

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – Mestrado

RINALDO GARCIA RAMIREZ

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

MARINGÁ

2016

RINALDO GARCIA RAMIREZ

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério
Cordeiro dos Reis

MARINGÁ

2016

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá, PR, Brasil)**

R173a Ramirez, Rinaldo Garcia
 Análise de confiabilidade em estruturas de
 contenção / Rinaldo Garcia Ramirez. -- Maringá,
 2016.
 145 f. : il. color., figs., tabs.

 Orientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro
 dos Reis.

 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
 Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de
 Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em
 Engenharia Civil, 2016.

 1. Estruturas de contenção e tirantes -
 Segurança. 2. Estruturas de contenção e tirantes -
 Confiabilidade. 3. Estruturas de contenção e
 tirantes - Probabilidade de falha. 4. Cortina
 atirantada. 5. Parede diafragma. I. Reis, Jeselay
 Hemetério Cordeiro dos, orient. II. Universidade
 Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia.
 Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-
 Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 21.ed. 624.1

AMMA-003109

RINALDO GARCIA RAMIREZ

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

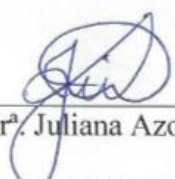
Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Engenharia de Estruturas, para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 05 de fevereiro de 2016.



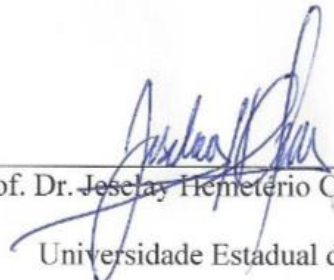
Prof. Dr. José Renato Moreira da Silva
TCM/IME- Rio de Janeiro

Membro



Profª. Drª. Juliana Azoia Lukiantchuki
Universidade Estadual de Maringá

Membro



Prof. Dr. Jeselaj Hemetério Cordeiro dos Reis
Universidade Estadual de Maringá

Orientador

Ao meu pai, Francisco Granado Ramirez
(*in memoriam*).

AGRADECIMENTOS

A Deus, por permitir que, mesmo após tanto tempo de graduado, realiza-se esse sonho. Só Ele sabe o quanto ansiava por isso!

À minha esposa, Suely, por seu apoio nas horas em que o desamino e a vontade de desistir, diante das dificuldades de voltar a estudar e ainda continuar trabalhando, me afligiam.

Aos meus filhos, Rafael e João Pedro, pela compreensão na “falta de tempo” juntos, trocados pelas horas e estudo e pesquisa.

À minha mãe, Lázara, pela dedicação aos filhos.

Ao meu orientador Professor Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis pela paciência na minha orientação. Não foi fácil orientar um aluno que, apesar da experiência profissional, após tanto tempo de graduado não recordava alguns conceitos teóricos básicos...

A todos que, de forma direta ou indireta, colaboraram para a realização deste trabalho.

“O único lugar onde o sucesso vem antes
do trabalho é no dicionário.”

Albert Einstein

RESUMO

Neste trabalho pretende-se mostrar que uma abordagem probabilística, através de cálculos de confiabilidade, fornece um meio de avaliar os efeitos combinados das incertezas e distinguir quais incertezas tem maior impacto sobre a segurança de uma estrutura de contenção. Para tal, desenvolveram-se quatro estudos de caso em estruturas de contenção destinadas a implantação de subsolos no meio urbano. Todas as análises foram feitas para a fase de construção provisória. Aplicou-se a análise de confiabilidade através do método proposto pelo U.S. Army Corps of Engineers (1997) e comparou-se aos requisitos mínimos previstos pelo próprio U.S. Army Corps of Engineers (1997) e também pelo Eurocode. Como resultado, observou-se que a análise de confiabilidade permite uma visualização de como cada parâmetro geotécnico influencia no cálculo do fator de segurança global (FS), destacando assim qual parâmetro requer maior atenção. Conclui-se que a análise de confiabilidade, analisada através do U.S. Army Corps of Engineers (1997), é um procedimento simples e que sua aplicação permite avaliar os efeitos combinados dos parâmetros envolvidos no cálculo do fator de segurança (FS) além de permitir uma visualização da influência de cada parâmetro envolvido no cálculo do fator de segurança (FS).

Palavras-chave: Estruturas de Contenção. Segurança. Confiabilidade. Probabilidade de Falha.

ABSTRAT

This paper aims to show that a probabilistic approach, through reliability calculations, provides a means of assessing the combined effects of uncertainties and distinguish which uncertainty has greater impact on the safety of a retaining wall. To this end, they developed four case studies in retaining wall for the implementation of basements in urban areas. All analyzes were made for temporary construction. It applied to reliability analysis using the method proposed by the U.S. Army Corps of Engineers (1997) and compared to the minimum requirements set by the U.S. Army Corps of Engineers (1997) and also by the Eurocode. As a result, it was observed that the reliability of analysis allows a visualization of how each geotechnical parameter influences the calculation of global safety factor (FS), thus highlighting which parameter requires greater attention. We conclude that the reliability analysis, analyzed by the US Army Corps of Engineers (1997), is a simple procedure and that its application allows to evaluate the combined effects of the parameters involved in the safety factor (FS) calculation and allows a view of the influence of each parameter involved in calculation of the safety factor (FS).

Key-words: Retaining Wall. Safety. Reliability. Failure Probability.

LISTA DE FIGURAS

Figura	Título da Figura	pág
Figura 1.1	Classificação de cortinas em função do número de apoios	02
Figura 2.1	Coefficiente de segurança global.	08
Figura 2.2	Distribuição da Solicitação (S) e da Resistência (R) para dois casos diferentes com o mesmo valor de FS: (a) Solicitação e Resistência com elevada incerteza e (b) Solicitação e Resistência com baixa incerteza.	09
Figura 2.3	Relação entre coeficientes de segurança	10
Figura 2.4	Distribuições estatísticas com diferentes FS e σ .	18
Figura 2.5	Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação.	19
Figura 2.6	Função Margem de Segurança	20
Figura 2.7	Distribuição de probabilidade para variáveis distribuídas normalmente	20
Figura 2.8	Distribuição <i>T-Student</i> para $gl = 1$, $gl = 2$, $gl=5$ e $gl = +\infty$	27
Figura 2.9	Estados de ruptura de uma cortina atirantada	30
Figura 2.10	Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento.	31
Figura 2.11	Instabilidade do maciço devido a solicitação excessiva do tirante	32
Figura 2.12	Superfície de ruptura simplificada para análise da instabilidade do maciço devido à solicitação excessiva do tirante.	32
Figura 2.13	Esquema das forças atuantes	33
Figura 2.14	Polígono de forças no Método de Kranz	34
Figura 2.15	Espaçamento entre tirantes protendidos em planta.	37
Figura 2.16	Espaçamento entre tirante protendidos e fundações vizinhas em corte	38
Figura 2.17	Repartição em deformação elástica e permanente (ensaio de recebimento tipo B)	40
Figura 2.18	Cargas x Deformação total (ensaio de recebimento tipo B)	40
Figura 2.19	Divisão de um talude em fatias	43
Figura 2.20	Forças de interação entre fatias	43
Figura 2.21	Fatia genérica	44
Figura 2.22	Forças normais e de corte numa fatia genérica	46
Figura 2.23	Forças atuantes em uma fatia genérica (método de Fellenius)	48

Figura 2.24	Fatia genérica e polígono de forças (método de Bishop)	49
Figura 2.25	Fatia genérica e polígono de forças (método de Janbu simplificado)	49
Figura 2.26	Fatia genérica e polígono de forças (método de Spencer)	50
Figura 2.27	Fatia genérica e polígono de forças (método de Morgenstern-Price)	51
Figura 3.1	Probabilidade de Falha (P_f) em Tirantes	65
Figura 4.1	Caso 1: Locação Esquemática das Sondagens.	66
Figura 4.2	Caso 1: Seção Típica da Estrutura de Contenção.	67
Figura 4.3	Caso 1: Perfil geotécnico do terreno	68
Figura 4.4	Caso 1: (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), (c) Desvio padrão ($\sigma_{\phi'}$) e (d) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$).	69
Figura 4.5	Caso 1: (a) Peso específico (γ), (b) Desvio padrão (σ_{γ}) e (c) Coeficiente de Variação (COV_{γ}).	70
Figura 4.6	Caso 1: Intercepto de Coesão efetiva – Limite Inferior (c'_{LVP}), Desvio padrão ($\sigma_{c'_{LVP}}$) e Coeficiente de variação ($COV_{c'_{LVP}}$).	71
Figura 4.7	Caso 1: Intercepto de Coesão efetiva – Limite Superior (c'_{HVP}), Desvio padrão ($\sigma_{c'_{HVP}}$) e Coeficiente de variação ($COV_{c'_{HVP}}$).	71
Figura 4.8	Caso 1: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.	73
Figura 4.9	Caso 1: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.	74
Figura 4.10	Caso 2: Seção Típica da Estrutura de Contenção.	77
Figura 4.11	Caso 2: Locação Esquemática das Sondagens.	77
Figura 4.12	Caso 2: Perfil geotécnico do terreno	78
Figura 4.13	Caso 2: (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), (c) Desvio padrão ($\sigma_{\phi'}$) e (d) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$).	79
Figura 4.14	Caso 2: (a) Peso específico (γ), (b) Desvio padrão (σ_{γ}) e (c) Coeficiente de Variação (COV_{γ}).	80

Figura 4.15	Caso 2: (a) Intercepto de Coesão efetiva – Limite Inferior (c'_{LVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{LVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{LVP}}$).	81
Figura 4.16	Caso 2: (a) Intercepto de Coesão efetiva – Limite Superior (c'_{HVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{HVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{HVP}}$).	82
Figura 4.17	Caso 2: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.	83
Figura 4.18	Caso 2: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.	86
Figura 4.19	Caso 2: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha A	88
Figura 4.20	Caso 2: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha B	88
Figura 4.21	Caso 2: 1º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A	89
Figura 4.22	Caso 2: 1º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B	90
Figura 4.23	Caso 2: 2º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A	92
Figura 4.24	Caso 2: 2º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B	92
Figura 4.25	Caso 3: Seção Típica da Estrutura de Contenção.	95
Figura 4.26	Caso 3: Locação Esquemática das Sondagens.	96
Figura 4.27	Caso 3: Perfil geotécnico do terreno	96
Figura 4.28	Caso 3: (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), (c) Desvio padrão ($\sigma_{\phi'}$) e (d) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$).	97
Figura 4.29	Caso 3: (a) Peso específico (γ), (b) Desvio padrão (σ_{γ}) e (c) Coeficiente de Variação (COV_{γ}).	98
Figura 4.30	Caso 3: (a) Intercepto de Coesão efetiva – Limite Inferior (c'_{LVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{LVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{LVP}}$).	99
Figura 4.31	Caso 3: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Superior (c'_{HVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{HVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{HVP}}$).	100
Figura 4.32	Caso 3: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.	101

Figura 4.33	Caso 3: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.	103
Figura 4.34	Caso 3: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha A	106
Figura 4.35	Caso 3: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha B	106
Figura 4.36	Caso 3: 1º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A	107
Figura 4.37	Caso 3: 1º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B	108
Figura 4.38	Caso 3: 2º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A	110
Figura 4.39	Caso 3: 2º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B	111
Figura 4.40	Caso 4: Seção Típica da Estrutura de Contenção.	113
Figura 4.41	Caso 4: Locação Esquemática das Sondagens.	114
Figura 4.42	Caso 4: Perfil geotécnico do terreno	115
Figura 4.43	Caso 4: (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), (c) Desvio padrão ($\sigma_{\phi'}$) e (d) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$).	116
Figura 4.44	Caso 4: (a) Peso específico (γ), (b) Desvio padrão (σ_{γ}) e (c) Coeficiente de Variação (COV_{γ}).	117
Figura 4.45	Caso 4: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Inferior (c'_{LVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{LVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{LVP}}$).	118
Figura 4.46	Caso 4: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Superior (c'_{HVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{HVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{HVP}}$).	118
Figura 4.47	Caso 4: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.	121
Figura 4.48	Caso 4: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.	122
Figura 4.49	Caso 4: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha A	124
Figura 4.50	Caso 4: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha B	124
Figura 4.51	Caso 4: 1º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A	125
Figura 4.52	Caso 4: 1º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B	126
Figura 4.53	Caso 4: 2º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A	128
Figura 4.54	Caso 4: 2º Cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B	129

LISTA DE TABELAS

Tabela	Título da Tabela	pág
Tabela 2.1	Coefficientes de Segurança Globais Mínimos	08
Tabela 2.2	Comparação dos Coeficientes de Carga Parciais relativos as Ações	12
Tabela 2.3	Síntese das Abordagens de Projeto	14
Tabela 2.4	Valores de Fatores Parciais para Projeto na Abordagem 1	15
Tabela 2.5	Valores de Fatores Parciais para Projetos nas Abordagens 2 e 3	15
Tabela 2.6	Coeficientes de Carga segundo a AASHTO (2012)	16
Tabela 2.7	Variabilidade de parâmetros Geotécnicos	17
Tabela 2.8	Classificação da Qualidade do Concreto segundo a variabilidade dos resultados de rompimento de corpos de prova segundo ACI.	17
Tabela 2.9	β em função de P_f .	22
Tabela 2.10	Relação entre índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (P_f)	23
Tabela 2.11	Valores Mínimos Recomendados para o Índice de confiabilidade (β) (Estado Limite Ultimo) de acordo com o Eurocode 0 – Anexo B:	23
Tabela 2.12	Valores Alvo, Índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (P_f) para Categorias de Estrutura 2 de acordo com o Eurocode 0 – Anexo C:	24
Tabela 2.13	Estimativa do valor para $C_c / (1+e)$ e do coeficiente de variação (COV) para o solo da Baía de San Francisco	28
Tabela 2.14	Valores do coeficiente de variação (COV) para propriedades geotécnicas e ensaios <i>In Situ</i>	29
Tabela 2.15	Tipos de Ensaios de Tirantes	39
Tabela 2.16	Critérios de Estabilização de Deformações da Cabeça do Tirante	39
Tabela 2.17	Carga de transferência última estimada em função do tipo de solo e valor aproximado de N_{SPT}	42
Tabela 2.18	Listagem de equações	45
Tabela 2.19	Listagem de incógnitas	45
Tabela 2.20	Resumo das características dos métodos de equilíbrio limite não rigorosos	47

Tabela 2.21	Resumo das características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos	47
Tabela 2.22	Resultados típicos dos ensaios de caracterização geotécnica e parâmetros de solos constituintes do subsolo do Campo Experimental da Universidade Estadual de Maringá (UEM)	53
Tabela 2.23a	Peso específico de solos argilosos (argila e silte argiloso)	55
Tabela 2.23b	Peso específico de solos arenosos (areia e silte arenoso)	56
Tabela 2.24	Equações para estimativa do ângulo de atrito efetivo e seus pesquisadores	57
Tabela 2.25	Processos Analíticos para Cálculo da Razão de Pré-adensamento (OCR)	58
Tabela 2.26	Coefficiente α	59
Tabela 2.27	Coefficiente K	59
Tabela 2.28	Argila de baixa plasticidade	59
Tabela 2.29	Silte de baixa plasticidade	59
Tabela 2.30	Argila de alta plasticidade ou silte de alta plasticidade	59
Tabela 2.31	Silte orgânico	60
Tabela 2.32	Turfa ou argila orgânica para $q_c < 0,7$ Mpa	60
Tabela 2.33	Equações para estimativa do módulo de elasticidade secante para diferentes tipos de solos	60
Tabela 2.34	Valores de Coeficientes de Poisson para diferentes tipos de solos	61
Tabela 2.35	Valores do ângulo de atrito solo-muro (δ) em função do tipo de solo e superfície de contato	62
Tabela 4.1	Caso 1: Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas	70
Tabela 4.2	Caso 1: Valores de FS para diferentes Métodos de Cálculo da Estabilidade Global	72
Tabela 4.3	Caso 1: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 1º cenário	73
Tabela 4.4	Caso 1: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 2º cenário	75
Tabela 4.5	Caso 2: Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas	81
Tabela 4.6	Caso 2: Valores de FS para diferentes Métodos de Cálculo de Estabilidade Global	83

Tabela 4.7	Caso 2: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 1º cenário	84
Tabela 4.8	Caso 2: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 2º cenário	85
Tabela 4.9	Caso 2: Resistência (R) Individual dos tirantes	87
Tabela 4.10	Caso 2: Valores de $R_{méd}$, σ_R , COV_R , $R_{mín}$ e $R_{máx}$ das Linhas A e B de tirantes	88
Tabela 4.11	Caso 2: 1º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes	89
Tabela 4.12	Caso 2: 1º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos tirantes	90
Tabela 4.13	Caso 2: 1º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B	90
Tabela 4.14	Caso 2: 1º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B	91
Tabela 4.15	Caso 2: 1º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B	91
Tabela 4.16	Caso 2: 2º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes	92
Tabela 4.17	Caso 2: 2º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes	93
Tabela 4.18	Caso 2: 2º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B	93
Tabela 4.19	Caso 2: 2º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B	93
Tabela 4.20	Caso 2: 2º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B	94
Tabela 4.21	Caso 3: Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas	99
Tabela 4.22	Caso 3: Valores de FS para diferentes Métodos de Cálculo de Estabilidade Global	101
Tabela 4.23	Caso 3: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 1º cenário	102
Tabela 4.24	Caso 3: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 2º cenário	104
Tabela 4.25	Caso 3: Resistência (R) Individual dos tirantes	105
Tabela 4.26	Caso 3: Valores de $R_{méd}$, σ_R , COV_R , $R_{mín}$ e $R_{máx}$ das Linhas A e B de tirantes	106
Tabela 4.27	Caso 3: 1º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes	107

Tabela 4.28	Caso 3: 1º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ das Linhas A e B dos Tirantes	108
Tabela 4.29	Caso 3: 1º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B	108
Tabela 4.30	Caso 3: 1º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B	109
Tabela 4.31	Caso 3: 1º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B	109
Tabela 4.32	Caso 3: 2º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes	110
Tabela 4.33	Caso 3: 2º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes	110
Tabela 4.34	Caso 3: 2º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B	111
Tabela 4.35	Caso 3: 2º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B	111
Tabela 4.36	Caso 3: 2º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B	112
Tabela 4.37	Caso 4: Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas	117
Tabela 4.38	Caso 4: Valores de FS para diferentes Métodos de Cálculo de Estabilidade Global	119
Tabela 4.39	Caso 4: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 1º cenário	120
Tabela 4.40	Caso 4: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 2º cenário	122
Tabela 4.41	Caso 4: Resistência (R) Individual dos tirantes	123
Tabela 4.42	Caso 4: Valores de $R_{méd}$, σ_R , COV_R , $R_{mín}$ e $R_{máx}$ das Linhas A e B de tirantes	124
Tabela 4.43	Caso 4: 1º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes	125
Tabela 4.44	Caso 4: 1º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes	126
Tabela 4.45	Caso 4: 1º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B	126
Tabela 4.46	Caso 4: 1º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B	127
Tabela 4.47	Caso 4: 1º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B	127
Tabela 4.48	Caso 4: 2º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes	128
Tabela 4.49	Caso 4: 2º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes	128

Tabela 4.50	Caso 4: 2º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B	129
Tabela 4.51	Caso 4: 2º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B	129
Tabela 4.52	Caso 4: 2º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B	130
Tabela 5.1	Síntese dos resultados obtidos	131

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição do símbolo	Pág
ELU	Estado limite último	3
ELS	Estado limite serviço	3
FS	Fator de segurança global	3
S	Solicitação	7
R	Resistência	7
FS _{ISOLADO}	Fator de segurança isolado de cada elemento individualmente	7
R _i	Resistência de cada elemento individualmente	7
S _i	Solicitação de cada elemento individualmente	7
$R_{méd}$	Média aritmética das resistências	7
$S_{méd}$	Média aritmética das solicitações	7
γ_f	Coefficiente de majoração das solicitações	10
γ_m	Coefficiente de minoração de resistências	10
α_S	Número de desvio padrão de solicitação desejado	10
α_R	Número de desvio padrão de resistência desejado	10
σ_S	Desvio padrão das solicitações	11
σ_R	Desvio padrão das resistências	11
S _k	Solicitação característica	11
R _k	Resistência característica	11
F _k	Fator de segurança característico	12
γ_G	Coefficiente de majoração de cargas permanentes na condição desfavorável	15
$\gamma_{G, fav}$	Coefficiente de majoração de cargas permanentes na condição favorável	15
γ_Q	Coefficiente de majoração de cargas acidentais na condição desfavorável	15
γ_φ	Coefficiente de minoração resistência ao cisalhamento (aplicado a tangente de φ)	15
$\gamma_{c'}$	Coefficiente de minoração do intercepto de coesão efetiva	15
γ_{cu}	Coefficiente de minoração do intercepto de coesão não drenada	15
γ_{qu}	Coefficiente de minoração da resistência a compressão simples	15
γ_γ	Coefficiente de majoração do peso específico do solo	15
γ_{Rv}	Coefficiente de minoração da capacidade de carga vertical	15
γ_{Rh}	Coefficiente de minoração da capacidade de carga horizontal	15

