento total considerado, assumindo a seguinte configuração para um caso unidimensional:

$$\Gamma^2 = \frac{\delta}{\Delta z} \quad [2.29]$$

onde: δ é a distância de autocorrelação ou escala de flutuação do parâmetro do solo e Δz é o comprimento total considerado em uma dada direção. Se $\Delta z \leq \delta$, a função de variância é igual a 1, ou seja, a variância pontual é igual à espacial. De acordo com Vanmarcke (1977-A), a estimativa da escala de flutuação δ pode ser feita a partir de um conjunto de observações equidistantes, ao longo de uma determinada direção, conforme os seguintes procedimentos:

- I. Cálculo da média e desvio padrão do conjunto de dados;
- II. Cálculo das médias espaciais de conjuntos de 2 pontos adjacentes e do desvio padrão destas médias;
- III. Obtenção de $\Gamma(2)$ (função de variância para dois pontos) a partir da equação [2.27];
- IV. Repetir os procedimentos I e II para conjuntos de 3,4,...,n pontos, obtendo-se assim $\Gamma(3)$, $\Gamma(4)$,..., $\Gamma(n)$.
- V. Construir o gráfico $\Gamma(n)$ x n. A curva obtida deverá se aproximar da teórica, que é dada por:

$$\Gamma(n) = \sqrt{\frac{\delta}{n \cdot \Delta z}} \quad [2.30]$$

- VI. Para um valor de n, cujo o valor teórico de $\Gamma(n)$ se aproxime do experimental, estima-se a escala de flutuação:

$$\delta = n \cdot \Gamma_{(n)}^2 \cdot \Delta z \quad [2.31]$$

Existem poucos registros de valores de escala de flutuação na literatura. A tabela 2.2 mostra alguns valores. Segundo Guedes (1997), a estimativa de δ é trabalhosa, porém não é muito variável. Portanto, se existirem informações sobre o seu valor para o solo de uma determinada região, é provável que, para o mesmo solo em outra região, este valor possa ser adotado.

Tabela 2.2. Valores de escala de flutuação

Fonte	Solo	Direção	Parâmetro	δ (m)
Alonso (1976)	Areia	Vertical	Resistência de ponta (ensaio CPT)	2,2
		Vertical	Razão de atrito (ensaio CPT)	1,3
	Argila	Vertical	Resistência de ponta (ensaio CPT)	1,1
	Silte argiloso	-	Teor de umidade	12,7
		-	Fração argila	8,7
		-	Fração silte	6,5
		-	Peso específico	7,9
		-	Índice de vazios	10,5
		-	Limite de liquidez	8,7
	Cascalho	-	Porosidade	14,7
Vanmarcke (1977)	Argila	Vertical	Resistência de ponta (ensaio CPT)	1,2
	Areia	Vertical	Teor de umidade	2,7
		Vertical	Índice de vazios	3,0
		Vertical	N_{SPT}	2,4
		Horizontal	Índice de compressibilidade	55,0
	Argila	Superfície de ruptura horizontal	Resistência não drenada	5,0
			Resistência não drenada	46,0

2.3.5. Inferência estatística

Os conceitos de probabilidade apresentados no início deste capítulo mostram que, modelos teóricos, identificados por parâmetros, são utilizados para representar o comportamento da população de uma determinada variável aleatória. Com base nos conceitos de estatística, tem-se a obtenção do comportamento de uma variável aleatória a partir da observação de uma amostra.

Neste item são apresentados argumentos estatísticos para que sejam feitas afirmações sobre as características de uma população, com base em informações dadas por amostras. Portanto, a inferência estatística visa o uso de uma amostra para concluir sobre o todo.

A condição para que seja válida a aplicação da teoria probabilística a uma amostra, é que esta seja aleatória. Uma amostra de tamanho n obtida a partir de uma população de tamanho N , é dita aleatória se cada subconjunto de n elementos tiver a mesma probabilidade de ser selecionado.

A partir do Teorema Central do Limite, demonstra-se que tomando várias amostras de uma população normalmente distribuída, estas possuem valores médios diferentes. A variável aleatória média amostral (\bar{X}) é, neste caso, normalmente distribuída, desde que o número de elementos da amostra seja suficientemente grande (por exemplo, $n > 30$ elementos). Neste caso os limites máximo e mínimo da média da população (μ) são:

$$\mu_{máx,mín} = \bar{X} \pm Z \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad [2.32]$$

Para pequenas amostras ($n < 30$), utiliza-se a distribuição t de Student para inferências sobre parâmetros populacionais. Desta forma, os limites máximo e mínimo para a média da população são:

$$\mu_{máx,mín} = \bar{X} \pm t_{\alpha} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \quad [2.33]$$

onde: t_{α} = é o valor obtido através da função de Student, representada pela equação [2.15], para um nível de confiança α .

A partir da equação a seguir, resultante de uma manipulação algébrica da equação 2.33, é possível obter-se o número mínimo de elementos (n) que deve possuir uma amostra para que sejam obtidos valores de média e variância com determinada acurácia.

$$\frac{\mu - \bar{X}}{s} = \left| \frac{t_{\alpha}}{\sqrt{n}} \right| \quad [2.34]$$

Sendo Δ a acurácia exigida no projeto, a condição $\mu - \bar{X} < \Delta$ tem que ser satisfeita. Desta forma, tem-se:

$$\frac{\mu - \bar{X}}{s} < \frac{\Delta}{s} \therefore \left| \frac{t_{\alpha}}{\sqrt{n}} \right| < \frac{\Delta}{s} \quad [2.35]$$

Com base na equação 2.35, são definidos os seguintes passos para a obtenção do número mínimo de elementos para uma amostra:

- I. Inicialmente são escolhidos os valores de acurácia Δ e nível de confiança α .
- II. Estima-se o desvio padrão (s), com base em n valores de uma amostra para a área investigada ou através de coeficientes de variação disponíveis na literatura. A primeira alternativa tem a vantagem de ser específica;
- III. Com o argumento Δ/s é possível entrar na tabela 2.3 e determinar-se o número

mínimo de elementos para a condição $\left| \frac{t_\alpha}{\sqrt{n}} \right| < \frac{\Delta}{s}$.

Tabela 2.3. Valores de $\tau = \frac{t_\alpha}{\sqrt{n}}$ em função de n e α

τ				τ			
n	$\alpha = 90\%$	$\alpha = 95\%$	$\alpha = 99\%$	n	$\alpha = 90\%$	$\alpha = 95\%$	$\alpha = 99\%$
1	-	-	-	18	0,410	0,497	0,683
2	4,465	8,985	45,013	19	0,398	0,482	0,660
3	1,686	2,484	5,730	20	0,387	0,468	0,640
4	1,177	1,591	2,920	21	0,376	0,455	0,621
5	0,953	1,241	2,059	22	0,367	0,443	0,604
6	0,823	1,050	1,646	23	0,358	0,432	0,558
7	0,734	0,925	1,401	24	0,350	0,422	0,573
8	0,670	0,836	1,237	25	0,342	0,413	0,559
9	0,620	0,769	1,118	26	0,335	0,404	0,547
10	0,580	0,715	1,028	27	0,328	0,396	0,535
11	0,546	0,672	0,955	28	0,322	0,388	0,524
12	0,518	0,635	0,897	29	0,316	0,380	0,513
13	0,494	0,604	0,847	30	0,310	0,373	0,503
14	0,473	0,577	0,805	40	0,266	0,315	0,412
15	0,455	0,554	0,769	60	0,216	0,256	0,344
16	0,438	0,533	0,737	120	0,151	0,180	0,239
17	0,423	0,514	0,708	∞	0	0	0

2.4. Métodos Probabilísticos

Apresentam-se, a seguir, três métodos probabilísticos frequentemente utilizados no meio geotécnico. Os dois primeiros métodos, do Segundo Momento de Primeira Ordem e das Estimativas Pontuais, são ditos indiretos ou aproximados pelo segundo momento, pois assumem uma distribuição probabilística para uma variável aleatória dependente, denominada “função de desempenho”, sendo que, sua média e seu desvio padrão são obtidos a partir das médias e desvios padrão das variáveis independentes.

O terceiro método, denominado de simulação de Monte Carlo, é um método direto, pois a distribuição da variável aleatória dependente é obtida a partir da geração de um determinado número de valores para as variáveis aleatórias independentes.

2.4.1. Método do Segundo Momento de Primeira Ordem

Em geral, os métodos probabilísticos utilizam técnicas para avaliação aproximada somente dos dois primeiros momentos. Os demais momentos, relativos a simetria e curtose da distribuição, são usualmente desprezados. Por este fato, essas metodologias são classificadas como “aproximadas pelo segundo momento”. Entre as técnicas de aproximação pelo segundo momento, destaca-se a de aproximação da função de desempenho por série de Taylor, designada de segundo momento de primeira ordem.

Sendo x_1, x_2, \dots, x_n os parâmetros ou variáveis envolvidas no cálculo de uma função de desempenho $G(X)$, consideradas independentes entre si, os valores médios do vetor \bar{X} e da função de desempenho $G(\bar{X})$ são expressos por:

$$\bar{X} = [\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n] \quad [2.36]$$

$$G(\bar{X}) = G(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n) \quad [2.37]$$

onde o termo \bar{x}_i indica o valor médio de x_i .

Desenvolvendo a função de desempenho sob a forma de série de Taylor em torno do valor médio \bar{X} , obtém-se:

$$G(X) = G(\bar{X}) + \frac{\dot{G}(\bar{X})}{1!}(X - \bar{X})^1 + \frac{\ddot{G}(\bar{X})}{2!}(X - \bar{X})^2 + \dots \quad [2.38]$$

onde $\dot{G}(\bar{X})$ e $\ddot{G}(\bar{X})$ são a primeira e segunda derivadas da função de desempenho.

Truncando a série na derivada de primeira ordem e manipulando algébricamente a equação 2.38 obtém-se:

$$G(X) - G(\bar{X}) = \dot{G}(\bar{X})(X - \bar{X}) \quad [2.39]$$

Observa-se, na equação 2.39, que o membro à esquerda da equação indica o desvio do valor da função de desempenho aferida em X e em relação ao valor médio. Elevando-se ambos os membros da equação 2.39 ao quadrado, obtém-se uma aproximação da variância da função de desempenho. Matematicamente tem-se:

$$V[G(x)] = (\dot{G}(X))^2 \cdot V(X) \quad [2.40]$$

Com a função de desempenho representada por um fator de segurança FS , a variância da variável fator de segurança recai em um somatório do produto entre os quadrados das derivadas parciais da função FS em relação a cada parâmetro e suas respectivas variâncias, ou seja:

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial FS}{\partial x_i} \right]^2 \cdot V[x_i] \quad [2.41]$$

Com a função de desempenho representada por uma estimativa de recalque ρ , observa-se que a variância da variável aleatória recalque pode ser expressa da seguinte forma:

$$V[\rho] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial \rho}{\partial x_i} \right]^2 \cdot V[x_i] \quad [2.42]$$

Portanto, com os valores de média e variância, a probabilidade da função de desempenho situar-se em um dado intervalo é obtida de acordo com a função densidade de probabilidade adotada.

2.4.2. Método das Estimativas Pontuais

O Método das Estimativas Pontuais consiste na estimativa dos dois primeiros momentos da distribuição da função de desempenho $G(X)$, a partir de uma função geradora de momentos. Tal função é obtida dividindo-se o processo determinístico em 2^n análises, onde n é o número de variáveis independentes X_i . Os valores de tais variáveis aleatórias independentes, acrescidos ou reduzidos de seus desvios padrão, são combinados de todas as formas possíveis, gerando valores para a função de desempenho. Tais valores alimentam a função geradora de momentos.

Rosenblueth (1975) demonstrou que, no caso da função de desempenho $G(X)$ ser dependente de duas variáveis ($n = 2$), a função geradora de momentos para o cálculo do valor médio da função de desempenho é dada por:

$$G(\bar{X}) = p_{++}G(X)_{++} + p_{+-}G(X)_{+-} + p_{-+}G(X)_{-+} + p_{--}G(X)_{--} \quad [2.43]$$

onde:

p_{++} = probabilidade de ocorrência simultânea dos valores das duas variáveis serem acrescidos de seus desvios padrão;

p_{+-} e p_{-+} = probabilidade de ocorrência simultânea de uma variável ser acrescida e a outra subtraída, de seus respectivos desvios padrão;

$p_{..}$ = probabilidade de ocorrência simultânea dos valores das duas variáveis serem subtraídas de seus desvios padrão;

$G(X)_{++}$ = valor da função de desempenho considerando os valores das duas variáveis acrescidos de seus desvios padrão;

$G(X)_{+-}$ e $G(X)_{-+}$ = valor da função de desempenho considerando a ocorrência simultânea de uma variável acrescida e a outra subtraída, de seus respectivos desvios padrão;

$G(X)_{--}$ = valor da função de desempenho considerando os valores das duas variáveis subtraídos de seus desvios padrão.

Para o cálculo da variância, tem-se a seguinte equação:

$$V[G(x)] = p_{++}G(X)^2_{++} + p_{+-}G(X)^2_{+-} + p_{-+}G(X)^2_{-+} + p_{--}G(X)^2_{--} - [G(\bar{X})]^2 \quad [2.44]$$

No caso das duas variáveis aleatórias independentes possuírem distribuições simétricas, as probabilidades p_{++} , p_{+-} , p_{-+} e p_{--} serão todas iguais a 1/4.

A probabilidade da função de desempenho situar-se em um dado intervalo é obtida de forma idêntica à descrita para o método do Segundo Momento de Primeira Ordem.

2.4.3. Simulação de Monte Carlo

A Simulação de Monte Carlo consiste na geração aleatória de um determinado número, N , de valores para as variáveis aleatórias independentes. Com estes valores são realizadas N análises determinísticas com base em uma determinada função de desempenho $G(X)$ dependente. O conjunto dos valores obtidos através da função $G(X)$ é tratado como amostra de uma população e, desta forma, os valores de média e desvio padrão da função de desempenho são obtidos, respectivamente, a partir das seguintes equações:

$$G(\bar{X}) = \sum_{i=1}^n \frac{G(X)_i}{N} \quad [2.45]$$

$$V[G(X)] = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^n [G(X)_i - G(\bar{X})]^2 \quad [2.46]$$

A geração dos valores das variáveis independentes pode ser feita por meio de softwares e tem como dados os seus valores médios, os seus desvios padrão e a sua forma de distribuição.

A Simulação de Monte Carlo é uma técnica de amostragem e, por essa razão, seus resultados estão sujeitos a erros. À medida que o número de elementos da amostra de $G(X)$ aumenta, os erros vão diminuindo e a solução se torna exata quando este número tende ao infinito. Por isso em geral, a Simulação de Monte Carlo exige um número grande de análises determinísticas para chegar-se a uma solução adequada.

2.5. Confiabilidade

A relação entre os estados que limitam o sucesso e o insucesso para uma análise de equilíbrio limite, é definida como a diferença entre as densidades de probabilidade da capacidade de resistência (R) e da demanda de solicitação (S). Matematicamente tem-se:

$$G(X) = R - S \quad [2.47]$$

onde $G(X)$ é uma função que descreve o desempenho da diferença $R - S$, e X é o vetor de parâmetros necessários para cálculo de $G(X)$. A função de desempenho pode ser subdividida em uma região segura ($G(X) > 0$) e uma região instável ($G(X) < 0$). A interseção das duas regiões ($G(X) = 0$) delimita a superfície de estado limite para o sistema $R - S$.

Devido à dificuldade de definição das distribuições da capacidade de resistência e da demanda de solicitação, desenvolveram-se formulações que utilizam um índice de confiabilidade, designado por β , no qual considera-se

implicitamente o desempenho de $G(X)$. Esta confiabilidade é classificada como relativa, cuja proposta baseia-se no fato de não ser necessário o conhecimento prévio do comportamento absoluto ou global da função de desempenho para estimativa da segurança.

As primeiras medições de confiabilidade foram obtidas através de um índice definido por:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad [2.48]$$

onde μ_G e σ_G denotam o valor médio e o desvio padrão da função de desempenho. O uso da equação 2.48 como quantificação da confiabilidade é baseado no seguinte desenvolvimento:

$$P_f = P[G(X) \leq 0] \quad [2.49]$$

$$P_f = P\left[\frac{G(X) - \mu_G}{\sigma_G} \leq \frac{-\mu_G}{\sigma_G}\right] \quad [2.50]$$

$$P_f = P[Z \leq -\beta] \quad [2.51]$$

$$P_f = \int_{-\infty}^{-\beta} \phi(Z) dZ \quad [2.52]$$

$$P_f = \phi(-\beta) \quad [2.53]$$

onde P_f é a probabilidade de ruptura, Z é uma variável padronizada, $\phi(Z)$ e $\phi(-\beta)$ as funções densidade de probabilidade e distribuição acumulada aferidas em Z .

Neste formato, todas as variáveis aleatórias são transformadas para um espaço de parâmetros Z padronizados pelas médias de uma transformação

ortogonal na qual: $E[Z_i] = 0$ e $V[Z_i] = 1$

Hasofer e Lind (1974) definem o índice de confiabilidade β como sendo a distância mínima entre a origem e a superfície de estado limite que define a ruptura ou o insucesso do sistema no espaço transformado dos parâmetros Z . Partindo da equação 2.48, o índice β é definido como:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sigma[R - S]} \quad [2.54]$$

onde \bar{R} e \bar{S} denotam os valores médios das distribuições de capacidade de resistência e da demanda de solicitação. O desvio padrão $\sigma[R - S]$ é, matematicamente, igual a:

$$\sigma[R - S] = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad [2.55]$$

Rearranjando a equação 2.54 para facilidade de compreensão, tem-se:

$$\beta = \frac{\frac{\bar{R}}{\bar{S}} - 1}{\frac{\sigma[R - S]}{\bar{S}}} = \frac{\frac{\bar{R}}{\bar{S}} - 1}{\sqrt{\frac{\sigma_R^2}{\bar{S}^2} + \frac{\sigma_S^2}{\bar{S}^2}}} = \frac{\frac{\bar{R}}{\bar{S}} - 1}{\sqrt{\frac{\sigma_R^2 \cdot \bar{R}^2}{\bar{S}^2 \cdot \bar{R}^2} + \frac{\sigma_S^2}{\bar{S}^2}}} \quad [2.56]$$

Definindo-se fator de segurança central $F\bar{S}$ como sendo a razão entre as médias da capacidade resistiva e da capacidade solicitante ($F\bar{S} = \bar{R} / \bar{S}$), o índice de confiabilidade definido pela equação 2.48 pode ser escrito como:

$$\beta = \frac{F\bar{S} - 1}{\sqrt{F\bar{S}^2 \cdot C_v^2(R) + C_v^2(S)}} \quad [2.59]$$

onde $C_v(R)$ e $C_v(S)$ são os coeficientes de variação de R e S respectivamente.

Morlá Catalán e Cornell (1976), admitindo distribuição gaussiana para FS , utilizam um índice de confiabilidade obtido a partir das seguintes considerações algébricas:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sigma_R} \quad [2.60]$$

$$\beta = \frac{\bar{R}/\bar{S} - 1}{\sigma_R/\bar{S}} \quad [2.61]$$

$$\beta = \frac{F\bar{S} - 1}{\sigma_{FS}} \quad [2.62]$$

Observa-se que, nesta formulação, o desvio padrão do fator de segurança é igual à razão σ_R/\bar{S} .

Chowdhury (1984, 1985, 1994), Chowdhury et al (1997), Christian et al (1992) e Sandroni e Sayão (1992) utilizam, em suas análises, índices de confiabilidade com a mesma definição dada pela equação 2.62.

De uma maneira geral, pode-se dizer que o índice β definido pela equação 2.62 quantifica a segurança através do número de desvios padrão do fator de segurança, σ_{FS} , que separa a média do valor que define a ruptura ($FS=1$).

2.6. Risco admissível

O valor da probabilidade de insucesso admissível deve refletir a importância de um projeto. Por exemplo, para um mesmo conjunto de dados, deve-se recomendar que o talude de jusante de uma barragem de terra, sob condições de fluxo permanente, apresente uma probabilidade de ruptura inferior a recomendada para um talude de uma estrada de acesso ao canteiro de obras desta mesma barragem.

Whitmann (1984) apresenta através da figura 2.8 uma avaliação sobre o risco praticado em alguns projetos de engenharia civil. Os resultados da figura fornecem indicações sobre o risco usualmente aceito e, conseqüentemente, um limite superior do risco admissível para cada caso.

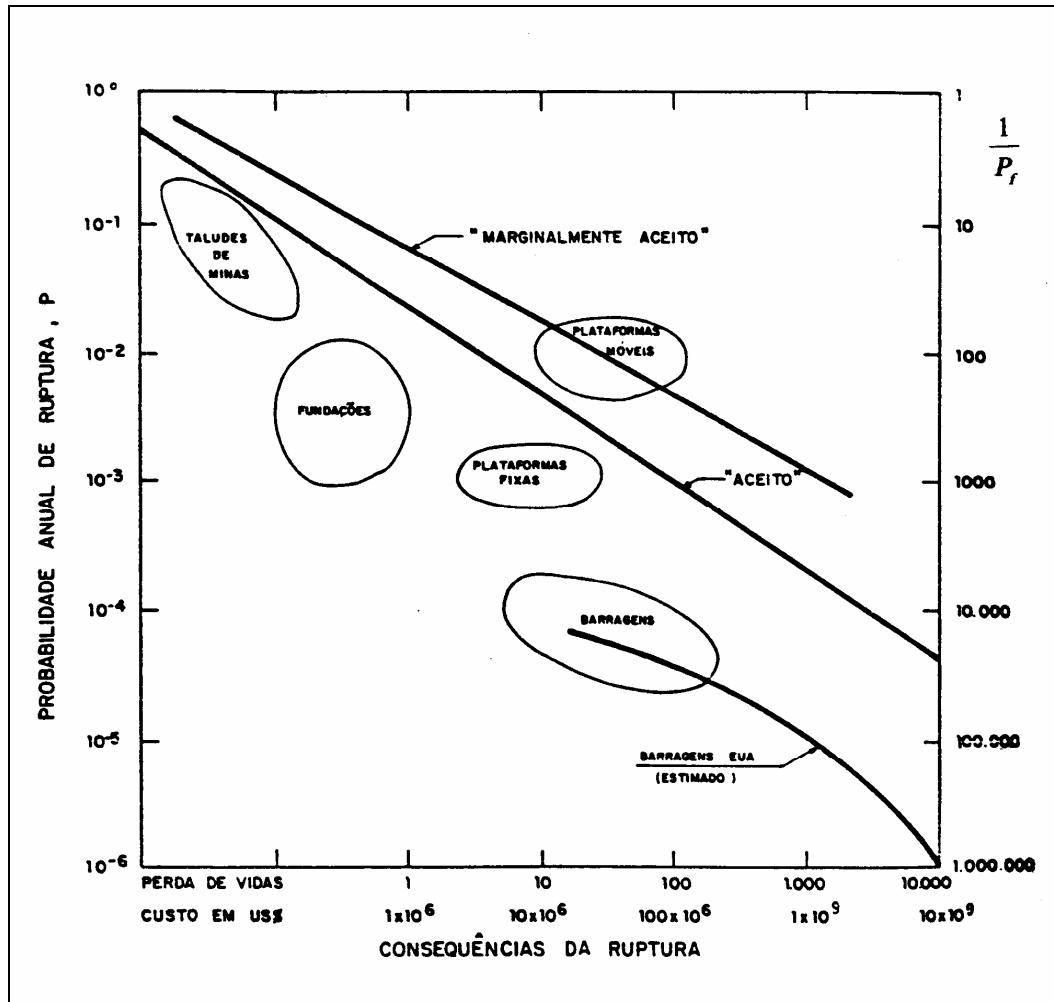


Figura 2.8. Valores usuais de probabilidade e conseqüências de ruptura, Whitman (1984)

2.7. Aplicações de probabilidade e estatística na geotecnia

Apresentam-se, a seguir, alguns avanços da aplicação de probabilidade e estatística em análises geotécnicas.

2.7.1. Distribuições estatísticas de parâmetros geotécnicos

Lumb (1966) observou que, para quatro tipos diferentes de solos da região de Hong Kong, as distribuições dos limites de Atterberg, da resistência não drenada e dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb se aproximam da distribuição gaussiana. Com relação aos parâmetros de compressibilidade, Lumb (1966) baseou-se em uma correlação empírica entre coeficiente de compressibilidade (C_c) e limite de liquidez, e concluiu que C_c se comporta como uma variável aleatória normal. O coeficiente de adensamento (c_v), segundo o autor, sendo um produto de variáveis aleatórias, tende a possuir uma distribuição lognormal.

Hooper e Butler (1966), trabalhando com resultados de ensaios triaxiais em amostras indeformadas da argila de Londres, observaram que a variável aleatória resistência ao cisalhamento possui comportamento muito próximo de uma distribuição normal.

Lumb (1970), utilizando amostras indeformadas e compactadas de solos residuais de granito, concluiu que a distribuição beta é a que melhor descreve o comportamento global dos parâmetros de resistência (c' e $tg\phi'$) destes solos.

Matsuo e Kuroda (1974), a partir de resultados de ensaios em diferentes solos argilosos do Japão, concluem que a resistência não drenada, os pesos específicos total e seco e o teor de umidade podem ser considerados variáveis aleatórias gaussianas.

Garzonio (1989) observou que os índices físicos de argilas do plioceno da região de Ancona, na Itália, aparentam ter uma distribuição normal. Entretanto, o autor não observou uma forma definida para as distribuições dos parâmetros de resistência destes solos.

2.7.2. Probabilidade e estatística em análises de aterro sobre argila mole

Guedes (1997) avaliou a aplicação dos métodos probabilísticos do Segundo Momento, das Estimativas Pontuais e Simulação de Monte Carlo em uma análise não drenada de estabilidade de um quebra-mar sobre argila mole, com as seguintes conclusões:

- A variabilidade dos pesos específicos influenciou significativamente a probabilidade de ruptura;
- A parcela de variância do fator de segurança correspondente à resistência não drenada representou cerca de 65% da variância total;
- Baixas probabilidades de ruptura foram acompanhadas por fatores de segurança elevados.

Duncan (1999) estudou o efeito de incertezas em previsões de recalques, com base na solicitação de uma camada de argila mole, por uma tensão de 24 kPa, gerada por um aterro. O recalque médio previsto foi de 0,326m, com um desvio padrão de 0,067m e um coeficiente de variação de 21%. Tomando como exemplo um recalque admissível de 0,522m, 60% superior ao recalque médio, o autor obteve uma probabilidade de 1%, associada ao risco do recalque ser inadmissível.

2.7.3. Probabilidade e estatística em análises de fundações superficiais

Duncan (1999) apresentou um exemplo de uma sapata quadrada com 2,44m de lado, tensão de 240kPa, embutida 1,22m e apoiada em uma areia com $\bar{N}_{60} = 25$. Utilizando a equação empírica de Burland e Burbidge (1985), Duncan (1999) obteve um recalque médio de 8mm e, considerando um coeficiente de variação de 67% para o recalque, estimou uma probabilidade de insucesso de 2%, a partir de uma distribuição lognormal, associada ao risco do recalque previsto ser superior a 24mm.

Ribeiro (2000) estudou a probabilidade de ruptura de um solo residual jovem de gnaiss solicitado por sapatas circulares. As sapatas, com 400mm, 800mm e 1600mm de diâmetro, foram submetidas a provas de carga realizadas

por Campos (1980), conforme mostra a figura 2.9. Os valores de média e variância dos parâmetros de resistência foram obtidos a partir de resultados de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais convencionais, executados por Maccarini (1980). Com base no método probabilístico do Segundo Momento e adotando uma distribuição normal para FS, Ribeiro (2000) concluiu que:

- As probabilidades de ruptura foram fortemente influenciadas pelas variâncias dos parâmetros de resistência;
- As probabilidades de ruptura obtidas com a utilização de capacidades de carga previstas pela teoria de Meyerhof (1963, com N_γ da teoria de Brinch Hansen, 1970) apresentaram-se ligeiramente inferiores às obtidas com base nas capacidades de carga de Terzaghi (1948).