γ_{Re}	Coeficiente de minoração da resistência de obras de terra	15
COV	Coeficiente de variação	17
β	Índice de confiabilidade	19
P_f	Probabilidade de falha	20
COV_S	Coeficiente de variação das solicitações	21
COV_R	Coeficiente de variação das resistências	21
β_{LN}	Índice de confiabilidade para distribuição lognormal	22
σ_{FS}	Desvio padrão do fator de segurança	24
COV_{FS}	Coeficiente de variação do fator de segurança	24
FS _{VMP}	Fator de segurança global determinado para os valores mais prováveis dos parâmetros de solo	24
σ	Desvio padrão de uma amostra	26
HVP	Maior valor provável de um parâmetro	28
LVP	Menor valor provável de um parâmetro	28
C_c	Índice de compressão natural	28
e	Índice de vazios	28
γ	Peso específico do solo	29
γ_{sub}	Peso específico submerso do solo	29
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo	29
S_u	Resistência não drenada	29
P_p	Pressão de pré-consolidação	29
k	Coeficiente de permeabilidade	29
C_v	Coeficiente de consolidação	29
N_{SPT}	Número de golpes SPT	29
q_c	Resistência de penetração de cone elétrico / mecânico	29
q_{DNA}	Resistência do dilatômetro	29
S_v	Resistência não drenada – Vane Test	29
E	Empuxo de terra	33
E_a	Empuxo ativo	33
E_p	Empuxo passivo	33
δ	Ângulo de atrito solo-muro	33
ϕ	Ângulo de atrito do solo	33
α	Ângulo de inclinação do tirante com a horizontal	33

D	Diâmetro do bulbo de tirante protendido	37
H, h	Altura	38
L_L	Comprimento livre do tirante	41
L_B	Comprimento do bulbo do tirante	41
F_v	Forças verticais	42
F_h	Forças horizontais	42
M_O	Momento em torno no ponto O	42
c'	Intercepto de coesão efetiva	52
OCR	Razão de pré-adensamento	52
E_{eod}	Módulo edométrico	52
γ_n	Peso específico do solo natural	53
γ_s	Peso específico dos grãos	53
w	Umidade natural	56
S_r	Grau de saturação	56
η	Porosidade	56
LL	Limite de liquidez	56
LP	Limite de plasticidade	56
IP	Índice de plasticidade	56
AC	Atividade coloidal	56
c_u	Intercepto de coesão não drenada	56
N_{60}	Número de golpes SPT com eficiência de 60%	57
N_{70}	Número de golpes SPT com eficiência de 70%	57
E_s	Módulo de elasticidade secante	58
$N_{1,60}$	Número de golpes SPT com eficiência de 60% ajustada a pressão efetiva	60
ν	Coefficiente de Poisson	60
N.A.	Nível d'água	68
R_{\min}	Valor de resistência mínimo de um conjunto de dados	88
R_{\max}	Valor de resistência máximo de um conjunto de dados	88
S_{\min}	Valor de solitação mínimo de um conjunto de dados	90
S_{\max}	Valor de solitação máximo de um conjunto de dados	90

Sumário

1	INTRODUÇÃO	1
2	REVISÃO DE LITERATURA	7
2.1	SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS	7
2.1.1	Tipos de coeficientes de segurança	7
2.1.1.1	Coeficiente de segurança isolado.....	7
2.1.1.2	Coeficiente de Segurança Global.....	7
2.1.1.3	Coeficientes de Segurança Parciais	10
2.2	CONFIABILIDADE.....	16
2.2.1	Análise de Confiabilidade	18
2.2.2	Incertezas no fator de Segurança	24
2.2.3	Métodos de estimativa de Desvio Padrão.....	25
2.2.3.1	Análise estatística com distribuição normal	26
2.2.3.2	Análise estatística com distribuição T-Student.....	26
2.2.3.3	Valores publicados em artigos científicos	27
2.2.3.4	Regra dos Três-Sigma.....	27
2.3	FATORES INTERVENIENTES NA SEGURANÇA E	
	CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	30
2.3.1	Modos de Ruptura em Cortinas Atirantadas.....	30
2.4	TIRANTES.....	35
2.4.1	Requisitos de projeto para tirantes	36
2.4.2	Verificação do desempenho de tirantes	38
2.4.3	Pré-dimensionamento de tirantes.....	41
2.5	MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE.....	42
2.5.1	Diferenças entre métodos de equilíbrio limite.....	46
2.5.1.1	Método de Fellenius.....	47
2.5.1.2	Método de Bishop Simplificado	48
2.5.1.3	Método de Janbu (simplificado)	49
2.5.1.4	Método de Spencer	50
2.5.1.5	Método de Morgenstern-Price	50

2.5.2	Avaliação dos resultados fornecidos pelos diferentes métodos.....	51
2.6	PARÂMETROS DE SOLO	52
2.6.1	Valores de referência publicados em artigos científicos	52
2.6.2	Correlações entre índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e propriedades dos solos.....	54
2.6.2.1	Correlações entre N_{SPT} e peso específico de solos argilosos	55
2.6.2.2	Correlações entre N_{SPT} e intercepto de coesão	56
2.6.2.3	Correlações entre N_{SPT} e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ')	56
2.6.2.4	Correlações entre N_{SPT} e razão de pré-adensamento (OCR)	57
2.6.3	Correlações entre N_{SPT} e Módulo Edométrico	58
2.6.4	Atrito solo-muro	61
3	MÉTODOLOGIA A SER APLICADA PARA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE.....	63
4	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE EM CASOS TÍPICOS	66
4.1	CASO 1: CORTINA EM BALANÇO	66
4.1.1	Caso 1: Localização, características geométricas e propriedades geotécnicas do solo do local de implantação da obra.....	66
4.1.2	Caso 1: Resultados obtidos para análise de estabilidade global no 1º e 2º cenários.....	72
4.1.3	Caso 1: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a estabilidade global no 1º cenário	72
4.1.4	Caso 1: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a estabilidade global no 2º cenário	74
4.2	CASO 2: CORTINA ATIRANTADA EM PERFIL METÁLICO PRANCHEADO	76
4.2.1	Caso 2: Localização, características geométricas e propriedades geotécnicas do solo do local de implantação da obra.....	76
4.2.2	Caso 2: Resultados obtidos para análise de estabilidade global no 1º e 2º cenários.....	82
4.2.3	Caso 2: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 1º cenário.....	83

4.2.4	Caso 2: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 2º cenário.....	85
4.2.5	Caso 2: Valores de resistência (R) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas.....	87
4.2.6	Caso 2: 1º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas.....	89
4.2.7	Caso 2: 1º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B.....	90
4.2.8	Caso 2: 2º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas.....	91
4.2.9	Caso 2: 2º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B.....	93
4.3	CASO 3: CORTINA EM PAREDE DIAFRAGMA.....	94
4.3.1	Caso 3: Localização, características geométricas e propriedades geotécnicas do solo do local de implantação da obra.....	94
4.3.2	Caso 3: Resultados obtidos para análise de estabilidade global no 1º e 2º cenários.....	100
4.3.3	Caso 3: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 1º cenário.....	101
4.3.4	Caso 3: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 2º cenário.....	103
4.3.5	Caso 3: Valores de resistência (R) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas.....	105
4.3.6	Caso 3: 1º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas.....	107
4.3.7	Caso 3: 1º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B.....	108
4.3.8	Caso 3: 2º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas.....	109
4.3.9	Caso 3: 2º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B.....	111
4.4	CASO 4: CORTINA EM PAREDE DIAFRAGMA.....	112

4.4.1	Caso 4: Localização, características geométricas e propriedades geotécnicas do solo do local de implantação da obra	112
4.4.2	Caso 4: Resultados obtidos para análise de estabilidade global no 1º e 2º cenários.....	119
4.4.3	Caso 4: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 1º cenário.....	119
4.4.4	Caso 4: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 2º cenário.....	121
4.4.5	Caso 4: Valores de resistência (R) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas.....	123
4.4.6	Caso 4: 1º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas	125
4.4.7	Caso 4: 1º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B.....	126
4.4.8	Caso 4: 2º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas	127
4.4.9	Caso 4: 2º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linhas A e B.....	129
5	CONCLUSÕES.....	131
	REFERÊNCIAS.....	134
	APÊNDICE A – Superfície de Ruptura do Caso 1 para 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros de solo.....	142
	APÊNDICE B – Superfície de Ruptura do Caso 2 para 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros de solo.....	143
	APÊNDICE C – Superfície de Ruptura do Caso 3 para 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros de solo.....	144
	APÊNDICE D – Superfície de Ruptura do Caso 4 para 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros de solo.....	145

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento dos meios urbanos tem criado a necessidade de mais espaço. Uma das soluções para este problema é recorrer a construção de subsolos nas edificações. No entanto, esta opção para adquirir mais área útil de construção, apresenta um conjunto novo de questões em torno da sua execução. Com as escavações, vem a necessidade de estabilização dos terrenos circunvizinhos.

Assim, ao se colocar a questão da estabilidade dos terrenos e construções circunvizinhas a uma escavação, várias soluções de suporte foram, ao longo dos anos, desenvolvidas para garantir que, dentro de limites razoáveis, a ação decorrente da escavação do solo não venha a perturbar a circunvizinhança. As soluções de suporte traduzem-se num conjunto de estruturas geotécnicas que, através das suas diferentes características, garantem o equilíbrio e adequado comportamento da escavação.

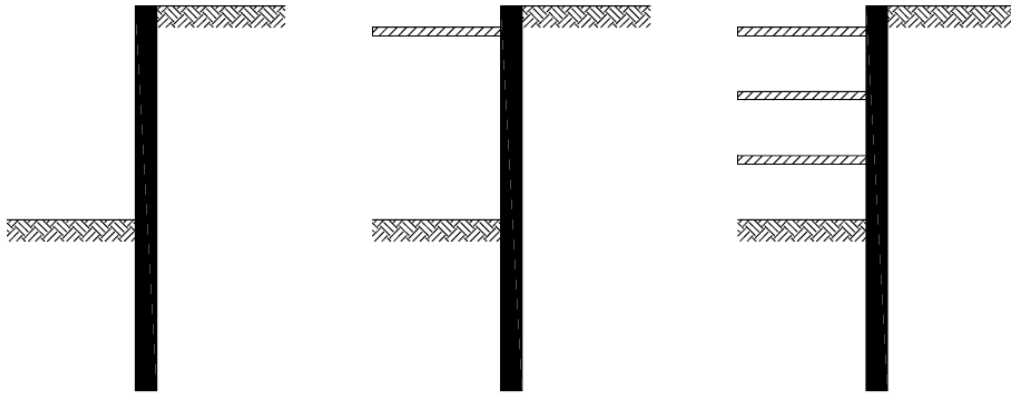
As estruturas geotécnicas de suporte para escavações podem ser divididas em dois grupos distintos, em função do modelo de transferência de esforços para garantir a estabilidade do conjunto: **Muros de Arrimo** (de gravidade ou de flexão) e **Cortinas** que consistem em estruturas de suporte de escavação flexíveis e cuja estabilidade é assegurada com um modelo estrutural equivalente onde as condições de vínculos (deslocáveis ou indeslocáveis) são garantidas com o comprimento enterrado das estacas ou com linhas de apoios (escoras ou ancoragens) distribuídos ao longo do paramento.

As estruturas de contenção podem ainda ser classificadas quanto a algumas de suas principais características:

- a) Conforme o modo de aplicação das forças, em ativa e passiva. A estrutura ativa é aquela em que as forças são aplicadas no maciço, criando incrementos de tensão no solo, cujos parâmetros podem ou não ser totalmente mobilizados, permitindo ao conjunto um equilíbrio estático. Já a estrutura passiva é aquela em que as forças são aplicadas a estrutura de contenção devido ao processo de plastificação do maciço de solo.
- b) Em função da vida útil da obra, em temporária ou definitiva. Essa caracterização é importante para fixação dos parâmetros de segurança.
- c) Em função do número de apoios, as cortinas podem ser classificadas em cortinas em balanço (ou autoportantes), cortinas mono-apoiadas e cortinas multi-apoiadas (Figura 1.1).

Figura 1.1 - Classificação de cortinas em função do número de apoios

(a) Cortina em balanço (b) Cortina Mono-apoiada (c) Cortina Multi-apoiada



A análise de estruturas de contenção pode ser feita por:

- elementos finitos, onde a estabilidade é confirmada pela teoria da elasticidade, utilizando softwares complexos e caros que a maioria do meio técnico não tem domínio adequado, ficando muitas vezes essas análises acessíveis apenas nos meios acadêmico ou,
- teoria dos empuxos, que pela sua simplicidade tem grande alcance no meio técnico em geral.

É importante destacar que as estruturas de contenção envolvem um alto risco, devido à magnitude dos esforços que combatem e a área de influência que atingem, não se limitando somente a área da edificação em questão, mas atingindo áreas circunvizinhas no caso de um colapso.

Desta forma, segundo Orr e Breysse (2008), os requisitos básicos de projeto para uma estrutura de contenção são que uma estrutura deve ser concebida e executada de tal forma que a mesma vai, durante sua vida útil, com graus adequados de confiabilidade e de uma maneira econômica, durante a execução e uso:

- Sustentar todas as ações e influências, e,
- Suportar deslocamentos compatíveis com a estrutura projetada e as obras existentes no seu entorno.

Para alcançar esses requisitos básicos de projeto, é fundamental adotar o conceito de estado limite. O conceito de estado limite significa garantir que, para cada situação de projeto, a ocorrência é suficientemente improvável, onde um estado limite é um estado além de todos

os estados limites que a estrutura já não cumpre os critérios de projeto. Os estados limites que são considerados são: estados limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS).

Os modelos de cálculo utilizados nos projetos geotécnicos para verificar se a ocorrência de um estado limite é suficientemente improvável deve descrever o comportamento do solo no estado limite em consideração. Assim em separado, diferentes cálculos devem ser realizados para verificar os estados limites último e de utilização. Cálculos no ELU normalmente envolvem a análise de um mecanismo de falha e usando as propriedades de resistência do solo, enquanto que os cálculos ELS normalmente envolvem a análise de deslocamento e rigidez do solo ou propriedades de compressibilidade.

De uma forma ampla, segurança é a preservação da existência de um indivíduo ou de uma comunidade. Requisitos de segurança e conceitos de segurança têm uma longa história em algumas áreas técnicas. Cerca de 4.000 anos atrás, isso pode ser visto no Código de Hamurabi, em que foram fixadas fortes sanções no caso da construção entrar em colapso (AOKI, 2009).

Durante as últimas décadas, a aplicação de fatores de segurança globais (FS) tem sido uma prática comum. O desenvolvimento de novos materiais e o aumento da preocupação com a aplicação segura destes materiais levou ao desenvolvimento do conceito dos fatores de segurança parciais e, no início do século 20, o desenvolvimento de fatores de segurança para diferentes materiais conduziram ao desenvolvimento de fatores de segurança independentes para materiais e ações.

O conceito de coeficiente de segurança global consiste na redução da capacidade resistente correspondente ao estado limite último de equilíbrio calculado a partir de valores “característicos” dos parâmetros de resistência do solo, de modo que seja obtida uma margem de segurança em relação a ruptura e, ainda, não exista uma deformação excessiva relacionada a superestrutura (ELS).

Os fatores de segurança globais não levam em conta a variabilidade das propriedades do solo ou conhecimento adicional sobre o solo, ou seja, o mesmo valor do fator de segurança é frequentemente aplicado às condições que envolvem graus muito diferentes de incerteza.

Já o conceito dos coeficientes de segurança parciais envolve a aplicação apropriada de coeficientes de segurança sobre cada parâmetro de material e ação envolvido no dimensionamento a fim de estatisticamente dar base aos valores característicos dos parâmetros e, assim, obter-se os valores de projeto com sua consequente utilização nos modelos de cálculo relevantes a fim de verificar-se que a estrutura tem a segurança exigida, ou seja, que nem um limite de utilização será ultrapassado durante um determinado período de referência.

Entretanto, é importante ressaltar que, mesmo que existam dados suficientes para desenvolver-se um projeto geotécnico, a capacidade de previsão é sempre limitada.

Para Velloso e Lopes (2011) e Gusmão Filho (2006) as incertezas tem início com as investigações geotécnicas. É praticamente impossível ter-se um conhecimento completo do subsolo sobre o qual vai realizar-se uma construção. Portanto, deve-se prever uma margem de segurança para levar em conta eventuais descontinuidades nas camadas reveladas pelas sondagens, tais como lentes de material menos resistentes. Os parâmetros de resistência e compressibilidade dos solos, sejam determinados em ensaios de laboratório ou a partir de correlações empíricas de ensaios de campo, também apresentam erros que devem ser cobertos por uma margem de segurança. As próprias cargas para as quais se projetam as obras geotécnicas possuem erros que devem ser considerados pela margem de segurança. Por fim, a margem de segurança deve levar em conta as imperfeições da execução das obras geotécnicas que podem, mediante fiscalização, serem reduzidas, porém nunca totalmente eliminadas.

Como visto, as incertezas surgem devido a uma falta de conhecimento e, geralmente, há muitos tipos de incertezas. Alguns desses tipos de incertezas são em algumas situações quantificáveis e outras não.

Ainda, de acordo com a Agency Nuclear Energy (NEA, 1997), as incertezas podem ser categorizadas em:

- a) Incerteza cenário: incerteza do modelo conceitual. A incerteza cenário diz respeito às incertezas na evolução de um sistema estudado devido às condições internas iniciais ou por futuras condições externas,
- b) Incerteza conceitual do modelo: lida com a incerteza devida ao fato de o conhecimento fundamental de um sistema ou um processo e as ligações entre estes não são inclusivos,
- c) Incerteza de dados: refere-se à incerteza nos valores dos parâmetros de um modelo específico.

A fim de estimar o impacto das incertezas, é necessário quantificá-las. Tanto a incerteza devido à variabilidade inerente e as imprecisões de modelo podem ser avaliadas em termos estatísticos e, a avaliação da sua importância no projeto de engenharia realizada por meio de conceitos e métodos consagrados na teoria da probabilidade. Se duas ou mais variáveis aleatórias estão envolvidas, o grau de dependência entre elas deve ser estimado, isto é, como o valor de uma variável em função do valor de um ou outro valor.

Além disso, muitas propriedades, tais como propriedades geológicas, apresentam uma variabilidade espacial, isto é, as propriedades variam no espaço. Variabilidade espacial não é realmente uma incerteza, mas está relacionado com a incerteza. Um valor "razoável" não é necessariamente a média estatística ou mediana. Em geral, estes valores não representam o resultado mais provável (CARLSSON, 2005).

Logo, nota-se que um projeto geotécnico é influenciado por diversas incertezas e, o engenheiro deve aprender a lidar com elas através dos fatores de segurança (globais ou parciais) e, porque não, com o uso de uma ferramenta auxiliar, a Análise de Confiabilidade.

Phoon (2008) destaca que uma vez que os modelos de cálculo geotécnico adotam simplificações, é possível melhorar os resultados obtidos através das calibrações dos modelos empíricos. Fatores de modelo, definidos como a razão entre a resposta medida para a resposta calculada, normalmente são utilizados para corrigir as simplificações em modelos de cálculo. É evidente que um parâmetro geotécnico (propriedade do solo ou do fator de modelo) pode apresentar uma gama de valores, e ocorrer com frequências desiguais.

A prática existente de selecionar um valor característico com 5% de limite de exclusão é atraente para os profissionais, porque os cálculos de projeto podem ser realizados facilmente usando apenas um conjunto de valores de entrada. No entanto, esta simplicidade é enganadora. A escolha dos valores característicos afeta claramente a segurança geral do projeto, e não há meios simples de garantir que os valores selecionados irão atingir um nível consistente de segurança.

O sucesso de um projeto baseia-se na correta compreensão dos riscos, perigos e incertezas envolvidas no processo. Na engenharia geotécnica, riscos técnicos estão frequentemente relacionados com o conhecimento insuficiente ou inadequado das condições geotécnicas *in situ*. Os riscos do projeto podem ter consequências diretas ou indiretas. Riscos com consequências diretas são, por exemplo, os riscos relacionados com a concepção, construção, ambiente, segurança de trabalho e compromissos de garantia. Riscos com consequências indiretas são os riscos que afetam a reputação ou boa vontade, a opinião pública ou o valor de mercado da empresa (CARLSSON, 2005)

A análise de confiabilidade, apesar de seu potencial, não tem sido muito usada na prática rotineira das obras geotécnicas. Como principais razões para isso, tem-se que:

- a) a análise de confiabilidade envolve termos e conceitos que a maioria dos engenheiros geotécnicos não estão familiarizados;

b) a maioria dos engenheiros acredita que o uso da análise de confiabilidade exigiria mais dados, tempo e esforço do que estão disponíveis na maioria das circunstâncias.

Entretanto, segundo Duncan (2000), é possível desenvolver uma análise de confiabilidade utilizando-se os mesmos dados utilizados no dimensionamento, necessitando-se para tal apenas desenvolver um tratamento estatístico adequado. Quanto ao tempo e esforços extras dispendidos nesse processo, com certeza serão menores do que os recursos financeiros e horas técnicas dispensadas no caso de um eventual sinistro.

Desta forma, pretende-se mostrar que uma abordagem probabilística, através de cálculos de confiabilidade, fornece um meio de avaliar os efeitos combinados das incertezas, e um meio de distinguir quais incertezas tem um impacto maior na segurança da obra.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS

A adoção de um coeficiente de segurança global (FS) cria a ilusão de que o problema é determinante, em consequência disso não há probabilidade de ruína (CINTRA e AOKI, 2010).

As solicitações (S) e as resistências (R) constituem dois grupos de grandezas aleatórias, sendo assim, conhecidas suas respectivas distribuições estatísticas, podem-se aplicar os conceitos da Teoria das Probabilidades (VELLOSO e LOPES, 2011). Os elementos mínimos necessários para aplicação de métodos probabilísticos são: a média aritmética, o desvio padrão e a variância na avaliação das incertezas (BUDHU, 2013)

Os fatores de segurança utilizados de forma prática na geotécnica convencional são fruto da tradição (experiência) e de regulamentação (normas técnicas), o mesmo valor do fator de segurança é frequentemente aplicado às condições que envolvem graus muito diferentes de incerteza.

2.1.1 Tipos de coeficientes de segurança

2.1.1.1 Coeficiente de segurança isolado

O coeficiente de segurança isolado ($FS_{ISOLADO}$) avalia cada elemento individualmente, sendo definido com a razão do valor da resistência na ruptura do elemento (R_i) e sua solicitação (S_i), ambas agindo no mesmo elemento (valor determinístico), conforme apresentado na Equação 2.1.

$$FS_{ISOLADO} = R_i / S_i \quad (2.1)$$

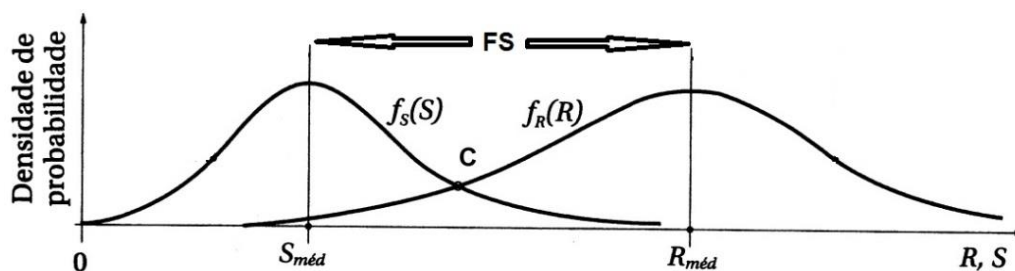
2.1.1.2 Coeficiente de Segurança Global

O uso de fator de segurança global (FS) é usualmente chamado de Método dos Valores Admissíveis. O coeficiente de segurança global (FS) é, por definição, a relação entre a média da resistência ($R_{méd}$) e a média da solicitação ($S_{méd}$), conforme apresentado na

Equação 2.2. Na Figura 2.1 observa-se a representação gráfica do coeficiente de segurança global (FS).

$$FS = R_{méd} / S_{méd} \quad (2.2)$$

Figura 2.1 – Coeficiente de segurança global.



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

A Tabela 2.1 explicita os fatores de segurança globais mínimos para alguns tipos de obras geotécnicas recomendados por Terzaghi e Peck (1948).

Tabela 2.1 - Coeficientes de Segurança Globais Mínimos

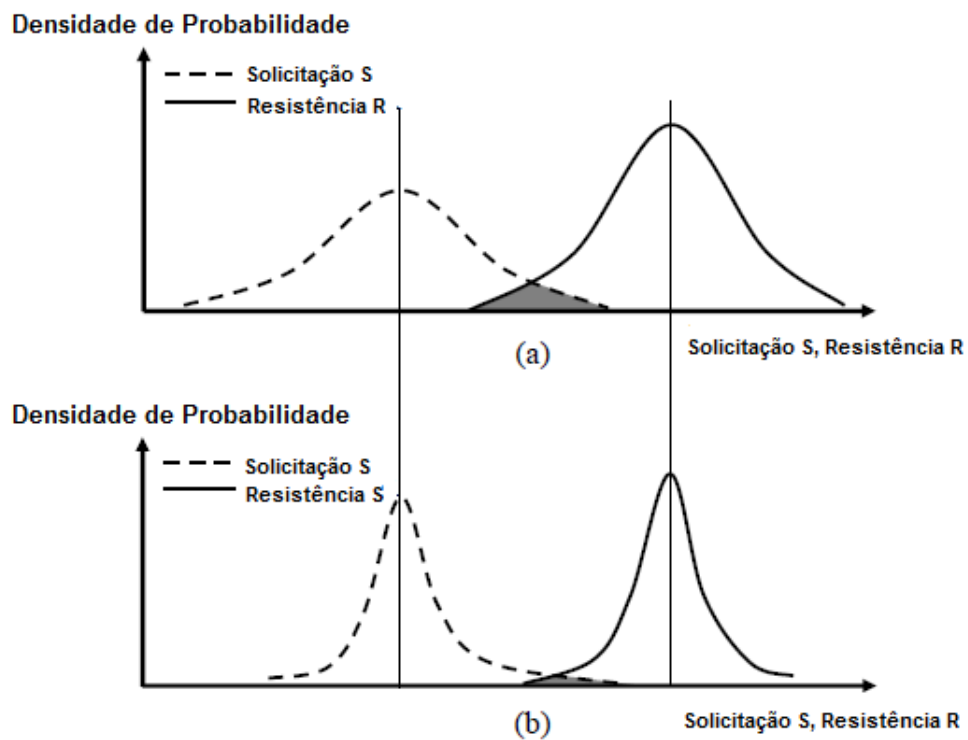
Tipo de Ruptura	Obra	Coeficiente de Segurança	
		Obras provisórias	Obras permanentes
Cisalhamento	Obras de terra	1,3	1,5
	Estruturas de arrimo	1,5	2,0
	Fundações	2,0	3,0
Ação da água	Subpressão, levantamento de fundo	1,5	2,5
	Erosão interna, piping	3,0	5,0

Fonte: Terzachi e Peck (1948)

Vale lembrar que no Método dos Valores Admissíveis as cargas e resistências são determinísticas, ou seja, as cargas (permanentes e acidentais) e os parâmetros do solo são admitidos como sendo previamente conhecidos e qualquer variabilidade é descartada durante toda a vida útil da obra. Todas as cargas são tratadas como igualmente agrupadas. Imprevisões e riscos de análise não são considerados explicitamente bem como os diversos níveis de risco associados a diferentes estruturas e seus componentes. O fator de segurança global (FS) não tem base fundamental em si mesmo, este coeficiente é baseado na experiência e no bom senso de estruturas existentes (BUDHU, 2013).

O uso de um único FS no projeto não é a melhor escolha na medida em que o método não considera a incerteza das cargas aplicadas sobre a estrutura e a resistência da estrutura separadamente. A Figura 2.2 ilustra bem isso, devido às incertezas mais elevadas tanto da solicitação como da resistência, a probabilidade de falha do processo (a) é muito mais elevada do que a do caso (b), embora os valores de FS, em ambos os casos, sejam os mesmos.

Figura 2.2 – Distribuição da Solicitação (S) e da Resistência (R) para dois casos diferentes com o mesmo valor de FS: (a) Solicitação e Resistência com elevada incerteza e (b) Solicitação e Resistência com baixa incerteza.



Fonte: Adaptado de Kim e Salgado (2008)

Um aspecto muito importante que não pode ser esquecido é que um projeto geotécnico difere do projeto estrutural principalmente pelo fato do projeto geotécnico envolver um material natural (solo), que é variável e cujas propriedades precisam ser determinadas a partir de investigações geotécnicas, enquanto que um projeto estrutural envolve um produto manufaturado (tais como concreto ou aço) que é feito para satisfazer determinadas especificações. Por isso, em um projeto geotécnico, as investigações geotécnicas para identificar e caracterizar a massa de solo pertinente e, determinar os seus valores característicos de suas propriedades são uma parte importante do processo de projeto (ORR e BREYSSE, 2008).

2.1.1.3 Coeficientes de Segurança Parciais

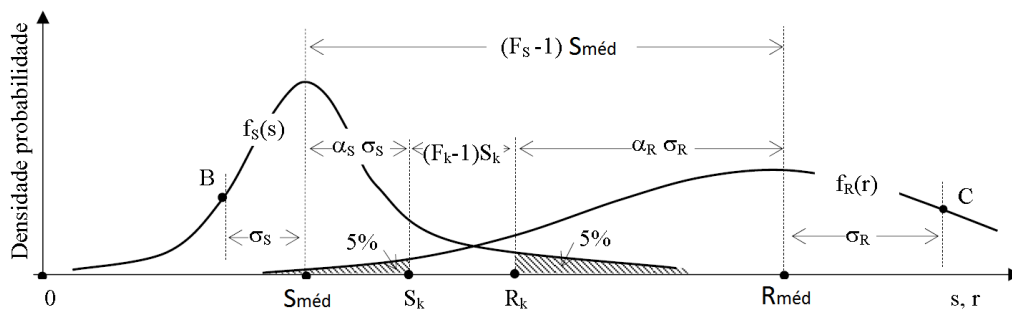
Uma vez que as solicitações aplicadas e a resistência dos elementos isolados são variáveis independentes, podem-se adotar coeficientes de segurança parciais. Tais coeficientes são aplicados com base nas incertezas de cada elemento.

A introdução da segurança através de coeficientes de segurança parciais consiste em:

- multiplicar as ações características por coeficientes de majoração das cargas (γ_f), obtendo-se as ações de projeto;
- dividir as tensões de ruptura dos materiais por coeficientes parciais de minoração das resistências (γ_m), obtendo-se as resistências de projeto;
- impor que as tensões obtidas pelas ações de projeto sejam menores que as resistências de projeto.

Os valores dos coeficientes são inteiramente dependentes das cargas funcionais e ambientais, bem como da interação solo-estrutura, além do grau de perturbação causado pela execução. Na Figura 2.3 encontram-se representadas graficamente as relações entre os coeficientes de segurança parciais.

Figura 2.3 – Relação entre coeficientes de segurança



Fonte: Aoki (2009)

Notas: α_S – número de desvio padrão de solicitação desejado
 α_R – número de desvio padrão de resistência desejado
 para uma probabilidade de ocorrência de 5%, $\alpha_S = \alpha_R = 1,645$

O fator de segurança global (FS) é representado matematicamente como:

$$FS = \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_m \cdot \gamma_r > 1 \quad (2.3)$$

em que:

$$S_k = S_{méd} + 1,645 \sigma_s \quad (2.4)$$

$$R_k = R_{méd} - 1,645 \sigma_r \quad (2.5)$$

$$\gamma_s = S_k / S_{méd} \text{ e } \gamma_r = R_{méd} / R_k \quad (2.6)$$

A NBR 6122:2010 fixa o valor mínimo do coeficiente de minoração das resistências $\gamma_m = 1,2$ para obra controlada e de $\gamma_m = 1,5$ para obra não controlada.

O valor do coeficiente de majoração das solicitações (γ_f) fixado pela norma NBR 8681:2003 é igual a 1,4. Logo, em obras controladas, tem-se que:

$$1,4 \cdot S_{méd} \leq R_{méd} / (1,2 \cdot \gamma_r) \quad (2.7)$$

No contexto da Figura 2.3, estabelecendo-se uma comparação entre a metodologia de comprovação de segurança baseada em fator de segurança global (FS) e em fatores de segurança parciais, observa-se que o fator de segurança global (FS) pode ser decomposto em:

$$FS = \gamma_f \cdot \gamma_m \cdot \gamma_s \cdot \gamma_r = \gamma_v \cdot \gamma_n \quad (2.8)$$

$$\gamma_v = \gamma_s \cdot \gamma_r \text{ e } \gamma_n = \gamma_f \cdot \gamma_m \quad (2.9)$$

Ou seja, o fator de segurança global (FS) pode ser subdividido em um fator γ_v que depende das variabilidades da resistência e da solicitação e, de outro fator γ_n que atende aos fatores de segurança mínimos das normas estruturais.

O fator de segurança pode também ser aplicado à relação entre a resistência característica e, a solicitação característica. Esta relação entre valores característicos de resistência e solicitação, conduz ao fator de segurança global característico mínimo condicionado expresso pela Equação 2.10 como:

$$F_k = R_k / S_k = \left(R_{méd} \cdot \left(1 - 1,645 \cdot \frac{\sigma_r}{R_{méd}} \right) \right) / \left(S_{méd} \cdot \left(1 + 1,645 \cdot \frac{\sigma_s}{S_{méd}} \right) \right) \quad (2.10)$$

Finalmente, a relação entre o fator de segurança global (FS) e o fator de segurança global característico (F_k) vale:

$$FS = F_k \cdot \left[\left(1 + 1,645 \cdot \frac{\sigma_s}{S_{méd}} \right) / \left(1 - 1,645 \cdot \frac{\sigma_r}{R_{méd}} \right) \right] \quad (2.11)$$

A Tabela 2.2 mostra uma comparação de coeficientes de carga encontrados em: NBR 6118:2014, NBR 8681:2003, International Building Code (IBC, 2006), Canadian Foundation Engineering Manual (CFME, 2006) e EuroCode 7 (BS EN 1997-1:2004). As cargas são combinadas, utilizando-se os coeficientes apresentados, de maneira a produzir o pior cenário.

Tabela 2.2 - Comparação dos Coeficientes de Carga Parciais relativos as Ações

Cargas		NBR6118 (2014)	NBR8681 (2003)	IBC (2006)	CFME (2006)	EuroCode 7 (2004)
Permanente	D	1,4	1,35	1,4	1,25	1,1
	F	1,0	1,00	0,9	0,8	0,9
Acidental	D	1,4	1,5	1,6	1,5	1,5
	F			0		0
Fluído	D	1,1		1,4	1,25	1,0
	F			0	0,8	1,0
Sismo	D			1,0		
Vento	D	1,4	1,4	1,6		
	F			0,8		
Cargas laterais	D			1,6		
	F			0		

Notas: D – Desfavorável
F – Favorável

Como exemplo de aplicação do Método dos Coeficientes Parciais tem-se o Eurocode 7 (EC7) onde este é apresentado como método padrão. O EC7 fixa os valores dos coeficientes parciais. Entretanto, cada país membro tem autonomia para definir seus próprios valores em seus anexos nacionais, em função de particularidades regionais.

Tais coeficientes são aplicados aos parâmetros para estatisticamente dar base aos valores característicos dos parâmetros para a obtenção dos valores de projeto e sua consequente utilização em modelos de cálculo relevantes a fim de verificar que a estrutura tem a confiabilidade exigida, ou seja, que nem um limite será ultrapassado durante um determinado período de referência.

Não há um procedimento no EC7 para permitir a diferenciação de confiabilidade, modificando os valores dos fatores parciais especificados, e, portanto, o nível de confiança calculado, a fim de ter em conta as consequências do fracasso. Em vez disso a diferenciação de confiabilidade é obtida através da utilização do sistema de Categorias Geotécnicas.

No Eurocode 7, três categorias geotécnicas, conhecidas como as Categorias Geotécnica 1, 2 e 3, foram introduzidas com a intenção de computar os diferentes níveis de complexidade de um projeto geotécnico e estabelecer os requisitos mínimos para a extensão e o conteúdo das investigações geotécnicas, cálculos e verificações de controle de construção a fim de alcançar-se a confiabilidade necessária.

A utilização das Categorias Geotécnicas não é uma exigência do código. A vantagem das Categorias Geotécnicas é que elas fornecem uma estrutura para a qualificação dos diferentes níveis de risco que envolve um projeto geotécnico e, para a seleção adequada dos níveis de confiabilidade além de explicar os diferentes níveis de risco. A confiabilidade de um projeto geotécnico é influenciada pela experiência do projetista. Não há diretrizes específicas que dizem respeito ao nível de especialização exigida para os projetistas, é assumido que as estruturas são projetadas por pessoal devidamente qualificado e experiente. As principais características das diferentes categorias geotécnicas são resumidas nos parágrafos seguintes.

A Categoria Geotécnica 1 (DA1) inclui apenas estruturas pequenas e relativamente simples para as quais os requisitos básicos de projeto possam ser satisfeitos com base na experiências e investigações geotécnicas qualitativas e, onde há risco insignificante para a propriedade e a vida devido às condições do solo ou de carga. Projetos da DA1 envolvem procedimentos empíricos para garantir a confiabilidade requerida, sem o uso de quaisquer análises baseadas em probabilidade ou métodos de projeto. De acordo com o Eurocode 7, o projeto de estruturas DA1 requer alguém com experiência apropriada.

A Categoria Geotécnica 2 (DA2) inclui tipos convencionais de estruturas e fundações sem risco anormal ou solo incomum ou excepcionalmente difícil ou condições de carga especiais. As estruturas da DA2 exigem uma quantidade de dados geotécnicos mínimos e análises para garantir que os requisitos básicos serão alcançados e exigem uma pessoa

devidamente qualificada, normalmente um engenheiro civil com conhecimento e experiência geotécnica apropriada. Procedimentos de rotina podem ser utilizados para testes de campo e de laboratório para as etapas de projeto e construção. O Método dos Coeficientes Parciais apresentado no Eurocode 7 é o método normalmente utilizado para projetos da DA2.

Categoria Geotécnica 3 (DA3) inclui estruturas ou partes de estruturas que não estão dentro dos limites das Categorias Geotécnicas 1 ou 2. A DA3 inclui estruturas muito grandes ou incomuns, estruturas envolvendo riscos anormais, ou terreno incomum ou excepcionalmente difícil ou condições de carga especiais e estruturas em áreas altamente sísmicas. As estruturas da DA3 vão exigir o envolvimento de um especialista, tal como um engenheiro geotécnico. O Eurocode 7 (EC7) apresenta os requisitos mínimos para a DA3, não fornecendo quaisquer requisitos especiais. O EC7 afirma que a DA3 normalmente inclui disposições alternativas as regras dadas no EC7. Assim, a fim de ter em conta o risco anormal associado aos projetos de estruturas da DA3, é apropriado usar confiabilidade baseada em análise de probabilidade.

Sendo assim, de acordo com o Eurocode 7 - Parte 1 (EC7-1), a verificação da estrutura e dos estados limites geotécnicos devem ser feitas através de uma das três categorias de projeto, como resumido a seguir na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Síntese das Abordagens de Projeto

Abordagem de Projeto	Categoria DA1		Categoria DA2		Categoria DA3
	1	2	2	2*	
Fatores parciais aplicados a:	Ações	Propriedades materiais	Ações e resistência	Efeitos das ações e resistências	Ações estruturais e resistência
Combinação de fatores parciais*	<u>A1</u> +M1+R1**	A2+ <u>M2</u> +R1**	<u>A1</u> +M1+ <u>R2</u> **	<u>A1</u> +M1+ <u>R2</u> **	<u>A1</u> ou A2+ <u>M2</u> +R3**

Fonte: Adaptado do Eurocode 7 – Parte 1

Notas: Combinações A1-A2 = fatores sobre ações/efeitos de ações
 Combinações M1-M2 = fatores sobre propriedades de materiais
 Combinações R1-R3 = fatores sobre resistências
 **nas ações sublinhadas, fatores são >1,0

Os valores dos coeficientes parciais que são recomendados pelo Eurocode 7 – Parte 1 (EC7-1) para projeto na Abordagem 1, Combinações 1 e 2 (DA1-1 e DA1-2) estão resumidas na Tabela 2.4 e, os valores dos coeficientes parciais que são recomendados pela EC7-1 para as categorias de projeto 2 e 3 (DA2 e DA3) estão resumidas na Tabela 2.5.

Tabela 2.4 - Valores de Fatores Parciais para Projeto na Abordagem 1

Parâmetro	Símbolo	DA1-1			DA1-2		
		A1	M1	R1	A2	M2	R1
Ação permanente (G)	Desfavorável	γ_G	1,35				
	Favorável	$\gamma_{G,fav}$	1,0		1,0		
Ação variável (Q)	Desfavorável	γ_Q	1,5			1,3	
	Favorável	-	(0)			(0)	
Resist. ao cisalhamento ($\tan \phi$)		γ_ϕ					1,25
Intercepto de coesão efetiva (c')		γ_c					
Intercepto de coesão não drenada (c_u)		γ_{cu}		1,0			1,4
Resist. a compressão simples (q_u)		γ_{qu}					1,0
Peso específico (γ)		γ_γ					1,0
Capacidade de carga (R_v)		γ_{Rv}					
Resist. ao deslizamento (R_h)		γ_{Rh}			1,0		1,0
Resistência obras de terra (R_e)		γ_{Re}					

Fonte: Bond, Scupprner, *et al* (2013)

Nota: Fatores dados para situações de projeto permanentes e transitórias

Tabela 2.5 - Valores de Fatores Parciais para Projetos nas Abordagens 2 e 3

Parâmetro	Símbolo	DA2/DA2*			DA3			
		A1	M1	R2	A1#	A2*	M2	R3
Ação permanente (G)	Desfavorável	γ_G	1,35					
	Favorável	$(\gamma_{G,FAV})$	1,0		1,35	1,0		
Ação variável (Q)	Desfavorável	γ_Q	1,5			1,3		
	Favorável	-	(0)			(0)		
Resist. ao cisalhamento ($\tan \phi$)		γ_ϕ		1,0				1,25
Intercepto de coesão efetiva		γ_c						
Intercepto de coesão não drenada (C_u)		γ_{cu}						1,4
Resist. a compressão simples (q_u)		γ_{qu}						1,0
Peso específico (γ)		γ_γ						1,0
Capacidade de carga (R_v)		γ_{Rv}			1,4			
Resistência ao deslizamento (R_h)		γ_{Rh}			1,1			1,0
Resist. deslizamento arrimos (R_e)		γ_{Re}			1,4			
Resist. em taludes de terra (R_e)					1,1			

Fonte: Bond, Scupprner, *et al* (2013)

Notas: Fatores para situações de projeto permanentes e transitórias
#aplicadas a ações estruturais
*aplicadas a ações geotécnicas

O manual da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2012) recomenda um conjunto diferente de coeficientes de carga, conforme Tabela 2.6:

Tabela 2.6 - Coeficientes de Carga segundo a AASHTO (2012)

Tipo de cargas	Coeficiente de carga	
	Máximo	Mínimo
Q_{LL} : Cargas acidentais	1,75	1,35
Q_{DL} : Componentes e acessórios (cargas permanentes)	1,25	0,90
Q_{DD} : Esforços de arraste para baixo	1,80	0,45
Q_{DW} : Superfícies de desgaste utilitários	1,50	0,65
Q_{EL} : Empuxo horizontal de solo		
Ativo	1,50	0,90
Passivo	1,35	0,90
Q_{EV} : Empuxo vertical de solo		
Estrutura de contenção	1,35	1,00
Estrutura rígida enterrada	1,30	0,90
Pórticos rígidos	1,35	0,90
Estruturas flexíveis enterradas	1,95	0,90
Bueiros flexíveis de metal na forma de caixa	1,50	0,90
Q_{ES} : Sobrecarga de solo	1,50	0,75

Fonte: AASHTO (2012)

2.2 CONFIABILIDADE

Uma abordagem probabilística, através de cálculos de confiabilidade, fornece um meio de avaliar os efeitos combinados das incertezas e, um meio de distinguir quais incertezas tem um impacto maior na segurança da obra. Apesar de seu potencial, a análise de confiabilidade não tem sido muito usada na prática rotineira das obras geotécnicas. Há duas razões para isso. Em primeiro lugar, a análise de confiabilidade envolve termos e conceitos que a maioria dos engenheiros geotécnicos não estão familiarizados. Em segundo lugar, a maioria dos engenheiros acredita que o uso da análise de confiabilidade exigiria mais dados, tempo e esforço que estão disponíveis na maioria das circunstâncias. Entretanto, os dados necessários são os mesmos utilizados no dimensionamento, necessitando apenas de tratamento estatístico adequado e, quanto ao tempo e esforços extras dispendidos nesse processo, com certeza serão menores do que os gastos com recursos financeiros e horas técnicas dispensadas no caso de um eventual sinistro (DUNCAN, 2000).