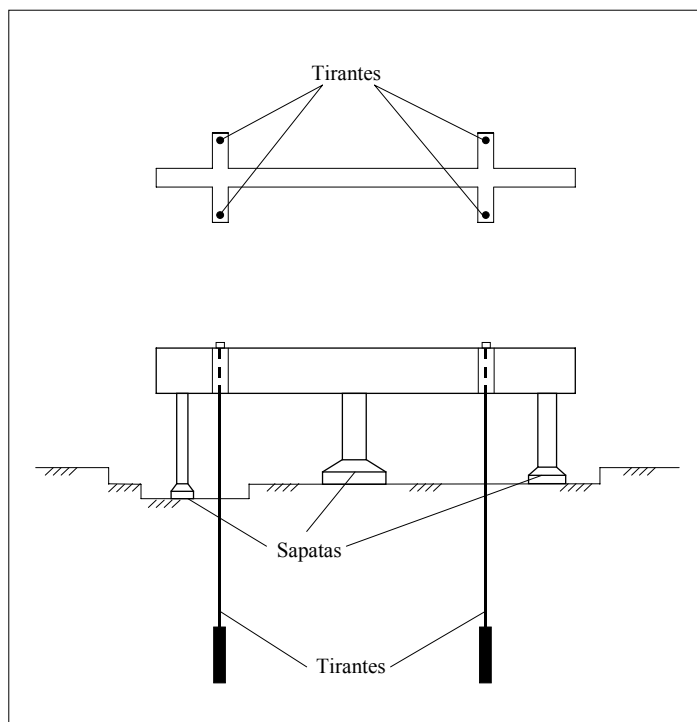


Figura 2.9. Esquema das provas de carga, Campos (1980)

Com o intuito de apresentar uma forma de estimarem-se probabilidades associadas a recalques de fundações superficiais, Ribeiro (2000) analisou o desempenho das sapatas mostradas na figura 2.9, adotando um crescimento linear para o módulo de elasticidade com a profundidade, embasado nos resultados de ensaios pressiométricos realizados por Brandt (1978). Com a utilização do método probabilístico do Segundo Momento e do método determinístico de Schmertmann et al (1978), Ribeiro (2000) concluiu que o intercepto do módulo de elasticidade

na superfície do terreno foi o parâmetro de maior influência na composição das variâncias dos recalques, sendo pouco significantes a taxa de crescimento do módulo de elasticidade com a profundidade e o peso específico do solo.

Fenton e Griffiths (2002) analisaram, inicialmente, recalques de uma sapata isolada apoiada na superfície de uma camada de solo elástico-linear com uma distribuição lognormal para o módulo de elasticidade. Utilizando a Simulação de Monte Carlo com 2000 previsões de recalques, através do método dos elementos finitos, Fenton e Griffiths (2002) concluíram que a forma do histograma de freqüência dos recalques se aproxima de uma distribuição lognormal, conforme a figura 2.10. Em seguida, os autores analisaram recalques diferenciais entre duas sapatas apoiadas no mesmo meio elástico-linear descrito anteriormente, e neste caso concluíram que o recalque diferencial tem uma distribuição complexa, que se comporta de forma errática em relação à distribuição lognormal.

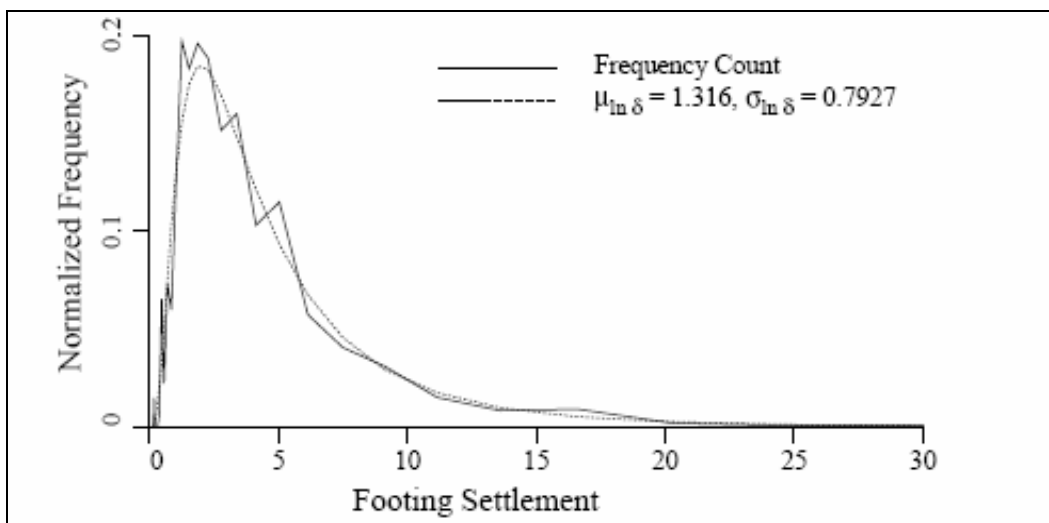


Figura 2.10. Comparação entre histograma e distribuição lognormal, Fenton e Griffiths (2002)

2.7.4.

Probabilidade e estatística em análises de fundações profundas

Visando a utilização da probabilidade de ruína como critério para definir o fator de segurança a ser usado na previsão da carga admissível de fundações por estacas, Aoki et al. (2002) analisaram cargas últimas determinadas com base em provas de carga e em um método empírico, para estacas tubadas de ponta fechada, executadas no cais de Alamoá, em Santos-SP. Admitindo uma probabilidade de

ruína aceitável de 1:1000 e uma distribuição normal para cargas solicitantes e resistentes, Aoki et al. (2002) concluíram que a fixação arbitrária de fatores de segurança globais de 1,6 e 2,0, conforme indica a norma NBR-6122, conduziram a probabilidades de ruína inaceitáveis.

Com o objetivo de obter uma relação entre o comprimento de estacas e a variabilidade da capacidade de carga, Bilfinger e Hachich (2006) apresentaram um estudo de mais de 500 provas de carga dinâmicas em estacas pré-moldadas de concreto e concluíram que, quanto menor o comprimento das estacas, maior é a variabilidade da capacidade de carga.

2.7.5. Probabilidade e estatística em análises de estabilidade de muro de arrimo

Duncan (1999) apresentou uma estimativa de probabilidade de deslizamento de um muro de arrimo com 4,58m de altura e terrapleno composto de silte arenoso. Considerando uma ausência do nível d'água no terrapleno, os valores de média e coeficiente de variação do fator de segurança referente ao deslizamento do muro foram respectivamente iguais a 1,5 e 17%, com conseqüente probabilidade de deslizamento de 1%, obtida para uma distribuição lognormal de FS.

Falabella (2006) desenvolveu estudos probabilísticos para o muro de arrimo mostrado na figura 2.11.

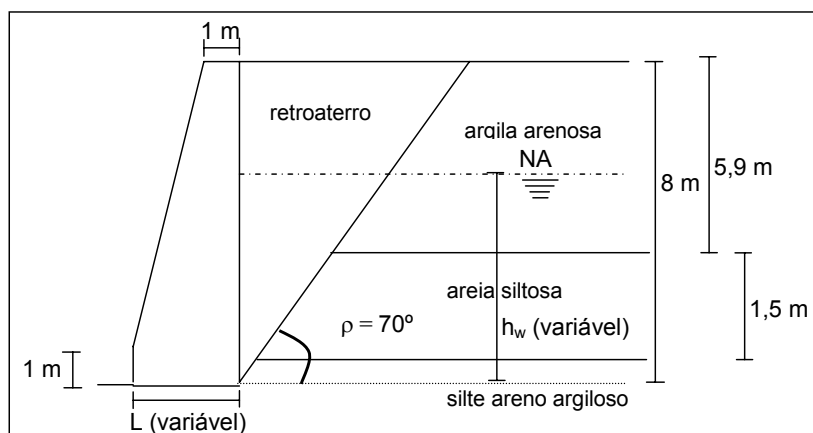


Figura 2.11. Esquema de muro de arrimo para análise probabilística, Falabella (2006)

Variando a largura da base do muro e a posição do nível d'água foram feitas análises probabilísticas pelos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais. Com base nessas análises, para verificação da estabilidade do muro em relação ao tombamento, ao deslizamento e à ruptura do solo de fundação, Falabella (2006) concluiu que:

- Os índices de confiabilidade referentes ao deslizamento e ao tombamento aumentaram com o aumento da base do muro e diminuíram com a altura do nível d'água, sendo que os maiores índices de confiabilidade foram obtidos pelo método das Estimativas Pontuais;
- A confiabilidade referente à ruptura do solo de fundação diminuiu com a altura do nível d'água, mas sofreu pouca influência quanto à variação da base do muro. Neste caso os valores obtidos pelos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais foram próximos.

2.7.6. Probabilidade e estatística em análises de estabilidade de taludes

Sandroni e Sayão (1992) apresentaram procedimentos para a previsão da probabilidade de ruptura de um talude de mineração a céu aberto com 200m de altura e 34° de inclinação, ilustrado na figura 2.12.

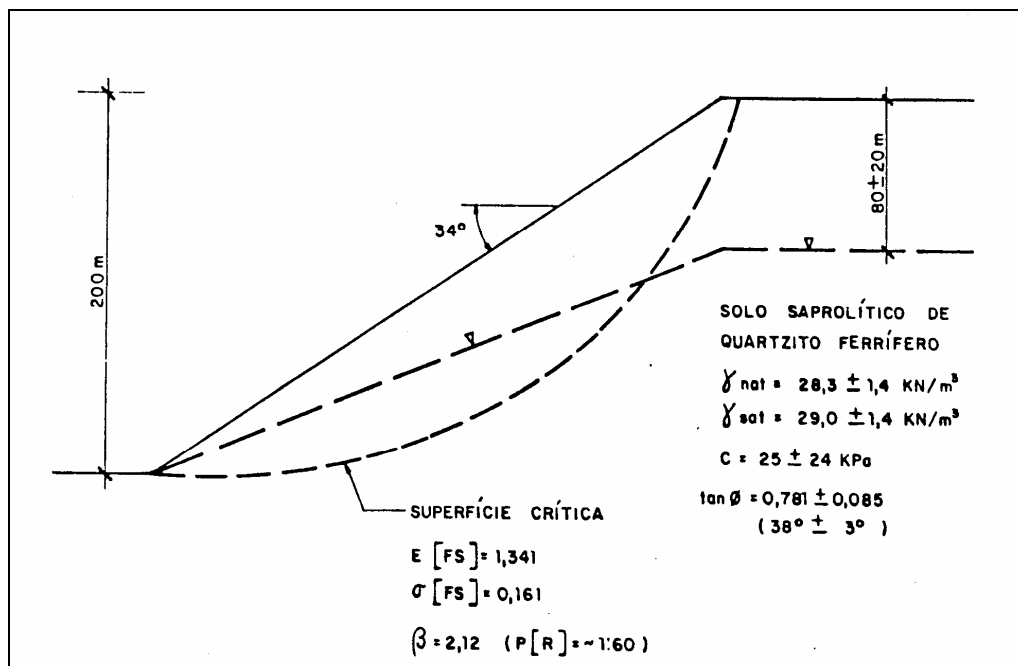


Figura 2.12. Seção típica do talude, Sandroni e Sayão (1992)

Inicialmente, com base nos parâmetros geotécnicos médios, foi obtido um fator de segurança determinístico igual a 1,341. Em seguida, a variância do fator de segurança foi estimada através do método do Segundo Momento de Primeira Ordem, onde foram considerados como variáveis aleatórias os parâmetros efetivos de resistência, os pesos específicos acima e abaixo do nível d'água e a piezometria. Finalmente, adotando uma distribuição normal para o fator de segurança, Sandroni e Sayão (1992) obtiveram uma probabilidade de ruptura igual a 1:60 e apresentaram as seguintes conclusões:

- A probabilidade de ruptura é função das incertezas consideradas em seu cálculo. Se acaso fossem considerados apenas os parâmetros geotécnicos como variáveis e um valor fixo para a piezometria, ter-se-ia uma probabilidade de ruptura inferior à obtida.
- A principal decisão de projeto, no contexto do procedimento exposto nesse trabalho, é estabelecer o valor aceitável da probabilidade de ruptura. É preciso acumular experiência no uso do procedimento descrito. Seria interessante a reanálise de projetos existentes para a obtenção de valores de probabilidade de ruptura a eles associados. O acúmulo de experiência com base em análises de probabilidade se revelará mais sólido do que com base apenas em valores de fatores de segurança.
- No caso do exemplo, que se restringe ao ambiente de uma mina de grande porte na qual muitos taludes foram executados e umas poucas rupturas foram observadas, pode-se estabelecer um critério específico. As retro-análises das rupturas indicam valores de probabilidade de ruptura na faixa de 1:4 a 1:20. Análises de diversos taludes estáveis produziram valores de probabilidades de ruptura entre 1:30 e 1:100 (ou menos). No caso decidiu-se considerar um valor aceitável de probabilidade de ruptura menor que 1:50.

Bergado et al (1993) fizeram seis retro-análises de rupturas de um talude de aterro, adjacente a um canal de irrigação, apoiado em uma camada de argila mole. No momento da ruptura, o fator de segurança médio era igual a 1,07 com uma probabilidade de ruptura de 63% (1:1,6). Os autores concluíram que a superfície crítica de ruptura representada pelo fator de segurança mínimo não coincide com a superfície crítica associada a uma probabilidade de ruptura máxima. Verificou-se que a superfície real de ruptura ocorreu entre as duas superfícies críticas.

Analisando o comportamento da probabilidade de ruptura em relação ao método determinístico adotado, para o talude de jusante da barragem de Santa Branca, Dell'Avanzi (1995) concluiu que a utilização de métodos de estabilidade mais rigorosos corresponde a menores valores de probabilidade de ruptura.

Utilizando o método determinístico de Bishop Simplificado (1955) e os métodos probabilísticos do Segundo Momento de Primeira Ordem, das Estimativas Pontuais e Simulação de Monte Carlo, Guedes (1997) executou análises probabilísticas considerando, separadamente, variações de altura e inclinação de taludes de mineração sob condições drenadas. As principais conclusões do trabalho de Guedes (1997) foram:

- A probabilidade de ruptura é praticamente independente da distribuição probabilística de FS, normal ou lognormal, para valores de probabilidade de ruptura maiores que 6% (1:17);
- Os fatores de segurança médios obtidos pelos três métodos probabilísticos foram muito próximos;
- De uma forma geral, os valores de probabilidades de ruptura obtidos pelos três métodos probabilísticos foram próximos. Deste modo, o método do Segundo Momento torna-se vantajoso em relação aos demais, devido à facilidade de utilização;
- A influência dos pesos específicos no cálculo da probabilidade de ruptura é desprezível. Os parâmetros de resistência tiveram influência significativa em todas as análises probabilísticas realizadas.

Farias e Assis (1998) apresentaram análises probabilísticas de dois taludes: um baixo, típico de obras rodoviárias em solo, no qual predominava o efeito da coesão; outro alto, típico de mineração em rocha, no qual predominava o efeito do ângulo de atrito. Através dos métodos probabilísticos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais e dos métodos determinísticos de Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern & Price, Farias e Assis (1998) concluíram:

- A escolha do método determinístico influencia de forma significativa o valor da probabilidade de ruptura;

- Pequenas diferenças nos valores médios de FS podem induzir grandes diferenças nos valores de probabilidade de ruptura;
- Os métodos de Fellenius e Janbu subestimaram os fatores de segurança consistentemente e superestimaram as probabilidades de ruptura se comparados aos métodos de Bishop e Morgenstern & Price. Estes dois últimos apresentaram valores praticamente iguais;
- Para os dois casos analisados a probabilidade de ruptura pelo método das estimativas pontuais foi maior, principalmente para o talude de mineração;
- O método do Segundo Momento tem a vantagem de quantificar a influência relativa de cada parâmetro, além de exigir em princípio menos análises. No entanto pode fornecer valores de probabilidade de ruptura abaixo das fornecidas pelo método das Estimativas Pontuais. Neste sentido os dois podem se completar;
- Diante da crescente disponibilidade de programas e microcomputadores eficientes, o custo computacional de análises probabilísticas é muito pequeno, se comparado com as informações adicionais que podem fornecer. O único empecilho atual a uma maior utilização de prática destes métodos se justifica pela falta de valores de referência de probabilidade de ruptura, para se fixar critérios de projeto.

Duncan (1999) fez uma retro-análise de probabilidade de ruptura para um deslizamento de talude submerso, de 30m de altura e 600m de comprimento em planta, localizado na área portuária da cidade de São Francisco, Califórnia. Esse talude, formado de argila siltosa orgânica normalmente adensada, foi escavado com 48,8° de inclinação. Em 20 de agosto de 1970, após escavação ao longo de 150m em planta, ocorreram deslizamentos num trecho de 135m. A figura 2.13 mostra a seção transversal do talude, antes e após o deslizamento.

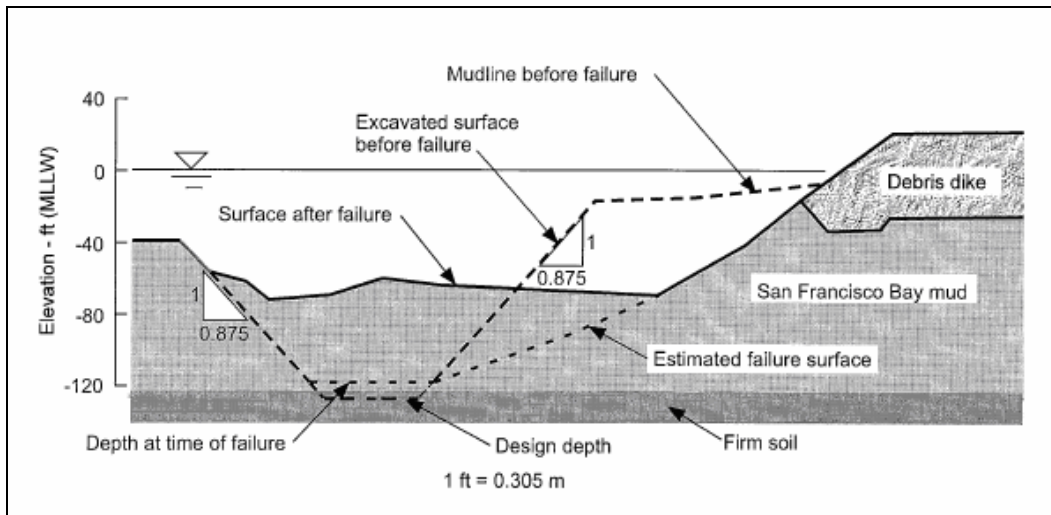


Figura 2.13. Seção transversal do talude submerso, antes e após o deslizamento, Duncan (1999)

Antes da ruptura o talude se apresentava com um fator de segurança igual a 1,17, um coeficiente de variação de 16% e uma conseqüente probabilidade de ruptura de 18%, para uma distribuição lognormal. A magnitude da probabilidade de ruptura se aproximou da fração longitudinal de ruptura (22,5%), ou seja, com 135m de extensão para um comprimento total de 600m. Com base nesses resultados, Duncan (1999) concluiu que uma probabilidade de ruptura de 18% é inaceitável.

Falabella (2006) estudou a probabilidade de ruptura do talude de jusante da barragem de Curuá-Uma, ilustrada na figura 2.14, para diversos níveis d'água no reservatório de montante.

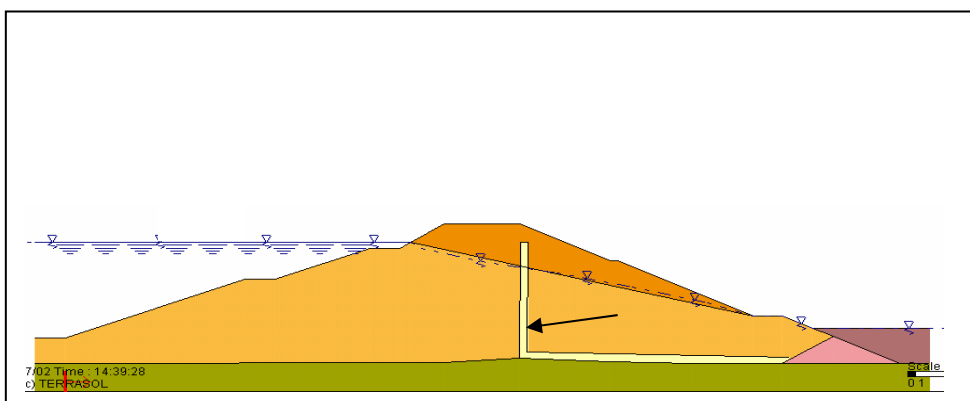


Figura 2.14. Seção transversal da barragem de Curuá-Uma, Falabella (2006)

Utilizando os métodos probabilísticos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais, Falabella (2006) conclui que os valores de probabilidade de ruptura encontrados pelo método do Segundo Momento foram maiores do que os valores obtidos pelo método das Estimativas Pontuais. A diferença foi maior para as cotas mais baixas do nível do reservatório. As maiores probabilidades de ruptura obtidas pelo método do Segundo Momento podem ser justificadas pelos menores valores médios dos fatores de segurança. Além disso, nota-se uma maior variância do fator de segurança calculada através do Método do Segundo Momento.

3

Análises probabilísticas associadas a previsões de recalques

3.1.

Introdução

O presente capítulo versa sobre a aplicação de análises probabilísticas em previsões de recalques. Inicialmente, são desenvolvidos dois métodos probabilísticos para estimarem-se probabilidades associadas a recalques edométricos de uma camada de argila mole solicitada por um aterro. Em seguida, são realizadas estimativas de probabilidades referentes a recalques imediatos de fundações superficiais em areia. Neste segundo caso, é proposta uma nova metodologia probabilística.

Uma análise dos resultados e uma apreciação sobre a nova metodologia probabilística concluem o capítulo.

3.2.

Análise probabilística aplicada a previsões de recalques edométricos

Para aplicarem-se os métodos probabilísticos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais em previsões de recalques edométricos, é utilizado um exemplo descrito por Duncan (1999), trata-se de uma camada de argila mole solicitada por um aterro, de acordo com a figura 3.1. Os valores de média e desvio padrão dos parâmetros geotécnicos pertinentes às previsões de recalque são mostrados na tabela 3.1.

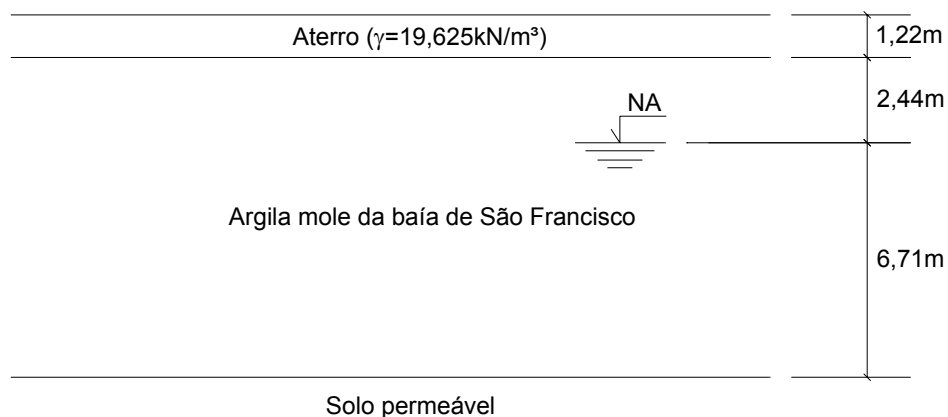


Figura 3.1. Perfil geotécnico e carregamento (aterro), Duncan (1999)

Tabela 3.1. Médias e desvios padrão dos parâmetros da argila mole, Duncan (1999)

Parâmetro	Média	Desvio Padrão
$Cc/(1+e)$	0,340	0,034
$Cr/(1+e)$	0,068	0,019
OCR	1,26	0,44
γ_{nat} (kN/m ³)	15,00	1,05

Onde:

Cc = índice de compressão

e = índice de vazios

Cr = índice de recompressão

OCR = razão de sobre-adensamento

γ_{nat} = peso específico natural

3.2.1. Aplicação do Método do Segundo Momento

Para o desenvolvimento do Método do Segundo Momento são adotados como variáveis aleatórias independentes os parâmetros geotécnicos descritos na tabela 3.1. A função de desempenho ou variável aleatória dependente é o recalque (ρ), que de acordo com o acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$), com a tensão efetiva inicial (σ'_0) e com a tensão de pré-adensamento (σ'_p), pode ser estimado com base na equação 3.1, com parcelas de recompressão e de compressão virgem, ou pela equação 3.2, correspondente simplesmente a recalques de recompressão, ou através da equação 3.3, apenas para recalques de compressão virgem.

$$\rho = H \left[\frac{Cr}{1+e} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + \frac{Cc}{1+e} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right] \quad [3.1]$$

$$\rho = H \left[\frac{Cr}{1+e} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right) \right] \quad [3.2]$$

$$\rho = H \left[\frac{Cc}{1+e} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right) \right] \quad [3.3]$$

onde: H = espessura da camada

A previsão determinística do recalque é feita com base nos valores médios dos parâmetros geotécnicos, dividindo-se a camada de argila mole em duas partes, uma acima e outra abaixo do nível d'água. A tabela 3.2 mostra os dados determinísticos e os recalques, estimados para as duas partes da camada, que somados resultam em 0,326m.

Tabela 3.2. Dados para o cálculo determinístico do recalque

Acima do NA		Abaixo do NA	
H (m)	2,44	H (m)	6,71
γ_{nat} (kN/m ³)	15,00	γ_{nat} (kN/m ³)	15,00
Cr/(1+e)	0,068	Cr/(1+e)	0,068
Cc/(1+e)	0,340	Cc/(1+e)	0,340
σ'_0 (kPa)	30,5	σ'_0 (kPa)	53,4
OCR	1,26	OCR	1,26
σ'_p (kPa)	38,4	σ'_p (kPa)	67,3
$\Delta\sigma$ (kPa)	24,0	$\Delta\sigma$ (kPa)	24,0
ρ (m)	0,143	ρ (m)	0,183

A variância do recalque, de acordo com o Método do Segundo Momento e em função dos parâmetros geotécnicos adotados como variáveis aleatórias dependentes, é expressa por:

$$\begin{aligned}
 V[\rho] = & \left[\frac{\partial \rho}{\partial \frac{Cc}{1+e}} \right]^2 \cdot V \left[\frac{Cc}{1+e} \right] + \left[\frac{\partial \rho}{\partial \frac{Cr}{1+e}} \right]^2 \cdot V \left[\frac{Cr}{1+e} \right] + \left[\frac{\partial \rho}{\partial OCR} \right]^2 \cdot V[OCR] + \\
 & + \left[\frac{\partial \rho}{\partial \gamma_{nat}} \right]^2 \cdot V[\gamma_{nat}] \quad [3.4]
 \end{aligned}$$

Para o cálculo das derivadas parciais de ρ em relação aos parâmetros geotécnicos, são feitas aproximações por diferenças divididas. Tais aproximações consistem em variar separadamente cada parâmetro, observando-se a variação correspondente de ρ . A aproximação da derivada parcial de cada parâmetro é então obtida através da razão entre a variação observada de ρ e a variação estipulada para cada parâmetro. A magnitude da variação de cada parâmetro é aplicada para atingir-se uma constância no valor de cada derivada parcial correspondente.

Portanto, para o cálculo da variância de ρ são necessárias quatro previsões de recalques. A tabela 3.3 mostra os valores dos termos necessários para o cálculo da variância de ρ .

Tabela 3.3. Termos para o cálculo da variância de ρ

Parâmetros (x_i)	Variância ($V[x_i]$)	Varição dos Parâmetros (δx_i)	Varição do Recalque ($\delta \rho_i$)	$\delta \rho_i / \delta x_i$	$(\delta \rho_i / \delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$
Cr/(1+e)	0,0004	0,01	-0,009	-0,925	0,0003
Cc/(1+e)	0,0012	0,5	-0,386	-0,772	0,0007
OCR	0,1951	0,002	0,002	0,856	0,1429
γ_{nat}	1,1025	0,05	0,002	0,040	0,0017
				Σ	0,1456

A influência de cada parâmetro na composição da variância do recalque é mostrada na figura 3.2. A razão de sobre-adensamento apresenta, neste caso, uma influência significativa no valor da variância de ρ , cerca de 98%. Essa influência pode ter sido gerada pela qualidade das amostras ou pela técnica de ensaio ou, eventualmente, por uma combinação desses dois fatores.