São duas as principais fontes de incertezas geotécnicas.

A primeira surge a partir da avaliação das propriedades de projeto do solo. Esta fonte de incerteza geotécnica é complexa e depende da variabilidade do solo, grau de controle de equipamentos e processos mantidos durante a investigação *in loco*, e precisão do modelo de correlação utilizado para relacionar medições de campo com a propriedade de projeto do solo.

Um extenso estudo de calibração feito por Phoon, Kulhawy e Grigoriu (1995) propôs três faixas de variabilidade das propriedades do solo (baixa, média e alta), conforme apresentado na Tabela 2.7:

Tabela 2.7 - Variabilidade de parâmetros Geotécnicos

Parâmetro Geotécnico	Faixas de Variabilidade	COV (%)
Resistência não drenada (Undrained shear strength)	baixa	10 - 30
	média	30 - 50
	alta	50 - 70
Ângulo de atrito efetivo (Effective stress friction angle)	baixa	5 - 10
	média	10 - 15
	alta	15 - 20
Coeficiente de tensão horizontal (horizontal stress coeficiente)	baixa	30 - 50
	média	50 - 70
	alta	70 - 90

Fonte: Phoon, Kulhawy e Grigoriu (1995)

Em contraste, Rétháti (1988), citando as especificações do American Concrete Institute (ACI), observou-se que a qualidade do concreto pode ser avaliada da seguinte forma, conforme apresentado na Tabela 2.8:

Tabela 2.8 - Classificação da Qualidade do Concreto segundo a variabilidade dos resultados de rompimento de corpos de prova segundo ACI.

Qualidade	COV (%)
Excelente	< 10
Boa	10 – 15
Satisfatória	15 – 20
Ruim	> 20

Fonte: Rétháti (1988)

Comparando os valores das Tabelas 2.7 e Tabela 2.8, observamos que a “qualidade” da variabilidade exigida para as propriedades de solo é bem diferente da “qualidade” da variabilidade exigida no concreto. É muito importante ter em mente que o solo é um elemento natural enquanto que o concreto é um produto manufaturado.

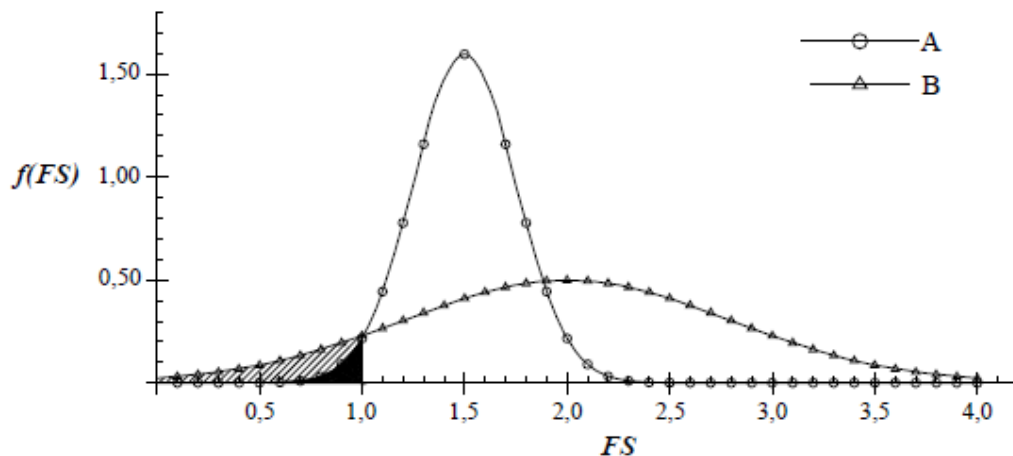
A segunda fonte surge dos modelos de cálculo geotécnicos. Os modelos para cálculo geotécnico adotam simplificações, é possível melhorar os resultados obtidos através das calibrações dos modelos empíricos. Fatores de modelo, definidos como a razão entre a resposta medida para a resposta calculada, normalmente são utilizados para corrigir as simplificações

em modelos de cálculo. É evidente que um parâmetro geotécnico (propriedade do solo ou do fator de modelo) pode apresentar uma gama de valores, que podem ocorrer com frequências desiguais. A prática existente de selecionar um valor característico com 5% de limite de exclusão é atraente para os profissionais, porque os cálculos de projeto podem ser realizados facilmente usando apenas um conjunto de valores de entrada. No entanto, esta simplicidade é enganadora. A escolha dos valores característicos afeta claramente a segurança geral do projeto, e não há meios simples de garantir que os valores selecionados irão atingir um nível consistente de segurança (PHOON, 2008).

2.2.1 Análise de Confiabilidade

A probabilidade de ruptura é representada pela área sob a curva de distribuição de probabilidades, contida a esquerda do $FS=1$ (Figura 2.4).

Figura 2.4 – Distribuições estatísticas com diferentes FS e σ .



Fonte: Maia (2003)

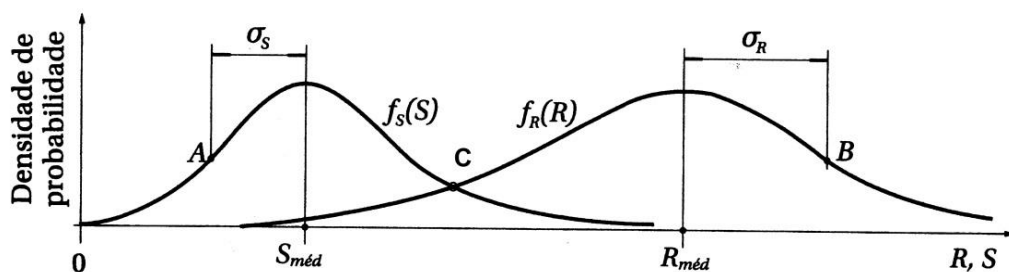
Na Figura 2.4 Maia (2003) apresenta dois projetos hipotéticos. O projeto A possui fator de segurança definido de 1,50 com desvio padrão de 0,25, e o projeto B possui fator de segurança 2,00 com desvio padrão de 0,80. Após a realização do cálculo das probabilidades de ruptura de ambos os projetos, constata-se que o projeto A, do ponto de vista probabilístico, apresenta a menor possibilidade de ocorrência de eventos indesejáveis (ruptura), por este

possuir, como visto na Figura 2.4, uma área sob sua distribuição muito menor do que a observada na distribuição do projeto B.

A análise de confiabilidade é caracterizada por um parâmetro definido como índice de confiabilidade (β).

Na Figura 2.5 estão representadas as curvas de distribuição das ações, ou cargas, ($F_S(S)$) e das resistências ($F_R(R)$), caracterizadas pelas médias $S_{méd}$ e $R_{méd}$ e pelos desvios padrão σ_S e σ_R .

Figura 2.5 - Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicação.



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

O fator de segurança global, como definido anteriormente, é a relação entre as médias da resistência e a média das solicações (Equação 2.2).

Ainda na Figura 2.5 pode-se observar que os coeficientes de segurança parciais são obtidos quando a ação é igualada a resistência, sendo assim definidos pelas relações (Equação 2.12):

$$FS_S = C / S_{méd} \quad \text{e} \quad FS_R = R_{méd} / C \quad (2.12)$$

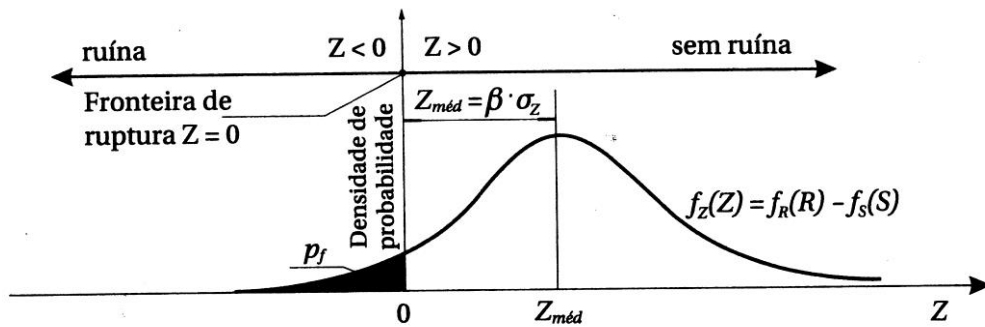
Segundo Cintra e Aoki (2010) pode-se admitir que as funções solicação ($F_S(S)$) e a função resistência ($F_R(R)$) são estatisticamente independentes, desta forma a função margem de segurança ($F_Z(Z)$) (Equação 2.13) pode ser definida como a diferença entre as curvas R e S (Figura 2.6):

$$F_Z(Z) = F_R(R) - F_S(S) \quad (2.13)$$

Assim, a probabilidade de ruína fica definida pela Equação 2.14 como:

$$P_f = P[Z \leq 0] = P[(R - S) \leq 0] \quad (2.14)$$

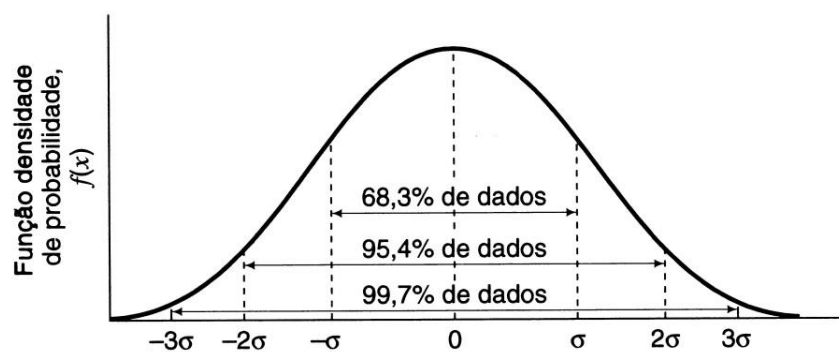
Figura 2.6 - Função Margem de Segurança



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Nos métodos probabilísticos é comum adotar-se que os dados são normalmente distribuídos. Para que um conjunto de dados possa ser considerado normalmente distribuído, 68,3% dos valores devem estar dentro de um desvio padrão distante da média, 95,4% dos valores devem estar dentro de dois desvios-padrão e 99,7% situam-se dentro de três desvios padrão, conforme representado na Figura 2.7 (BUDHU, 2013).

Figura 2.7 - Distribuição de probabilidade para variáveis distribuídas normalmente



Fonte: Budhu (2013)

No caso de distribuição normal de R e de S , o desvio padrão σ_Z da função margem de segurança, definida pela Equação 2.15, vale:

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_S)^2} \quad (2.15)$$

O valor médio ($Z_{méd}$) é dado pela Equação 2.16 como sendo:

$$Z_{méd} = R_{méd} - S_{méd} \quad (2.16)$$

Como:

$$FS = R_{méd} / S_{méd} \quad (2.17)$$

Logo, pode-se reescrever $Z_{méd}$, através da Equação 2.18, como:

$$Z_{méd} = S_{méd}(FS - 1) \quad (2.18)$$

Na Figura 2.6 observa-se que a distância média $Z_{méd}$ de Z ao ponto em que $Z = 0$, expressa em termos de σ_Z (desvio padrão de Z) é igual a $\beta \cdot \sigma_Z$, onde, como dito anteriormente, β é o índice de confiabilidade, sendo assim $Z_{méd}$ pode ser escrito pela Equação 2.19 como:

$$Z_{méd} = \beta \cdot \sigma_Z \quad (2.19)$$

Cintra e Aoki (2010) mostram que FS e β são valores interdependentes e, para distribuições assumidas como normais, representados pelas Equações 2.20 e 2.21, respectivamente:

$$FS = \frac{1 + \beta \sqrt{COV_S^2 + COV_R^2 - \beta^2 \cdot COV_S^2 \cdot COV_R^2}}{1 - \beta^2 \cdot COV_R^2} \quad (2.20)$$

$$\beta = \frac{1 - (1/FS)}{\sqrt{COV_R^2 + (1/FS)^2 \cdot COV_S^2}} \quad (2.21)$$

Para distribuições do tipo lognormal β assumi a Equação 2.22:

$$\beta_{LN} = \frac{\ln\left(\frac{FS}{\sqrt{1 + COV_{FS}^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1 + COV_{FS}^2)}} \quad (2.22)$$

A equação do tipo lognormal para o índice de confiabilidade β é interessante pelo fato de ficar apenas em função do FS e de seu coeficiente de variação (COV_{FS}).

Ang e Tang (1984), citados em Cintra e Aoki (2010), demonstram que a probabilidade de ruína (P_f) é função direta de β (Equação 2.23).

$$P_f = 1 - \phi(\beta) \quad (2.23)$$

Onde $\phi(\beta)$ é uma função de distribuição normal, comumente encontrada em tabelas de livros de estatística e representada na Tabela 2.9.

Uma vez fixada a forma das curvas de R e de S, através de respectivos coeficientes de variação da resistência (COV_R) e da solicitação (COV_S), tem-se que para cada valor de FS corresponde um valor de P_f , desta forma confirma-se que sempre há risco de ruína para obras de engenharia (CINTRA e AOKI, 2010).

Tabela 2.9 - β em função de P_f .

N	$P_f = 1 / N$	β
2	0,5	0,000
5	0,2	0,842
10	0,1	1,282
20	0,05	1,645
100	0,01	2,326
1.000	0,001	3,090
5.000	0,0002	3,540
10.000	0,0001	3,719
50.000	0,00002	4,107
100.000	0,00001	4,265
1.000.000	0,000001	4,768

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

A Tabela 2.10 lista β e P_f para componentes e sistemas geotécnicos representativos e os seus níveis de desempenho esperados. O valor de β varia geralmente de 1 a 5, correspondendo a P_f variando de cerca de 0,16 a $3 \cdot 10^{-7}$. Projetos geotécnicos exigem valor β de pelo menos 2

(ou seja, $P_f < 0,023$) para um nível esperado de desempenho melhor do que "pobre". Um valor relativamente pequeno P_f é de grande interesse para a prática geotécnica.

Tabela 2.10 - Relação entre índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (P_f)

Índice de confiabilidade (β)	Probabilidade de falha $P_f = \phi(-\beta)$	Nível de desempenho esperado
1.0	0.16	Perigoso
1.5	0.07	Insatisfatório
2.0	0.023	Pobre
2.5	0.006	Abaixo da média
3.0	0.001	Acima da média
4.0	0.00003	Bom
5.0	0.000003	Alto

Fonte: U.S. Army Corps of Engineers (1997)

O Eurocode 0 (EC0), em seu Anexo B, traz especificado os valores mínimos recomendados para o índice de confiabilidade (β) no estado limite último, para obras temporárias (vida útil de 1 ano) e para obras permanentes (vida útil de 50 anos), para as categorias de obras DA1, DA2 e DA3. Esses valores estão representados na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 - Valores Mínimos Recomendados para o Índice de confiabilidade (β) (Estado Limite Último) de acordo com o Eurocode 0 – Anexo B:

Classes de Confiabilidade	Consequências para perdas de vidas humanas, econômicas, sociais e consequências para o meio-ambiente	Índice de confiabilidade (β)	
		β para T = 1 ano	β para T = 50 anos
DA1	Baixa	4,2	3,3
DA2	Média	4,7	3,8
DA3	Alta	5,2	4,3

Fonte: Eurocode 0 – Anexo B (2002)

No Anexo C do EC0 são apresentados os Índices de Confiabilidade (β) para diferentes estados limites estão apresentados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 - Valores Alvo, Índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (P_f) para Categorias de Estrutura 2 de acordo com o Eurocode 0 – Anexo C:

Estados Limites	Alvo do Índice de Confiabilidade (β)		Alvo da Probabilidade de falha (P_f)	
	1 ano	50 anos	1 ano	50 anos
ELU	4,7	3,8	1×10^{-6}	$7,2 \times 10^{-5}$
Fadiga		1,5 a 3,8 ⁽¹⁾		$7,2 \times 10^{-5}$
				a
				$6,7 \times 10^{-2}$
ELS (irreversível)	2,9	1,5	2×10^{-3}	$6,7 \times 10^{-2}$

Fonte: Eurocode 0 – Anexo C (2002)

Nota: (1) depende do grau de instabilidade, reparabilidade e tolerância aos danos

2.2.2 Incertezas no fator de Segurança

Todos os termos envolvidos no cálculo de uma estrutura de contenção têm algum grau de incerteza. Portanto o valor calculado para o fator de segurança (FS) também envolve alguma incerteza. Para avaliar a incerteza envolvida entre todos os termos propõe-se utilizar o método da U.S. Army Corps of Engineers (1997), que envolve os seguintes passos:

1. Estimar os desvios-padrão das quantidades envolvidas no processo.
2. Usar a técnica da U.S. Army Corps of Engineers (1997) para estimar o desvio padrão (σ_{FS}) e coeficiente de variação do fator de segurança (COV_{FS}) com as seguintes equações:

$$\sigma_{FS} = \sqrt{\left(\frac{\sum_{i=1}^N \Delta F_i}{2}\right)^2} \quad (2.24)$$

$$COV_{FS} = \frac{\sigma_{FS}}{FS_{VMP}} \quad (2.25)$$

em que: FS_i^+ é o fator de segurança calculado com o valor da média do parâmetro i acrescido de 1,645 o desvio padrão. Este valor terá como limite superior o maior valor do parâmetro i determinado em ensaios de laboratório ou obtido através de referências publicadas em artigos científicos;

FS_i^- é o fator de segurança calculado com o valor da média do parâmetro i subtraído de 1,645 o desvio padrão. Este valor terá como limite inferior o menor valor do parâmetro i determinado em ensaios de laboratório ou obtido através de referências publicadas em artigos científicos;

$$\Delta FS_i = (FS_i^+ - FS_i^-);$$

FS_{VMP} : valor mais provável do fator de segurança, calculado usando os melhores valores estimados para todos os parâmetros;

No cálculo FS_1^+ e FS_1^- , os valores de todas as outras variáveis são mantidos nos seus valores mais prováveis. Os valores de ΔFS_2 , ΔFS_3 , ΔFS_4 e ΔFS_N são calculados pela variação dos valores das outras N variáveis para mais e menos 1,645 o desvio padrão de seus valores mais prováveis, limitados aos valores determinados em ensaios de laboratório ou obtido através de referências publicadas em artigos científicos;

3. Substituir o valor de ΔF_i na Equação 2.24 determinando-se o valor do desvio padrão do fator de segurança (σ_{FS}), e o coeficiente de variação do fator de segurança (COV_{FS}), é calculado usando-se a Equação 2.25.
4. Com os valores de FS_{VMP} e COV_{FS} conhecidos, a confiabilidade do fator de segurança é determinada utilizando a Equação 2.22.
5. Utilizando-se a função DIST.NORMP.N do Excel calcula-se a probabilidade de falha (P_f) associada ao índice de confiabilidade (β_{LN}).

Segundo Duncan (2000) é importante observar que não há "prova" de que os fatores de segurança sigam uma distribuição normal, entretanto trata-se de uma aproximação razoável. Outro aspecto é que a hipótese de uma distribuição normal para fator de segurança não implica que os valores das variáveis individuais são distribuídos da mesma forma.

2.2.3 Métodos de estimativa de Desvio Padrão

Dependendo da quantidade de dados disponíveis, vários métodos podem ser utilizados para estimar os desvios padrão dos parâmetros geotécnicos. Quatro métodos, que são aplicáveis a várias situações, são descritos nos parágrafos seguintes.

2.2.3.1 Análise estatística com distribuição normal

Se estiverem disponíveis dados suficientes, o desvio padrão (σ) pode ser calculado por:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum [(x_i - \bar{x})^2]}{N - 1}} \quad (2.26)$$

em que x_i = valor i da parâmetro x ;
 \bar{x} = valor médio do parâmetro x ;
 N = número de valores de x (tamanho da amostra).

A determinação dos valores de desvio padrão através da Equação 2.26, para análises de confiabilidade não é recomendada na engenharia geotécnica, porque na maioria dos casos, a quantidade de dados é muito limitada (DUNCAN, 2000).

A fim de ser capaz de aplicar a análise de confiabilidade, onde a quantidade de dados disponíveis é limitada e são muitas propriedades estimadas usando correlações, é necessária a utilização de outros métodos para estimar os valores de desvio padrão. Três de tais métodos estão descritos nos parágrafos seguintes.

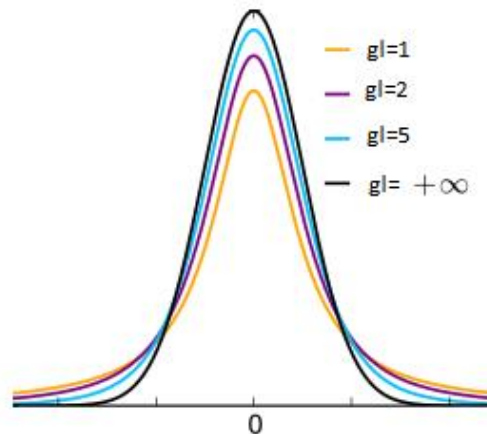
2.2.3.2 Análise estatística com distribuição *T-Student*

A utilização de uma distribuição normal para amostras pequenas, com menos de 30 elementos, é inadequada sendo mais interessante o uso da distribuição *T-Student*.

A distribuição *T-Student* é similar a distribuição normal, ambas são simétricas em relação à média zero. Ambas as distribuições são em forma de sino, mas a distribuição *T-Student* é mais variável em virtude de seus valores dependerem das flutuações de duas quantidades, coeficiente de variação (COV) e a variância (S^2), considerando que os valores da distribuição normal dependem apenas das mudanças de amostra para amostra.

Além disso, a distribuição de *T-Student* é diferente da normal uma vez que a sua variação depende do tamanho da amostra n que é sempre maior do que 1. Somente quando o tamanho da amostra $n \rightarrow \infty$ (quando $n > 30$ os valores já são bem próximos) as duas distribuições se tornarão as mesmas (Figura 2.8).

Figura 2.8 - Distribuição *T-Student* para $gl = 1$, $gl = 2$, $gl=5$ e $gl = +\infty$



2.2.3.3 Valores publicados em artigos científicos

Uma abordagem para estimar os valores de desvio padrão, quando os dados disponíveis não são suficientes para o cálculo utilizando-se a Equação 2.26, é a utilização de estimativas com base em valores publicados em artigos científicos, que são mais convenientemente expressas em termos do coeficiente de variação (COV):

$$COV = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (2.27)$$

a partir do qual o desvio-padrão pode ser calculado:

$$\sigma = (COV) \cdot (\bar{x}) \quad (2.28)$$

2.2.3.4 Regra dos Três-Sigma

Duncan (2000), citando Dai e Wang (1992), diz que a Regra dos 3σ usa o fato de que 99,73% de todos os valores de um parâmetro normalmente distribuído caem dentro de três desvios padrão da média (Figura 2.7). Ou seja, o maior valor concebível do parâmetro (HVP), e o menor valor concebível do parâmetro (LVP), estes são cerca de três desvios padrão acima e abaixo do valor médio.

O uso da Regra dos 3σ para estimar um valor de desvio padrão, consiste em primeiro, estimar os maiores e os menores valores possíveis do parâmetro e , depois, dividir a diferença entre eles por seis:

$$\sigma = (HVP - LVP) / 6 \quad (2.29)$$

Duncan (2000), citando Folayan, Hoeg e Benjamin (1970), mostra que existe uma tendência para estimar o intervalo de valores entre HVP e de LVP, muito pequeno. Um estudo desenvolvido pelos pesquisadores envolveu perguntas a um número de engenheiros geotécnicos para estimar o intervalo de valores possíveis de $C_c / (1 + e)$ para o solo da Baía de San Francisco, com o qual todos tinham experiência. Os resultados deste exercício encontram-se resumidos na Tabela 2.13.

Pode-se observar que, em média, esses experientes engenheiros foram capazes de estimar o valor de $C_c / (1 + e)$, com razoável precisão, mas que eles subestimaram o desvio padrão de cerca de um fator de dois em comparação com os resultados de 45 testes de laboratório.

Tabela 2.13 - Estimativa do valor para $C_c / (1+e)$ e do coeficiente de variação (COV) para o solo da Baía de San Francisco

Estimado por	Estimativa para $C_c/(1+e)$	Estimativa para COV
Engenheiro geotécnico #1	0.30	10%
Engenheiro geotécnico #2	0.275	5%
Engenheiro geotécnico #3	0.275	5.5%
Engenheiro geotécnico #4	0.30	10%
Média entre #1 - #4	0.29	8%
Resultados dos ensaios de laboratório	0.34	18%

Fonte: Adaptado de Duncan (2000)

Com base nos resultados deste estudo, acredita-se que a tendência de subestimar os coeficientes de variação (COV) decorre principalmente do fato de que, enquanto a maioria dos engenheiros geotécnicos afiaram a sua capacidade de estimar os valores médios das propriedades do solo, eles tiveram pouca experiência em estimar os coeficientes de variação (COV).

Ao utilizar a Regra dos 3σ para estimar os desvios-padrão (σ) e coeficientes de variação (COV), um esforço consciente por parte do engenheiro geotécnico deve ser feito para tornar o

intervalo entre HVP e LVP tão largo quanto aparentemente possível, ou ainda mais, para superar a tendência natural para fazer a faixa muito pequena (DUNCAN, 2000).

Na Tabela 2.14 Duncan (2000) apresenta uma coletânea de valores do coeficiente de variação (COV) para propriedades geotécnicas e ensaios *in situ*.

Tabela 2.14 - Valores do coeficiente de variação (COV) para propriedades geotécnicas e ensaios *In Situ*

Propriedade ou resultado do ensaio <i>in situ</i>	Coeficiente de variação COV (%)	Pesquisador
Peso específico (γ)	3-7%	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Peso específico submerso (γ_{sub})	0-10%	Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	2-13%	Har (1984), Kulhawy (1992)
Resistência não-drenada (S_u)	13-40%	Har (1984), kulhawy (1992), Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
Relação resistência não-drenada (S_u/σ'_v)	5-15%	Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
Índice de compressão (C_c)	10-37%	Har (1984), Kulhawy (1992), Duncan (2000)
Pressão de pré-consolidação (P_p)	10-35%	Harr (1984), Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
Coeficiente de permeabilidade para argila saturada (k)	68 - 90%	Harr (1984), Duncan (2000)
Coeficiente de permeabilidade para argila parcialmente saturada (k)	130-240%	Harr (1984), Benson et al. (1999)
Coeficiente de consolidação (C_v)	33-68%	Duncan (2000)
Número de golpes (N_{SPT})	15-45%	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Teste de penetração de cone elétrico (q_c)	5-15%	Kulhawy (1992)
Cone de penetração mecânica (q_c)	15-37%	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Teste de resistência do dilatômetro (q_{DNA})	5-15%	Kulhawy (1992)
Vane test – resistência não-drenada (S_v)	10-20%	Kulhawy (1992)

Fonte: Adaptado de Duncan (2000)

Ainda segundo Duncan (2000) é importante destacar que com a Regra dos 3σ :

- a) é possível estimar os valores de desvio padrão utilizando as mesmas quantidades e tipos de dados que são usados para análises geotécnicas convencionais;

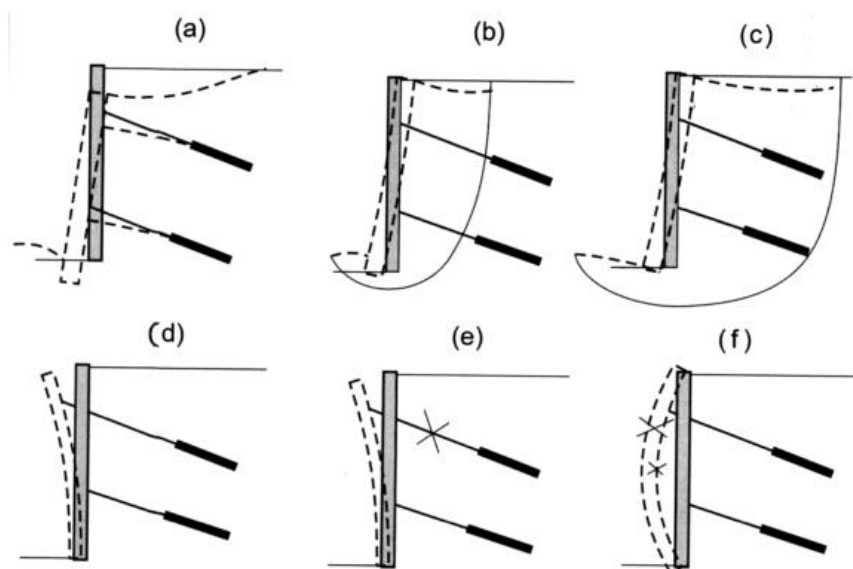
- b) pode ser aplicada quando estão disponíveis apenas dados limitados e também pode ser utilizada para avaliar a razoabilidade dos valores dos coeficientes de variação de fontes publicadas, considerando-se que o menor valor possível seria três desvios padrão abaixo da média e o maior valor possível seria três desvios padrão acima da média;
- c) não é rigidamente amarrada a uma distribuição assumida da variável.

2.3 FATORES INTERVENIENTES NA SEGURANÇA E CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

2.3.1 Modos de Ruptura em Cortinas Atirantadas

Ao desenvolver-se um projeto de cortina atirantada, o projetista deve levar em consideração os vários mecanismos de falha possíveis. Ao analisar-se a estabilidade de uma cortina atirantada, está se garantindo a estabilidade de todos os modos de ruptura representados na Figura 2.9 e discutidos a seguir (GEO-RIO, 2011):

Figura: 2.9 - Estados de ruptura de uma cortina atirantada



Fonte: GEO-RIO (2011)

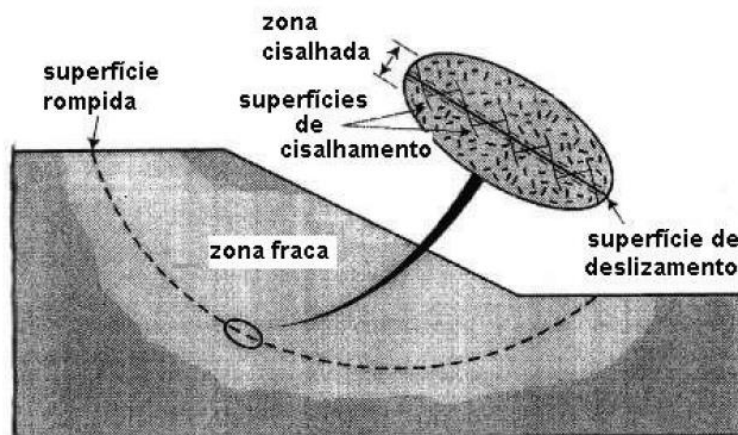
- a) Ruptura de fundação: ocorre quando o solo onde se apoia a base do paramento da cortina é de baixa capacidade de suporte;

- b) Ruptura do talude: a ruptura na massa de solo se dá entre a parede e o bulbo de ancoragem resultante de deficiência de carga nas ancoragens.
- c) Ruptura do talude: a ruptura na massa de solo se dá após o bulbo resultante do comprimento insuficiente das ancoragens, costuma-se denominar essa análise de: análise quanto à ruptura global;
- d) Deformação excessiva: ocorre durante a construção antes da protensão de um determinado nível de tirantes. Após a conclusão da obra a probabilidade de ocorrência é mínima, pois cortinas atirantadas são suficientemente rígidas;
- e) Ruptura dos tirantes: ocorre por capacidade de carga insuficiente dos tirantes ou por uma sobrecarga não prevista em projeto;
- f) Ruptura da parede: podem ocorrer duas situações, sendo uma por ruptura a flexão devida a armadura insuficiente e ruptura por punção das cabeças das ancoragens na parede de concreto.

Para os casos (b) e (c) deve-se também considerar uma possível ruptura de fundo da escavação em função da declividade do talude de jusante, dos parâmetros geotécnicos e do fluxo ascendente de água (se houver) (GEO-RIO, 2011).

Esse tipo de ruptura é caracterizado pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Onde uma camada de solo, em torno da superfície de cisalhamento, perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada. Inicialmente ocorre a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Este processo é bem caracterizado, tanto em ensaios de cisalhamento direto, como nos escorregamentos de taludes (Figura 2.10).

Figura 2.10 - Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento.

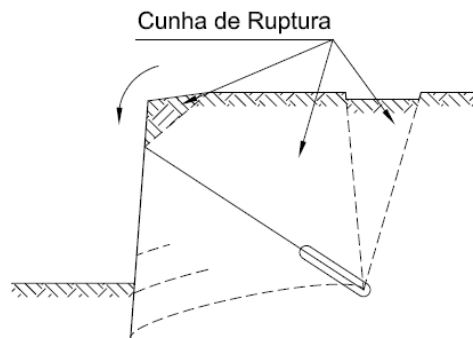


Fonte: Leroueil (2001)

Segundo Mendes (2010) o mecanismo de ruptura de uma estrutura de cortina atirantada ocorre de forma progressiva dos elementos constituintes da estrutura.

O comportamento do sistema de contenção está diretamente ligado ao comprimento do tirante e da força de tração aplicada ao tirante. A estrutura de contenção pode atingir a instabilidade quando a massa de solo atrás da parede de contenção, comprimida pela força aplicada pelos tirantes, provoca a ruptura do maciço ao longo de um plano (teórico) que passa pelo pé da ficha da parede de contenção e o bulbo de ancoragem do tirante (Figura 2.11) (MARZIONNA, FERREIRA, *et al.*, 1998).

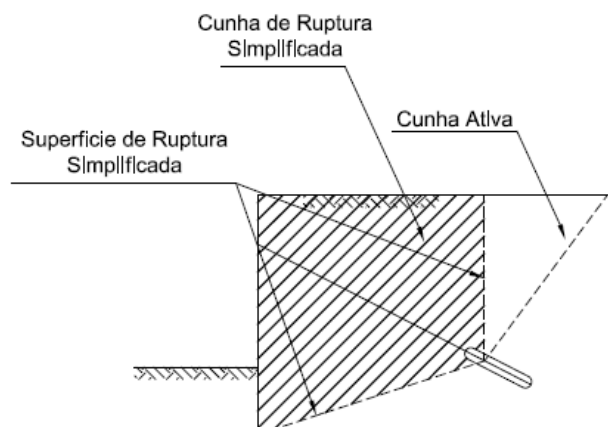
Figura 2.11 - Instabilidade do maciço devido a solicitação excessiva do tirante



Fonte: Adaptado de Marzionna, Ferreira, *et al* (1998)

A fim de possibilitar uma análise da estabilidade da cunha de ruptura apresentada anteriormente, utiliza-se uma forma simplificada, representada na Figura 2.12.

Figura 2.12 - Superfície de ruptura simplificada para análise da instabilidade do maciço devido à solicitação excessiva do tirante.

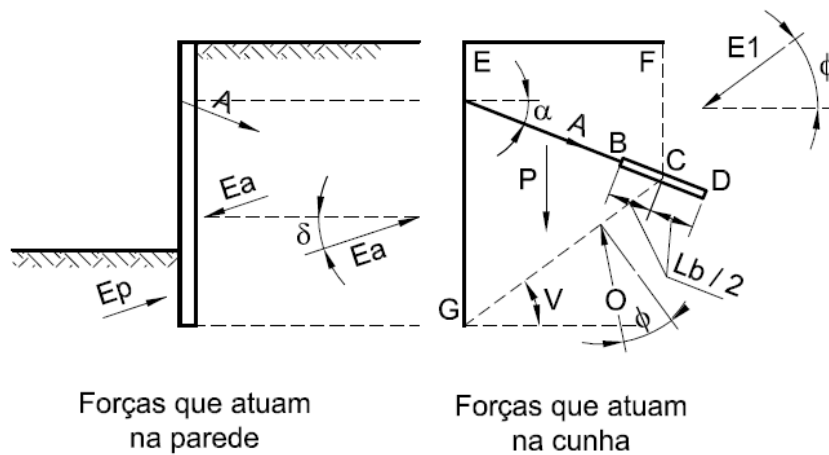


Fonte: Adaptado de Marzionna, Ferreira, *et al* (1998)

Pode-se garantir a estabilidade do sistema de contenção através do equilíbrio limite da cunha que pode vir a ser mobilizada quando o tirante é protendido. Essa possibilidade de ruptura foi analisada pela primeira vez por Kranz (MARZIONNA, FERREIRA, *et al.*, 1998).

Para o caso representado na Figura 2.13, uma escavação com apenas uma linha de tirantes, considerando-se um solo homogêneo e isotrópico com uma envoltória de resistência genérica, isto é, com o intercepto de coesão e ângulo de atrito. Tem-se o seguinte esquema de forças atuando:

Figura 2.13 - Esquema das forças atuantes

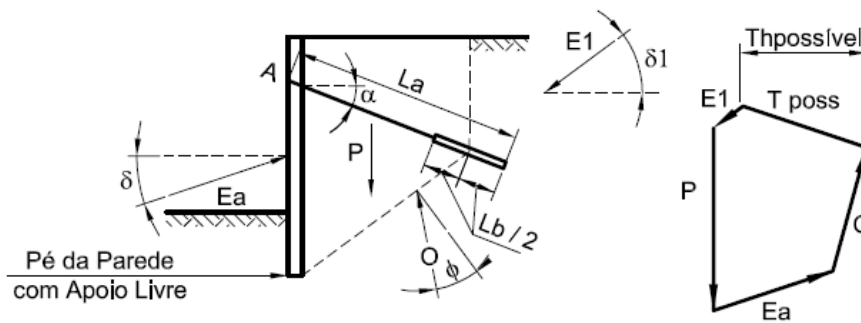


Fonte: Adaptado de Marzionna, Ferreira, *et al* (1998)

- em que:
- E = empuxo ativo atuante na parede de contenção
 - E_A = empuxo ativo atuante na cunha
 - E_P = empuxo passivo atuante na parede de contenção
 - P = peso da cunha
 - C = força devido ao intercepto de coesão na base da cunha
 - S = força devido ao atrito na base da cunha
 - $T_{MÁX}$ = força máxima de protensão do tirante
 - δ = ângulo de atrito solo-parede de contenção
 - ϕ = ângulo de atrito do solo
 - α = ângulo de inclinação do tirante com relação à horizontal

Para a condição de equilíbrio limite da cunha, pode-se estabelecer o seguinte polígono de forças, conforme representado na Figura 2.14:

Figura 2.14 - Polígono de forças no Método de Kranz



Fonte: Adaptado de Marzionna, Ferreira, *et al* (1998)

O coeficiente de segurança para esta condição é definido pela Equação 2.30 como:

$$FS = \frac{T_{MÁX}^h}{T_{ATUANTE}^h} \quad (2.30)$$

em que: $T_{MÁX}^h$ = componente horizontal da força $T_{máx}$ que conduz a cunha à condição de equilíbrio limite;

$T_{ATUANTE}^h$ = componente horizontal da força real do tirante.

Neste caso, segundo a NBR 5629:1996, o valor aceito é $FS \geq 1,5$. Quando forem utilizados mais de um nível de tirantes no sistema de contenção, deverá ser verificado o menor coeficiente de segurança para cada um dos níveis de tirantes e para o conjunto todo.

Para o caso de conjunto de tirantes há dois casos particulares que merecem atenção:

O primeiro é quando o tirante do nível superior tem comprimento livre menor que o do tirante do nível inferior, ficando o bulbo dentro da cunha do tirante inferior, o coeficiente de segurança para o nível inferior é definido pela Equação 2.31 como:

$$FS = \frac{T_{MÁX}^h}{T_{1ATUANTE}^h + T_{2ATUANTE}^h} \quad (2.31)$$

O segundo é quando o tirante do nível superior tem comprimento livre maior que o do tirante do nível inferior, ficando o bulbo fora da cunha do tirante inferior, o coeficiente de segurança para o nível inferior é definido pela Equação 2.32 como:

$$FS = \frac{T_{MÁX}^h}{T_{2ATUANTE}^h} \quad (2.32)$$

E o coeficiente de segurança global (FS) é dado pela Equação 2.33 por:

$$FS = \frac{T_{MÁX}^h}{T_{1ATUANTE}^h + T_{2ATUANTE}^h} \quad (2.33)$$

Onde os termos empregados já tiveram suas definições fornecidas.

Estes são casos particulares, demais casos devem ser analisados especificamente em virtude das diversas cunhas de ruptura que possam vir a formar.

É fundamental uma correta definição do comprimento dos tirantes (comprimento livre e comprimento ancorado). Esses comprimentos devem ser avaliados em projeto e confirmados pelos ensaios: básico, de qualificação e de recebimento, conforme previstos na NBR 5629:1996.

2.4 TIRANTES

Tirante é um elemento linear cuja função é transmitir esforços de tração entre suas extremidades, a saber: a cabeça, que é a extremidade que fica fora do terreno, e o bulbo de ancoragem, que é a parte que fica enterrada. O trecho que liga a cabeça ao bulbo de ancoragem é conhecido por trecho livre (YASSUDA e DIAS, 1998)

Estes elementos são introduzidos no terreno em perfuração previamente executada, em geral, o diâmetro do furo varia de 10 a 15 cm (MORE, 2003).