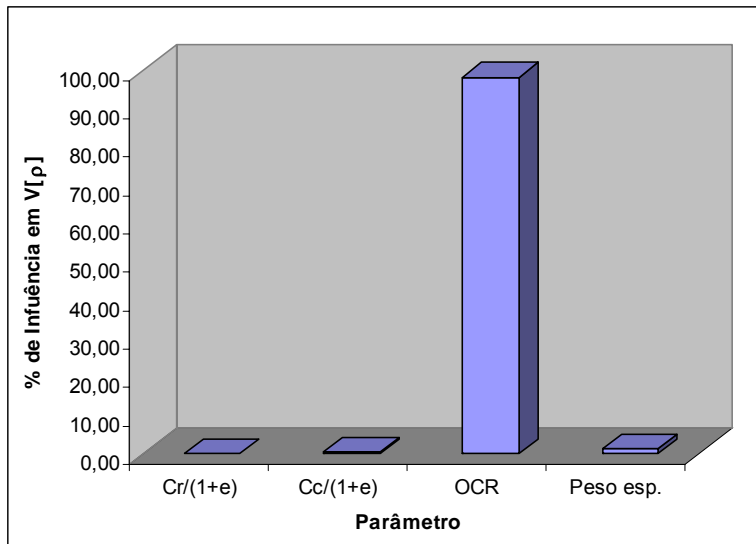


Figura 3.2. Influência dos parâmetros na variância do recalque

Com os valores de média e variância de ρ é possível obterem-se probabilidades associadas a recalques. Adotando-se uma distribuição normal para o recalque foi gerado o gráfico da figura 3.3, que mostra a variação da probabilidade de insucesso, associada ao risco do recalque ser inadmissível, de acordo com o recalque admissível (ρ_{adm}). As probabilidades estimadas para gerar o gráfico da figura 3.3 foram obtidas por integração numérica.

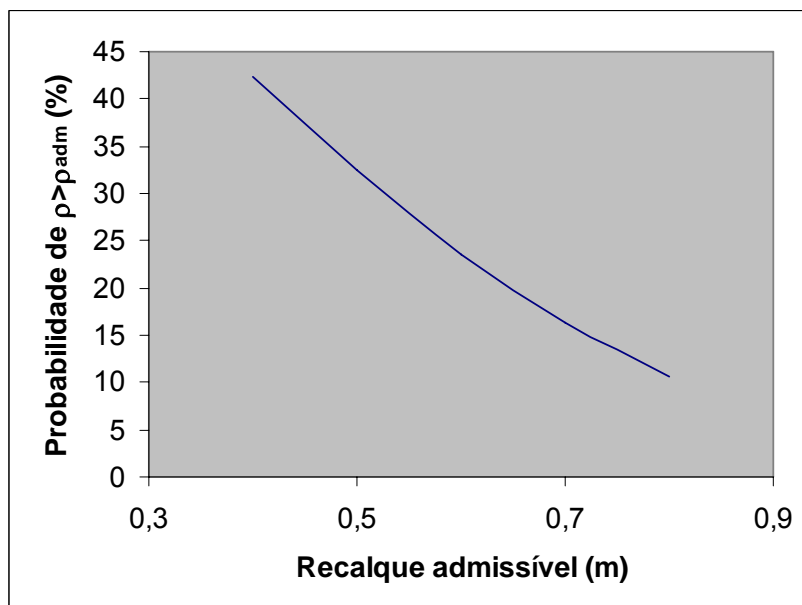


Figura 3.3. Gráfico para obtenção da probabilidade do recalque ser inadmissível com base no Método do Segundo Momento

Para ilustrar o processo de obtenção das probabilidades, apresenta-se na figura 3.4 a distribuição normal de ρ com média igual a 0,326m e variância igual a 0,146m². Nesta figura, a área hachurada define a probabilidade de $\rho > 0,5$ m, cujo valor é 32,4%.

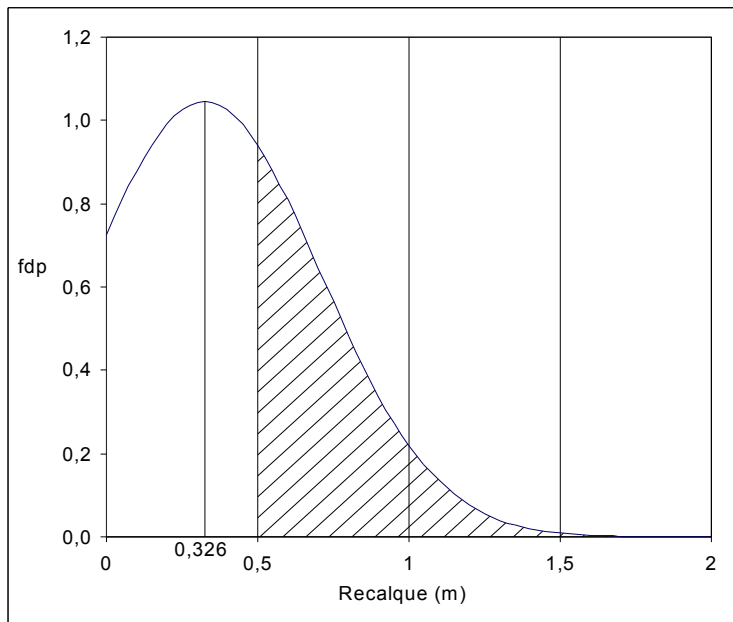


Figura 3.4. Distribuição probabilística do recalque com área hachurada para a determinação da probabilidade de $\rho > 0,5$ m

3.2.2. Aplicação do Método das Estimativas Pontuais

Para a aplicação do Método das Estimativas Pontuais são necessárias dezesseis análises determinísticas, combinando-se os parâmetros, acrescidos ou subtraídos de seus respectivos desvios padrão. A tabela 3.4 compila os valores dos recalques correspondentes às dezesseis combinações.

O valor médio do recalque (0,489m) é obtido da razão entre a soma de todos os recalques e o número de combinações. A variância ($V[\rho]=0,134\text{m}^2$) é determinada a partir da seguinte equação:

$$V[\rho] = \frac{\sum_{i=1}^{16} \rho_i^2}{16} - [\bar{\rho}]^2 \quad [3.5]$$

Tabela 3.4. Valores dos recalques correspondentes às dezesseis combinações

Combinação	Valores dos Parâmetros				Recalque (m)
	γ_{nat} (kN/m ³)	Cr/(1+e)	Cc/(1+e)	RSA	
1	16,05	0,087	0,374	1,7037	0,147
2	16,05	0,087	0,374	0,8203	0,887
3	16,05	0,087	0,306	1,7037	0,145
4	16,05	0,049	0,374	1,7037	0,088
5	13,95	0,087	0,374	1,7037	0,180
6	13,95	0,049	0,306	1,7037	0,108
7	13,95	0,049	0,374	0,8203	0,979
8	13,95	0,087	0,306	0,8203	0,801
9	16,05	0,049	0,306	0,8203	0,726
10	16,05	0,087	0,306	0,8203	0,726
11	13,95	0,049	0,374	1,7037	0,113
12	13,95	0,049	0,306	0,8203	0,801
13	16,05	0,049	0,374	0,8203	0,887
14	13,95	0,087	0,306	1,7037	0,175
15	16,05	0,049	0,306	1,7037	0,086
16	13,95	0,087	0,374	0,8203	0,979

Com os valores de média e variância de ρ são realizadas as estimativas de probabilidade adotando-se uma distribuição normal para o recalque. O gráfico da figura 3.5 mostra a variação da probabilidade de insucesso em função do recalque admissível.

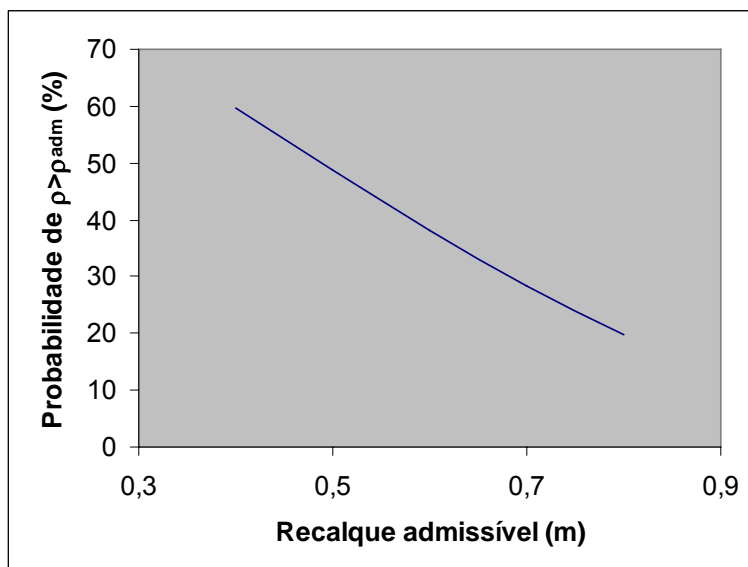


Figura 3.5. Gráfico para obtenção da probabilidade do recalque ser inadmissível com base no Método das Estimativas Pontuais

3.3.

Análise probabilística aplicada a previsões de recalques imediatos de fundações superficiais apoiadas em areia

Para apresentar uma nova metodologia probabilística, associada a previsões de recalques, são utilizados dados da dissertação de mestrado de Cordeiro (2004), intitulada “Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e laboratório”. Tal dissertação foi desenvolvida com base em resultados obtidos em um terreno situado no bairro de Jardim Camburi, Vitória-ES.

A campanha de investigação geotécnica apresentada por Cordeiro (2004) foi executada em uma camada superficial de areia com 7m de espessura e constou de sondagens SPT, sondagens CPT, testes com penetrômetro dinâmico manual, ensaios para determinação do peso específico natural *in situ*, ensaios de caracterização e ensaios de cisalhamento direto. Nessa campanha experimental foram feitos ensaios antes do lançamento de um aterro de 4m de espessura e após a sua remoção.

O perfil geotécnico da área experimental, com base em uma sondagem de simples reconhecimento (SP05), é mostrado na figura 3.6. A tabela 3.5 apresenta resultados de quatro furos de sondagem CPT, realizados após a remoção do aterro de 4m.

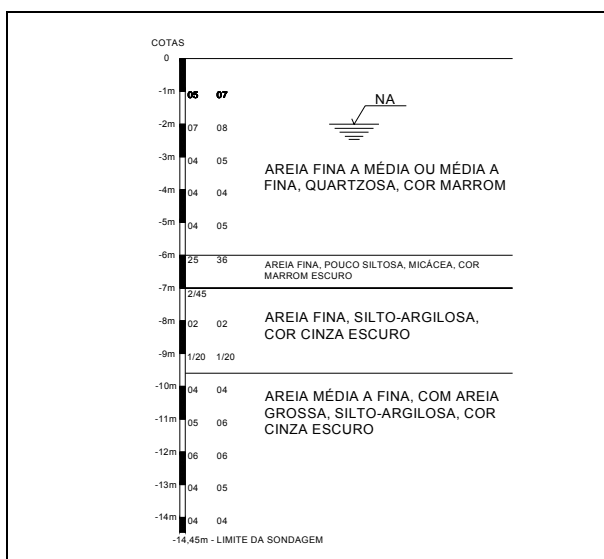


Figura 3.6. Perfil geotécnico da área experimental, Cordeiro (2004)

Tabela 3.5. Resultados dos ensaios CPT realizados após a remoção do aterro, Cordeiro (2004)

Profundidade (m)	Resistência de ponta, q_c (MPa)			
	CPT1A	CPT2A	CPT3A	CPT4A
0,25	4,38	7,67	6,57	7,45
0,50	9,86	10,95	7,67	11,83
0,75	9,86	10,95	8,76	10,95
1,00	8,32	8,21	8,54	10,51
1,25	8,32	7,12	6,57	10,08
1,50	8,76	7,45	6,35	9,86
1,75	7,67	7,23	6,79	7,01
2,00	6,13	4,16	4,60	4,82
2,25	4,38	2,85	1,75	3,50
2,50	3,50	4,16	1,10	2,19
2,75	3,72	3,07	3,07	2,63
3,00	6,35	4,38	4,16	2,85
3,25	8,54	6,13	5,48	4,38
3,50	8,76	6,46	5,70	5,26
3,75	7,67	6,13	4,38	4,38
4,00	6,57	5,04	2,63	2,41
4,25	6,35	4,38	3,07	2,41
4,50	4,16	5,04	4,16	3,50
4,75	4,38	2,63	5,48	3,50
5,00	3,29	4,82	6,13	8,32
5,25	2,41	5,91	4,60	14,68
5,50	1,86	3,07	8,76	13,14
5,75	2,41	15,33	20,59	15,77
6,00	11,50	27,93	20,59	26,29
6,25	18,62	23,00	23,22	24,10
6,50	12,05	24,10	24,10	26,29

Os cálculos determinísticos e probabilísticos, mostrados a seguir, são feitos para cargas incidentes em 23 pilares de um edifício típico do bairro de Jardim Camburi, Vitória-ES. Localizado próximo ao terreno estudado por Cordeiro (2004), tal edifício possui um pavimento térreo, um pilotis, seis pavimentos tipo e dois pavimentos de cobertura, conforme mostra a figura 3.7. As cargas dos pilares são transmitidas ao terreno por meio de sapatas isoladas, embutidas 2m na camada de areia superficial mostrada na figura 3.6, todas com uma tensão aplicada de 200 kPa.

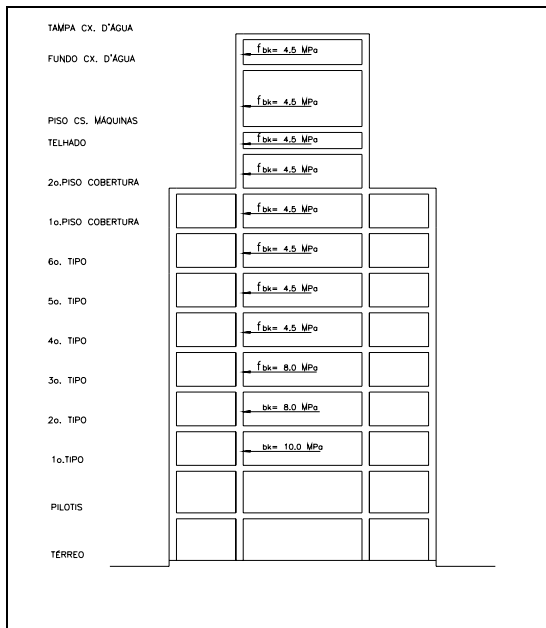


Figura 3.7. Edifício típico do bairro de Jardim Camburi, Vitória-ES

3.3.1. Análises determinísticas

A função de desempenho para previsões de recalques é neste caso representada pelo método semi-empírico de Schmertmann et al. (1978), descrito no item a seguir. No item 3.3.1.2 são apresentados os valores dos recalques da camada de areia solicitada pelo edifício típico.

3.3.1.1. Método de Schmertmann

A partir de evidências experimentais, soluções determinísticas da teoria da elasticidade linear e resultados numéricos através do método dos elementos finitos, Schmertmann (1970) apresentou um método para estimar o recalque de fundações superficiais apoiadas em areias, que posteriormente (Schmertmann et al., 1978) sofreu pequenas adequações. O método baseou-se na distribuição de um fator de influência para recalques (I_ε) sob o centro de uma fundação superficial, circular e rígida. Este fator foi definido como:

$$I_\varepsilon = \frac{\varepsilon_z E}{q} \quad [3.6]$$

onde:

ε_z = deformação específica vertical

E = módulo de elasticidade do solo de fundação

q = tensão imposta ao solo pela fundação

A figura 3.8 apresenta a distribuição do fator de influência segundo a versão final do método de Schmertmann et al (1978), onde o fator de influência máximo situa-se a uma profundidade igual a $B/2$ (B = diâmetro da sapata) e se anula a $2B$, para sapatas circulares ou quadradas. No caso de sapatas corridas o fator de influência máximo se dá a uma profundidade igual a B e se anula a $4B$.

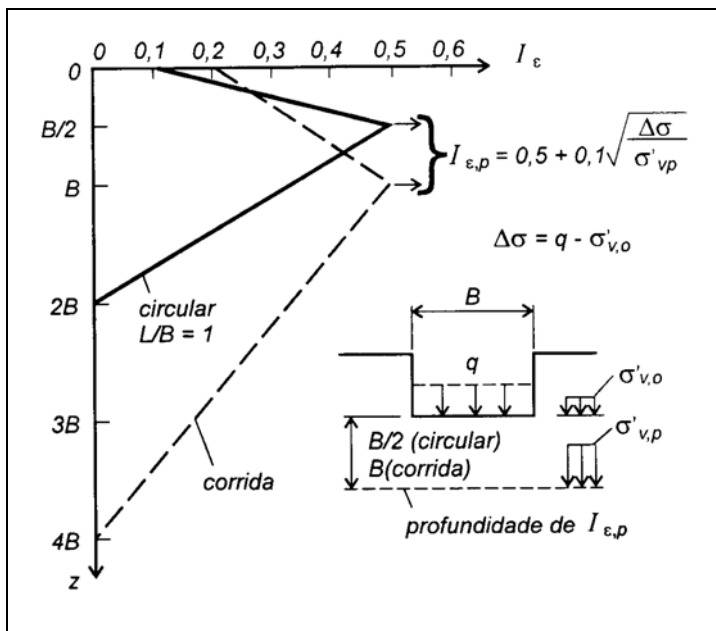


Figura 3.8. Distribuição do fator de influência (Schmertmann et al., 1978)

Nessa distribuição, o fator de influência máximo é função do acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$) em relação à tensão geostática efetiva no nível do pico ($\sigma'_{v,p}$), de acordo com:

$$I_{\varepsilon, \text{pico}} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v,p}}} \quad [3.7]$$

Portanto, com a distribuição do fator de influência e o conhecimento do módulo de elasticidade, o recalque (ρ) pode ser calculado através da seguinte equação:

$$\rho = \int_0^H \varepsilon_z dz = q \int_0^{2B} \frac{I_\varepsilon}{E} dz \cong q \sum_{i=1}^n \frac{I_\varepsilon}{E} \Delta z \quad [3.8]$$

Schmertmann (1970) propôs, ainda, duas correções para o recalque, e desta forma, o recalque final (ρ_f), passou a ser:

$$\rho_f = \rho C_1 C_2 \quad [3.9]$$

A primeira correção se deve ao embutimento da sapata no solo e vale:

$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{\sigma'_{v,0}}{q} \quad [3.10]$$

onde $\sigma'_{v,0}$ é a tensão geostática efetiva na profundidade de assentamento da fundação.

A segunda se deve a deformações viscosas (creep) e vale:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log\left(\frac{t}{0,1}\right) \quad [3.11]$$

onde t é o considerado tempo (em anos) que decorre a partir da incidência do carregamento.

3.3.1.2. Previsões determinísticas

Utilizando o método de Schmertmann et al. (1978) foram feitas as previsões determinísticas dos recalques da camada de areia com base nos resultados dos quatro furos de sondagem CPT mostrados na tabela 3.5. Entretanto, tendo em vista que o método de Schmertmann et al. (1978) utiliza como variáveis independentes os módulos de elasticidade do solo subjacente à fundação, uma correlação empírica entre módulo de elasticidade (E) e resistência de ponta do cone (q_c) se faz necessária. Tal correlação pode ser expressa por:

$$E = \alpha \cdot q_c \quad [3.12]$$

Segundo Schmertmann et al. (1978) o valor de α para sapatas circulares ou quadradas é igual a 2,5 e para o caso de sapatas corridas, α é igual a 3,5. Todavia, o próprio Schmertmann (1978) indica que em virtude de um evidente sobre-adensamento, o recalque previsto através de seu método pode ser conservativamente reduzido à metade, o que corresponde à utilização de $\alpha = 5$ para sapatas quadradas e circulares e $\alpha = 7$ para sapatas corridas.

Coduto (2001) apresenta valores de α , mostrados na tabela 3.6, para alguns tipos de solo.

Tabela 3.6. Valores típicos de α , Coduto (2001)

Descrição	Classificação	α
Areia limpa, normalmente adensada, sem envelhecimento (<100 anos)	SW ou SP	2,5 - 3,5
Areia limpa, normalmente adensada, envelhecida (>3000 anos)	SW ou SP	3,5 - 6,0
Areia limpa, sobre-adensada	SW ou SP	6,0 - 10,0
Areia siltosa ou areia argilosa, normalmente adensada	SM ou SC	1,5
Areia siltosa ou areia argilosa, sobre-adensada	SM ou SC	3,0

Em função do evidente sobre-adensamento da camada de areia, os resultados mostrados nas tabelas A2.1, A2.2 e A2.3 do apêndice 2 são, respectivamente, referentes a previsões de recalques para valores adotados de $\alpha = 5$ (Schmertmann, 1978), $\alpha = 6$ e $\alpha = 10$ (Coduto, 2001). Portanto, são realizadas

23 estimativas de recalque, uma para cada pilar, por furo de sondagem, ou seja, para cada valor de α são obtidos 92 recalques.

Os valores médios dos recalques para $\alpha = 5$, $\alpha = 6$ e $\alpha = 10$ são, respectivamente, 15,39mm, 12,83mm e 7,70mm.

3.3.2. Análise probabilística

Para o cálculo dos desvios padrão dos recalques, utilizou-se a equação básica de estatística:

$$s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(\rho_i - \bar{\rho})^2}{n-1}} \quad [3.13]$$

sendo assim, os valores dos desvios padrão correspondentes aos recalques calculados com $\alpha = 5$, $\alpha = 6$ e $\alpha = 10$ são: $s = 11,36\text{mm}$, $s = 9,47\text{mm}$ e $s = 5,68\text{mm}$.

Com base num estudo de casos de obra, Terzaghi e Peck (1967) concluem que, para sapatas contínuas carregadas uniformemente e sapatas quadradas isoladas, apoiadas em areias, o recalque diferencial não excede 75% do maior recalque observado. Esses autores também afirmam que um recalque diferencial de 20 mm é aceitável para edifícios comerciais, residenciais e industriais. Portanto, para um recalque máximo de 25 mm, o recalque diferencial máximo é aceitável. As probabilidades apresentadas, a seguir, correspondem ao risco do recalque previsto ser superior a um recalque admissível.

Adotando-se uma distribuição normal, as probabilidades de $\rho \geq 25\text{mm}$ para $\alpha = 5$, $\alpha = 6$ e $\alpha = 10$, são respectivamente, 1:5, 1:10 e 1:840. Tais valores são correspondentes às áreas com hachuras mostradas nos gráficos das figuras 3.9, 3.10 e 3.11.

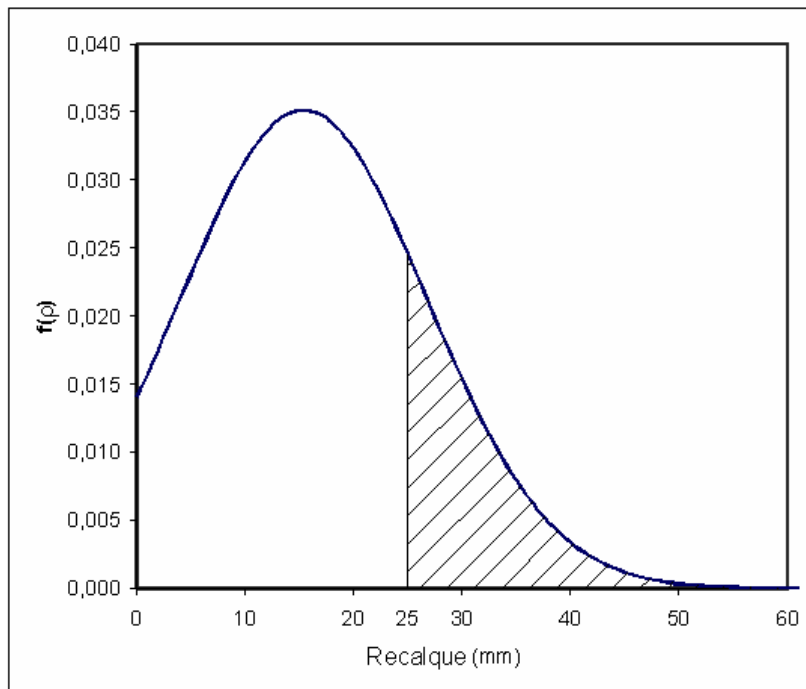


Figura 3.9. Gráfico para determinação da probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$, com $\alpha = 5$

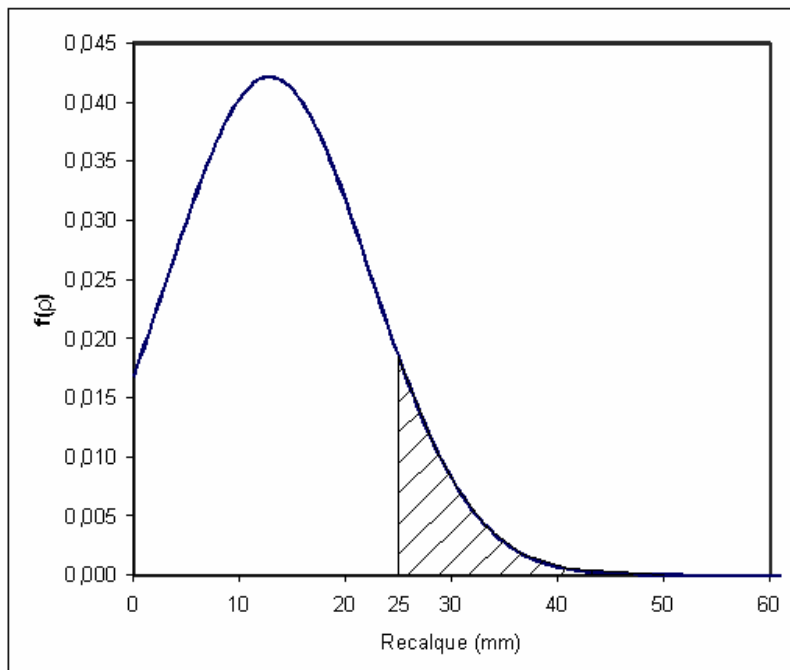


Figura 3.10. Gráfico para determinação da probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$, com $\alpha = 6$

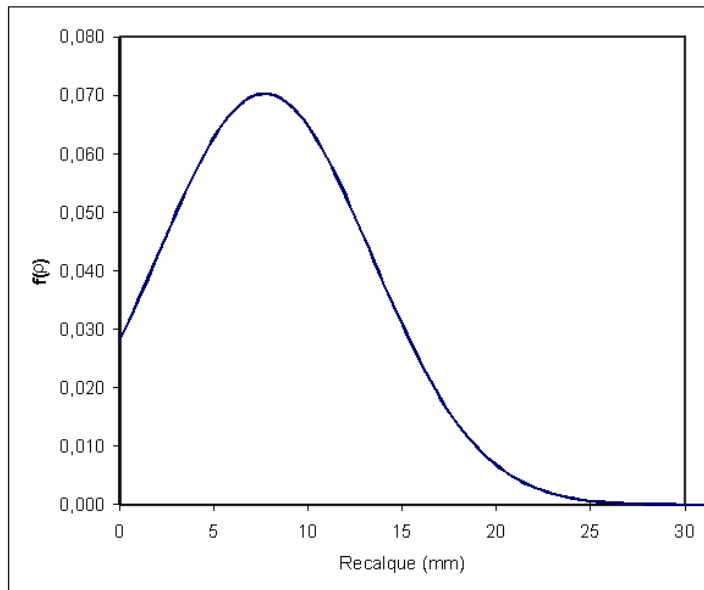


Figura 3.11. Gráfico para determinação da probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$, com $\alpha = 10$

Com base em uma distribuição lognormal, têm-se probabilidades de $\rho \geq 25\text{mm}$ iguais a 1:7, 1:11 e 1:58, correspondentes a análises com $\alpha = 5$, $\alpha = 6$ e $\alpha = 10$.

Com o intuito de verificar se as distribuições adotadas, normal e lognormal, aproximam-se da função de frequência relativa dos 92 recalques previstos, para cada valor de α foram gerados gráficos com o histograma e as distribuições adotadas. Esses gráficos são mostrados nas figuras 3.12, 3.13 e 3.14.