Neste trabalho serão estudados apenas os tirantes do tipo ancoragem ativa injetada, mas especificamente os tirantes cujo elemento de tração é composto por cordoalhas.

Entende-se por tirante ativo aquele que é posto em carga para trabalhar, ou seja, opera sempre em carga, independentemente do nível de deformação, logo todo tirante ativo é protendido (YASSUDA e DIAS, 1998).

As cordoalhas constituem o elemento resistente à tração. Estas são as mesmas utilizadas em estruturas usuais de concreto protendido.

O uso dos tirantes em estruturas de contenção tem uma série de vantagens, entre elas destacam-se:

- a) Obtenção de elevadas cargas com peças de pequeno porte (YASSUDA e DIAS, 1998) e (MORE, 2003);
- b) Simplicidade construtiva, uma vez que a carga de reação provém do maciço de solo e os elementos estruturais são simples (fios, cordoalhas, chapas de aço, ...) (YASSUDA e DIAS, 1998) e (MORE, 2003);
- c) O interior da escavação fica livre, permitindo mais espaço para se trabalhar (MARZIONNA, FERREIRA, *et al.*, 1998);
- d) Os deslocamentos das paredes de contenção diminuem significativamente, uma vez que os tirantes são protendidos não há necessidade de deslocamento do maciço de solo para ativar o tirante (MARZIONNA, FERREIRA, *et al.*, 1998), (YASSUDA e DIAS, 1998) e (MORE, 2003);
- e) Produzem um incremento de tensões normais sobre a potencial superfície de ruptura, provocando um aumento da resistência ao deslizamento na respectiva superfície (MARQUES, GIJON, *et al.*, 1987);
- f) Por ser autoportante é sempre possível construí-los de tal forma que a estrutura atirantada não requeira detalhes complexos de fundação (YASSUDA e DIAS, 1998) e (MORE, 2003);
- g) A NBR 5629:1996 prevê ensaios de recebimento em 100% dos tirantes da obra (YASSUDA e DIAS, 1998) e (MORE, 2003).

A quantidade de tirantes, sua distribuição e posicionamentos são resultado do cálculo da cortina de contenção e função: dos parâmetros de solos, condições de contorno (edificações existentes e sobrecargas adicionais) e da presença do nível freático (MARZIONNA, FERREIRA, *et al.*, 1998).

2.4.1 Requisitos de projeto para tirantes

As dimensões dos tirantes, ângulo de inclinação, comprimento e espaçamento, vertical e horizontal são influenciados por vários fatores, como a existência de tubulações e estruturas de fundações vizinhas além, evidentemente, da solicitação ao que os mesmos estão submetidos e a e profundidade do solo de ancoragem. A inclinação quanto mais próxima de zero (mais próxima da horizontal) torna mais eficiente a ancoragem, entretanto dificuldades executivas

observadas na perfuração e injeção da calda de cimento limita esse valor a um mínimo de 10° (MENDES, 2010).

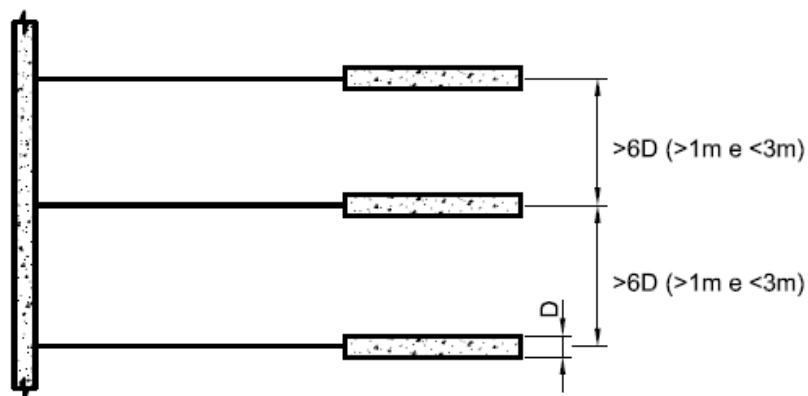
Littlejohn (1972) e Ostermayer (1976), citados em More (2003), apresentam sugestões quanto ao comprimento de ancoragem:

- a) Os bulbos de ancoragem devem estar situados fora da cunha de empuxo ativo do solo suportado pela cortina a uma distância equivalente a 15% da altura da contenção, ou no mínimo de 1,5m;
- b) No caso de tirantes executados em profundidades abaixo da base de apoio de fundações, as profundidades dos bulbos devem se encontrar, no mínimo, em profundidades entre 5,0 e 6,0 metros da superfície e a 3,0 metros abaixo de qualquer uma das bases de fundação de edifícios;
- c) O espaçamento mínimo entre os bulbos na vertical deve ser de 1,50 metros, de modo a reduzir interferências;
- d) O comprimento mínimo do trecho livre deve ser de 5,0 a 6,0 metros e o comprimento mínimo de ancoragem dos bulbos deve ser de 3,0 metros;
- e) O espaçamento na horizontal, em planta, entre tirantes deve ser de 6 vezes o diâmetro do bulbo, ou no mínimo de 1,0m.

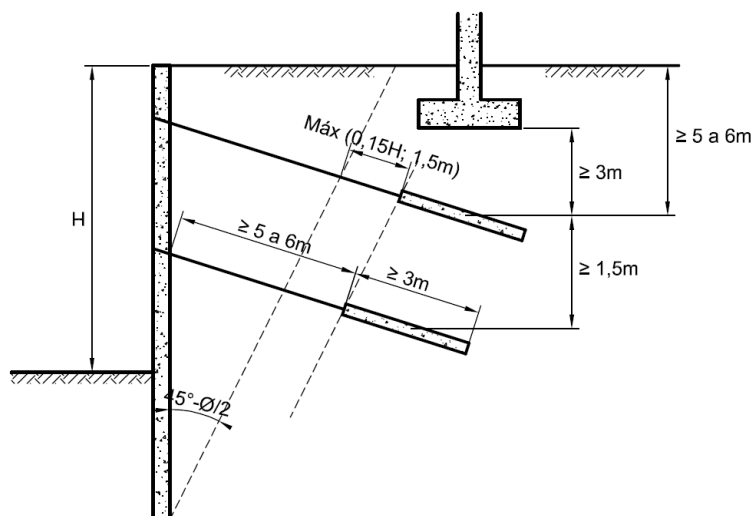
Valores de espaçamento horizontal entre as ancoragens muito elevados promovem momentos fletores elevados na cortina, recomenda-se adotar esse valor em torno de 3,0m (GEO-RIO, 2011).

As Figuras 2.15 e 2.16 ilustram os espaçamentos descritos.

Figura 2.15 - Espaçamento entre tirantes protendidos em planta.



Fonte: Adaptado de More (2003).

Figura 2.16 - Espaçamento entre tirante protendidos e fundações vizinhas em corte

Fonte: Adaptado de Mendes (2010)

Segundo a NBR 5629:1996, o centro das ancoragens deve ser colocado sobre a superfície potencial de ruptura que ofereça o fator de segurança (FS) mínimo de 1,50 sem levar em conta as forças de protensão por elas introduzidas no maciço, ou além desta. O comprimento do trecho livre efetivo deve ser:

- a) Mínimo: trecho livre efetivo = 0,8 do trecho livre projetado;
- b) Máximo: trecho livre efetivo = trecho livre projetado + 0,5 trecho ancorado projetado.

2.4.2 Verificação do desempenho de tirantes

A NBR 5629:1996 especifica que 10% dos tirantes de uma obra, aleatoriamente escolhidos, devem ser testados até a carga máxima de 175% e 150% da carga de trabalho (para os tirantes permanentes e provisórios respectivamente) e o restante dos tirantes deve ser testado para a carga máxima de 140% e 120% da carga de trabalho (também para os tirantes permanentes e provisórios respectivamente). Também se encontram especificados os seguintes procedimentos executivos para verificação do desempenho dos mesmos classificando-os em:

- a) Ensaio de Recebimento: é um ensaio de rotina que controla capacidade de carga e comportamento de todos os tirantes de uma obra.
- b) Ensaio de Qualificação: é um ensaio mais detalhado que controla não somente a capacidade de carga do tirante e os deslocamentos sob carga, mas também permite avaliar os comprimentos livre e ancorados reais.

- c) Ensaio de Básico: Verifica, em um dado terreno, a correta execução do tirante. Escava-se o tirante para exame. Ele só é aplicado quando há dúvidas sobre o desempenho de um novo modelo de tirante e após a execução de um ensaio de qualificação.
- d) Ensaio de Fluência: avalia a estabilização do tirante sob a ação de cargas de longa duração.

Nas Tabelas 2.15 e 2.16 encontram-se um resumo das especificações de carga e seus estágios de aplicação para cada tipo de ensaio previstos na NBR 5629:1996.

Tabela 2.15 - Tipos de Ensaios de Tirantes

Tipo	Caso	Estágio de Carga		Frequência
Qualificação	Permanente ou Provisório	F ₀ = 0,1; 0,4; 0,75; 1,0; 1,25; 1,5; 1,6; 1,75 (vezes a carga de trabalho). Avaliar sempre a cada novo estágio até F ₀ e recarregar até um estágio superior		A critério da experiência local / projeto
Recebimento	Permanente ou Provisório	Tipo A	F ₀ = 0,3; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6; 1,75	Em todos os ensaios, descarregar até F ₀
		Tipo B	F ₀ = 0,3; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4	
		Tipo C	F ₀ = 0,3; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,5	
		Tipo D	F ₀ = 0,3; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2	
Fluência	Permanente ou Provisório	0,4; 0,75; 1,0; 1,25; 1,5 (permanente); 1,75		2 ud por obra ou 1% dos tirantes. A critério do projeto, realizar ou não em obras provisórias

Fonte: NBR5629:1996.

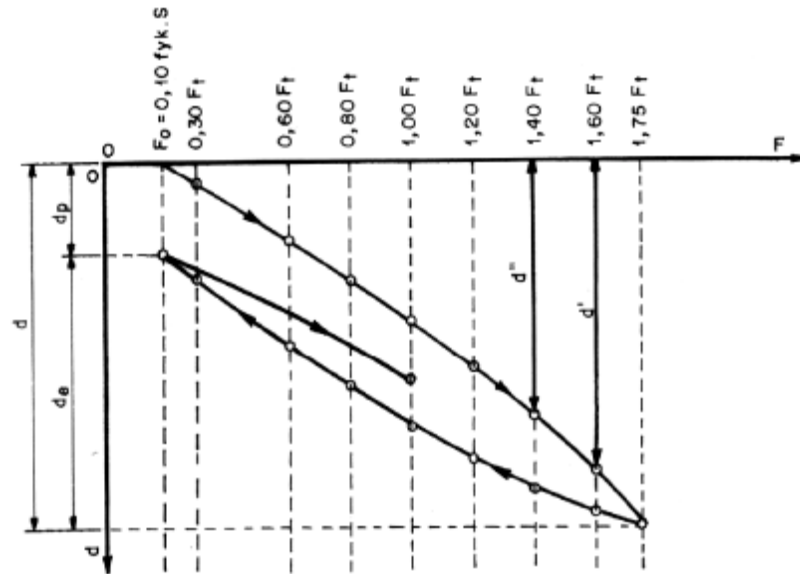
Tabela 2.16 - Critérios de Estabilização de Deformações da Cabeça do Tirante

Tipo / Ensaio	Estágios de Carga	Tempos / Deslocamento da Cabeça	Solo
Qualificação	Carga < 0,4 F _t	5 min, deslocamento menor que 0,1mm	Qualquer
	0,4 F _t < Carga < 1,0 F _t	15 min, deslocamento menor que 0,1mm	Arenoso
		30 min, deslocamento menor que 0,1mm	Não arenoso
	Carga > 1,0 F _t	60 min, deslocamento menor que 0,1mm	Qualquer
Recebimento	Carga máxima (não necessária no estágio, porém sugere-se um mínimo de 1min entre cada estágio).	5 min, deslocamento menor que 0,1mm	Arenoso
		10 min, deslocamento menor que 0,1mm	Não arenoso
Fluência	Todos os estágios devem ser medidos a 7,5; 15 e 30min da aplicação da carga.	Simplemente medir	Qualquer
	Todos os estágios devem ser medidos a 60min da aplicação da carga.	Aguardar estabilização na deformação dos últimos 30 min. Deve ser inferior a 5% do total do ensaio, se não ocorrer, aguardar outros 30 min.	Qualquer

Fonte: NBR5629:1996.

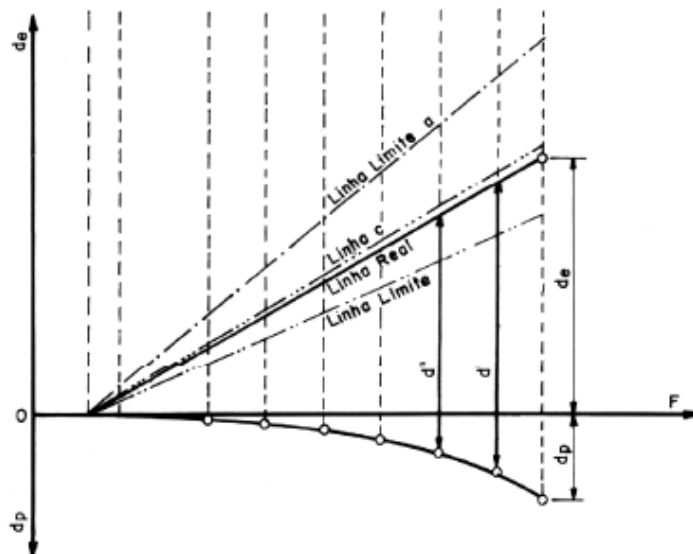
Para oferecer parâmetros de avaliação do tirante a NBR 5629:1996 apresenta os seguintes limites para o ensaio mais usual “Recebimento tipo B” (Figura 2.17 e Figura 2.18), aplicável obrigatoriamente em todos os tirantes de uma obra.

**Figura 2.17 - Repartição em deformação elástica e permanente
(ensaio de recebimento tipo B)**



Fonte: NBR 5629:1996.

**Figura 2.18 - Cargas x Deformação total
(ensaio de recebimento tipo B)**



Fonte: NBR 5629:1996.

em que: F = carga aplicada;
 $F_0 = 0,10 \cdot f_{yk} \cdot S$;
 F_t = carga de trabalho;
 f_{yk} = tensão de escoamento do aço;
 S = seção transversal do aço;
 E = módulo de elasticidade do aço.

A Linha “a” ou linha limite superior, corresponde ao deslocamento elástico da cabeça para um tirante com comprimento livre (L_L) mais a metade do bulbo (L_b), cuja equação é dada por:

$$d_{ea} = \frac{(F - F_0)(L_L + L_b / 2)}{E * S} \quad (2.34)$$

A Linha “b” ou limite inferior, corresponde ao deslocamento da cabeça para um tirante com comprimento livre (L_L) diminuído em 20%, cuja equação é a seguinte:

$$d_{eb} = \frac{0,8(F - F_0)L_L}{E * S} \quad (2.35)$$

Constatando-se o bom desempenho do tirante após a execução dos ensaios, o tirante pode ser incorporado à estrutura. A carga de incorporação deve ser definida no projeto e estar no intervalo entre 80% e 100% da carga de trabalho prevista.

2.4.3 Pré-dimensionamento de tirantes

Para efeito de pré-dimensionamento de tirantes, Budhu (2013) recomenda os valores apresentados na Tabela 2.17 para carga de transferência entre tirante e solo:

Tabela 2.17 - Carga de transferência última estimada em função do tipo de solo e valor aproximado de N_{SPT}

Tipo de Solo	Capacidade (N_{SPT})	Carga de Transferência Última estimada (kN/m)
Areia e Pedregulho	Fofo (4-10)	145
	Pouco compacto (11-30)	220
	Compacto (31-50)	290
Areia	Fofo (4-10)	100
	Pouco compacto (11-30)	145
	Compacto (31-50)	190
Areia e Silte	Fofo (4-10)	70
	Pouco compacto (11-30)	100
	Compacto (31-50)	130
Mistura de silte e argila com baixa plasticidade ou mistura de areia e silte com finos micáceos	Rija (10-20)	30
	Dura (21-40)	60

Fonte: Budhu (2013)

2.5 MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

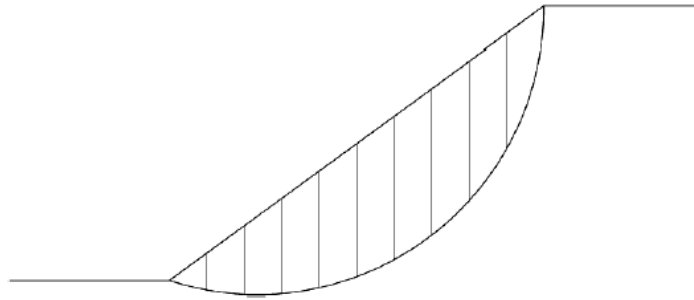
Diversos métodos para análise de estabilidade em estruturas de contenção empregam o Método das Fatias. A aplicação do Método das Fatias consiste em arbitrar uma superfície de deslizamento, que pode assumir configuração circular ou não, e proceder ao cálculo do equilíbrio da massa de solo através das equações da estática:

$$\sum F_v = 0 \quad (2.36)$$

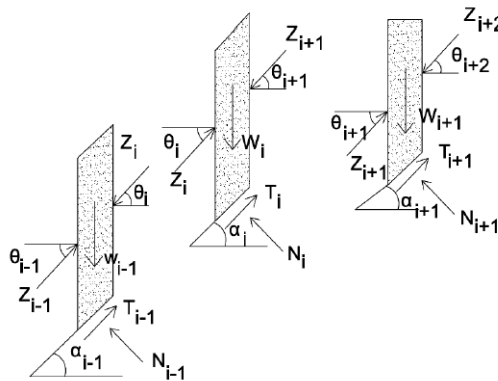
$$\sum F_h = 0 \quad (2.37)$$

$$\sum M_o = 0 \quad (2.38)$$

Os cálculos das Equações 2.36, 2.37 e 2.38 são realizados dividindo o solo acima da linha de ruptura em fatias de faces verticais (Figuras 2.19 e 2.20) seguindo-se da análise do equilíbrio das mesmas.

Figura 2.19 - Divisão de um talude em fatias

Fonte: Ferreira (2012)

Figura 2.20 - Forças de interação entre fatias

Fonte: Ferreira (2012)

em que: W_i : peso da fatia;
 Z_i e θ_i são a resultante das forças de interação e sua inclinação com a horizontal, respectivamente, e;
 N_i , α_i e T_i a reação normal, a inclinação e a força tangencial na base da fatia, respectivamente.

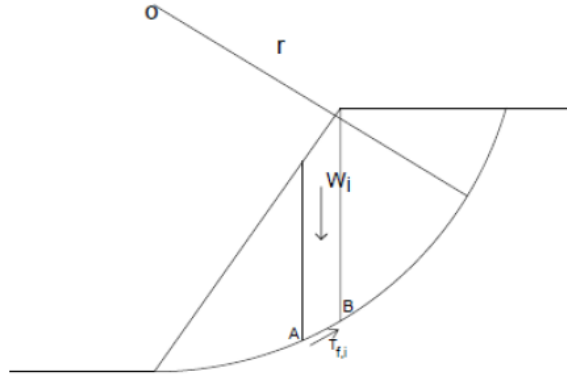
O fator de segurança (FS) pode ser definido em termos de momentos em relação ao ponto O (Figura 2.21) através da Equação 2.39 como sendo:

$$FS = \frac{\sum M_{res}}{\sum M_{inst}} \quad (2.39)$$

em que: M_{res} : é o momento das forças estabilizadoras (momento da resistência ao cisalhamento ao longo da superfície);

M_{inst} : o momento das forças estabilizadoras (momento do peso de massa instável);

Figura 2.21 - Fatia genérica



Fonte: Ferreira (2012)

Desta forma, para um solo homogêneo, dividido em “n” fatias, obtém-se os seguintes somatórios de momentos:

$$M_{res} = r \cdot \sum (c' + \sigma'_i \cdot \tan \phi') \cdot \Delta l_i \quad (2.40)$$

logo:

$$M_{res} = r(c' L + \tan \phi' \sum_{i=1}^n N'_i) \quad (2.41)$$

$$M_{inst} = r \cdot \sum W_i \cdot \sin \alpha_i \quad (2.42)$$

em que: L: comprimento de todo o arco de circunferência de ruptura
 r: raio do arco de circunferência que representa a superfície de ruptura; e
 σ'_i : tensão normal na base da fatia.

Desta forma, pode-se reescrever a equação do fator de segurança (FS) como:

$$FS = \frac{c' L + \tan \phi' \sum N'_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (2.43)$$

Do equilíbrio de forças segundo a direção horizontal, vem:

$$Z_i \cos \theta_i - Z_{i+1} \cos \theta_i + N_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.44)$$

Pelo equilíbrio de forças na direção vertical resulta:

$$Z_i \sin \theta_i - Z_{i+1} \sin \theta_i + W_i - N_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.45)$$

A obtenção da expressão de FS também pode ser feita através do equilíbrio de forças. Entretanto, a sua determinação a partir da equação de momentos é a mais utilizada pelos diferentes métodos de equilíbrio limite.

Analisando o número de incógnitas e o número de equações disponíveis verifica-se que o problema é estaticamente indeterminado.

As Tabelas 2.18 e 2.19 fazem a listagem de cada uma das equações e incógnitas, onde n é o número de fatias.