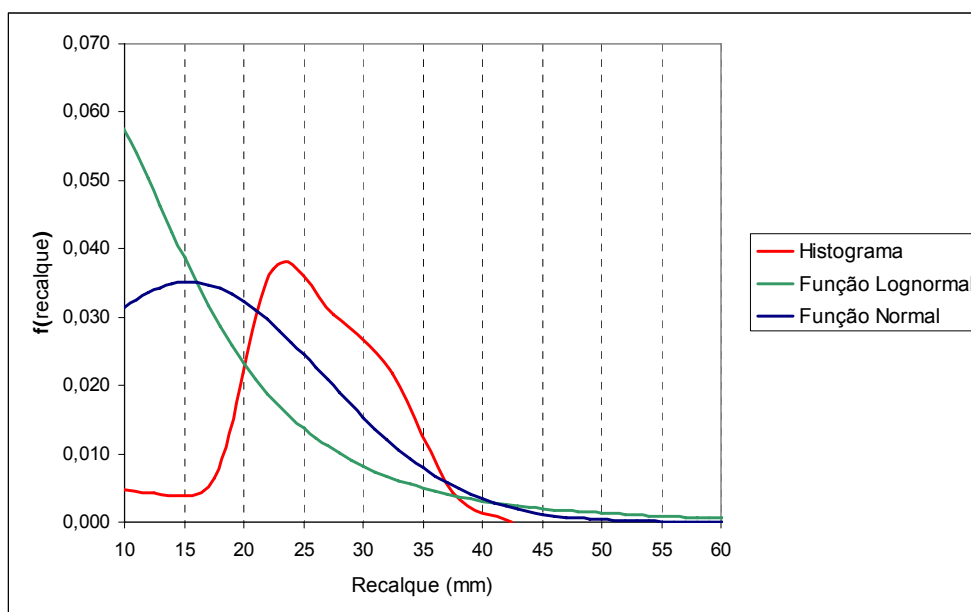


Figura 3.12. Comparação entre histograma e distribuições normal e lognormal, para $\alpha = 5$

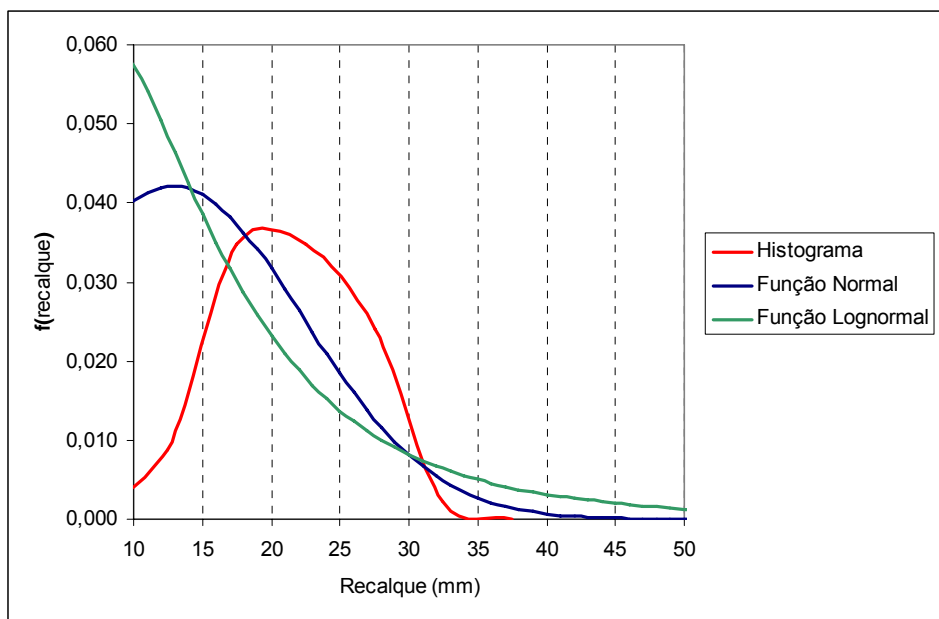


Figura 3.13. Comparação entre histograma e distribuições normal e lognormal, para $\alpha = 6$

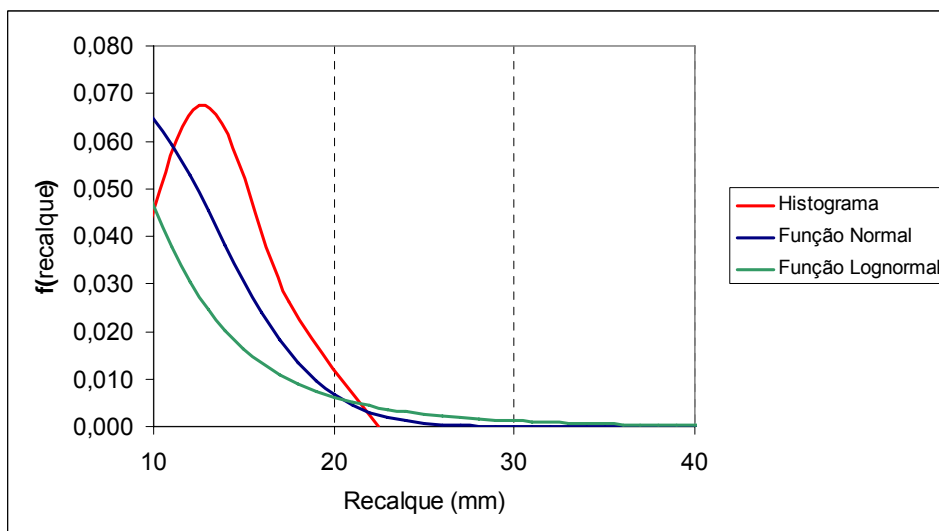


Figura 3.14. Comparação entre histograma e distribuições normal e lognormal, para $\alpha = 10$

3.4. Análise dos resultados

3.4.1. Análise dos resultados referentes a probabilidades associadas a recalques edométricos

As probabilidades estimadas pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem são inferiores às probabilidades obtidas através do método das Estimativas

Pontuais. Neste âmbito, a diferença entre os resultados apresentados para esses dois métodos diminui ao passo que os valores limites para os recalques aumentam, ou seja, para a probabilidade de $\rho \geq 0,4\text{m}$ a diferença é de 17,3%, enquanto que, para a probabilidade de $\rho \geq 0,8\text{m}$ a diferença entre métodos é de 9,1%. O gráfico mostrado na figura 3.15 ilustra os resultados obtidos pelos dois métodos utilizados.

Os maiores valores de probabilidade, obtidos pelo método das Estimativas Pontuais, são influenciados primordialmente pelo valor médio do recalque, haja vista que a variância estimada por este método é inferior à prevista pelo método do Segundo Momento de Primeira Ordem.

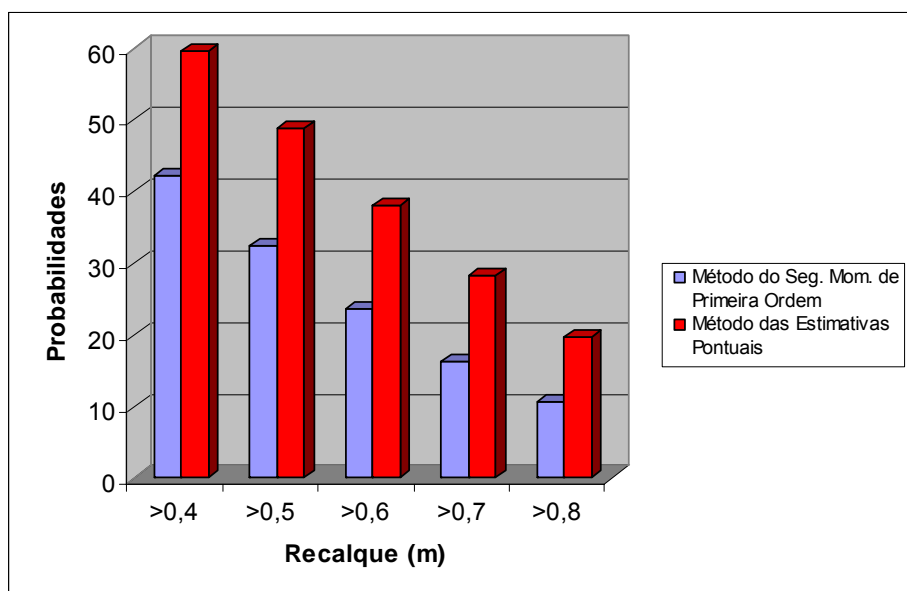


Figura 3.15. Probabilidades de recalque inadmissível segundo dois métodos probabilísticos

3.4.2.

Análise dos resultados referentes a probabilidades de recalques imediatos de fundações superficiais em areias e apreciação da metodologia proposta

Examinando os gráficos apresentados nas figuras 3.12, 3.13 e 3.14, verifica-se que a distribuição normal, em relação à lognormal, tem o formato que mais se aproxima do histograma de frequência relativa dos 92 recalques previstos.

Desta forma, todas as análises que seguem são feitas com base nos resultados obtidos com a adoção da distribuição normal.

Verifica-se que há uma significativa influência de α na probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$, uma variação no valor de α , de 10 para 5, duplica o valor médio do recalque, enquanto que, a mesma variação de α provoca um aumento de 168 vezes no valor da probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$.

A metodologia proposta para estimarem-se probabilidades associadas a recalques imediatos de fundações superficiais em areias, sendo direta, é similar à simulação de Monte Carlo. Entretanto, a nova metodologia se diferencia da simulação de Monte Carlo na adoção das variáveis aleatórias independentes. No caso da simulação de Monte Carlo, os parâmetros são gerados de forma aleatória, com o auxílio de softwares, que têm como dados de entrada os seus valores de média e desvio padrão e a forma de suas distribuições. Para a nova metodologia utilizam-se na determinação dos valores de média e variância do recalque, os resultados reais das sondagens, representados neste caso pelos valores de q_c obtidos ao longo da profundidade, e desta forma são realizadas para cada carregamento, n análises determinísticas, onde n é o número de sondagens.

Os resultados obtidos pelo novo método são influenciados pela variabilidade espacial dos parâmetros geomecânicos do solo, pela variabilidade das cargas incidentes nos pilares e pelas tensões admissíveis atuantes no terreno.

A influência da variabilidade espacial do terreno na probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$ é evidente. Se o solo fosse horizontalmente homogêneo, representado pelos valores de q_c obtidos em CPT1A, por exemplo, utilizando-se todas as tensões iguais a 200 kPa com $\alpha = 5$, a probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$ decresceria, em relação à situação de heterogeneidade espacial, de 1:5 para 1:9 e no caso de $\alpha = 10$, a probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$ decresceria de 1:840 para 1:20424. Todavia, verifica-se que mesmo com todas as tensões iguais e com o solo horizontalmente homogêneo há probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$, tendo em vista que existe uma variabilidade de cargas incidentes nos pilares. As dimensões das sapatas,

dependentes das cargas dos pilares, têm relação direta com a profundidade de influência dos recalques, que segundo a teoria da elasticidade é igual a duas vezes a dimensão em planta da sapata com geometria quadrada. Desta forma, para pilares com cargas diferentes, transmitindo ao terreno tensões iguais, têm-se sapatas com diferentes dimensões e, conseqüentemente, são influenciadas profundidades diferentes com diferentes módulos de elasticidade. Finalmente, mesmo com o solo horizontalmente homogêneo, recalques diferenciais e probabilidades de $\rho \geq 25\text{mm}$ são gerados pela variabilidade de carga nos pilares.

No caso estudado, se fossem utilizadas duas tensões admissíveis para as sapatas, 200 kPa e 300 kPa, respectivamente correspondentes a pilares com cargas superiores e inferiores a 300kN, a probabilidade de $\rho \geq 25\text{mm}$ para $\alpha = 10$ decresceria de 1:840 (com todas as tensões iguais a 200 kPa) para 1:1263. Tal fato evidencia a influência da tensão admissível aplicada sobre o terreno na análise probabilística proposta neste trabalho. Examinando as tabelas A2.4, A2.5 e A2.6 do Apêndice 2, verifica-se que com a utilização de duas tensões admissíveis, os recalques médios aumentaram, entretanto, os valores de desvio padrão dos recalques sofreram redução, gerada pela diminuição da magnitude dos recalques diferenciais, em virtude do aumento dos recalques das menores sapatas. Conclui-se que a utilização de duas ou mais tensões admissíveis contribuiria para um melhor desempenho das fundações superficiais analisadas.

4

Análises de probabilidade de ruptura de fundações

4.1.

Introdução

No presente capítulo são apresentadas formas de estimarem-se probabilidades de ruptura de fundações superficiais e profundas. Inicialmente, são desenvolvidos dois métodos probabilísticos para a análise de ruptura de fundações superficiais. Neste caso, é analisada uma sapata corrida apoiada em solo residual. Em seguida, são realizadas estimativas de probabilidades de ruptura de fundações profundas tomando-se como base uma estaca isolada instalada em um solo sedimentar. Uma análise dos resultados conclui o capítulo.

4.2.

Análise de probabilidade de ruptura de fundações superficiais

Para o desenvolvimento de uma análise de probabilidade de ruptura de fundações superficiais utiliza-se um exemplo de uma sapata corrida apoiada em solo residual, cuja coesão efetiva média é 20 kPa, o ângulo de atrito efetivo médio é 30° e o peso específico natural médio é igual a 17 kN/m³, conforme o esquema mostrado na figura 4.1.

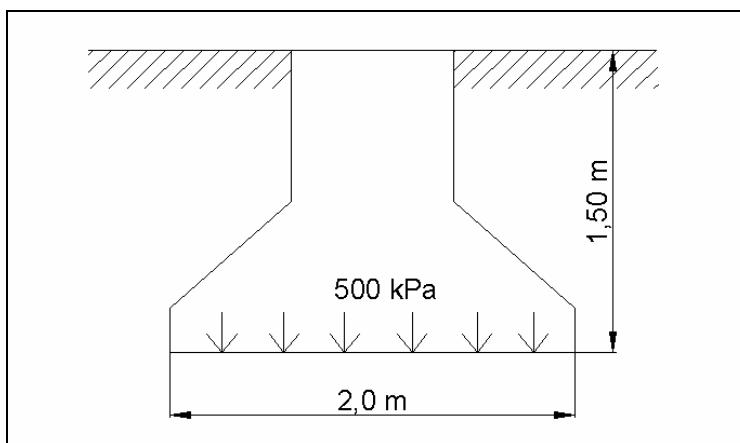


Figura 4.1. Esquema da sapata

Para as previsões determinísticas dos fatores de segurança em relação à ruptura do solo de fundação é utilizada a equação 4.1, com o formato proposto por Terzaghi (1948), que estima a tensão de ruptura a ser gerada por uma sapata corrida, apoiada em plano horizontal, com carregamento vertical.

$$q_r = c'.N_c.d_c + q.N_q.d_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.d_\gamma \quad [4.1]$$

Onde:

q_r = tensão que provoca a ruptura do solo

q = tensão efetiva atuante no terreno ao nível de assentamento da fundação

c' = intercepto de coesão efetiva do solo

γ = peso específico natural ou peso específico submerso do solo situado sob a sapata

D = profundidade de embutimento da fundação no solo

B = menor dimensão da fundação

N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga

d_c , d_q e d_γ = fatores de profundidade dependentes do ângulo de atrito e da razão D/B

Equações para obtenção de fatores de capacidade de carga e profundidade, oriundas das soluções de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975), são descritas nas tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1. Fatores de capacidade de carga propostos na literatura geotécnica

Referência	N_q	N_c	N_γ
Meyerhof (1963)	$e^{\pi \tan \phi'} K_p$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	$(N_q - 1) \text{tg}(1,4\phi')$
Hansen (1970)	$e^{\pi \tan \phi'} K_p$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	$1,5(N_q - 1) \text{tg}(\phi')$
Vesic (1973, 1975)	$e^{\pi \tan \phi'} K_p$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	$2(N_q + 1) \text{tg}(\phi')$
$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2})$			

Tabela 4.2. Fatores de profundidade propostos na literatura geotécnica

Referência	d_q	d_c	d_γ
Meyerhof (1963)	$1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$
Hansen (1970)	$1 + 2\text{tg} \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 k$	$1 + 0,4k$	1
Vesic (1973, 1975)	$1 + 2\text{tg} \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 k$	$1 + 0,4k$	1
$k = \tan^{-1}(D/B)$ para $D/B > 1$ e $k = D/B$ para $D/B \leq 1$			

A tabela 4.3 apresenta as tensões de ruptura em função das soluções de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) e os respectivos fatores de segurança (razão entre a tensão de ruptura e a tensão aplicada).

Tabela 4.3. Valores de tensão de ruptura e fator de segurança obtidos pelas três soluções consideradas

Referência	Tensão de ruptura (kPa)	Fator de Segurança
Meyerhof (1963)	1591	3,18
Hansen (1970)	1611	3,22
Vesic (1973, 1975)	1735	3,47

As previsões de probabilidade de ruptura são realizadas, a seguir, a partir dos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais.

4.2.1.

Probabilidades de ruptura de fundações superficiais pelo Método do Segundo Momento

Nesta análise a variável aleatória dependente ou função de desempenho é o fator de segurança (FS). A probabilidade de ruptura é correspondente à área sob a curva de função de probabilidade para $FS \leq 1$. Portanto, adotando-se uma distribuição normal para FS são necessários seus valores de média e variância para estimar-se a probabilidade de ruptura.

A variância, pelo Método do Segundo Momento, é calculada com base na equação:

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial FS}{\partial x_i} \right]^2 \cdot V[x_i] \quad [4.2]$$

Os parâmetros x_i considerados variáveis aleatórias independentes são, neste caso, a coesão efetiva, a tangente do ângulo de atrito efetivo e o peso específico natural. Desta forma a equação 4.2 assume o seguinte formato:

$$V[FS] = \left[\frac{\partial FS}{\partial \text{tg}\phi'} \right]^2 \cdot V[\text{tg}\phi'] + \left[\frac{\partial FS}{\partial c'} \right]^2 \cdot V[c'] + \left[\frac{\partial FS}{\partial \gamma_{nat}} \right]^2 \cdot V[\gamma_{nat}] \quad [4.3]$$

As variâncias de c' , $\text{tg}\phi'$ e γ_{nat} são estimadas com base nos coeficientes de variação extraídos de Guedes (1997) e mostrados na tabela 4.4.

Tabela 4.4. Coeficientes de variação para parâmetros de solos residuais, Guedes (1997)

Parâmetro	Coeficiente de variação	
	Mínimo	Máximo
c'	13,4%	18,4%
$\text{tg}\phi'$	2,4%	16,1%
γ_{nat}	1,5%	9,4%

Na tabela 4.5 são apresentados os termos para o cálculo da variância de FS com os coeficientes máximos de variação da tabela 4.4, utilizando-se os fatores de Meyerhof (1963) para os cálculos das tensões de ruptura. As tabelas 4.6 e 4.7 são correspondentes aos cálculos das variâncias com coeficientes máximos de variação, utilizando-se respectivamente, os fatores de Hansen (1970) e os fatores de Vesic (1973, 1975). As derivadas parciais mostradas nas tabelas 4.5, 4.6 e 4.7 são obtidas pelo método das diferenças divididas.

Tabela 4.5. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Meyerhof (1963)

Parâmetros x_i	Média	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS	$\Delta FS/\Delta x_i$	$(\Delta FS/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência em $V[FS]$
c'	20	3,680	13,5424	1	-0,076	-0,076	0,0781	3,73
$\text{tg}\phi'$	0,58	0,093	0,0086	0,0001	-0,002	-15,178	1,9906	95,10
γ_{nat}	17	1,598	2,5536	1	-0,098	-0,098	0,0244	1,17
						Σ	2,0931	100

Tabela 4.6. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Hansen (1970)

Parâmetros x_i	Média	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS	$\Delta FS/\Delta x_i$	$(\Delta FS/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência em $V[FS]$
c'	20	3,680	13,5424	1	-0,078	-0,078	0,0832	4,45
$tg\phi'$	0,58	0,093	0,0086	0,0001	-0,001	-14,282	1,7624	94,26
γ_{nat}	17	1,598	2,5536	1	-0,097	-0,097	0,0242	1,29
Σ							1,8697	100

Tabela 4.7. Variância de FS com base nos coeficientes máximos de variação e nos fatores de Vesic (1973, 1975)

Parâmetros x_i	Média	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS	$\Delta FS/\Delta x_i$	$(\Delta FS/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência em $V[FS]$
c'	20	3,680	13,5424	1	0,078	0,078	0,0832	3,75
$tg\phi'$	0,58	0,093	0,0086	0,0001	0,002	15,594	2,1012	94,81
γ_{nat}	17	1,598	2,5536	1	0,112	0,112	0,0320	1,44
Σ							2,2164	100

As probabilidades de ruptura correspondentes às funções de desempenho de FS, representadas por tensões de ruptura obtidas a partir dos métodos determinísticos de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) são, respectivamente, de 1:19, 1:23 e 1:26. Para ilustrar a obtenção da probabilidade de ruptura, apresenta-se na figura 4.2 a área hachurada que representa a probabilidade de ruptura referente ao método de Meyerhof (1963).

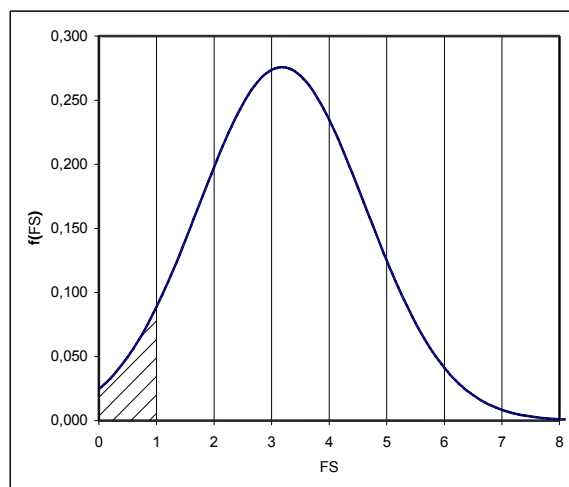


Figura 4.2. Representação gráfica da probabilidade de ruptura

4.2.2.

Probabilidades de ruptura de fundações superficiais pelo Método das Estimativas Pontuais

Para o cálculo da tensão de ruptura do solo de fundação são necessárias três variáveis aleatórias independentes: o ângulo de atrito efetivo, a coesão efetiva e o peso específico natural. Portanto, para desenvolver-se o método das Estimativas Pontuais são necessárias oito combinações desses parâmetros, acrescidos ou decrescidos de seus desvios padrão, para realizarem-se oito previsões de fatores de segurança.

Os fatores de segurança referentes a tensões de ruptura obtidas com os fatores de forma e profundidade de Meyerhof (1963) são apresentados na tabela 4.8. Os valores de FS estimados com base nas soluções de Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) são descritos, respectivamente, nas tabela 4.9 e 4.10.

Tabela 4.8. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Meyerhof (1963)

Combinação	Valores dos Parâmetros			FS
	c' (kPa)	tgφ'	γ _{nat} (kN/m ³)	
1	16,32	0,48	15,40	1,76
2	16,32	0,48	18,60	1,94
3	16,32	0,67	15,40	4,32
4	16,32	0,67	18,60	4,86
5	23,68	0,48	15,40	2,16
6	23,68	0,48	18,60	2,34
7	23,68	0,67	15,40	5,10
8	23,68	0,67	18,60	5,64

Tabela 4.9. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Hansen (1970)

Combinação	Valores dos Parâmetros			FS
	c' (kPa)	tgφ'	γ _{nat} (kN/m ³)	
1	16,32	0,48	15,40	1,84
2	16,32	0,48	18,60	2,02
3	16,32	0,67	15,40	4,22
4	16,32	0,67	18,60	4,73
5	23,68	0,48	15,40	2,26
6	23,68	0,48	18,60	2,44
7	23,68	0,67	15,40	5,02
8	23,68	0,67	18,60	5,53

Tabela 4.10. Valores de FS correspondentes às oito combinações com tensões de ruptura estimadas pela solução de Vesic (1973, 1975)

Combinação	Valores dos Parâmetros			FS
	c' (kPa)	tgφ'	γ _{nat} (kN/m ³)	
1	16,32	0,48	15,40	1,97
2	16,32	0,48	18,60	2,19
3	16,32	0,67	15,40	4,59
4	16,32	0,67	18,60	5,18
5	23,68	0,48	15,40	2,40
6	23,68	0,48	18,60	2,61
7	23,68	0,67	15,40	5,39
8	23,68	0,67	18,60	5,97

Os valores médios de FS segundo os diferentes métodos de estimativa de tensão de ruptura são mostrados na tabela 4.11.

Tabela 4.11. Valores médios de FS pelo método das Estimativas Pontuais

Referência	Fator de Segurança
Meyerhof (1963)	3,52
Hansen (1970)	3,51
Vesic (1973, 1975)	3,79

As variâncias de FS são determinadas a partir da equação 4.4. A tabela 4.12 compila os valores das variâncias de acordo com os métodos de estimativa de tensão de ruptura.

$$V[FS] = \frac{\sum_{i=1}^8 FS^2}{8} - E[FS]^2 \quad [4.4]$$

Tabela 4.12. Variâncias de FS pelo método das Estimativas Pontuais

Referência	Variância de FS
Meyerhof (1963)	2,28
Hansen (1970)	2,01
Vesic (1973, 1975)	2,38

As probabilidades de ruptura correspondentes aos métodos determinísticos de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) são, respectivamente, de 1:27, 1:32 e 1:35.

4.3.

Análise de probabilidade de ruptura de fundações profundas

Este item se divide em duas partes. Na primeira, são feitas análises determinísticas que visam estimarem-se fatores de segurança médios em relação à ruptura de um solo sedimentar arenoso, solicitado por uma estaca isolada de concreto pré-moldado. Na segunda parte, são realizadas análises de probabilidade de ruptura através dos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais.

4.3.1.

Previsões determinísticas dos fatores de segurança

Inicialmente são apresentadas formulações semi-empíricas, amplamente utilizadas no meio geotécnico, que visam estimarem-se cargas últimas. Em seguida são apresentados fatores de segurança (razão entre a carga última e a carga incidente) de uma estaca isolada de concreto pré-moldado instalada em um solo sedimentar arenoso.

4.3.1.1.

Formulações semi-empíricas para previsão de carga última de fundações profundas

De acordo com a situação de equilíbrio limite mostrada na figura 4.3, tem-se:

$$Q_r + W = Q_p + Q_l \quad [4.5]$$

onde:

Q_r = carga última ou capacidade de carga total do sistema estaca-solo;

W = peso próprio da estaca;

Q_p = resistência de ponta;

Q_l = resistência lateral.

O peso próprio da estaca é desprezível em relação às outras solicitações. Desta forma, a equação 4.5 assume o formato da equação 4.6, com a introdução das tensões resistentes.

$$Q_r = Q_p + Q_l = A_b q_p + U \int_0^L q_l dz = A_b q_p + U \sum_{i=0}^L q_{li} \Delta L_i \quad [4.6]$$

onde:

U = perímetro da estaca;

q_p = tensão resistente de ponta;

q_{li} = tensão resistente lateral, considerada constante em um intervalo de comprimento ΔL_i ;

A_b = área da base.

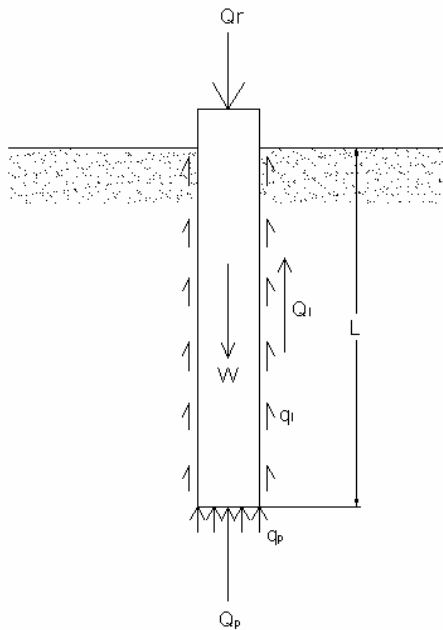


Figura 4.3. Equilíbrio limite de um elemento de fundação profunda

Nas estimativas de q_l e q_p encontra-se a diferenciação entre os métodos de previsão de carga última. Os métodos semi-empíricos usados baseiam-se em ensaios *in situ* de penetração (CPT ou SPT) para a obtenção de q_l e q_p .

De acordo com o método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975) as tensões resistentes q_p e q_l são as seguintes:

$$q_p = \frac{q_c}{F1} \quad [4.7]$$

$$q_l = \frac{f_s}{F2} \quad [4.8]$$

onde:

q_c = resistência de ponta do ensaio de cone holandês;

f_s = resistência lateral do ensaio de cone holandês = $\alpha \cdot q_c$;

α = fator de correlação entre f_s e q_c ;

F1 e F2 = fatores de escala e execução das estacas.

Quando se dispõem apenas de resultados de SPT, utiliza-se um fator de correlação k , que multiplicado pelo número (N) de golpes do SPT fornece a resistência de ponta do ensaio de cone holandês. Portanto, a equação para obtenção da carga última, segundo Aoki e Velloso (1975), fica com o seguinte formato:

$$Q_r = \frac{A_b k \bar{N}_p}{F1} + U \sum_{i=0}^n \frac{\alpha k \bar{N}_l}{F2} \Delta L_i \quad [4.9]$$

onde:

\bar{N}_p = média dos números de golpes do SPT para a zona de ponta da estaca;

\bar{N}_l = média dos números de golpes do SPT obtidos ao longo da superfície lateral da estaca em um intervalo ΔL_i .

As tabelas 4.13 e 4.14 mostram os valores de k , α , F1 e F2 segundo Aoki e Velloso (1975). Esses mesmos parâmetros são apresentados nas tabelas 4.15 e 4.16 com os valores obtidos por Laprovitera (1988) e Benegas (1993).

Tabela 4.13. Valores de k e α , Aoki e Velloso (1975)

Tipo de solo	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Areia argilosa	0,60	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Silte argiloso	0,23	3,4
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila silto-arenosa	0,33	3,0
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila	0,20	6,0

Tabela 4.14. Valores de F1 e F2, Aoki e Velloso (1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,00	6,0

Tabela 4.15. Valores de k e α , Laprovitera (1988)

Tipo de solo	k (MPa)	α (%)
Areia	0,60	1,4
Areia siltosa	0,53	1,9
Areia silto-argilosa	0,53	2,4
Areia argilo-siltosa	0,53	2,8
Areia argilosa	0,53	3,0
Silte arenoso	0,48	3,0
Silte areno-argiloso	0,38	3,0
Silte	0,48	3,0
Silte argilo-arenoso	0,38	3,0
Silte argiloso	0,30	3,4
Argila arenosa	0,48	4,0
Argila areno-siltosa	0,30	4,5
Argila silto-arenosa	0,30	5,0
Argila siltosa	0,25	5,5
Argila	0,25	6,0

Tabela 4.16. Valores de F1 e F2, Laprovitera (1988) e Benegas (1993)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Segundo Décourt e Quaresma (1978), as tensões resistentes q_p e q_l podem ser obtidas a partir de correlações empíricas com o número N de golpes do SPT, através das seguintes equações:

$$q_p = C\bar{N}_p \quad [4.10]$$

$$q_l = 10 \left(\frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right) \text{ em kPa} \quad [4.11]$$

onde:

C = fator de correlação dependente do tipo de solo, de acordo com a tabela 4.17.

\bar{N}_p = média dos números de golpes do SPT para a zona de ponta da estaca;

\bar{N}_l = média dos números de golpes do SPT obtidos ao longo da superfície lateral da estaca.

Tabela 4.17. Valores de C, Décourt e Quaresma (1978)

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Finalmente, a carga última segundo o Método de Décourt e Quaresma (1978) é obtida através da seguinte equação:

$$Q_r = A_b C \bar{N}_p + A_l 10 \left(\frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right) \quad [4.12]$$

4.3.1.2.

Estimativas determinísticas de fatores de segurança associados à ruptura de um solo solicitado por uma estaca isolada

Visando o desenvolvimento de uma análise de probabilidade de ruptura de um sistema solo-estaca, apresentam-se a seguir: um perfil geotécnico de solo sedimentar arenoso e um esquema de uma estaca de concreto pré-moldado instalada nesse perfil.

O perfil geotécnico mostrado na figura 4.4 foi obtido a partir de furos de sondagem SPT em uma área situada no bairro de Itaparica, no município de Vila Velha-ES.

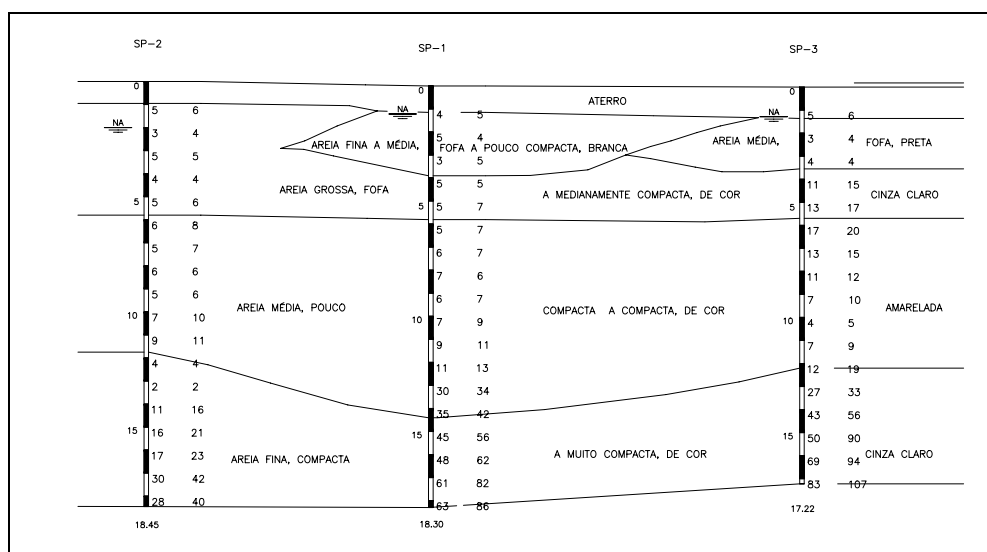


Figura 4.4. Perfil geotécnico de um solo sedimentar arenoso de Vila Velha-ES

A figura 4.5 mostra o esquema da estaca de concreto pré-moldado instalada no perfil geotécnico da figura 4.4 e os valores de média e desvio padrão dos números de golpes obtidos ao longo do fuste e na zona de ponta da estaca. A tabela 4.18 apresenta os valores médios dos fatores de segurança com base nas cargas últimas obtidas pelos métodos determinísticos de Aoki e Velloso (1975), Aoki e Velloso com fatores de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), e Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 4.18. Fatores de segurança de acordo com os métodos determinísticos

Método	FS
Aoki e Velloso (1975)	2,38
Aoki e Velloso com fatores de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	1,30
Décourt e Quaresma (1978)	1,91

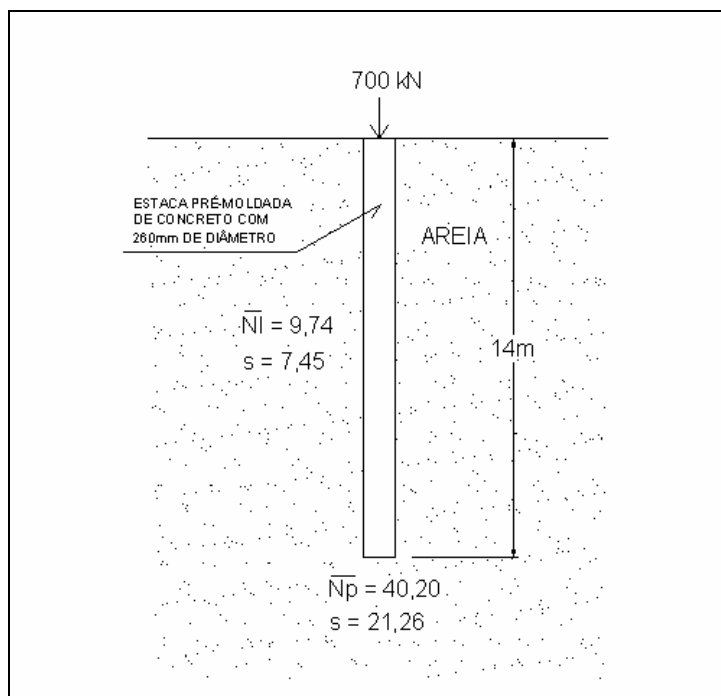


Figura 4.5. Esquema de estaca pré-moldada de concreto instalada no solo sedimentar arenoso de Vila Velha-ES

4.3.2.

Análises de probabilidade de ruptura de uma estaca de concreto pré-moldado instalada em um solo sedimentar arenoso

Apresentam-se, a seguir, as estimativas de probabilidade de ruptura com base nos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais.

4.3.2.1.

Previsões de probabilidades de ruptura de fundações profundas pelo Método do Segundo Momento

As variáveis aleatórias independentes para fatores de segurança calculados com base em cargas últimas, estimadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978), são os números de golpes do SPT ao longo do fuste da estaca (N_i) e na zona de ponta (N_p). Portanto, a equação para o cálculo da variância pelo Método do Segundo Momento assume o seguinte formato:

$$V[FS] = \left[\frac{\partial FS}{\partial N_p} \right]^2 \cdot V[N_p] + \left[\frac{\partial FS}{\partial N_i} \right]^2 \cdot V[N_i] \quad [4.13]$$

Para cargas últimas estimadas pelo Método de Aoki e Velloso (1975), a equação 4.13, com as derivadas parciais desenvolvidas, fica com o seguinte formato:

$$V[FS] = \left[\frac{k \cdot A_p}{F1 \cdot Q} \right]^2 \cdot V[N_p] + \sum_{i=1}^n \left[\frac{U k_i \alpha_i \Delta L_i}{F2 \cdot Q} \right]^2 \cdot V[N_i] \quad [4.14]$$

A utilização do método de Décourt e Quaresma (1978) para previsão das cargas últimas gera a seguinte modificação da equação 4.13:

$$V[FS] = \left[\frac{C \cdot A_p}{Q} \right]^2 \cdot V[N_p] + \left[\frac{U \cdot L \cdot 10}{3 \cdot Q} \right]^2 \cdot V[N_i] \quad [4.15]$$

Os valores das variâncias de FS de acordo com os métodos determinísticos de Aoki e Velloso (1975), Aoki e Velloso com fatores k , α , $F1$ e $F2$ de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), e Décourt e Quaresma (1978) são apresentadas na tabela 4.19.

Tabela 4.19. Valores de V[FS] de acordo com os métodos determinísticos de estimativa de carga última e com base no Método do Segundo Momento

Método	V [FS]
Aoki e Velloso (1975)	1,09
Aoki e Velloso com fatores de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	0,32
Décourt e Quaresma (1978)	0,58

Com os valores de média e variância de FS são calculadas as probabilidades de ruptura para uma distribuição normal de FS, cujos valores são 1:12, 1:3 e 1:9, respectivamente obtidos com a utilização dos métodos de Aoki e Velloso (1975), de Aoki e Velloso com fatores k , α , F1 e F2 de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), e de Décourt e Quaresma (1978).

4.3.2.2.

Previsões de probabilidades de ruptura de fundações profundas pelo Método das Estimativas Pontuais

Em função das duas variáveis aleatórias independentes são necessárias apenas 4 análises determinísticas para o Método das Estimativas Pontuais, combinando os valores médios de N_p e N_l acrescidos ou decrescidos de seus respectivos desvios padrão. As tabelas 4.20, 4.21 e 4.22 mostram os resultados dessas análises determinísticas de acordo com os métodos de Aoki e Velloso (1975), de Aoki e Velloso com fatores k , α , F1 e F2 de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), e de Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 4.20. Resultados das análises determinísticas, Método de Aoki e Velloso (1975)

Combinação	N_p	N_l	FS
1	61	17	3,79
2	19	2	0,97
3	19	17	1,94
4	61	2	2,81

Tabela 4.21. Resultados das análises determinísticas, Método de Aoki e Velloso com fatores k , α , F1 e F2 de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)

Combinação	N_p	N_l	FS
1	61	17	2,07
2	19	2	0,52
3	19	17	1,10
4	61	2	1,49

Tabela 4.22. Resultados das análises determinísticas, Método de Décourt e Quaresma (1978)

Combinação	N_p	N_l	FS
1	61	17	2,96
2	19	2	0,86
3	19	17	1,67
4	61	2	2,15

Os valores médios de FS são idênticos aos mostrados na tabela 4.18. As variâncias de FS são determinadas a partir da equação 4.16. A tabela 4.23 mostra os valores das variâncias de acordo com os métodos de estimativa de carga última.

$$V[FS] = \frac{\sum_{i=1}^8 FS^2}{4} - E[FS]^2 \quad [4.16]$$

Tabela 4.23. Valores de $V[FS]$ de acordo com os métodos determinísticos de estimativa de carga última e com base no Método das Estimativas Pontuais

Método	V [FS]
Aoki e Velloso (1975)	1,09
Aoki e Velloso com fatores de Laprovitera (1988) e Benegas (1993)	0,32
Décourt e Quaresma (1978)	0,58

Os valores de média e variância obtidos pelo Método das Estimativas Pontuais são idênticos aos determinados pelo Método do Segundo Momento, portanto as probabilidades de ruptura são iguais às apresentadas no item 4.3.2.1.

4.4. Análise dos Resultados

4.4.1.

Considerações sobre os resultados obtidos na análise de probabilidade de ruptura de fundações superficiais

O Método do Segundo Momento apresenta, em relação ao Método das Estimativas Pontuais, resultados conservadores influenciados primordialmente pelos valores determinísticos de FS. A função de desempenho com capacidade de carga prevista pelo método de Meyerhof (1963) gera as maiores probabilidades de ruptura.

De acordo com o Método do Segundo Momento, a variância de $tg\phi'$ tem influência significativa na variância de FS. Em torno de 95% do valor da variância de FS é correspondente à parcela

$$\left[\frac{\partial FS}{\partial tg\phi'} \right]^2 \cdot V[tg\phi'].$$

4.4.2.

Considerações sobre os resultados obtidos na análise de probabilidade de ruptura de fundações profundas

No desenvolvimento do Método do Segundo Momento destacam-se as equações desenvolvidas neste trabalho para determinação da variância de FS com derivadas parciais explícitas, para os métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978). A utilização de tais equações simplifica o processo de cálculo da variância de FS, haja vista que há necessidade de apenas uma análise determinística para determinar-se a probabilidade de ruptura.

Os métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais apresentam resultados idênticos de média e variância. A maior probabilidade de ruptura foi estimada com a utilização do método de Aoki e Velloso (1975) com fatores k , α , F_1 e F_2 de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), cuja magnitude foi influenciada primordialmente pelo baixo valor médio de FS.

5

Análises de probabilidade de deslizamento de muro de arrimo

5.1.

Introdução

Apresentam-se, a seguir, aplicações de métodos probabilísticos em estimativas de probabilidades de deslizamento de um muro de arrimo, cujas características são reportadas por Duncan (1999). Tais aplicações são incrementadas com variações do nível d'água no terrapleno.

No final do capítulo é feita uma análise dos resultados e uma sugestão para dimensionamento de muros de arrimo com base em probabilidades de deslizamento admissíveis.

5.2.

Aplicação do Método do Segundo Momento para a estimativa de probabilidade de deslizamento de um muro de arrimo

Duncan (1999) analisou a estabilidade referente ao deslizamento do muro de arrimo descrito na figura 5.1. Os valores de média e desvio padrão do peso específico do concreto, do peso específico do terrapleno, do ângulo de atrito efetivo e da tangente do ângulo de atrito entre a base do muro e a areia são apresentados na tabela 5.1.

Tabela 5.1. Valores de média e desvio padrão dos parâmetros para análise de estabilidade, Duncan (1999)

Parâmetro	Valor médio	Desvio Padrão
Peso específico do concreto (kN/m ³)	23,55	0,314
Peso específico do terrapleno (kN/m ³)	18,84	1,099
Ângulo de atrito efetivo (°)	30,1	3,92
Tangente do ângulo de atrito solo/muro	0,5	0,05

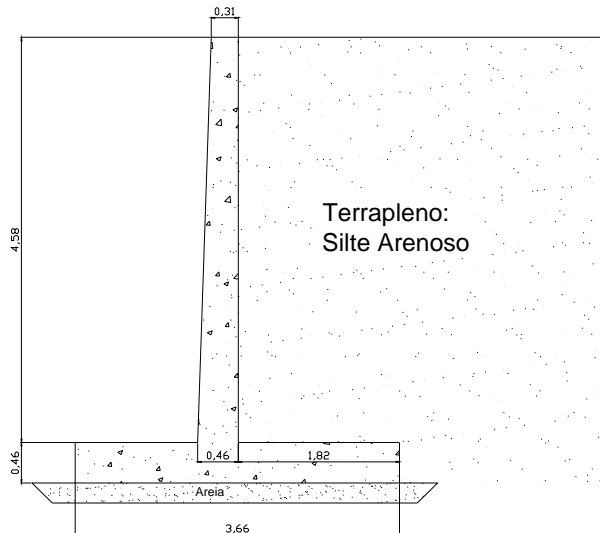


Figura 5.1. Esquema do muro de arrimo (dimensões em m), Duncan (1999)

O fator de segurança referente ao deslizamento do muro é o seguinte:

$$FS = \frac{\sum W \cdot \text{tg} \delta}{\sum E} \quad [5.1]$$

onde:

W = peso

δ = ângulo de atrito solo/muro

E = empuxo

O empuxo, no caso ativo, é resultante de um diagrama de tensões efetivas horizontais, que pode ser obtido através da teoria de Rankine (1857), cujas hipóteses são: o critério de ruptura é o de Mohr-Coulomb, o tardoz da estrutura de arrimo é vertical, não existe atrito ou aderência entre o terrapleno e o tardoz, o solo é homogêneo e isotrópico e a massa do terrapleno está toda em estado limite de equilíbrio. Através da equação 5.2 são obtidas as tensões efetivas horizontais de Rankine (1857), no caso ativo.

$$\sigma'_H = \sigma'_V K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad [5.2]$$

onde: K_a = coeficiente de empuxo ativo = $\text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$

O diagrama de tensões efetivas horizontais pode ser também obtido pela teoria de Coulomb (1776), que admite o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com uma cunha de ruptura formada por um corpo rígido de solo homogêneo e isotrópico, com superfície de ruptura plana. Coulomb (1776) considera a existência de atrito e eventual adesão entre o terrapleno e o tardoz.

Para uma configuração de terrapleno composto de solo não coesivo sem sobrecarga, tem-se o coeficiente de empuxo ativo, de acordo com Coulomb (1776), mostrado na equação 5.3. Neste caso particular, para tardoz com inclinação nula, as tensões efetivas horizontais são estimadas com base na equação 5.4.

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi')}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad [5.3]$$

onde: α = ângulo de inclinação do tardoz, δ = ângulo de atrito entre o terrapleno e o tardoz e β = ângulo de inclinação do terrapleno

$$\sigma'_H = \sigma'_v K_a \cdot \cos \delta \quad [5.4]$$

Utilizando a teoria de Rankine (1857) para o cálculo do empuxo ativo atuante no muro, tem-se um fator de segurança determinístico igual a 1,5. Tal valor corresponde à situação de terrapleno com ausência de nível d'água. De acordo com a teoria de Coulomb (1776), com o ângulo de atrito entre solo e tardoz igual ao ângulo de atrito efetivo do solo do terrapleno, tem-se um valor esperado de 1,94 para FS.

A figura 5.2 mostra os diagramas de tensões efetivas atuantes no muro, de acordo com as teorias de Rankine (1857) e Coulomb (1776).

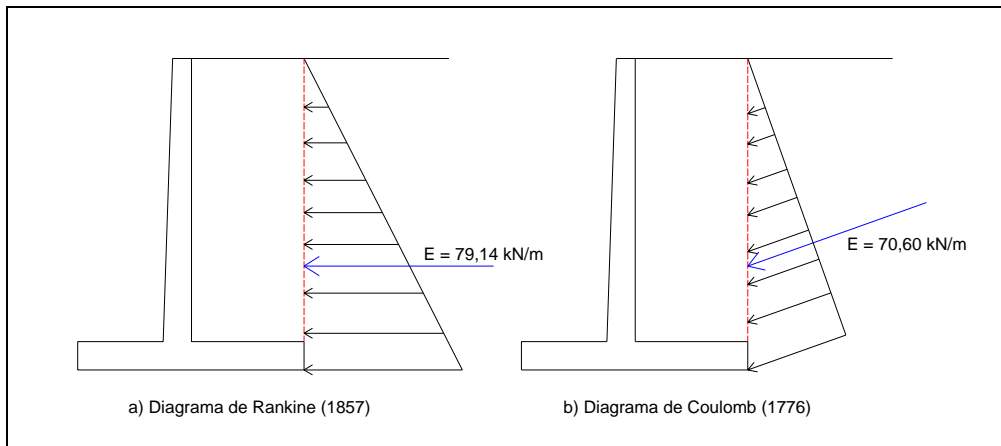


Figura 5.2. Diagramas de tensões efetivas atuantes no muro

A variância de FS, de acordo com o Método do Segundo Momento de Primeira Ordem, é obtida por meio da seguinte equação:

$$V[FS] = \left[\frac{\partial FS}{\partial \phi'} \right]^2 \cdot V[\phi'] + \left[\frac{\partial FS}{\partial \gamma_c} \right]^2 \cdot V[\gamma_c] + \left[\frac{\partial FS}{\partial \gamma_{nat}} \right]^2 \cdot V[\gamma_{nat}] + \left[\frac{\partial FS}{\partial \delta} \right]^2 \cdot V[\delta] \quad [5.5]$$

A tabela 5.2 mostra o cálculo da variância de FS, com empuxos estimados pela teoria de Rankine (1857), utilizando-se o método das diferenças divididas para o cálculo das derivadas parciais. Com base nos empuxos estimados segundo a teoria de Coulomb (1776), tem-se a variância de FS mostrada na tabela 5.3.

Tabela 5.2. Cálculo da variância de FS, referente ao deslizamento do muro, com empuxos calculados pela teoria de Rankine (1857)

Parâmetros x_i	Média	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS / \Delta x_i$	$(\Delta FS / \Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ' (°)	30,1	3,92	15,332	0,01	0,001	0,061	0,0562	70,6
γ_t (kN/m ³)	18,84	1,099	1,208	0,3	-0,008	-0,027	0,0009	1,1
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,314	0,099	1,0	0,022	0,022	0,0000	0,1
$tg\delta$	0,5	0,050	0,003	1,0	3,000	3,000	0,0225	28,3
						Σ	0,0796	100,0

Tabela 5.3. Cálculo da variância de FS, referente ao deslizamento do muro, com empuxos calculados pela teoria de Coulomb (1776)

Parâmetros x_i	Média	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ' (°)	30,1	3,92	15,332	0,2	-0,0177	-0,088	0,1196	75,28
γ_t (kN/m ³)	18,84	1,099	1,208	0,2	0,007	0,035	0,0014	0,91
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,314	0,099	1	-0,028	-0,028	0,0001	0,05
tg δ	0,5	0,050	0,003	1	-3,887	-3,887	0,0378	23,76
						Σ	0,1589	100,0

Adotando-se uma distribuição normal para o fator de segurança, têm-se para as teorias de Rankine e Coulomb, respectivamente, probabilidades de deslizamento iguais a 3,863% (1:26) e 0,905% (1:110).

Desenvolvendo-se os cálculos de média e variância de FS, mostrados no Apêndice 3, para várias posições de nível d'água no terrapleno, são obtidas as probabilidades de deslizamento mostradas na tabela 5.4, com os empuxos de Rankine e Coulomb. Neste caso, um diagrama de empuxo gerado pela água é adicionado para cada posição de N.A. A representação gráfica desses resultados encontra-se ilustrada na figura 5.3.

Tabela 5.4. Variação da probabilidade de deslizamento com a profundidade do nível d'água em relação à superfície do terrapleno – Método do Segundo Momento

Profundidade do N.A. (m)	Probabilidade de Deslizamento (%) - Teoria de Rankine	Probabilidade de Deslizamento (%) - Teoria de Coulomb
5	3,863	0,905
4,5	4,034	0,909
4	4,598	0,943
3,5	5,882	1,082
3	8,719	1,52
2,5	15,146	2,876
2	29,405	7,457
1,5	55,627	22,72
1	85,044	58,099
0,5	98,415	91,971
0	99,973	99,759

Examinando o gráfico da figura 5.3 verifica-se que, com empuxos de Rankine, para profundidades de nível d'água entre 0 e 1,6m, têm-se probabilidades de deslizamento superiores a 50%, indicando condição crítica (correspondente a valores de FS menores que 1). Para empuxos de Coulomb, a condição crítica ocorre para níveis d'água entre 0 e 1,2m.

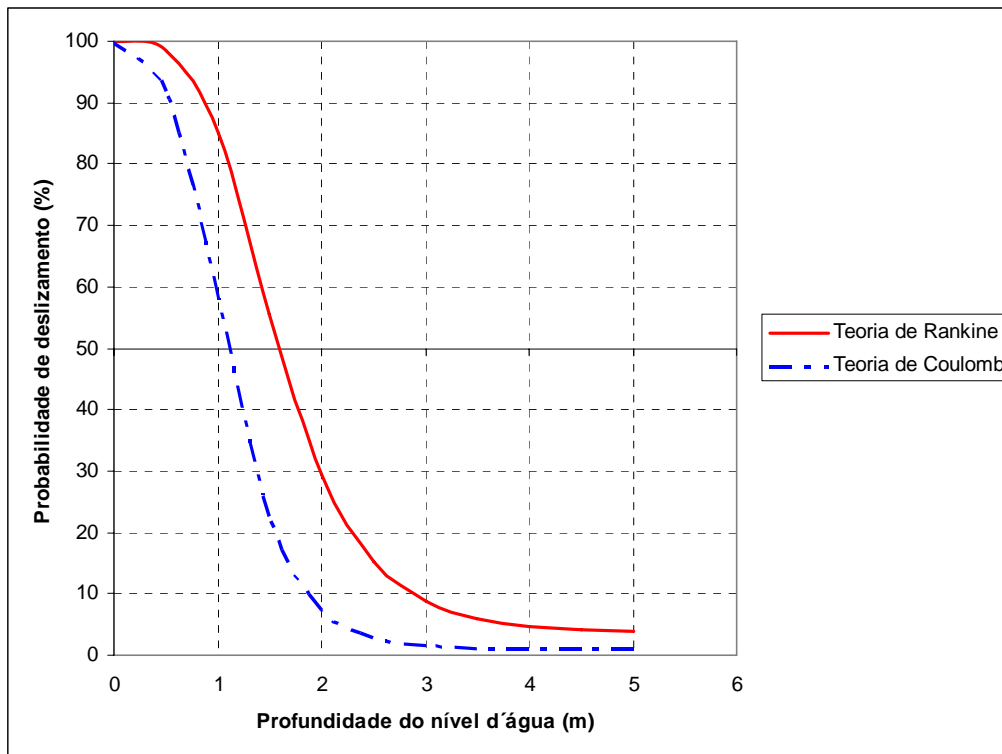


Figura 5.3. Gráfico de variação da probabilidade de ruptura com a profundidade do nível d'água no terrapleno

5.3.

Aplicação do Método das Estimativas Pontuais para a estimativa de probabilidade de deslizamento de um muro de arrimo

Para o desenvolvimento do Método das Estimativas Pontuais são necessárias, nesta análise de probabilidade de deslizamento, dezesseis análises determinísticas para cada teoria de cálculo de empuxo, utilizando-se os quatro parâmetros (γ_t , γ_{concreto} , ϕ' e $\text{tg}\delta$), acrescidos ou decrescidos de seus respectivos valores de desvio-padrão. A tabela 5.5 mostra os fatores de segurança correspondentes às dezesseis análises, calculados com base nas teorias de Rankine e Coulomb, com o nível d'água a uma profundidade de 5m em relação à superfície do terrapleno.

Os valores de média e variância de FS, de acordo com os empuxos estimados pela teoria de Rankine, são respectivamente, iguais a 1,525 e 0,082. Para fatores de segurança calculados a partir dos empuxos de Coulomb são obtidos, média e variância, iguais a 1,980 e 0,163. As variâncias são determinadas com base na equação 5.6.

$$V[FS] = \frac{\sum_{i=1}^{16} FS_i^2}{16} - E[FS]^2 \quad [5.6]$$

Tabela 5.5. Resultados das análises determinísticas para o Método das Estimativas Pontuais

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	FS
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	$\text{tg}\delta$	γ_{concreto} (kN/m ³)	Teoria de Rankine	Teoria de Coulomb
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,91	2,52
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,99	2,62
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,39	1,77
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,56	2,06
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,89	2,50
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,17	1,49
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,45	1,84
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,55	2,04
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,19	1,51
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,13	1,43
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,61	2,13
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,44	1,82
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,38	1,75
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,97	2,60
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,14	1,45
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,63	2,15

Admitindo-se uma distribuição normal para FS, têm-se probabilidades de deslizamento iguais a 3,379% e 0,764%, respectivamente para empuxos calculados a partir das teorias de Rankine e Coulomb. Desenvolvendo-se o Método das Estimativas Pontuais para várias posições de nível d'água no terrapleno, com os cálculos apresentados no Apêndice 3, são obtidas as probabilidades de deslizamento apresentadas na tabela 5.6.

Tabela 5.6. Variação da probabilidade de deslizamento com a profundidade do nível d'água em relação à superfície do terrapleno – Método das Estimativas Pontuais

Profundidade do N.A. (m)	Probabilidade de Deslizamento (%) (Teoria de Rankine)	Probabilidade de Deslizamento (%) (Teoria de Coulomb)
5	3,379	0,764
4,5	3,542	0,772
4	4,083	0,815
3,5	5,319	0,961
3	8,077	1,400
2,5	14,415	2,753
2	28,689	7,370
1,5	55,215	22,850
1	85,012	58,549
0,5	98,437	92,201
0	99,974	99,771

5.4.

Análises dos resultados e sugestão para dimensionamento de muro de arrimo com base em uma probabilidade de deslizamento admissível

5.4.1.

Análise dos resultados

As probabilidades de deslizamento obtidas pelos dois métodos probabilísticos são muito próximas. De acordo com os resultados da análise de variação da probabilidade de deslizamento com a profundidade do nível d'água no terrapleno, verifica-se que há um sensível aumento de $P[FS \leq 1]$ com a variação do N.A. entre as profundidades de 3m e 1m.