Tabela 2.18 - Listagem de equações

Equações	Tipo de equação
n	Equilíbrio de momento
$2*n$	Equilíbrio de forças (em x e y)
n	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb
$4*n$	Total de equações

Fonte: Silva (2011)

Tabela 2.19 - Listagem de incógnitas

Incógnitas	Tipo de variável
n	Fator de segurança
n	N' (força normal na base da fatia)
n	Ponto de aplicação de N'
$n-1$	T (força de cisalhamento na base da fatia)
$n-1$	Z (força de interação entre fatias)
$n-1$	Θ (inclinação da força Z)
$n-1$	Ponto de aplicação de Z
$6*n-2$	Total de variáveis

Fonte: Silva (2011)

Com a intenção de resolver o problema da hiperstaticidade, vários autores formularam novamente o método das fatias introduzindo hipóteses para reduzir o número de incógnitas.

Entre essas simplificações, uma que abrange todos os métodos, é a de assumir que o esforço normal na base atua no ponto central da fatia, o que será razoável se ela for de largura infinitesimal. Com isso o número de incógnitas fica reduzido a $(5*n-2)$. Entretanto, para $n>2$ o problema continua sendo indeterminado, exigindo a implementação de outras simplificações, para além da exposta, o que resultou na origem de novos métodos de análise.

Em 1936, Fellenius introduziu o primeiro método para uma superfície de deslizamento circular. Outros lhe sucederam, como por exemplo, Janbu (1954), Bishop (1955), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967), entre outros.

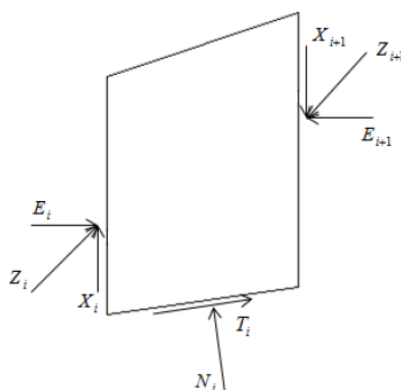
2.5.1 Diferenças entre métodos de equilíbrio limite

Existe uma grande variedade de métodos de equilíbrio limite, cada qual com sua particularidade. Sendo assim é importante conhecer os aspectos que os diferenciam para saber avaliar a consistência dos cálculos que levam ao fator de segurança. Hoje, o uso generalizado dos métodos de equilíbrio limite tornou-se uma realidade corriqueira, dada a facilidade de análise de geometrias mais ou menos complexas, a possibilidade de consideração de pressões neutras e de vários tipos de solos (TERZAGHI e PECK, 1967).

É fato que há métodos mais apropriados que outros para o tratamento de certos problemas.

Segundo Krahn (2001), as grandes diferenças entre os métodos residem nas equações da estática que são satisfeitas, nas forças entre fatias consideradas no cálculo (normais e de cisalhamento), e na distribuição das forças de interação. As forças normais e de cisalhamento atuam na base e nas faces laterais das fatias, conforme ilustrado pela Figura 2.22.

Figura 2.22 - Forças normais e de corte numa fatia genérica



Fonte: Ferreira (2012)

em que X_i representa a força tangencial;
 E_i a força normal entre fatias;
 N_i e T_i , a reação normal e de corte, respectivamente aplicadas na base.

As Tabelas 2.20 e 2.21 apresentam-se as características dos principais métodos de equilíbrio limite. A partir do número de equações da estática consideradas no cálculo, é atribuída a classificação de métodos rigorosos (aqueles que satisfazem as três condições de equilíbrio, ou seja força nas duas direções e momentos) ou não rigorosos. Sobre o método de Janbu, referido na Tabela 2.20, trata-se do método não rigoroso. O mesmo autor desenvolveu também um método rigoroso, porém esse não será abordado.

Tabela 2.20 - Resumo das características dos métodos de equilíbrio limite não rigorosos

Métodos	Superfície	$\sum M_0 = 0$	$\sum F_h = 0$	$\sum F_v = 0$	Força E	Força X	Z
Fellenius	Circular	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não Existe
Bishop Simplificado	Qualquer	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Horizontal
Janbu Simplificado	Qualquer	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Horizontal

Fonte: Silva (2011)

Tabela 2.21 - Resumo das características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos

Métodos	Superfície	$\sum M_0 = 0$	$\sum F_h = 0$	$\sum F_v = 0$	Força E	Força X	Z
Spencer	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Constante
Morgenstem- Price	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável

Fonte: Silva (2011)

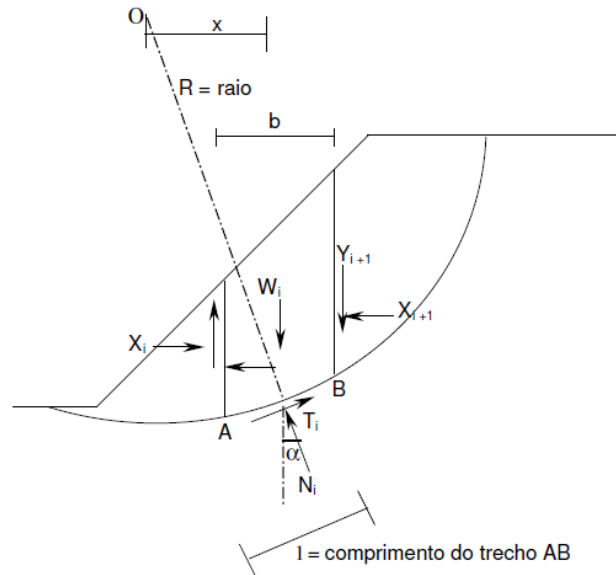
2.5.1.1 Método de Fellenius

O método de Fellenius é o mais simples de todos, é o único que estabelece uma equação linear para determinação do fator de segurança, não sendo, por isso, necessário qualquer processo iterativo.

Assume que as forças de interação entre fatias são paralelas à base das mesmas, o que, dessa forma, permite dispensá-las do cálculo. Entretanto, esta simplificação não é verdadeira, uma vez que as forças resultantes, sendo, segundo o método, paralelas à base, não podem ter a mesma inclinação em todas as fatias. Quando se passa para a análise da fatia seguinte, a

inclinação muda (FREDLUND e KRAHN, 1977). Desta forma, o princípio da ação-reação de Newton não é satisfeito.

Figura 2.23 - Forças atuantes em uma fatia genérica (método de Fellenius)



Fonte: Fabricio (2006)

A reação normal na base das fatias (Figura 2.23) pode ser obtida através do equilíbrio de forças segundo a direção perpendicular à base ou através das equações de equilíbrio segundo a vertical e a horizontal. A equação do fator de segurança deriva de uma equação de momentos.

2.5.1.2 Método de Bishop Simplificado

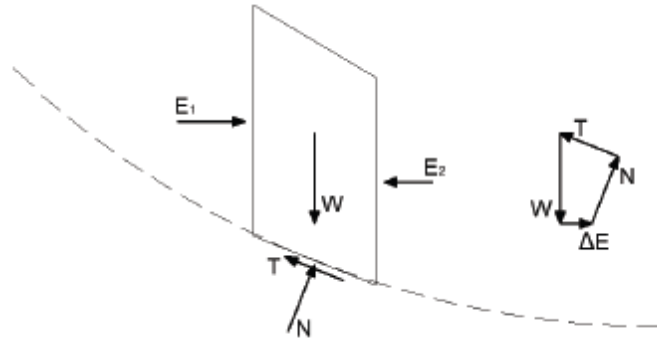
O método de Bishop foi desenvolvido inicialmente para análise de superfícies circulares, mas a sua aplicação também é válida para superfícies não circulares. O método ignora as forças de cisalhamento entre as fatias (Figura 2.24) e satisfaz apenas o equilíbrio de momentos (de onde deriva o fator de segurança).

Dentre os métodos simplificados, o método de Bishop apresenta precisão semelhante aos métodos rigorosos (GEO-RIO, 2011).

Silva (2011), citando Zhu (2008), mostra que o fato das forças de cisalhamento entre fatias não aparecerem na equação do fator de segurança não significa que as mesmas sejam nulas, mas sim que um dos termos dessa equação é igual a zero. Isso acontece quando se assume uma distribuição adequada das forças de corte verticais entre fatias que satisfaça, ao mesmo tempo, o equilíbrio de forças horizontais. Daí a sua precisão quando comparado com outros

métodos. A reação normal na base é obtida através do equilíbrio de forças segundo a direção vertical.

Figura 2.24 - Fatia genérica e polígono de forças (método de Bishop Simplificado)



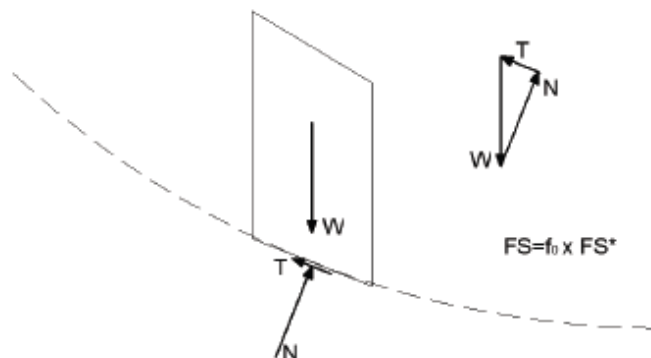
Fonte: Silva (2011)

2.5.1.3 Método de Janbu Simplificado

O método de Janbu Simplificado admite uma superfície de ruptura qualquer e, sendo assim, uma das maiores dificuldades é encontrar um único ponto em que atuem todas as forças para efetuar o equilíbrio de momentos. Por esse motivo o método considera apenas o equilíbrio entre forças verticais e horizontais, constituindo-se em um método de equilíbrio de forças (CONNOLLY, 1997).

O método introduz um fator corretivo f_0 . Este fator corretivo tem a intenção de compensar as forças de interação negligenciadas pelo método. O fator de segurança final é o que resulta do produto com f_0 . A reação normal na base é calculada pela equação de equilíbrio de forças verticais (FREDLUND e KRAHN, 1977).

Figura 2.25 - Fatia genérica e polígono de forças (método de Janbu Simplificado)



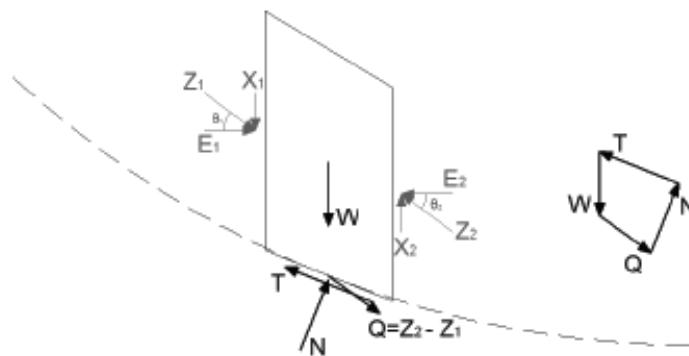
Fonte: Silva (2011)

2.5.1.4 Método de Spencer

O método de Spencer, considerado como rigoroso, satisfaz todas as equações de equilíbrio (momentos e forças). As forças de interação entre fatias são representadas por uma resultante Q que assume uma inclinação constante θ com a horizontal, em cada fatia (Figura 2.26).

Spencer entendeu como válida a hipótese de a razão entre forças de cisalhamento (X) e forças normais (E) é constante. Essa resultante é aplicada na base da fatia e no ponto intermediário da mesma. A reação normal N é obtida pelo equilíbrio de forças na direção paralela e perpendicular à base das fatias.

Figura 2.26 - Fatia genérica e polígono de forças (método de Spencer)



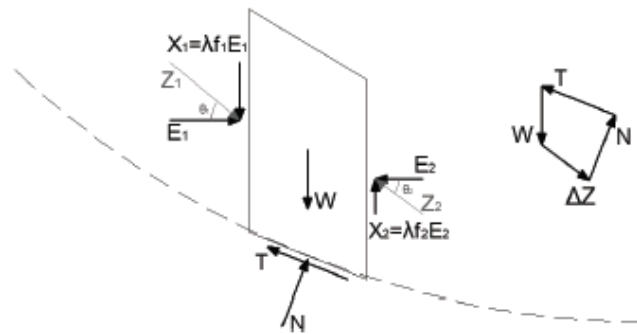
Fonte: Silva (2011)

O fator de segurança (FS) pode ser obtido de duas formas: somatório de momentos em relação a um ponto ou somatório de forças na direção horizontal ou paralela à base das fatias. O método prevê o cálculo de FS para os dois ângulos, correspondentes aos dois lados das fatias (FREDLUND e KRAHN, 1977).

2.5.1.5 Método de Morgenstern-Price

O método de Morgenstern-Price pertence ao grupo dos métodos rigorosos, cumprindo, por isso, todas as condições de equilíbrio. As forças de interação são, neste caso, controladas por uma função $f(x)$ multiplicada por um fator λ , que deve ser especificada previamente. Essa função determina a inclinação das forças entre fatias (Figura 2.27). Se for constante, este método dá os mesmos resultados que o de Spencer.

Figura 2.27 - Fatia genérica e polígono de forças (método de Morgenstern-Price)



Fonte: Silva (2011)

O fator de segurança e o valor de λ são obtidos através da combinação das equações de equilíbrio de forças nas direções normal e tangencial à base das fatias e de uma equação de momentos, formando um sistema. A obtenção da solução numérica é feita por iteração, dada a não linearidade das expressões, através do método de Newton-Raphson.

2.5.2 Avaliação dos resultados fornecidos pelos diferentes métodos

Silva (2011) demonstra que o método de Bishop Simplificado, que apenas verifica o equilíbrio de momentos, fornece valores bastante aceitáveis de FS para linhas de ruptura circulares, sendo assim recomendado para essas análises. Já o de Janbu Simplificado, que apenas verifica o equilíbrio de forças, fornece valores bastante aceitáveis para linhas de ruptura planas. Para o caso de superfícies mistas, a análise pelo método de Bishop Simplificado pode conduzir a fatores de segurança sobrestimados, e que a mesma análise aplicando o método de Janbu Simplificado conduz a resultados muito afastados da realidade, embora a favor da segurança. Por outro lado, a utilização de métodos rigorosos, nomeadamente, Morgenstern-Price e Spencer, conduzirão a valores intermediários que aparentam ser mais confiáveis.

No caso de taludes com cargas concentradas, ancoragens ou muros de suporte, verifica-se que os dois fatores de segurança são muito sensíveis à variação das forças de interação, e estas não poderão ser, de forma alguma, negligenciadas nas análises deste género. O tipo de função adotada pode ter influência nos resultados para o caso de taludes com diferentes estratos (SILVA, 2011).

Duncan (1996) refere que a máxima diferença entre fatores de segurança calculados por métodos rigorosos, é de aproximadamente 12%, normalmente até menos, concluindo que a utilização dos mesmos conduz a uma boa resposta para o problema da estabilidade de taludes.

No entanto, cita também que a precisão dos resultados dependerá, em boa medida, da precisão dos parâmetros introduzidos no cálculo: geometria, pesos volumétricos, pressões neutras, etc.

2.6 PARÂMETROS DE SOLO

Um componente essencial da arte da engenharia geotécnica é a capacidade de estimar razoavelmente os valores dos parâmetros de solo com base em dados escassos, ou com base na correlação com os resultados de ensaios *in situ*. Vale lembrar que, conforme apresentado anteriormente, torna-se também indispensável, a fim de se estimar a probabilidade de falha (P_f), fazer uma estimativa adequada do desvio padrão dos parâmetros envolvidos no cálculo do fator de segurança (FS).

Normalmente não são feitos ensaios de laboratório para determinação dos parâmetros de solo. É comum o uso de valores de referência obtidas através de artigos científicos ou através de correlações empíricas com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) obtidos através da sondagem de simples reconhecimento com SPT.

A seguir serão apresentadas referências em artigos científicos e correlações para os seguintes parâmetros de solo:

1. Peso específico do solo (γ);
2. Intercepto de coesão efetiva (c');
3. Ângulo de atrito interno efetivo do solo (ϕ');
4. Razão de pré-adensamento (OCR);
5. Módulo edométrico (E_{eod});
6. Atrito solo-muro (δ).

2.6.1 Valores de referência publicados em artigos científicos

Na região de Maringá, a camada superficial do subsolo é de solo evoluído (Latosolo Vermelho Ferrico), proveniente de alteração de basalto, constituída de argila siltosa porosa, de cor marrom avermelhado, com espessura variável, chegando em alguns locais até a profundidade máxima de 12m. Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto, que é constituída de argila siltosa e silte argilo-arenoso, de cor variegada, com matriz na tonalidade marrom, roxo ou cinza amarelado. Abaixo das duas camadas de solo

encontra-se a rocha basáltica. Normalmente o nível d'água do subsolo, observado pelas sondagens de simples reconhecimento, encontra-se na camada de solo de alteração de basalto.

O subsolo do campo experimental da Universidade Estadual de Maringá (UEM) situa-se em local com camada superficial de solo evoluído com aproximadamente 9,5m de espessura e topo rochoso (rocha extremamente alterada) na profundidade aproximada de 18m.

Na Tabela 2.22 são representados os resultados típicos dos ensaios de caracterização geotécnica das duas camadas de solo (solo evoluído e solo de alteração) que constituem o subsolo do campo experimental da Universidade Estadual de Maringá (UEM).

Tabela 2.22 - Resultados típicos dos ensaios de caracterização geotécnica e parâmetros de solos constituintes do subsolo do Campo Experimental da Universidade Estadual de Maringá (UEM)

Discriminação	Símbolo e unidade	Solo evoluído (Latosolo Vermelho Férrico)	Solo de alteração de basalto
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	12,0 – 17,0	15,5 – 18,0
Peso específico dos grãos	γ_s (kN/m ³)	29,7 – 30,8	28,0 – 30,5
Umidade natural	w (%)	29 – 35	43 – 55
Grau de saturação	S_r (%)	37 – 70	60 – 100
Índice de vazios	e	1,45 – 2,50	1,25 – 2,00
Porosidade	η (%)	60 – 70	55 – 67
Fração de argila	%	55 – 78	50 – 60
Fração de silte	%	15 – 33	26 – 35
Fração de areia	%	8 – 12	13 – 15
Limite de liquidez	LL (%)	55 – 70	60 – 95
Limite de plasticidade	LP (%)	40 – 50	41 – 66
Índice de plasticidade	IP (%)	15 – 24	20 – 40
Atividade coloidal	AC	0,20 – 0,35	0,34 – 0,75
Tensão de pré-adensamento	P_a (kN/m ²)	(N_{SPT}) / (0,020 a 0,035)	-
Índice de compressão natural	C_c	0,500 – 0,750	0,700 – 1,100
Ângulo de atrito interno (efetivo)	ϕ' (°)	27 – 32	22 – 26
Intercepto de coesão	c' (kPa)	10 – 30	30 – 100
Envoltória característica (efetiva)	τ_r (kN/m ²)	$10 + \sigma' \text{tg}30^0$	$30 + \sigma' \text{tg}24^0$
Coefficiente de permeabilidade	k (cm/s)	10^{-3}	
Peso específico aparente seco máximo (E.N.)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	14,0 – 15,5	12,5 – 13,5
Umidade ótima (E.N.)	$w_{\acute{o}t}$ (%)	28 – 34	37 – 42
CBR (E.N.)	CBR (%)	7 – 25	5 – 16
Expansão (E.N.)	%	0,1 – 0,3	0,4 – 4,2

Fonte: Cavalcante, Giacheti, *et al* (2006)

2.6.2 Correlações entre índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e propriedades dos solos

O índice de resistência a penetração (N_{SPT}) corresponde ao número de golpes de um martelo com (peso) de massa de 65kg, deixado cair sucessivamente em queda livre de 75cm de altura, necessário para cravar o amostrador padrão do tipo Raymond por 30cm, após a cravação inicial de 15cm, isto é, N_{SPT} é o número de golpes necessários para cravar os últimos 30cm de 45cm da cravação nominal total do amostrador.

No Brasil a determinação do N_{SPT} é feita através do ensaio de cravação dinâmica denominado de SPT (Standard Penetration Test) realizado a cada metro de perfuração, conforme previsto na NBR 6484:2001.

É importante ressaltar que o índice N_{SPT} é inversamente proporcional à energia efetivamente aplicada na cravação do amostrador ($E_{aplicada}$), que não atinge 100% da energia teórica de queda livre ($E_{teórica}$) em razão das perdas que ocorrem no sistema. Sendo assim, pode-se definir a eficiência do sistema (e_f) pela Equação 2.46:

$$e_f = \left(\frac{E_{aplicada}}{E_{teórica}} \right) * 100\% \quad (2.46)$$

Logo, um valor de N_{SPT} obtido com eficiência $e_f=72\%$, aceito como o valor médio obtido no sistema manual empregado no Brasil, deveria ser multiplicado por 1,2 para ser comparado ao obtido com $e_f=60\%$, considerando o valor médio do sistema mecanizado americano, uma vez que:

$$N_{60} * 60\% = N_{72} * 72\% \quad (2.47)$$

Segundo Aoki *et al.* 2007, embora o ensaio seja normatizado, medidas de energia efetuadas em diversos ensaios realizados pelo Brasil mostram que o valor da eficiência pode variar bastante de acordo com a empresa executora, chegando a valores tão baixos quanto 37%. Desta forma, o ideal seria que cada empresa quantificasse a eficiência de seu processo possibilitando corrigir os resultados tornando-os de fato comparáveis aos padrões de 60% ou 72%, mais utilizados nas correlações empíricas.