As probabilidades de deslizamento determinadas com fatores de segurança previstos a partir de empuxos horizontais de Rankine são significativamente maiores que as probabilidades obtidas com a utilização da teoria de Coulomb, para profundidades de nível d'água superiores a 1,0m. Negligenciando-se o ângulo de atrito na interface vertical entre o solo da cunha de movimentação e o solo apoiado na sapata do muro, hipótese de Rankine, há um aumento de

aproximadamente quatro vezes na probabilidade de deslizamento, com o nível d'água a uma profundidade de 5m em relação à superfície do terrapleno.

De uma forma geral, de acordo com o método do Segundo Momento, a variância do ângulo de atrito efetivo teve influência significativa na variância de FS.

5.4.2.

Sugestão para dimensionamento de muro de arrimo com base em uma probabilidade de deslizamento admissível

Admitindo-se ausência do nível d'água no terrapleno, conseguida com um sistema adequado de drenagem, é gerada a tabela 5.7 com base no Método do Segundo Momento de Primeira Ordem e em empuxos estimados através da teoria de Rankine. Tal tabela mostra a variação da probabilidade de deslizamento com a largura (B) da base do muro. A ilustração gráfica dessa tabela é mostrada na figura 5.4, com uma curva de regressão quadrática representada pela equação 5.7. Para esta análise, os cálculos de média e variância são mostrados no Apêndice 4.

$$B = 0,344.P[FS \leq 1]^2 - 3,0046.P[FS \leq 1] + 10,285 \quad [5.7]$$

onde: B é a largura da base do muro e $P[FS \leq 1]$ é a probabilidade de deslizamento

A equação 5.7 permite dimensionar-se a base do muro segundo uma probabilidade de deslizamento admissível. Tal probabilidade pode ser obtida a partir do gráfico de Whitman (1984), apresentado na figura 2.8. Por exemplo, se em consequência do deslizamento do muro existe um possível custo de US\$ 1.000.000,00 para reparos e indenizações, a probabilidade de deslizamento ou ruptura admissível é de aproximadamente 3%, que segundo a equação 5.7 resulta em uma dimensão de 4,37m para a base do muro.

Tabela 5.7. Variação da probabilidade de deslizamento com a largura da base do muro

Largura da Base (m)	Probabilidade de Deslizamento (%)
4	3,437
4,5	2,901
5	2,456
5,5	2,085
6	1,775
6,5	1,516
7	1,299

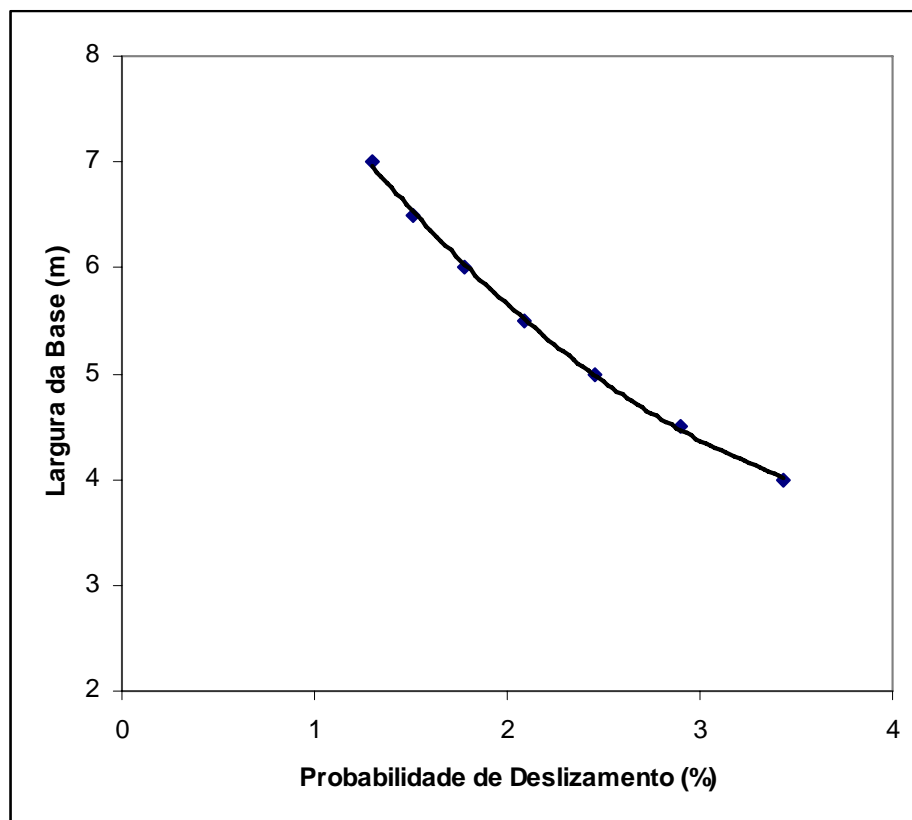


Figura 5.4. Gráfico de variação da probabilidade de deslizamento com a largura da base do muro

6

Análises de probabilidade de ruptura de um talude

6.1.

Introdução

No presente capítulo, apresentam-se previsões de probabilidades de ruptura para o talude de jusante da Barragem de Benguê mostrada na figura 6.1. Construída em 2000, no município de Aiuaba no Ceará, a barragem é constituída basicamente de areia siltosa, com um dreno “chaminé” de areia e um enrocamento. A tabela 6.1 mostra os valores de média, variância, desvio padrão e coeficiente de variação dos parâmetros de resistência (c' e $\text{tg}(\phi')$) da areia siltosa que constitui o corpo da barragem. Esses parâmetros foram obtidos com base em vinte e sete ensaios de cisalhamento direto, fornecidos pela Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará (2007), realizados em corpos de prova saturados. Como os parâmetros de resistência são dependentes, o cálculo estatístico de média e variância foi realizado de acordo com o item 2.3.3 do capítulo 2. A figura 6.2 ilustra a reta de regressão correspondente aos vinte e sete ensaios realizados com as tensões normais de 100kPa, 200kPa e 400kPa. O peso específico saturado do silte arenoso é de 18,7 kN/m³.

Tabela 6.1. Valores estatísticos dos parâmetros de resistência

Parâmetro	Média	Variância	Desvio padrão	Coef. de variação (%)
c' (kPa)	7,94	33,4337	5,782	72,78
$\text{tg}(\phi')$	0,69	0,0005	0,022	3,15

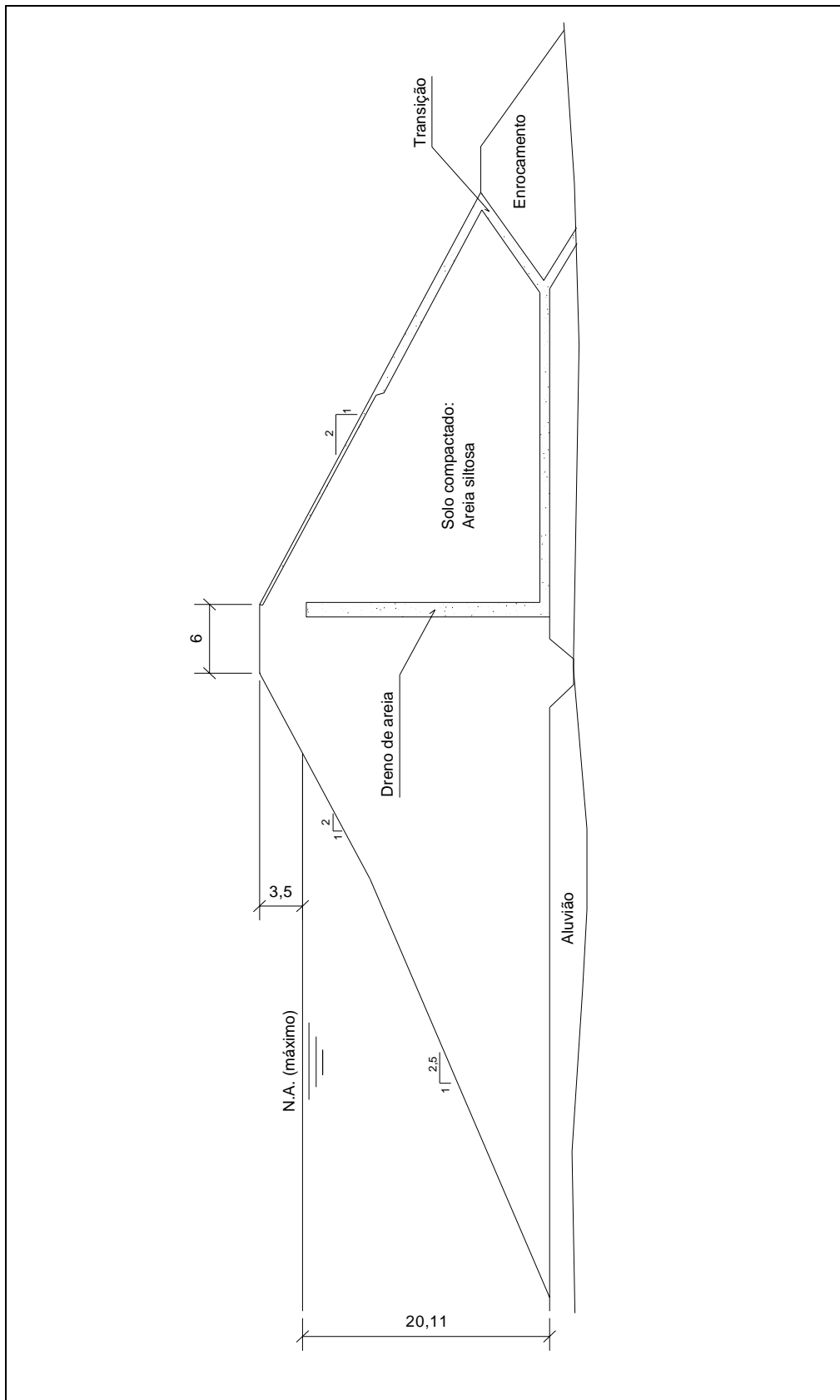


Figura 6.1. Seção transversal da barragem de Benguê, Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará (2007)

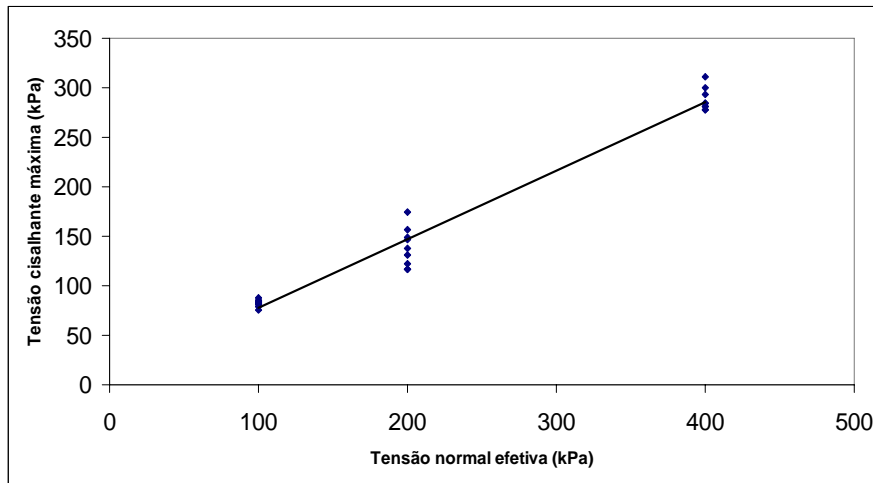


Figura 6.2. Envoltória de resistência obtida a partir de regressão linear

Apresentam-se, a seguir, as previsões determinísticas dos fatores de segurança para o talude em análise. Em seguida, realizam-se previsões de probabilidades de ruptura com base nos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais, com funções de desempenho representadas pelos métodos determinísticos de Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1955), Janbu Simplificado (1973) e Morgenstern e Price (1965).

6.2.

Aplicação de métodos determinísticos para as estimativas dos fatores de segurança do talude

Este item está dividido em duas partes. Na primeira, são apresentados métodos determinísticos de equilíbrio limite, tradicionalmente utilizados no cálculo de fatores de segurança associados a análises de estabilidade de taludes. Na segunda parte, são feitas as estimativas dos valores médios dos fatores de segurança do talude em análise, com base em quatro métodos determinísticos.

6.2.1.

Métodos determinísticos de análise de estabilidade de taludes

O fator de segurança, FS, é obtido a partir da solução de equações de equilíbrio estático de forças em duas direções ortogonais entre si e/ou momentos, para um talude com uma superfície de ruptura com formato definido. Estes elementos de estática, juntamente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e, eventualmente, com hipóteses para superar indeterminações oriundas de um

número de equações inferior ao número de incógnitas, constituem a base dos métodos determinísticos de equilíbrio limite.

Dentre os vários tipos de ruptura possíveis tem-se a ruptura circular, utilizada nas análises do presente trabalho, cuja posição é definida a partir de um ponto central. Neste caso, a superfície crítica de ruptura, correspondente a um fator de segurança mínimo, tem um ponto central inicialmente desconhecido. Por um processo de tentativas é possível obter-se a posição aproximada desse ponto. A figura 6.3 mostra uma malha com vários pontos centrais de superfícies circulares. A pesquisa da posição da superfície crítica demanda o cálculo de fatores de segurança para superfícies circulares geradas a partir de pontos da malha.

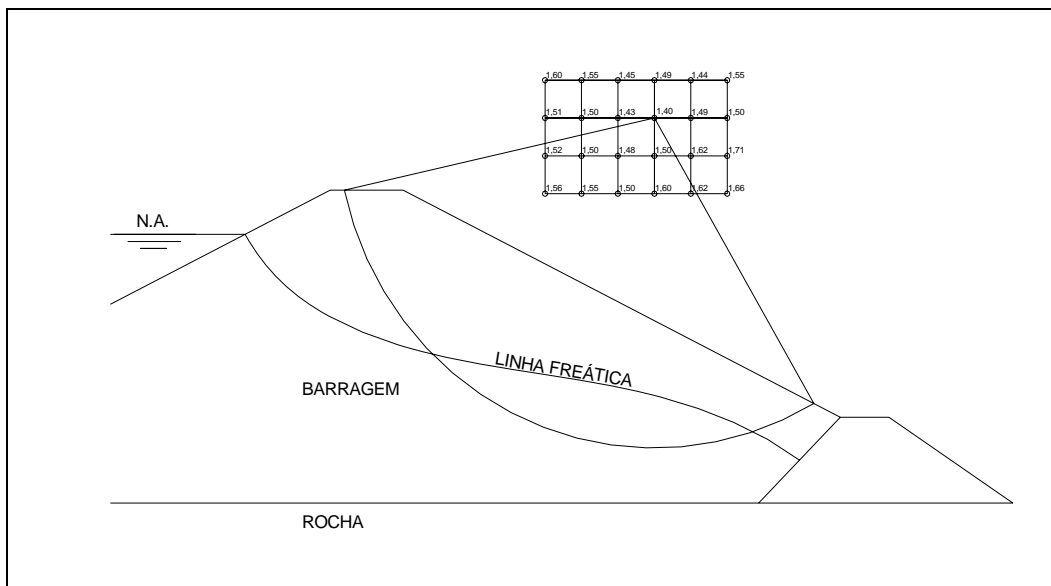


Figura 6.3. Esquema de talude com malha de pontos para pesquisa da superfície crítica de ruptura

Os métodos de equilíbrio limite se dividem em três tipos: métodos que admitem que o solo se comporta, na ruptura, como um corpo rígido; métodos que geram hipóteses sobre as tensões existentes ao longo de superfícies potenciais de ruptura, dividindo a massa rompida em cunhas; e finalmente, métodos que se caracterizam por fazerem hipóteses de forças entre fatias da massa rompida. Neste último grupo têm-se os métodos das fatias utilizados no presente trabalho: Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1955), Janbu Simplificado (1973) e Morgenstern e Price (1965).

O método de Fellenius (1936) admite uma superfície de ruptura circular e o fator de segurança do talude é calculado unicamente através do equilíbrio de momentos, não levando em consideração as forças tangenciais e normais às paredes das fatias (Figura 6.4).

Aplicando o equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo de ruptura com o equilíbrio de forças na direção perpendicular à superfície de ruptura tem-se o fator de segurança (FS) a partir da seguinte equação:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c' (b_i / \cos \theta_i) + (W_i \cos \theta_i - u_i (b_i / \cos \theta_i)) \cdot \tan \phi' \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i} \quad [6.1]$$

onde:

u_i = poro-pressão média na base da fatia considerada;

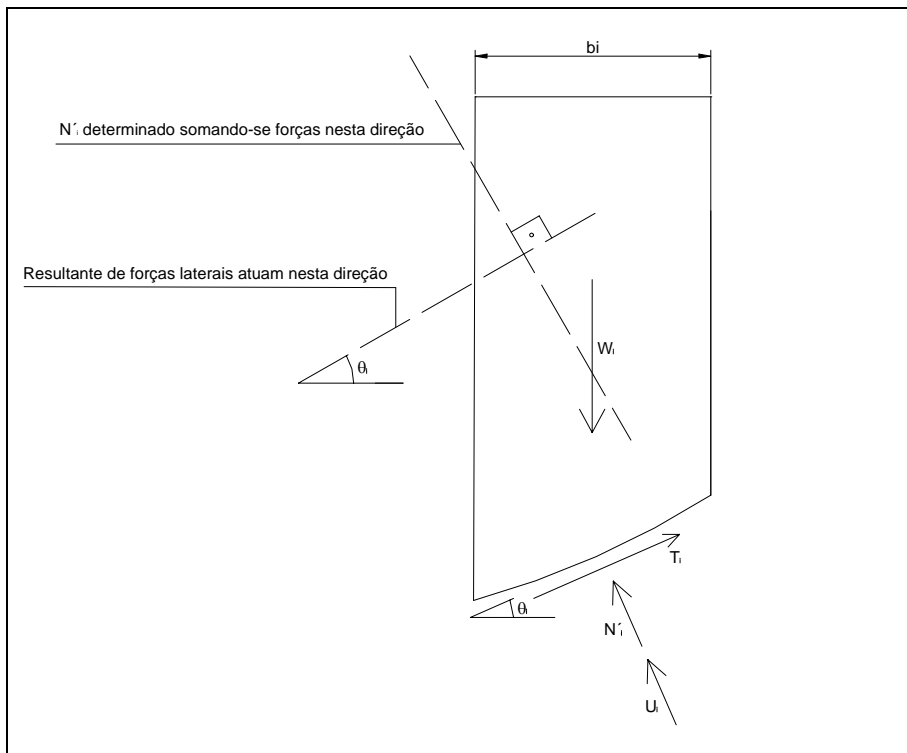


Figura 6.4. Esquema de forças na fatia, Método de Fellenius

O método de Bishop Simplificado (1955) considera que a superfície de ruptura é circular e que a resultante de forças laterais na fatia é horizontal. O fator

de segurança, obtido a partir do equilíbrio de forças verticais, é dado pela equação 6.2. A figura 6.5 mostra o esquema de forças na fatia, a largura da fatia (b_i) e o ângulo θ_i de inclinação da fatia.

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen} \theta_i} \sum_{i=1}^n [c' b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi'] / M_i(\theta) \quad [6.2]$$

onde:

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left[1 + \frac{\text{tg} \theta_i \cdot \text{tg} \phi'}{FS_i} \right] \quad [6.3]$$

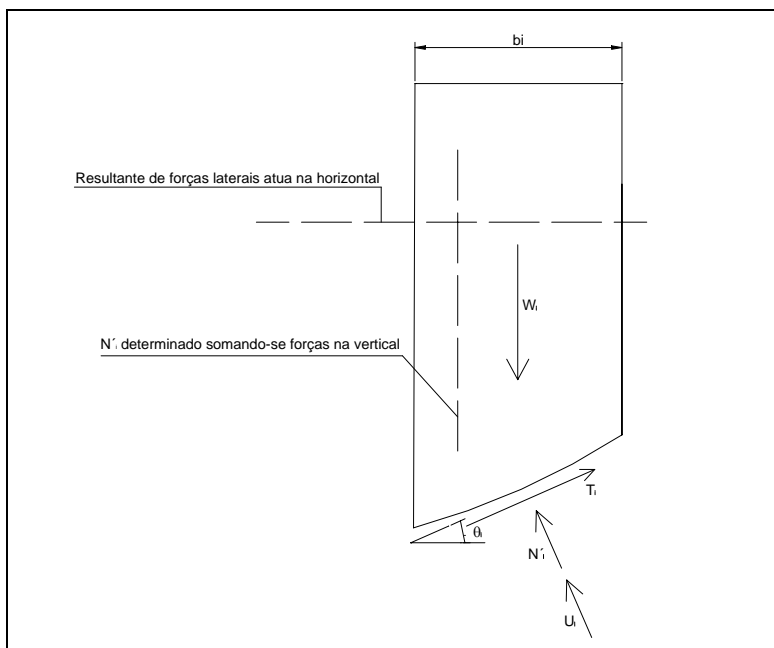


Figura 6.5. Esquema de forças na fatia, Método de Bishop Simplificado

A solução resulta de um processo iterativo, no qual é arbitrado um fator de segurança FS_i para a equação 6.3 e calcula-se FS com base na equação 6.2. O processo repete-se até que o valor calculado (FS) se iguale ao valor arbitrado (FS_i).

O Método de Janbu Simplificado (1973) é baseado no equilíbrio de forças, desprezando as componentes verticais Y_i e Y_{i+1} tangenciais às laterais das fatias.

Para satisfazer parcialmente o equilíbrio de momentos, Janbu propôs um fator de correção empírico f_0 como tentativa de resolver o problema. Esse fator é dependente do tipo de solo e da forma da superfície de deslizamento, conforme ilustrado na figura 6.6. O fator de segurança neste método é dado por:

$$FS = \frac{f_0}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{tg} \theta_i} \sum_{i=1}^n \left[c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi'_i \right] / \cos \theta_i \cdot M_i(\theta) \quad [6.4]$$

onde:

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \theta_i \cdot \operatorname{tg} \phi'_i}{FS} \right] \quad [6.5]$$

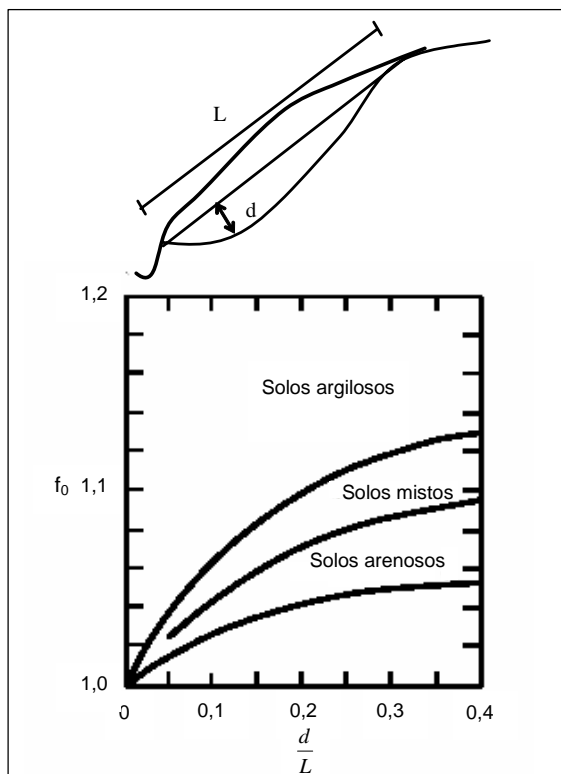


Figura 6.6. Variação do fator f_0 em função do parâmetro d/L e do tipo de solo

O método de Morgenstern & Price (1965) é um método rigoroso aplicado a superfícies de ruptura quaisquer. As condições de estabilidade satisfazem simultaneamente todas as condições de equilíbrio de forças e de momentos.

A massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais e, para ser aplicado, o método necessita do auxílio de um computador para os cálculos. As forças atuantes nas fatias que são consideradas no desenvolvimento deste método estão mostradas na Figura 6.7.

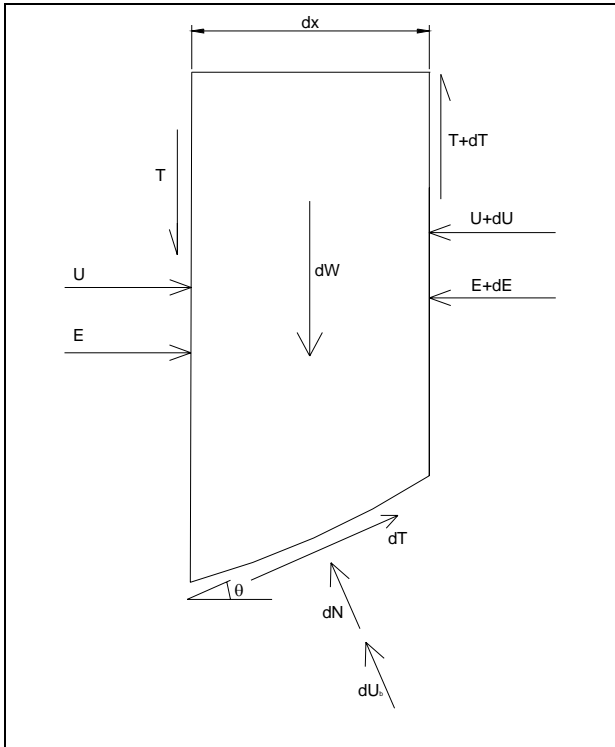


Figura 6.7. Forças atuantes em uma fatia pelo Método de Morgenstern & Price (1965)

onde:

U = Resultante das pressões neutras nas laterais da fatia;

dU_b = Resultante das pressões neutras na base da fatia;

dW = Força peso da fatia;

T = Força tangencial entre as fatias;

E = Força normal entre as fatias;

dN = Força normal na base da fatia;

dT = Força cisalhante mobilizada na base da fatia.

Para resolver a indeterminação do problema, admite-se uma relação entre as forças E e T da seguinte forma:

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E$$

[6.6]

onde:

λ = constante a ser determinada por processo iterativo;

$f(x)$ = função que precisa ser especificada.

Geralmente, arbitra-se para $f(x)$ a função arco de seno, pois é a função que menos influencia o valor final do fator de segurança, segundo Morgenstern & Price (1965). No entanto, outras funções são empregadas para $f(x)$ como: constante, arco de seno incompleto, trapezoidal ou outra forma qualquer. O método é considerado um dos mais rigorosos.

6.2.2.

Médias e variâncias para o fator de segurança correspondente ao talude de jusante da barragem de Benguê

Os valores médios ou determinísticos dos fatores de segurança, de acordo com os métodos de equilíbrio limite de Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1973) e Morgenstern & Price (1965), são apresentados na tabela 6.2. Tais valores são correspondentes a superfícies críticas de ruptura, pesquisadas por meio do programa Geoslope, para uma condição de completa drenagem do fluxo de água de montante, via dreno chaminé.

Tabela 6.2. Valores médios dos fatores de segurança para o talude da barragem de Benguê, para a situação de ausência do N.A. no talude

Método	FS
Fellenius (1936)	2,040
Bishop Simplificado (1955)	2,377
Janbu Simplificado (1973)	1,994
Morgenstern & Price (1965)	2,367

Para uma situação crítica, com o dreno chaminé colmatado e o nível d'água de montante em uma altura máxima, são desenvolvidos os cálculos dos valores médios de FS. A tabela 6.3 mostra tais valores.

Tabela 6.3. Valores médios dos fatores de segurança para o talude da barragem de Benguê em situação crítica, com nível d'água na altura máxima

Método	FS
Fellenius (1936)	1,504
Bishop Simplificado (1955)	1,823
Janbu Simplificado (1973)	1,553
Morgenstern & Price (1965)	1,829

6.3.

Aplicação do Método do Segundo Momento para estimativas de probabilidades de ruptura do talude

A variância de FS, de acordo com o Método do Segundo Momento, com variáveis aleatórias independentes representadas pelos parâmetros de resistência (c' e ϕ'), é obtida com base na seguinte equação:

$$V[FS] = \left[\frac{\partial FS}{\partial \tan \phi'} \right]^2 \cdot V[\tan \phi'] + \left[\frac{\partial FS}{\partial c'} \right]^2 \cdot V[c'] \quad [6.7]$$

As funções de desempenho são representadas pelos fatores de segurança obtidos através dos métodos de Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1955), Janbu Simplificado (1973) e Morgenstern & Price (1965). Portanto, as tabelas 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7 mostram as marchas de cálculo das variâncias de FS para esses quatro métodos, com uma situação de drenagem do fluxo de montante. As tabelas 6.8, 6.9, 6.10 e 6.11 apresentam os cálculos de $V[FS]$ correspondentes à situação de nível d'água máximo.

Para o cálculo das derivadas parciais de FS em relação aos parâmetros de resistência, utiliza-se o método das diferenças divididas aplicando-se uma variação de 10% para cada parâmetro, conforme sugestão de Sandroni e Sayão (1992).

Tabela 6.4. Variância de FS, utilizando-se o método de Fellenius (1936), com N.A. ausente

Parâmetros x_i	Média	Variância	Varição Δx_i	FS _i	Varição de FS _i	$\Delta FS / \Delta x_i$	$(\Delta FS / \Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
$\tan \phi'$	0,69	0,00048	0,09	2,288	0,248	2,637	0,0033	4,2
c' (kPa)	7,94	33,43000	0,794	2,078	0,038	0,048	0,0766	95,8
						Σ	0,0799	100,0

Tabela 6.5. Variância de FS, utilizando-se o método de Bishop Simplificado (1955), com N.A. ausente

Parâmetros x_i	Média	Variância	Variação Δx_i	FS_i	Variação de FS_i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
$tg\phi^{\circ}$	0,69	0,00048	0,09	2,677	0,300	3,190	0,0049	5,0
c' (kPa)	7,94	33,43000	0,794	2,419	0,042	0,053	0,0935	95,0
						Σ	0,0984	100,0

Tabela 6.6. Variância de FS, utilizando-se método de Janbu Simplificado (1973), com N.A. ausente

Parâmetros x_i	Média	Variância	Variação Δx_i	FS_i	Variação de FS_i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
$tg\phi^{\circ}$	0,69	0,00048	0,09	2,24	0,241	2,563	0,0032	5,2
c' (kPa)	7,94	33,43000	0,794	2,027	0,033	0,042	0,0577	94,8
						Σ	0,0609	100,0

Tabela 6.7. Variância de FS, utilizando-se o método de Morgenstern & Price (1965), com N.A. ausente

Parâmetros x_i	Média	Variância	Variação Δx_i	FS_i	Variação de FS_i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
$tg\phi^{\circ}$	0,69	0,00048	0,09	2,67	0,299	3,179	0,0049	4,9
c' (kPa)	7,94	33,43000	0,794	2,409	0,042	0,053	0,0935	95,1
						Σ	0,0984	100,0

Tabela 6.8. Variância de FS, utilizando-se o método de Fellenius (1936), com N.A. máximo

Parâmetros x_i	Média	Variância	Variação Δx_i	FS_i	Variação de FS_i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
$tg\phi^{\circ}$	0,69	0,00048	0,09	1,675	0,171	1,818	0,0016	2,7
c' (kPa)	7,94	33,43000	0,794	1,537	0,033	0,042	0,0577	97,3
						Σ	0,0593	100,0

Tabela 6.9. Variância de FS, utilizando-se o método de Bishop Simplificado (1955), com N.A. máximo

Parâmetros x_i	Média	Variância	Variação Δx_i	FS_i	Variação de FS_i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
$tg\phi^{\circ}$	0,69	0,00048	0,09	2,045	0,222	2,361	0,0027	3,2
c' (kPa)	7,94	33,43000	0,794	1,862	0,039	0,049	0,0807	96,8
						Σ	0,0833	100,0

Tabela 6.10. Variância de FS, utilizando-se método de Janbu Simplificado(1973), com N.A. máximo

Parâmetros x_i	Média	Variância	Variação Δx_i	FS_i	Variação de FS_i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
$tg\phi^{\circ}$	0,69	0,00048	0,09	1,74	0,182	1,935	0,0018	2,8
c' (kPa)	7,94	33,43000	0,794	1,587	0,034	0,043	0,0613	97,2
						Σ	0,0631	100,0

Tabela 6.11. Variância de FS, utilizando-se o método de Morgenstern & Price (1965), com N.A. máximo

Parâmetros x_i	Média	Variância	Variação Δx_i	FS _i	Variação de FS _i	$\Delta FS_i / \Delta x_i$	$(\Delta FS_i / \Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
$\text{tg}\phi$	0,69	0,00048	0,09	2,05	0,224	2,382	0,0027	3,3
c' (kPa)	7,94	33,43000	0,794	1,868	0,039	0,049	0,0807	96,7
Σ							0,0834	100,0

Para uma distribuição normal do fator de segurança têm-se as probabilidades de ruptura mostradas na tabela 6.12, com uma situação de ausência do nível d'água no talude. A tabela 6.13 apresenta as probabilidades de ruptura correspondentes à situação de fluxo com o nível d'água máximo.

Tabela 6.12. Probabilidades de ruptura para a situação de ausência do N.A. no talude

Método determinístico	Probabilidade de ruptura
Fellenius (1936)	1:8235
Bishop Simplificado (1955)	1:168623
Janbu Simplificado (1973)	1:33593
Morgenstern & Price (1965)	1:146264

Tabela 6.13. Probabilidades de ruptura para a situação de fluxo com nível d'água máximo

Método determinístico	Probabilidade de ruptura
Fellenius (1936)	1:51
Bishop Simplificado (1955)	1:449
Janbu Simplificado (1973)	1:71
Morgenstern & Price (1965)	1:478

6.4.

Aplicação do Método das Estimativas Pontuais para estimativas de probabilidade de ruptura do talude

A tabela 6.14 mostra os fatores de segurança para a condição de ausência de nível d'água no talude, de acordo com os quatro métodos determinísticos apresentados no item 6.2.1, para as quatro combinações possíveis dos parâmetros de resistência acrescidos ou decrescidos de seus respectivos desvios padrão. Com estas mesmas combinações, entretanto com o nível d'água em sua altura máxima, são apresentados os valores de FS da tabela 6.15.

Tabela 6.14. Valores de FS para a condição de ausência de N.A. no talude

ϕ' (°)	c' (kPa)	FS			
		Fellenius (1936)	Bishop Simplificado (1955)	Janbu Simplificado (1973)	Morgestern e Price (1965)
35,595	13,72	2,303	2,643	2,240	2,630
35,595	2,16	1,888	2,244	1,856	2,229
33,901	13,72	2,192	2,510	2,131	2,498
33,901	2,16	1,778	2,111	1,747	2,097

Tabela 6.15. Valores de FS para a condição de N.A. máximo no talude

ϕ' (°)	c' (kPa)	FS			
		Fellenius (1936)	Bishop Simplificado (1955)	Janbu Simplificado (1973)	Morgestern e Price (1965)
35,595	13,72	1,727	2,072	1,788	2,070
35,595	2,16	1,335	1,672	1,403	1,682
33,901	13,72	1,646	1,974	1,707	1,972
33,901	2,16	1,258	1,574	1,321	1,584

Os valores de média, variância e probabilidade de ruptura, adotando-se uma distribuição normal para FS, para a condição de ausência de N.A. no talude, encontram-se compilados na tabela 6.16. Para a condição de N.A. máximo são obtidos os valores mostrados na tabela 6.17.

Tabela 6.16. Probabilidades de ruptura, de acordo com Método das Estimativas Pontuais, para uma condição de ausência de N.A. no talude

Método	E[FS]	V[FS]	P[FS \leq 1]
Fellenius (1936)	2,040	0,046	1:1460494
Bishop Simplificado (1955)	2,377	0,044	1:28613297364
Janbu Simplificado (1973)	1,9935	0,040	1:2748847
Morgenstern & Price (1965)	2,3635	0,045	1:15966131875

Tabela 6.17. Probabilidades de ruptura, de acordo com Método das Estimativas Pontuais, para uma condição de N.A. máximo no talude

Método	E[FS]	V[FS]	P[FS \leq 1]
Fellenius (1936)	1,492	0,040	1:143
Bishop Simplificado (1955)	1,823	0,042	1:28792
Janbu Simplificado (1973)	1,555	0,039	1:393
Morgenstern & Price (1965)	1,827	0,040	1:51159

6.5. Análise dos resultados

As maiores probabilidades de ruptura foram obtidas com a utilização do método determinístico de Fellenius (1936). A utilização dos métodos de Bishop Simplificado (1955) e Morgenstern & Price (1965) gerou os menores valores de probabilidade de ruptura. Com base no Método do Segundo Momento, o parâmetro c' teve influência significativa na variância do fator de segurança.

De uma forma geral, o Método do Segundo Momento apresenta, em relação ao método das Estimativas Pontuais, valores superiores de variância. Entretanto, os valores médios dos fatores de segurança, obtidos pelos dois métodos probabilísticos, são muito próximos. Desta forma, em virtude da elevada variância, o Método do Segundo Momento leva a probabilidades de ruptura maiores que as obtidas pelo Método das Estimativas Pontuais.

A perfeita drenagem do fluxo de montante, via dreno chaminé, tem uma importante influência no valor da probabilidade de ruptura. De acordo com o Método do Segundo Momento, a probabilidade de ruptura sofre um aumento de 161 a 473 vezes com a situação de dreno inoperante (colmatado), em relação à condição de drenagem perfeita. O Método das Estimativas Pontuais é mais sensível, apresentando um aumento no valor da probabilidade de ruptura de aproximadamente 7.000 a 994.000 vezes, com a colmatagem do dreno.

7 Conclusões

Com base nas aplicações de probabilidade e estatística desenvolvidas no presente trabalho, estão listadas a seguir as principais conclusões:

- Referentes a Recalques Edométricos:

- Para a análise de recalques edométricos de uma camada de argila mole solicitada por um aterro, as probabilidades estimadas pelo método do Segundo Momento foram inferiores às obtidas através do método das Estimativas Pontuais. De acordo com o método do Segundo Momento e para o caso estudado, a razão de sobre-adensamento foi o parâmetro de maior influência na composição da variância do recalque.

- Referentes a Recalques Imediatos em Areia:

- Apresentou-se uma nova metodologia probabilística para análises de recalques imediatos de fundações superficiais em areia. Tal metodologia consiste em prever para cada sapata n valores de recalque, onde n é o número disponível de sondagens. Desta forma, com todas as combinações possíveis de cargas aplicadas nos solos retratados pelas sondagens existentes, é possível determinarem-se os valores de média, desvio padrão e probabilidade de insucesso para recalques;
- Com a nova metodologia proposta, a probabilidade de recalque inadmissível é influenciada pela variabilidade de carregamentos incidentes, pela variabilidade espacial do módulo de elasticidade e pela utilização de diferentes tensões admissíveis;
- O histograma de frequência relativa dos recalques imediatos das sapatas em areia se aproximou de uma distribuição normal;
- O fator de correlação α entre módulo de elasticidade e resistência de ponta do cone exerceu forte influência na magnitude da probabilidade de recalque inadmissível de sapatas em areia.

- Referentes à Estabilidade de Fundação Superficial

- Para o estudo de estabilidade de uma fundação superficial, o método do Segundo Momento apresentou, em relação ao método das Estimativas Pontuais, maiores probabilidades de ruptura. De uma forma geral, a função de desempenho que utilizou a capacidade de carga de Meyerhof (1963) gerou as maiores probabilidades de ruptura, quando comparadas às probabilidades obtidas com as capacidades de carga de Vesic (1973, 1975) e Hansen (1970). De acordo com o método do Segundo Momento, a maior influência na variância de FS foi exercida pela parcela correspondente à tangente do ângulo de atrito efetivo.

- Referentes à Estabilidade de Fundação Profunda

- Na análise de estabilidade de fundação profunda foram desenvolvidas duas equações explícitas para o cálculo da variância de FS, a partir do método do Segundo Momento, com a utilização dos métodos determinísticos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978), amplamente utilizados no meio geotécnico. Tais equações simplificam a análise probabilística, haja vista que há necessidade de apenas uma análise determinística para obter-se a probabilidade de ruptura. Os métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais apresentaram resultados idênticos de média e variância. Para o caso estudado, a maior probabilidade de ruptura foi estimada com a utilização do método de Aoki e Velloso (1975) com fatores k , α , $F1$ e $F2$ de Laprovitera (1988) e Benegas (1993), se comparada com as probabilidades obtidas a partir dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978).

- Referentes à Análise de Deslizamento de Muro de Arrimo

- Com relação ao estudo de probabilidade de deslizamento de um muro de arrimo, as probabilidades obtidas pelos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais foram muito próximas. De acordo com os resultados da análise de variação da probabilidade de deslizamento com a profundidade do nível d'água no terrapleno, verificou-se que há um sensível aumento de $P[FS \leq 1]$ com a variação do N.A. entre as

profundidades de 3m e 1m. De uma forma geral, de acordo com o método do Segundo Momento, a variância do ângulo de atrito efetivo teve influência significativa na variância de FS;

- As probabilidades de deslizamento determinadas com fatores de segurança previstos a partir de empuxos horizontais de Rankine foram significativamente maiores que as probabilidades obtidas com utilização da teoria de Coulomb, para profundidades de nível d'água superiores a 1,0m;
- Apresentou-se uma sugestão para o dimensionamento de muros de arrimo com base em probabilidades de deslizamento admissíveis. Para o caso estudado, foram obtidas probabilidades de deslizamento para várias larguras (B) de base, sendo assim, através do gráfico de B x Probabilidade de Deslizamento ou por meio da equação correspondente ao gráfico, tornou-se possível obter-se a dimensão (B) correspondente a uma probabilidade de deslizamento admissível.

- Referentes à Estabilidade de Talude

- O estudo referente à estabilidade de um talude de barragem mostrou que com os métodos de Bishop (1955) e Morgenstern & Price (1965) foram obtidos os menores valores de probabilidade de ruptura, se comparados com os métodos de Fellenius (1932) e Janbu (1955). De uma forma geral, o método do Segundo Momento apresentou, em relação ao método das Estimativas Pontuais, maiores valores de probabilidade de ruptura. O parâmetro c' teve influência significativa na variância de FS, de acordo com o método do Segundo Momento.
- A perfeita drenagem do fluxo de montante, via dreno chaminé, reduz significativamente o valor da probabilidade de ruptura.

Referências bibliográficas

- 1 AOKI, N. and VELLOSO, D. A. **An Aproximate method to estimate the bearing capacity of piles.** Proceedings, 5th. Pan American CSMFE, Buenos Aires, vol. 1, pp. 367-376. 1975.
- 2 AOKI, N., MENEGOTTO, M.L. e CINTRA, J.C.A. **Probabilidade de Ruína como Critério para Definir o Coeficiente de Segurança a ser Usado na Previsão da Carga Admissível de Fundações por Estacas.** XII COBRAMSEG, ABMS, vol. 3, p.p.1471-1481. 2002.
- 3 BENEGAS, H. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir do SPT.** Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, COPPE-UFRJ. 1993.
- 4 BENSON, C.H., ZHAI, H AND SALWA, M.R.. **Statistical Sample for Construction of Soil Liners.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 120 (10), p.p. 1704-1724. 1994
- 5 BENSON, C.H., DANIEL, D.E. and BOUTWEL, G. P. **Field Performance of Compacted Clay Liners.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE Vol. 125, Nº 5, p.p. 390-403. 1999.
- 6 BERGADO, D.T. AND ANDERSON, L.R. **Stochastic Analylisis of Pore Pressure Uncertainty for the Probabilistic Assessment of the Safety of Earth Slopes.** Soil and Foundations, Japão, vol. 25 (2), p.p. 87-105. 1985.
- 7 BERGADO, D.T., PATRON, B.C. and YOUYONGWATANA, W. **Reanalysis of Embankment Failures on Soft Ground Using Empirical Autocorrelations. Probabilistics Methods in Geotechnical Engineering,** Li/Lo Editors, p.p. 259-266. 1993.
- 8 BILFINGER, W. e HACHICH, W. **Influência do Comprimento na Variabilidade da Resistência Axial Última de Estacas.** XIII COBRAMSEG, ABMS, vol. 2, p.p. 817-820. 2006.
- 9 BISHOP, A. W. **The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes.** Geotechnique, Inglaterra, v. 5, n. 1, p.p. 7-17. 1955.
- 10 BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design.** 4th. Edition, McGraw-Hill Book Co., New York. 1988.
- 11 BUSSAB, W.O. e MORETTIN, P.A. **Estatística Básica.** 5º Ed., Editora Saraiva, São Paulo, Brasil. 2006.

- 12 CHOWDHURY, R. N. **State-of-the-Art-Report on Recent Developments in Landslides Studies: Probabilistic Methods**. 4th. International Symposium of Landslides, Toronto, Canada. 1984.
- 13 CHOWDHURY, R. N. **Successive Failures – A Probabilistic Approach**. Procedures of the XI ICSMFE, 1/C/5, p.p. 819-825, San Francisco, E.U.A. 1985.
- 14 CHOWDHURY, R. N. **Evaluating Risk**. Ground Engineering. Inglaterra. May, 1994, p.p. 35-40. 1994.
- 15 CHRISTIAN, J. T., LADD, C. C. e BAECHER, G. B. **Reliability Applied to Slope Stability Analysis**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 120 (12), p.p. 2180-2207. 1992.
- 16 CINTRA, J.C.A., AOKI, N. e ALBIERO, J.H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. Ed. Rima, São Carlos, Brasil. 2003.
- 17 CODUTO, D. P. **Foundation Design Principles and Practices**, 2nd. Ed., New Jersey: Prentice-Hall, Inc, USA. 2001.
- 18 CORDEIRO, D. D. **Obtenção de Parâmetros Geotécnicos de Areias por meio de Ensaio de Campo e Laboratório**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória-ES. 2004.
- 19 COULOMB, C. A. **Essai sur une Application des Règles des Maximis et Minimis à quelques Problèmes de Statique Relatifs à l'Architecture**. Mém. Acad. Royal Prés. Divers savants. Vol. 7. Paris, 1776.
- 20 DÉCOURT, L. e QUARESMA, A.R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT**, 6º COBRAMSEF, ABMS, Rio de Janeiro, vol. 1, p.p. 45-53. 1978.
- 21 DELL'AVANZI, E. **Confiabilidade e Probabilidade em Análises de Estabilidade de Taludes**. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 1995.
- 22 DELL'AVANZI, E. e SAYÃO, A.S.F.J. **Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes**. 11º COBRAMSEF, ABMS, Brasília, vol. 2, p.p. 1289-1295. 1998.
- 23 DUNCAN, J. M. **Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering**. Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A&M University, USA. 1999.
- 24 FALABELLA, J.V. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contensões**. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2006.

- 25 FARIAS, M.M. e ASSIS, A.P. **Uma Comparação entre Métodos Probabilísticos Aplicados a Estabilidade de Taludes.** 11º COBRAMSEG, ABMS, Brasília, vol. 2, p.p. 1305-1313. 1998.
- 26 FELLENIUS, W. **Calculation of the Stability of Earth Dams.** Transactions 2nd Congress on Large Dams, Washington, D. C., USA, vol. 4, pp. 445-459. 1936.
- 27 FENTON, G.A. and GRIFFITHS, D.V. **Probabilistic Foundation Settlement Spatially Random Soil,** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 128(5), p.p. 381-390. 2002.
- 28 GARZONIO, C.A. **Variability of the Geotechnical Properties of Plio-Pleistocene Clays (Ancona-Italy).** Proc. of the XII ICSMFE, vol. 2, p.p. 823-829, Rio de Janeiro, Brasil. 1989.
- 29 GEOSLOPE Slope /W Manual, Geoslope, Calgary, Canada. 1995.
- 30 GUEDES, M. C. S. **Considerações sobre Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes.** Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 1997.
- 31 HANSEN, J. B.. **A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity.** Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bul. N° 28, 21 pp. 1970.
- 32 HARR, M. E. **Reliability-Based Design in Civil Engineering.** Henry M. Shaw Lecture, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, 68 pp. 1984.
- 33 HARR, M. E. **Reliability- Based Design in Civil Engineennng.** McGraw-Hill, Inc., U.S.A. 1987.
- 34 HASOFER, A.M. and LIND, N.C. **Exact and Invariant Second Moment Code Format.** Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 100, p.p. 111-121. 1974.
- 35 HOOPER, J.A. and BUTLER, F.G. **Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay.** Géotechnique, vol. 16(4), p.p. 282-304. 1966.
- 36 JANBU, N.. **Slope Stability Computations. Embankment Dam Engineering,** Casagrande Volume, J. Wiley and Sons, U.S.A., pp. 47-86. 1973.
- 37 KULHAWI, F. H.. **On the Evaluation of Soil Properties.** ASCE Geotechnical Special Publication, N°31, p.p. 95-115. 1992.
- 38 LACASSE, S. and NADIN, F. **Uncertainties in Characterizing Soil Properties.** Norwegian Geotechnical Institute Publication, N° 201, Oslo, p.p. 49-75. 1997.

- 39 LEE, I. K., WEEKS, W. and INGLES, O. G. **Geotechnical Engineering**. Ed. Pitman, Marshfield, U.S.A. 1983.
- 40 LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. Ed. J. Wiley and Sons, New York. 1969.
- 41 LAPROVITERA, H. **Reavaliação de Método Semi-empírico de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas a partir de Banco de Dados**. Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ. 1988.
- 42 LIMA, L.S.A. **Uma Metodologia para Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes**. Tese de mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1991.
- 43 LUMB, P. **The Variability of Natural Soils**. Canadian Geotechnical Journal, vol. 3(2), p.p. 74-79. 1966.
- 44 LUMB, P. **Statistical Methods in Soil Investigation**. 5th. Australia - N. Zeland Conference on SMFE - Auckland, N.Z. 1967.
- 45 LUMB, P. **Safety Factors and the Probability Distribution of Soil Strength**. Canadian Geotechnical Journal, vol. 7, n° 3, p.p. 225-242. 1970.
- 46 LUMB, P. **Application of Statistics in Soil Mechanics**. Soil Mechanics: New Horizons, Ed. I.K. Lee, Butterworth, London. 1974.
- 47 MATSUO, M. and KURODA, K. **Probabilistics Approach to Design of Embankments**. Soil and Foundations, Japão, vol. 14(2), p.p. 1-17. 1974.
- 48 MEYERHOF, G. G. **Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations**. Canadian Geotechnical Journal, vol. 1, n°. 1, p.p.16-26. 1963.
- 49 MORLÁ-CATALÁN, J. e CORNELL, C. A. **Earth Slope Reliability by a LevelCrossing Method**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 102 (GT6), p.p. 591-604. 1976.
- 50 MORGENSTERN, N. R. **Stability Charts for Earth Slopes During Rapid Drawdown**. Geotchnique. Vol. 13, n° 2, p.p. 121-133. 1963.
- 51 MORGENSTERN, N. R. and PRICE, V.E. **The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces**. Geotchnique. Vol. 15, n° 1, p.p. 79-93. 1965.
- 52 NETER, J., WASSERMAIN, W. e WHITMORE, G. A., **Applied Statistics**. Allyn and Bacon, Inc., Boston, E.U.A., segunda edição. 1982.
- 53 PACHECO, M. P.. **Conceitos de Probabilidade e Análise de Risco em Estudos e Projetos de Geotecnia**. Proc. IX COBRAMSEF, ABMS, vol. 3, p.p. 37-56, Salvador, Brasil. 1990.

- 54 RANKINE, W. J. M. **On the Stability of Loose Earth**. Phil. Trans. Roy. Soc. London, Vol. 147. 1857.
- 55 RIBEIRO, R.C.H. **Probabilidade e Confiabilidade em Geotecnia de Fundações Superficiais**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2000.
- 56 ROSENBLUETH, R.Y. **Point Estimates for Probability Moments**. Proc. of the National Academy of Sciences, Mathematics Section, vol. 72 (10), p.p. 3812-3814. 1975.
- 57 SANDRONI, S. S. e SAYÃO, A. S. F. J. **Avaliação Estatística do Coeficiente de Segurança de Taludes**. 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes, Rio de Janeiro, ABMS, vol.2, 523-535. 1992.
- 58 SANDRONI, S. S., SANTANA, F. C., RAMOS, J. M. S. e SAYÃO, A. S. F. J. **Talude Rompido em Solo Saprolítico de Micaxisto na Mina do Cauê**. 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes, Rio de Janeiro, ABMS, vol. 1, 285-292. 1992.
- 59 SCHMERTMANN, J. H. **Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96 (SM 3), 1011-1043. 1970.
- 60 SCHMERTMANN, J. H., HARTMAN, J. P. and BROWN, P. R. **Improved Strain Influence Factor Diagrams**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 104 (GT8), 1131-1135. 1978.
- 61 SMITH, G. N. **Probabilistic and Statistics in Civil Engineering**. Collings Professional and Technical Books, London, U. K. 1986.
- 62 S.R.H.-CE **Dados da Barragem de Benguê**, inaugurada em 2000. Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará. Website www.atlas.srh.ce.gov.br/obras/acudes/estado.asp acessado em Julho de 2007. 2007.
- 63 TERZAGHI, K. and PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1st. Edition, John Willey and Sons, New York, 566p. 1948.
- 64 TERZAGHI, K. and PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. ed, John Willey and Sons, New York, 729p. 1967.
- 65 VANMARCKE, E. H. **Probabilistic Modeling of Soil Profiles**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 103 (GT11), 1227-1246. 1977-A.
- 66 VANMARCKE, E. H. **Reliability of Earth Slopes**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 103 (GT11), 1247-1265. (1977-B).

- 67 VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. **Fundações**. 2^a Edição, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro. 1997.
- 68 VESIC, A. S. **Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 99, SM 1, p.p. 45-73. 1973.
- 69 VESIC, A. S. **Principles of Pile Foundation Design**. Soil Mechanics Series, Nº 38, School of Engineering, Duke University, Durham, NC, 48 pp. 1975.
- 70 WHITMAN, R. V. **Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineennng**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 110 (2), 145-188. 1984.

Apêndice 1 - Valores da função distribuição acumulada normal

Tabela 9.1. Valores da função distribuição acumulada normal

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-(1/2)t^2} dt$$

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998									
4.0	0.99997									
5.0	0.999997									
6.0	0.99999999									

10

Apêndice 2 - Cálculos dos recalques

Tabela 10.1. Valores de recalques para $\alpha=5$, previstos através do método de Schmertmann (1978)

PILARES		SAPATAS	RECALQUES (mm)							
Nº	CARGA (kN)	TENSÃO (KPa)	CPT1A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT2A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT3A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT4A	$(\rho - E[\rho])^2$
P1	1000	200	12,67	7,42	14,85	0,54	21,04	6,25	16,39	0,89
P2	2500	200	23,4	64,10	24,71	112,28	32,77	202,48	27,89	154,83
P3	2000	200	20,51	26,18	22,49	70,16	30,32	138,76	25,52	101,47
P4	2300	200	22,38	48,81	23,93	96,36	31,91	178,75	27,05	134,63
P5	4400	200	28,64	175,46	28,26	200,11	36,62	326,87	31,87	269,72
P6	2600	200	23,87	71,85	25,06	119,82	33,17	214,02	28,27	164,43
P7	2200	200	21,81	41,17	23,5	88,10	31,43	166,14	26,59	124,17
P8	3600	200	27,16	138,45	27,42	177,05	35,82	298,58	30,84	236,95
P9	2400	200	22,91	56,49	24,33	104,37	32,36	190,98	27,48	144,79
P10	1500	200	16,45	1,12	19,19	25,77	26,65	65,77	21,97	42,55
P11	2100	200	21,19	33,60	23,03	79,50	30,91	153,01	26,09	113,27
P12	2200	200	21,81	41,17	23,5	88,10	31,43	166,14	26,59	124,17
P101	150	200	3,95	130,96	3,61	110,33	4,25	204,22	3,16	150,97
P102	150	200	3,95	130,96	3,61	110,33	4,25	204,22	3,16	150,97
P103	150	200	3,95	130,96	3,61	110,33	4,25	204,22	3,16	150,97
P104	150	200	3,95	130,96	3,61	110,33	4,25	204,22	3,16	150,97
P105	300	200	5,85	91,08	6,09	64,38	7,31	126,12	5,33	102,35
P106	200	200	4,53	118,02	4,33	95,72	4,98	183,89	3,76	136,58
P107	200	200	4,53	118,02	4,33	95,72	4,98	183,89	3,76	136,58
P108	150	200	3,95	130,96	3,61	110,33	4,25	204,22	3,16	150,97
P109	150	200	3,95	130,96	3,61	110,33	4,25	204,22	3,16	150,97
P110	200	200	4,53	118,02	4,33	95,72	4,98	183,89	3,76	136,58
P111	150	200	3,95	130,96	3,61	110,33	4,25	204,22	3,16	150,97
		Média parcial	13,5		14,1		18,5		15,4	
		E[ρ]	15,394							
		V[ρ]	129,12							
		s	11,363							

Tabela 10.2. Valores de recalques para $\alpha=6$, previstos através do método de Schmertmann (1978)

PILARES		SAPATAS	RECALQUES (mm)							
Nº	CARGA (kN)	TENSÃO (KPa)	CPT1A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT2A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT3A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT4A	$(\rho - E[\rho])^2$
P1	1000	200	10,56	5,15	12,38	0,38	17,53	4,34	13,66	0,62
P2	2500	200	19,50	44,51	20,59	77,97	27,31	140,61	23,24	107,52
P3	2000	200	17,09	18,18	18,74	48,72	25,27	96,36	21,27	70,46
P4	2300	200	18,65	33,89	19,94	66,91	26,59	124,13	22,54	93,49
P5	4400	200	23,87	121,85	23,55	138,97	30,52	226,99	26,56	187,30
P6	2600	200	19,89	49,89	20,88	83,21	27,64	148,63	23,56	114,19
P7	2200	200	18,18	28,59	19,58	61,18	26,19	115,38	22,16	86,23
P8	3600	200	22,63	96,14	22,85	122,95	29,85	207,35	25,70	164,55
P9	2400	200	19,09	39,23	20,28	72,48	26,97	132,63	22,90	100,55
P10	1500	200	13,71	0,77	15,99	17,89	22,21	45,67	18,31	29,55
P11	2100	200	17,66	23,33	19,19	55,21	25,76	106,25	21,74	78,66
P12	2200	200	18,18	28,59	19,58	61,18	26,19	115,38	22,16	86,23
P101	150	200	3,29	90,94	3,01	76,62	3,54	141,82	2,63	104,84
P102	150	200	3,29	90,94	3,01	76,62	3,54	141,82	2,63	104,84
P103	150	200	3,29	90,94	3,01	76,62	3,54	141,82	2,63	104,84
P104	150	200	3,29	90,94	3,01	76,62	3,54	141,82	2,63	104,84
P105	300	200	4,88	63,25	5,08	44,71	6,09	87,59	4,44	71,08
P106	200	200	3,78	81,96	3,61	66,48	4,15	127,70	3,13	94,85
P107	200	200	3,78	81,96	3,61	66,48	4,15	127,70	3,13	94,85
P108	150	200	3,29	90,94	3,01	76,62	3,54	141,82	2,63	104,84
P109	150	200	3,29	90,94	3,01	76,62	3,54	141,82	2,63	104,84
P110	200	200	3,78	81,96	3,61	66,48	4,15	127,70	3,13	94,85
P111	150	200	3,29	90,94	3,01	76,62	3,54	141,82	2,63	104,84
		Média parcial	11,2		11,8		15,5		12,9	
		E[ρ]	12,83							
		V[ρ]	89,66							
		s	9,47							

Tabela 10.3. Valores de recalques para $\alpha=10$, previstos através do método de Schmertmann (1978)

PILARES		SAPATAS	RECALQUES (mm)							
Nº	CARGA (kN)	TENSÃO (KPa)	CPT1A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT2A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT3A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT4A	$(\rho - E[\rho])^2$
P1	1000	200	6,34	1,85	7,43	0,14	10,52	1,56	8,20	0,22
P2	2500	200	11,70	16,03	12,36	28,07	16,39	50,62	13,95	38,71
P3	2000	200	10,26	6,54	11,25	17,54	15,16	34,69	12,76	25,37
P4	2300	200	11,19	12,20	11,97	24,09	15,96	44,69	13,53	33,66
P5	4400	200	14,32	43,87	14,13	50,03	18,31	81,72	15,94	67,43
P6	2600	200	11,94	17,96	12,53	29,95	16,59	53,51	14,14	41,11
P7	2200	200	10,91	10,29	11,75	22,02	15,72	41,54	13,30	31,04
P8	3600	200	13,58	34,61	13,71	44,26	17,91	74,65	15,42	59,24
P9	2400	200	11,46	14,12	12,17	26,09	16,18	47,75	13,74	36,20
P10	1500	200	8,23	0,28	9,60	6,44	13,33	16,44	10,99	10,64
P11	2100	200	10,60	8,40	11,52	19,87	15,46	38,25	13,05	28,32
P12	2200	200	10,91	10,29	11,75	22,02	15,72	41,54	13,30	31,04
P101	150	200	1,98	32,74	1,81	27,58	2,13	51,05	1,58	37,74
P102	150	200	1,98	32,74	1,81	27,58	2,13	51,05	1,58	37,74
P103	150	200	1,98	32,74	1,81	27,58	2,13	51,05	1,58	37,74
P104	150	200	1,98	32,74	1,81	27,58	2,13	51,05	1,58	37,74
P105	300	200	2,93	22,77	3,05	16,10	3,66	31,53	2,67	25,59
P106	200	200	2,27	29,50	2,17	23,93	2,49	45,97	1,88	34,15
P107	200	200	2,27	29,50	2,17	23,93	2,49	45,97	1,88	34,15
P108	150	200	1,98	32,74	1,81	27,58	2,13	51,05	1,58	37,74
P109	150	200	1,98	32,74	1,81	27,58	2,13	51,05	1,58	37,74
P110	200	200	2,27	29,50	2,17	23,93	2,49	45,97	1,88	34,15
P111	150	200	1,98	32,74	1,81	27,58	2,13	51,05	1,58	37,74
		Média parcial	6,7		7,1		9,3		7,7	
		E[ρ]	7,70							
		V[ρ]	32,28							
		s	5,68							

Tabela 10.4. Valores de recalques para $\alpha=5$, previstos através do método de Schmertmann (1978), utilizando-se duas tensões admissíveis

PILARES		SAPATAS	RECALQUES (mm)							
Nº	CARGA (kN)	TENSÃO (KPa)	CPT1A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT2A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT3A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT4A	$(\rho - E[\rho])^2$
P1	1000	200	12,67	11,30	14,85	0,03	21,04	3,22	16,39	0,17
P2	2500	200	23,4	54,28	24,71	100,88	32,77	182,93	27,89	141,96
P3	2000	200	20,51	20,05	22,49	61,21	30,32	122,66	25,52	91,10
P4	2300	200	22,38	40,29	23,93	85,82	31,91	160,41	27,05	122,65
P5	4400	200	28,64	158,96	28,26	184,79	36,62	301,90	31,87	252,64
P6	2600	200	23,87	61,43	25,06	108,03	33,17	193,91	28,27	151,16
P7	2200	200	21,81	33,38	23,5	78,04	31,43	148,48	26,59	112,67
P8	3600	200	27,16	123,83	27,42	162,66	35,82	274,74	30,84	220,96
P9	2400	200	22,91	47,30	24,33	93,39	32,36	172,01	27,48	132,36
P10	1500	200	16,45	0,17	19,19	20,47	26,65	54,84	21,97	35,94
P11	2100	200	21,19	26,60	23,03	69,96	30,91	136,08	26,09	102,31
P12	2200	200	21,81	33,38	23,5	78,04	31,43	148,48	26,59	112,67
P101	150	300	5,54	110,09	4,75	98,33	5,74	182,38	4,29	136,54
P102	150	300	5,54	110,09	4,75	98,33	5,74	182,38	4,29	136,54
P103	150	300	5,54	110,09	4,75	98,33	5,74	182,38	4,29	136,54
P104	150	300	5,54	110,09	4,75	98,33	5,74	182,38	4,29	136,54
P105	300	300	7,46	73,48	7,15	56,49	8,22	121,55	6,21	95,36
P106	200	300	6,18	97,07	5,55	83,10	6,6	159,89	4,88	123,10
P107	200	300	6,18	97,07	5,55	83,10	6,6	159,89	4,88	123,10
P108	150	300	5,54	110,09	4,75	98,33	5,74	182,38	4,29	136,54
P109	150	300	5,54	110,09	4,75	98,33	5,74	182,38	4,29	136,54
P110	200	300	6,18	97,07	5,55	83,10	6,6	159,89	4,88	123,10
P111	150	300	5,54	110,09	4,75	98,33	5,74	182,38	4,29	136,54
		Média parcial	14,2		14,7		19,2		16,0	
		Média	16,03							
		variância	114,93							
		s	10,72							

Tabela 10.5. Valores de recalques para $\alpha=6$, previstos através do método de Schmertmann (1978), utilizando-se duas tensões admissíveis

PILARES		SAPATAS	RECALQUES (mm)							
Nº	CARGA (kN)	TENSÃO (KPa)	CPT1A	(ρ - $E[\rho]$) ²	CPT2A	(ρ - $E[\rho]$) ²	CPT3A	(ρ - $E[\rho]$) ²	CPT4A	(ρ - $E[\rho]$) ²
P1	1000	200	10,56	7,85	12,38	0,02	17,53	2,24	13,66	0,12
P2	2500	200	19,50	37,70	20,59	70,06	27,31	127,04	23,24	98,58
P3	2000	200	17,09	13,92	18,74	42,51	25,27	85,18	21,27	63,27
P4	2300	200	18,65	27,98	19,94	59,60	26,59	111,39	22,54	85,17
P5	4400	200	23,87	110,39	23,55	128,33	30,52	209,65	26,56	175,45
P6	2600	200	19,89	42,66	20,88	75,02	27,64	134,66	23,56	104,97
P7	2200	200	18,18	23,18	19,58	54,19	26,19	103,11	22,16	78,25
P8	3600	200	22,63	85,99	22,85	112,96	29,85	190,79	25,70	153,45
P9	2400	200	19,09	32,85	20,28	64,86	26,97	119,45	22,90	91,92
P10	1500	200	13,71	0,12	15,99	14,21	22,21	38,08	18,31	24,96
P11	2100	200	17,66	18,47	19,19	48,58	25,76	94,50	21,74	71,05
P12	2200	200	18,18	23,18	19,58	54,19	26,19	103,11	22,16	78,25
P101	150	300	4,62	76,45	3,96	68,28	4,78	126,65	3,58	94,82
P102	150	300	4,62	76,45	3,96	68,28	4,78	126,65	3,58	94,82
P103	150	300	4,62	76,45	3,96	68,28	4,78	126,65	3,58	94,82
P104	150	300	4,62	76,45	3,96	68,28	4,78	126,65	3,58	94,82
P105	300	300	6,22	51,03	5,96	39,23	6,85	84,41	5,18	66,22
P106	200	300	5,15	67,41	4,63	57,71	5,50	111,04	4,07	85,49
P107	200	300	5,15	67,41	4,63	57,71	5,50	111,04	4,07	85,49
P108	150	300	4,62	76,45	3,96	68,28	4,78	126,65	3,58	94,82
P109	150	300	4,62	76,45	3,96	68,28	4,78	126,65	3,58	94,82
P110	200	300	5,15	67,41	4,63	57,71	5,50	111,04	4,07	85,49
P111	150	300	4,62	76,45	3,96	68,28	4,78	126,65	3,58	94,82
		Média parcial	11,9		12,2		16,0		13,3	
		Média	13,36							
		variância	79,81							
		s	8,93							

Tabela 10.6. Valores de recalques para $\alpha=10$, previstos através do método de Schmertmann (1978), utilizando-se duas tensões admissíveis

PILARES		SAPATAS	RECALQUES (mm)							
Nº	CARGA (kN)	TENSÃO (KPa)	CPT1A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT2A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT3A	$(\rho - E[\rho])^2$	CPT4A	$(\rho - E[\rho])^2$
P1	1000	200	6,34	2,83	7,43	0,01	10,52	0,81	8,20	0,04
P2	2500	200	11,70	13,57	12,36	25,22	16,39	45,73	13,95	35,49
P3	2000	200	10,26	5,01	11,25	15,30	15,16	30,67	12,76	22,78
P4	2300	200	11,19	10,07	11,97	21,46	15,96	40,10	13,53	30,66
P5	4400	200	14,32	39,74	14,13	46,20	18,31	75,47	15,94	63,16
P6	2600	200	11,94	15,36	12,53	27,01	16,59	48,48	14,14	37,79
P7	2200	200	10,91	8,35	11,75	19,51	15,72	37,12	13,30	28,17
P8	3600	200	13,58	30,96	13,71	40,67	17,91	68,68	15,42	55,24
P9	2400	200	11,46	11,83	12,17	23,35	16,18	43,00	13,74	33,09
P10	1500	200	8,23	0,04	9,60	5,12	13,33	13,71	10,99	8,98
P11	2100	200	10,60	6,65	11,52	17,49	15,46	34,02	13,05	25,58
P12	2200	200	10,91	8,35	11,75	19,51	15,72	37,12	13,30	28,17
P101	150	300	2,77	27,52	2,38	24,58	2,87	45,59	2,15	34,14
P102	150	300	2,77	27,52	2,38	24,58	2,87	45,59	2,15	34,14
P103	150	300	2,77	27,52	2,38	24,58	2,87	45,59	2,15	34,14
P104	150	300	2,77	27,52	2,38	24,58	2,87	45,59	2,15	34,14
P105	300	300	3,73	18,37	3,58	14,12	4,11	30,39	3,11	23,84
P106	200	300	3,09	24,27	2,78	20,78	3,30	39,97	2,44	30,78
P107	200	300	3,09	24,27	2,78	20,78	3,30	39,97	2,44	30,78
P108	150	300	2,77	27,52	2,38	24,58	2,87	45,59	2,15	34,14
P109	150	300	2,77	27,52	2,38	24,58	2,87	45,59	2,15	34,14
P110	200	300	3,09	24,27	2,78	20,78	3,30	39,97	2,44	30,78
P111	150	300	2,77	27,52	2,38	24,58	2,87	45,59	2,15	34,14
		Média parcial	7,1		7,3		9,6		8,0	
		Média	8,02							
		variância	28,73							
		s	5,36							

11

Apêndice 3 - Cálculos de média e variância de FS, pelos métodos do Segundo Momento e das Estimativas Pontuais, para o muro de arrimo analisado no Capítulo 5, com diversas posições de nível d'água

Tabela 11.1. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 4,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]		1,48								
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência	
ϕ' (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,059	0,05294	69,89	
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	-0,002	-0,026	0,00079	1,05	
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,021	0,021	0,00004	0,06	
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,296	2,964	0,02196	29,00	
Σ								0,0757	100,0	

Tabela 11.2. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 4,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]		1,44								
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência	
ϕ' (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,054	0,04503	67,94	
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	-0,002	-0,022	0,00061	0,92	
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,021	0,021	0,00004	0,06	
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,287	2,870	0,02060	31,07	
Σ								0,0663	100,0	

Tabela 11.3. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 3,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]		1,36								
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência	
ϕ' (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,000	0,048	0,03480	64,63	
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	-0,001	-0,018	0,00039	0,72	
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,020	0,020	0,00004	0,07	
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,273	2,729	0,01862	34,58	
Σ								0,0538	100,0	

Tabela 11.4. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 3,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]	1,28								
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ° (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,000	0,040	0,02464	59,83
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	-0,001	-0,013	0,00020	0,49
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,018	0,018	0,00003	0,08
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,255	2,554	0,01631	39,60
							Σ	0,0412	100,0

Tabela 11.5. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 2,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]	1,18								
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ° (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,000	0,032	0,01614	53,49
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	-0,001	-0,008	0,00007	0,25
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,017	0,017	0,00003	0,09
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,236	2,360	0,01393	46,16
							Σ	0,0302	100,0

Tabela 11.6. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 2,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]	1,08								
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ° (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,000	0,025	0,00986	45,70
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	0,000	-0,003	0,00001	0,06
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,016	0,016	0,00002	0,11
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,216	2,161	0,01167	54,12
							Σ	0,0216	100,0

Tabela 11.7. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 1,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]		0,98							
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Variação Δx_i	Variação de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,000	0,019	0,00564	36,83
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	0,000	0,000	0,00000	0,00
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,014	0,014	0,00002	0,13
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,196	1,964	0,00965	63,04
Σ								0,0153	100,0

Tabela 11.8. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 1,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]		0,89							
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Variação Δx_i	Variação de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,000	0,014	0,00302	27,54
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	0,000	0,003	0,00001	0,11
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,013	0,013	0,00002	0,15
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,178	1,778	0,00791	72,20
Σ								0,0110	100,0

Tabela 11.9. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 0,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]		0,80							
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Variação Δx_i	Variação de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,000	0,010	0,00150	18,73
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	0,000	0,005	0,00003	0,43
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,012	0,012	0,00001	0,16
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,161	1,606	0,00645	80,67
Σ								0,0080	100,0

Tabela 11.10. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água na superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

E[FS]		0,72								
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência	
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,000	0,007	0,00067	11,25	
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,07	0,000	0,007	0,00006	0,94	
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,010	0,010	0,00001	0,18	
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	0,1	0,145	1,450	0,00525	87,63	
Σ								0,0060	100,0	

Tabela 11.11. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 4,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]		1,91								
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência	
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0170	-0,085	0,11039	74,47	
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	0,006	0,032	0,00126	0,85	
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,028	-0,028	0,00007	0,05	
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-3,821	-3,821	0,03650	24,63	
Σ								0,1482	100,0	

Tabela 11.12. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 4,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]		1,83								
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência	
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0152	-0,076	0,08881	72,17	
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	0,005	0,027	0,00086	0,70	
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,026	-0,026	0,00007	0,06	
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-3,650	-3,650	0,03331	27,07	
Σ								0,1230	100,0	

Tabela 11.13. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 3,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]		1,70							
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ' (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0128	-0,064	0,06318	68,23
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	0,004	0,019	0,00044	0,48
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,024	-0,024	0,00006	0,06
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-3,401	-3,401	0,02891	31,23
Σ								0,0926	100,0

Tabela 11.14. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 3,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]		1,55							
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ' (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0103	-0,051	0,04048	62,48
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	0,002	0,011	0,00015	0,24
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,022	-0,022	0,00005	0,08
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-3,106	-3,106	0,02411	37,21
Σ								0,0648	100,0

Tabela 11.15. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 2,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]		1,40							
Parâmetros x_i	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ' (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0079	-0,039	0,02381	54,85
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	0,001	0,004	0,00002	0,05
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,020	-0,020	0,00004	0,09
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-2,795	-2,795	0,01953	45,00
Σ								0,0434	100,0

Tabela 11.16. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 2,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]		1,25							
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0058	-0,029	0,01305	45,62
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	0,000	-0,001	0,00000	0,01
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,018	-0,018	0,00003	0,11
$tg\delta$	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-2,491	-2,491	0,01552	54,26
Σ								0,0286	100,0

Tabela 11.17. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 1,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]		1,10							
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0042	-0,021	0,00673	35,45
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	-0,001	-0,005	0,00004	0,19
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,016	-0,016	0,00002	0,13
$tg\delta$	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-2,208	-2,208	0,01219	64,24
Σ								0,0190	100,0

Tabela 11.18. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 1,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]		0,98							
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0029	-0,015	0,00327	25,35
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	-0,002	-0,008	0,00008	0,62
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,014	-0,014	0,00002	0,15
$tg\delta$	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-1,953	-1,953	0,00953	73,87
Σ								0,0129	100,0

Tabela 11.19. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado a uma profundidade de 0,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]									
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0020	-0,010	0,00149	16,42
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	-0,002	-0,010	0,00012	1,30
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,012	-0,012	0,00002	0,17
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-1,727	-1,727	0,00745	82,12
Σ								0,0091	100,0

Tabela 11.20. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com nível d'água situado na superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

E[FS]									
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,2	-0,0013	-0,006	0,00062	9,39
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,2	-0,002	-0,011	0,00014	2,13
$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	-0,011	-0,011	0,00001	0,18
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	-1,529	-1,529	0,00584	88,30
Σ								0,0066	100,0

Tabela 11.21. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 4,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,88	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,96	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,38	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,54	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,87	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,16	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,43	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,53	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,17	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,12	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,59	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,42	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,37	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,94	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,13	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,60	
					E[FS]	1,506
					V[FS]	0,078

Tabela 11.22. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 4,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,81	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,88	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,35	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,48	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,80	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,13	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,40	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,47	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,14	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,09	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,52	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,38	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,34	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,86	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,10	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,53	
					E[FS]	1,455
					V[FS]	0,068

Tabela 11.23. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 3,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,71	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,76	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,30	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,40	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,69	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,08	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,34	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,39	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,10	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,05	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,42	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,33	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,29	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,74	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,06	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,44	
					E[FS]	1,380
					V[FS]	0,055

Tabela 11.24. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 3,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,58	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,61	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,23	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,29	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,57	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,03	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,27	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,28	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,04	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,00	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,31	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,25	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,22	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,60	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,01	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,32	
					E[FS]	1,288
					V[FS]	0,042

Tabela 11.25. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 2,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,44	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,46	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,16	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,18	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,43	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,96	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,18	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,17	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,97	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,94	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,18	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,17	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,15	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,45	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,95	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,19	
					E[FS]	1,187
					V[FS]	0,030

Tabela 11.26. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 2,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	$\gamma_{concreto}$ (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,31	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,31	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,08	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,07	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,29	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,89	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,09	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,06	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,90	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,88	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,06	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,08	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,07	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,30	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,88	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,07	
					E[FS]	1,084
					V[FS]	0,022

Tabela 11.27. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 1,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,17	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,17	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,00	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	0,96	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,16	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,82	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,01	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	0,95	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,82	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,81	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	0,94	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,00	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	0,99	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,15	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,82	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	0,95	
					E[FS]	0,984
					V[FS]	0,015

Tabela 11.28. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 1,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,05	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,04	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	0,92	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	0,86	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,04	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,75	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	0,92	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	0,85	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,75	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,75	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	0,84	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	0,91	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	0,91	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,03	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,75	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	0,85	
					E[FS]	0,889
					V[FS]	0,011

Tabela 11.29. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 0,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	0,94	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	0,92	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	0,85	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	0,77	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	0,93	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,68	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	0,84	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	0,76	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,69	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,69	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	0,75	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	0,83	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	0,84	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	0,91	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,69	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	0,75	
					E[FS]	0,803
					V[FS]	0,008

Tabela 11.30. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado na superfície do terrapleno e empuxos de Rankine

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	0,84	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	0,82	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	0,78	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	0,69	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	0,83	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,62	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	0,77	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	0,68	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,63	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,63	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	0,66	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	0,76	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	0,77	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	0,81	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,64	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	0,67	
					E[FS]	0,724
					V[FS]	0,006

Tabela 11.31. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 4,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	2,47	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	2,56	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,75	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	2,02	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	2,45	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,47	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,81	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	2,00	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,48	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,42	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	2,08	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,80	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,73	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	2,54	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,43	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	2,10	
					E[FS]	1,944
					V[FS]	0,152

Tabela 11.32. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 4,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	2,34	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	2,41	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,69	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,91	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	2,32	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,42	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,75	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,90	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,43	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,37	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,96	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,73	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,67	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	2,39	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,38	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,97	
					E[FS]	1,852
					V[FS]	0,125

Tabela 11.33. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 3,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	2,15	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	2,20	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,60	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,76	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	2,13	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,33	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,64	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,75	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,35	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,30	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,78	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,63	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,58	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	2,18	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,31	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,80	
					E[FS]	1,719
					V[FS]	0,094

Tabela 11.34. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 3,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,94	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,96	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,49	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,59	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,92	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,23	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,52	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,57	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,24	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,21	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,59	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,51	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,48	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,94	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,22	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,60	
					E[FS]	1,564
					V[FS]	0,065

Tabela 11.35. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 2,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,72	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,72	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,37	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,41	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,70	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,13	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,39	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,39	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,14	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,11	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,40	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,38	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,36	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,71	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,12	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,41	
					E[FS]	1,403
					V[FS]	0,044

Tabela 11.36. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 2,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,51	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,50	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,25	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,24	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,50	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	1,02	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,26	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,23	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	1,03	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	1,01	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,21	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,24	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,24	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,48	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	1,02	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,23	
					E[FS]	1,247
					V[FS]	0,029

Tabela 11.37. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 1,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)	
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,32
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,30
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,13
4	19,939	34,036	0,45	23,864	1,08
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,31
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,91
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,13
8	19,939	34,036	0,45	23,236	1,07
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,92
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,92
11	17,741	34,036	0,45	23,236	1,05
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,12
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,12
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,29
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,93
16	17,741	34,036	0,45	23,864	1,06
E[FS]					1,104
V[FS]					0,019

Tabela 11.38. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 1,0m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)	
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,15
2	17,741	34,036	0,55	23,864	1,13
3	19,939	26,204	0,55	23,864	1,02
4	19,939	34,036	0,45	23,864	0,94
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,14
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,82
7	17,741	26,204	0,55	23,864	1,01
8	19,939	34,036	0,45	23,236	0,94
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,83
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,83
11	17,741	34,036	0,45	23,236	0,91
12	17,741	26,204	0,55	23,236	1,00
13	19,939	26,204	0,55	23,236	1,01
14	17,741	34,036	0,55	23,236	1,12
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,83
16	17,741	34,036	0,45	23,864	0,92
E[FS]					0,975
V[FS]					0,013

Tabela 11.39. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado a uma profundidade de 0,5m em relação à superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	1,01	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	0,98	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	0,92	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	0,83	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	1,00	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,73	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	0,90	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	0,82	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,74	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,74	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	0,79	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	0,89	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	0,91	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	0,97	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,75	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	0,80	
					E[FS]	0,862
					V[FS]	0,009

Tabela 11.40. Média e Variância de FS, pelo método das Estimativas Pontuais, com nível d'água situado na superfície do terrapleno e empuxos de Coulomb

Combinação	Valores dos Parâmetros				FS	
	γ_t (kN/m ³)	ϕ'	tg δ	γ_{concreto} (kN/m ³)		
1	19,939	34,036	0,55	23,864	0,89	
2	17,741	34,036	0,55	23,864	0,85	
3	19,939	26,204	0,55	23,864	0,83	
4	19,939	34,036	0,45	23,864	0,73	
5	19,939	34,036	0,55	23,236	0,88	
6	17,741	26,204	0,45	23,236	0,65	
7	17,741	26,204	0,55	23,864	0,81	
8	19,939	34,036	0,45	23,236	0,72	
9	17,741	26,204	0,45	23,864	0,66	
10	19,939	26,204	0,45	23,236	0,67	
11	17,741	34,036	0,45	23,236	0,69	
12	17,741	26,204	0,55	23,236	0,80	
13	19,939	26,204	0,55	23,236	0,82	
14	17,741	34,036	0,55	23,236	0,85	
15	19,939	26,204	0,45	23,864	0,68	
16	17,741	34,036	0,45	23,864	0,70	
					E[FS]	0,763
					V[FS]	0,007

12

Apêndice 4 - Cálculos de média e variância de FS, pelo método do Segundo Momento, variando-se a dimensão B para o muro de arrimo analisado no Capítulo 5

Tabela 12.1. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com B=4m e empuxos de Rankine

E[FS]									
Parâmetros	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,061	0,0579	70,6
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,3	-0,008	-0,028	0,0009	1,1
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,023	0,023	0,0001	0,1
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	3,046	3,046	0,0232	28,2
							Σ	0,0821	100,0

Tabela 12.2. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com B=4,5m e empuxos de Rankine

E[FS]									
Parâmetros	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,063	0,0605	70,5
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,3	-0,009	-0,030	0,0011	1,2
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,024	0,024	0,0001	0,1
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	3,114	3,114	0,0242	28,2
							Σ	0,0859	100,0

Tabela 12.3. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com B=5m e empuxos de Rankine

E[FS]									
Parâmetros	Média	Coeficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,064	0,0632	70,4
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,3	-0,009	-0,031	0,0012	1,3
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,025	0,025	0,0001	0,1
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	3,182	3,182	0,0253	28,2
							Σ	0,0898	100,0

Tabela 12.4. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com B=5,5m e empuxos de Rankine

E[FS]		1,62							
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ° (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,066	0,0660	70,3
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,3	-0,010	-0,033	0,0013	1,4
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,027	0,027	0,0001	0,1
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	3,250	3,250	0,0264	28,2
Σ								0,0938	100,0

Tabela 12.5. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com B=6m e empuxos de Rankine

E[FS]		1,66							
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ° (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,067	0,0687	70,3
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,3	-0,010	-0,035	0,0015	1,5
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,028	0,028	0,0001	0,1
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	3,318	3,318	0,0275	28,1
Σ								0,0978	100,0

Tabela 12.6. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com B=6,5m e empuxos de Rankine

E[FS]		1,69							
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ° (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,068	0,0716	70,2
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,3	-0,011	-0,037	0,0016	1,6
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,030	0,030	0,0001	0,1
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	3,386	3,386	0,0287	28,1
Σ								0,1020	100,0

Tabela A12.7. Média e Variância de FS, pelo método do Segundo Momento, com B=7m e empuxos de Rankine

E[FS]		1,73							
Parâmetros x_i	Média	Coefficiente de Variação	Desvio Padrão	Variância	Varição Δx_i	Varição de FS _i	$\Delta FS_i/\Delta x_i$	$(\Delta FS_i/\Delta x_i)^2 \cdot V[x_i]$	% de Influência
ϕ° (°)	30,12	0,13	3,916	15,332	0,01	0,001	0,070	0,0745	70,1
γ_t (kN/m ³)	18,84	0,06	1,099	1,208	0,3	-0,012	-0,038	0,0018	1,7
γ_{concreto} (kN/m ³)	23,55	0,01	0,314	0,099	1	0,031	0,031	0,0001	0,1
tg δ	0,5	0,10	0,050	0,003	1	3,454	3,454	0,0298	28,1
Σ								0,1062	100,0

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)