Apesar desse problema, o SPT acabou tornando-se o ensaio *in situ* para estimativa das propriedades do solo mais utilizado no Brasil. Comparativamente com outros tipos de ensaios de penetração, algumas das características que contribuíram para este fato são:

1. sua simplicidade operacional;
2. rapidez de execução;
3. recuperação de amostras deformadas de solo;
4. baixo custo;
5. e, principalmente, a elevada experiência acumulada com a sua aplicação ao longo dos anos.

Observa-se que este ensaio não fornece direto os valores das propriedades do solo necessários ao cálculo das estruturas de contenção e, para determinação destas propriedades, faz-se necessário o uso de correlações.

O uso de correlações deve sempre ser feito com cautela por parte do engenheiro, fazendo-se necessário uma análise quanto à aplicabilidade e confiabilidade da correlação a ser utilizada na determinação do parâmetro de projeto em análise. É recomendado a calibração da correlação empírica através de ensaios de campo com amostras indeformadas ou a calibração com valores de referência publicados em artigos científicos.

Neste trabalho, a calibração dos valores obtidos através de correlações será feita com base em valores de referência publicados em artigos científicos.

2.6.2.1 Correlações entre N_{SPT} e peso específico de solos argilosos

Na ausência de ensaios de laboratório, pode-se adotar o peso específico do solo a partir dos valores aproximado das Tabelas 2.23a e 2.23b em função da consistência da argila e da compactidade da areia respectivamente e, por sua vez, relacionados com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de acordo com a NBR 7250:1982.

Tabela 2.23a – Peso específico de solos argilosos (argila e silte argiloso)

N_{SPT}	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média (o)	17
11 – 19	Rija (o)	19
≥ 20	Dura (o)	21

Fonte: Godoy (1972)

Tabela 2.23b – Peso específico de solos arenosos (areia e silte arenoso)

N_{SPT}	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
≤ 4	Fofa (o)	16	18	19
5 – 8	Pouco fofa (o)			
9 – 18	Medianamente compacta (o)	17	19	20
19 – 40	Compacta (o)	18	20	21
≥ 40	Muito compacta (o)			

Fonte: Godoy (1972)

2.6.2.2 Correlações entre N_{SPT} e intercepto de coesão

Para a estimativa do valor do intercepto de coesão não drenada (c_u), quando não se dispõe de ensaios de laboratório, Teixeira e Godoy (1998) recomendam a seguinte correlação, expressa na Equação 2.48, com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}):

$$c_u = 10.N_{SPT} \quad (2.48)$$

Neste trabalho o intercepto de coesão efetiva será determinado por duas correlações, recomendadas por Reis (2013), expressas pela Equação 2.49, para o valor do limite inferior do intercepto de coesão efetiva (c'_{LVP}) e pela Equação 2.50 para o valor do limite superior do intercepto de coesão efetiva (c'_{HVP}).

$$c'_{LVP} = 2.N_{SPT} \quad (2.49)$$

$$c'_{HVP} = 6,5.N_{SPT} \quad (2.50)$$

2.6.2.3 Correlações entre N_{SPT} e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ')

Um dos mais importantes parâmetros de resistência de solos, o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), é frequentemente estimado a partir de equações empíricas utilizando o N_{SPT} . Diversos autores propuseram equações empíricas entre os mesmos, algumas destas relações são apresentadas na Tabela 2.24.

Nos estudos de caso propostos neste trabalho, a Equação 2.62 de Hatanaka e Uchida (1996) apresentou os melhores resultados após comparação com valores de referência publicados em artigos científicos.

Tabela 2.24 - Equações para estimativa do ângulo de atrito efetivo e seus pesquisadores

Referência	Equação Proposta	No
Peck, Hanson e Thornburn (1953)	$\phi' = \sqrt{0,3N_{60}} + 27^\circ$	(2.51)
	$\phi' = \sqrt{12N_{60}} + 25^\circ$ para solos com partículas angulares e bem graduadas	(2.52)
Dunham (1954)	$\phi' = \sqrt{12N_{60}} + 20^\circ$ para solos com partículas “redondas” e bem graduadas ou angulares e de granulação uniforme	(2.53)
	$\phi' = \sqrt{12N_{60}} + 15^\circ$ para solos com partículas “redondas” e de granulação uniforme	(2.54)
Oh-saki et al (1959)	$\phi' = \sqrt{20N_{60}} + 15^\circ$	(2.55)
	$\phi' = \sqrt{18N_{70}} + 15^\circ$	(2.56)
Shioi e Fukui (1982)	$\phi' = 27 + 0,36N_{70}$	(2.57)
	$\phi' = 20 + 4,5N_{70}$ (em geral)	(2.58)
Godoy (1983)	$\phi' = 28 + 0,4N_{SPT}$	(2.59)
Teixeira (1996)	$\phi' = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ$	(2.60)
Japan Road Association (1990)	$\phi' = \sqrt{15N_{60}} + 15^\circ \leq 45$ para $N_{60} > 5$	(2.61)
Hatanaka e Uchida (1996)	$\phi' = 3,5\sqrt{N_{SPT}} + 22,3^\circ$ para solos arenosos com $3,5 < N_{SPT} < 30$	(2.62)

2.6.2.4 Correlações entre N_{SPT} e razão de pré-adensamento (OCR)

A razão de pré-adensamento (OCR) também pode ser estimada a partir de valores de N_{SPT} através da Equação 2.66 (MAYNE e KEMPER, 1988).

$$OCR = 0,58N_{SPT} \left(\frac{P_{atm}}{\sigma'_{ZO}} \right) \quad (2.66)$$

em que: P_{atm} = pressão atmosférica;

σ'_{ZO} = tensão efetiva normal vertical.

A estimativa da razão de pré-adensamento (OCR) também pode ser realizada por processos analíticos. Na Tabela 2.25 são apresentadas as Equações 2.67 e 2.68 baseadas em resultados do ensaio de adensamento unidirecional e pela teoria dos estados críticos.

Tabela 2.25 – Processos Analíticos para Cálculo da Razão de Pré-adensamento (OCR)

Tipo de ensaio	Expressão	Referência	No
Ensaio de adensamento unidimensional	$OCR = \left(\frac{P_{atm}}{\sigma'_{ZO}} \right) * 10^{(1,11-1,62*IL)}$ <p>em que IL = Índice de Liquidez (0 a 1)</p>	Kulhawy e Mayne (1990)	(2.67)
Teoria dos estados críticos	$\log(OCR) = \frac{\left(2 - 2 * IL - \log \left(15,87 \frac{\sigma'_{ZO}}{P_{atm}} \right) \right)}{\wedge}$ <p>em que $\wedge = 1 - \frac{k}{\lambda} \cong 0,8$</p>	Wood (1994)	(2.68)

2.6.3 Correlações entre N_{SPT} e Módulo Edométrico

Segundo Teixeira e Godoy (1998) na ausência de ensaios de laboratório e de provas de carga sobre placa para a determinação do módulo de deformabilidade do solo (E_s), podem ser utilizadas correlações com a resistência de ponta com do cone (q_c) ou com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}):

$$E_s = \alpha * q_c \quad (2.69)$$

e

$$q_c = K * N_{SPT} \quad (2.70)$$

logo:

$$E_s = \alpha * K * N_{SPT} \quad (2.71)$$

Onde α e K são coeficientes empíricos dados pelas Tabelas 2.26 e 2.27, em função do tipo de solo.

Tabela 2.26 - Coeficiente α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1998)

Tabela 2.27 - Coeficiente K

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Teixeira e Godoy (1998)

Nas Tabelas 2.28 a 2.32 são apresentados os valores recomendados para α segundo o EuroCode 7 onde cada tipo de solo é detalhado tornando possível adotar o valor para α dentro de um intervalo mais provável.

Tabela 2.28 - Argila de baixa plasticidade

$q_c < 0,7 \text{ Mpa}$	$3 < \alpha < 8$
$0,7 \text{ MPa} < q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
$q_c > 2 \text{ Mpa}$	$1 < \alpha < 2,5$

Tabela 2.29 - Silte de baixa plasticidade

$q_c < 2 \text{ Mpa}$	$3 < \alpha < 6$
$q_c > 2 \text{ Mpa}$	$1 < \alpha < 2$

Tabela 2.30 - Argila de alta plasticidade ou silte de alta plasticidade

$q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$
$q_c > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2$

Tabela 2.31 - Silte orgânico

$q_c < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
-------------------------	------------------

Tabela 2.32 - Turfa ou argila orgânica para $q_c < 0,7 \text{ MPa}$

$50 < w < 100$	$1,5 < \alpha < 4$
$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$
$w > 300$	$\alpha < 0,4$

Entre outras correlações utilizadas para determinação do módulo de elasticidade secante (E_s) encontram-se as Equações de 2.72 a 2.75 apresentadas na Tabela 2.33 (FHWA, 2002).

Tabela 2.33 - Equações para estimativa do módulo de elasticidade secante para diferentes tipos de solos

Tipo de solo	Equação Proposta	No
Para siltes, siltes arenosos, misturas levemente coesivas.	$E_s \cong 400N_{1,60} (kPa)$	(2.72)
Para areias limpas finas a médias, e areias levemente siltosas.	$E_s \cong 700N_{1,60} (kPa)$	(2.73)
Para areias grossas e areias com pouco pedregulho.	$E_s \cong 1000N_{1,60} (kPa)$	(2.74)
Para pedregulhos arenosos.	$E_s \cong 1200N_{1,60} (kPa)$	(2.75)

Fonte: FHWA (2002)

É possível relacionar o módulo edométrico (E_{eod}) com o módulo de elasticidade secante (E_s), bastando aplicar a condição de deformação edométrica $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ nas equações da lei de Hooke e, desta forma obtendo-se a Equação 2.76:

$$E_{eod} = \frac{E_s(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.76)$$

em que: ν é o Coeficiente de Poisson.

Na Tabela 2.34 são apresentados valores típicos para o Coeficiente de Poisson (ν) para diferentes tipos de solos.

Tabela 2.34 - Valores de Coeficientes de Poisson para diferentes tipos de solos

Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Argila saturada	0,40 – 0,50
Argila não-saturada	0,10 – 0,30
Argila arenosa	0,20 – 0,30
Silte	0,30 – 0,35
Areia compacta	0,20 – 0,40
Areia grossa ($e=0,4$ a $0,7$)	0,15
Areia fina ($e=0,4$ a $0,7$)	0,25
Rocha (depende do tipo)	0,10 – 0,40
Concreto	0,15
Gelo	0,36

Fonte: Marangon (2009)

Alguns aspectos importantes devem ser apresentados sobre o Coeficiente de Poisson:

- o Coeficiente de Poisson (ν) não é constante, variando desde o valor não drenado (ν_u), no momento do carregamento, até os valores drenados (ν), no fim da dissipação do excesso de pressões neutras (SIMONS e MENZIES, 1981)
- os valores drenados do Coeficiente de Poisson (ν) são bem menores do que se acreditava. Para carregamento drenado em todos os tipos de solo, incluindo areia e argilas, o Coeficiente de Poisson (ν) deve estar compreendido entre $\nu = 0,15 \pm 0,05$ (MAYNE e POULOS, 1999).
- no caso de carregamentos rápidos em argilas saturadas $\nu_u = 0,5$ (MAYNE e POULOS, 1999).

2.6.4 Atrito solo-muro

Normalmente, no desenvolvimento de projeto de estruturas de contenção, o valor do ângulo de atrito solo-muro (δ) é adotado como sendo igual ao ângulo de atrito do solo (ϕ), uma parcela dele ou até mesmo nulo, a depender do caso como mostra a Tabela 2.35.

Segundo Ferreira et al. (2013) pode-se observar na Tabela 2.35 que os trabalhos em geotécnica que avaliam o ângulo de atrito do solo-muro (δ):

- não quantificam a rugosidade da superfície de contato, apenas qualificam como lisa, parcialmente rugosa ou paredes normais, sem mensurar e classificar as superfícies;

b) que o estudo da influência do tipo de solo no atrito solo-muro é geralmente realizado considerando os dois extremos, solos arenosos e argilosos, o que na maioria dos casos práticos não ocorre;

c) grande parte das pesquisas existentes, que tratam desse assunto, não foram feitas em solos brasileiros.

Tabela 2.35 - Valores do ângulo de atrito solo-muro (δ) em função do tipo de solo e superfície de contato

Solo	Rugosidade da Superfície de contato	Valores do ângulo de atrito solo-muro (δ)	Referência
Não definido	-	$\phi/3 < \delta < 2\phi/3$	Terzaghi (1943)
Areia	Concreto liso	$\phi/\delta = 0,84$ (seco) $\phi/\delta = 0,84$ (saturado)	Potyondy (1961)
	Concreto rugoso	$\phi/\delta = 0,98$ (seco) $\phi/\delta = 0,90$ (saturado)	
Silte	Concreto liso	$\phi/\delta = 0,99$ (seco) $\phi/\delta = 0,95$ (saturado)	
Argila (mistura)	Concreto liso	$\phi/\delta = 0,52$	
	Concreto rugoso	$\phi/\delta = 0,57$	
Areia pura e pedregulho	-	29°	
Areia siltosa	-	24°	Terzaghi e Peck (1967)
Silte	-	19°	
Areia grossa pura	-	30°	Caputo (1988)
Areia grossa argilosa ou siltosa	-	25°	
Não define o tipo de solo	Paramento do muro liso (cimentado ou pintado com pixe)	0	Moliterno (1994)
	Paramento do muro parcialmente rugoso	$\phi/2$	
	Paramento do muro rugoso	ϕ	
Argila saturada	-	0	Marzionna <i>et al.</i> (1998)
Demais solos	-	$2\phi/3$	
Areia compacta	Concreto	$\phi/\delta = 0,86$ (pico) $\phi/\delta = 0,82$ (residual)	Gómes <i>et al.</i> (2008)
Areia medianamente compacta	Concreto	$\phi/\delta = 0,71$ (pico) $\phi/\delta = 0,86$ (residual)	
Solo granular fofo	-	ϕ	Das (2007)
Solo granular compacto	-	$\phi/3 < \delta < 2\phi/3$	
Areia argilosa	-	$3\phi/4 < \delta < \phi$	Ferreira, Oliveira, <i>et al</i> (2013)
Argila de baixa compressibilidade	-	$\phi/3 < \delta < \phi$	

Fonte: adaptado de Ferreira et al (2013)

3 METODOLOGIA A SER APLICADA PARA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Para os casos propostos presente-se desenvolver o estudo de análise de confiabilidade através dos seguintes procedimentos:

- a) Executar a análise de estabilidade contra ruptura global utilizando-se o Software Slope/SPW versão 2014, determinando-se o fator de segurança global (FS);
- b) desenvolver a análise de confiabilidade para 2 cenários a saber:
 - 1º cenário: será considerado $c'=0$.
 - 2º cenário: será considerado $c' \neq 0$.

A proposta do 1º cenário deve-se ao fato do intercepto de coesão efetiva poder variar em função das condições de umidade do solo, sendo que, para o caso de solos porosos na condição drenada considera-se o intercepto de coesão efetiva igual a zero;

- c) na sequência, calcula-se, para os valores mais prováveis dos parâmetros envolvidos, os fatores de segurança (FS) para diferentes métodos de cálculo de estabilidade a saber: Bishop Simplificado, Fellenius, Janbu Simplificado, Morgenstern e Price e, Spencer. O método de Bishop Simplificado será adotado como método de “referência”;
- d) pelo método de Bishop Simplificado, uma vez que este é o método de cálculo de “referência”, calcula-se o fator de segurança (FS) inicialmente com o maior valor provável do primeiro parâmetro (FS_1^+) e, na sequência com o menor valor provável (FS_1^-). Feito isso, calcula-se $\Delta FS_1 = (FS_1^+ - FS_1^-)$. Esse procedimento repete-se para todos os parâmetros.
 - O maior valor provável (HVP) e o menor valor provável (LVP) são determinados estatisticamente considerando-se 5% de exclusão;
- e) aplica-se os valores de ΔFS_N à U.S. Army Corps of Engineers (1997), calculam-se o valor do desvio padrão do fator de segurança (σ_{FS}) e o coeficiente de variação do fator de segurança (COV_{FS});
- f) com os valores de σ_{FS} e COV_{FS} , determina-se β_{LN} e, utilizando a função DIST.NORMP.N do Excel, obtêm-se o índice de confiabilidade associado, e a correspondente P_f .

- g) Para os casos de cortinas atirantadas, uma vez que se dispõe da resistência ao arrancamento de 100 % dos tirantes da obra, sendo 90 % ensaiados a uma carga de 1,2 x carga de trabalho e 10 % ensaiados a 1,5 x a carga de trabalho, interpretado por meio do método de extrapolação de Van Der Veen (1953) (Equação 3.1), promove-se a análise de confiabilidade dos tirantes.

$$P = R \times (1 - e^{-\alpha \cdot w}) \quad (3.1)$$

em que:

R: Carga nos diversos pontos da curva carga-recalque (KN);

α : parâmetro determinado por regressão linear que define a forma da curva;

w: recalque nos diversos pontos da curva carga-recalque.

- com base nos resultados encontrados para a máxima resistência mobilizada montam-se as curvas de distribuição estatística de resistência e, obtêm-se os dados estatísticos: média, desvio padrão, COV_R , $R_{mín}$ e $R_{máx}$;

- obtêm-se as solicitações como resultado das simulações, pelo método de Bishop Simplificado, para cada simulação feita com o maior e menor valores prováveis de cada parâmetro. De posse desses resultados montam-se as curvas de distribuição estatística de resistência e, obtêm-se os dados estatísticos: média, desvio padrão, COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$;

- uma vez que todos os tirantes da obra são ensaiados a probabilidade de falha dos tirantes somente ocorrerá quando a solicitação ultrapassar $R_{mín}$, sendo assim, a probabilidade de falha é representada pela Equação 3.2:

$$P_f(Z \geq R_{mín}) = \int_{R_{mín}}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{x^2}{2}\right] \quad (3.2)$$

onde:

$$Z = \frac{R_{\min} - S_{\text{méd}}}{\sigma_S} \quad (3.3)$$

em que:

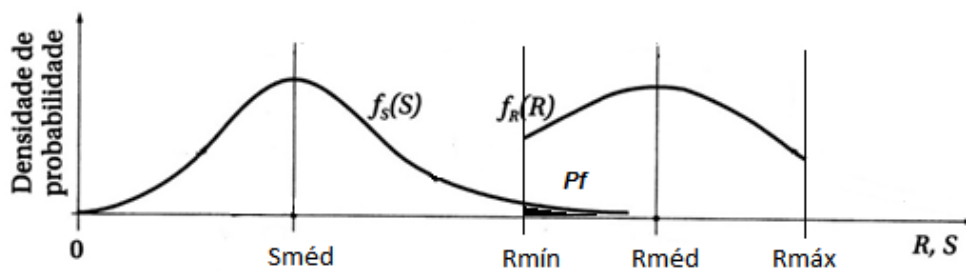
$S_{\text{méd}}$ = Solicitação média (KN);

σ_S = desvio padrão da solicitação.

R_{\min} = menor valor obtido para a resistência através dos ensaios de arrancamento de tirantes em cada linha.

- graficamente o resultado obtido é representado na Figura 3.1:

Figura 3.1 – Probabilidade de Falha (P_f) em Tirantes



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

- com o valor da probabilidade de falha (P_f), determina-se o índice de confiabilidade (β) através da função `-INV.NORMP.N` do Excel.

- h) Discussão da aplicabilidade da análise em função dos requisitos exigidos pelas normas brasileiras (NBR) e internacionais (U.S. Army Corps of Engineers e Eurocode).

4 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE EM CASOS TÍPICOS

Este trabalho consiste na aplicação da análise de confiabilidade quanto à ruptura global em quatro estudos de caso de estruturas de contenção. Todas as estruturas foram construídas na região central de Maringá – Pr.

Desses quatro estudos de caso propostos, o Caso 1 refere-se a uma cortina em balanço, sem a utilização de escoramento ou atirantamento, enquanto que, os demais casos são estruturas com tirantes protendidos provisórios.

Para os casos 2, 3 e 4, que fizeram uso de tirantes provisórios, desenvolveu-se a análise de confiabilidade específica dos tirantes, uma vez que os dados dos ensaios de recebimentos dos tirantes estão disponíveis.

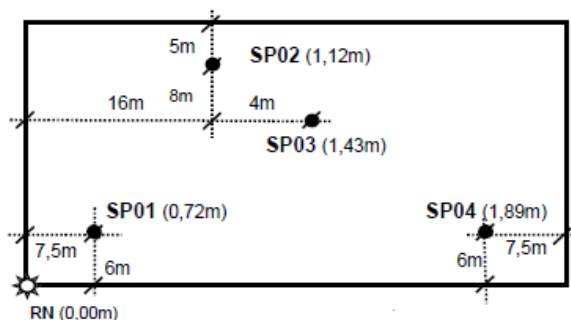
4.1 CASO 1: CORTINA EM BALANÇO

4.1.1 Caso 1: Localização, características geométricas e propriedades geotécnicas do solo do local de implantação da obra

Desenvolveu-se a análise de confiabilidade para a estrutura contenção destinada a escavação de dois subsolos de estacionamento para um edifício residencial e comercial localizado na região central do município de Maringá, PR.

No local de implantação da obra foram realizados quatro furos de sondagem do tipo SPT, como mostrado na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Caso 1: Localização Esquemática das Sondagens.



O projeto de contenção foi desenvolvido em parede diafragma com lama bentonítica, atendendo às condições mínimas de estabilidade e de serviço sem a utilização de escoramento ou atirantamento. Foi adotado para o ângulo de atrito solo/muro $\delta=0$. No terreno adjacente pode ser aplicada uma sobrecarga acidental de até 10 kN/m^2 (Figura 4.2).

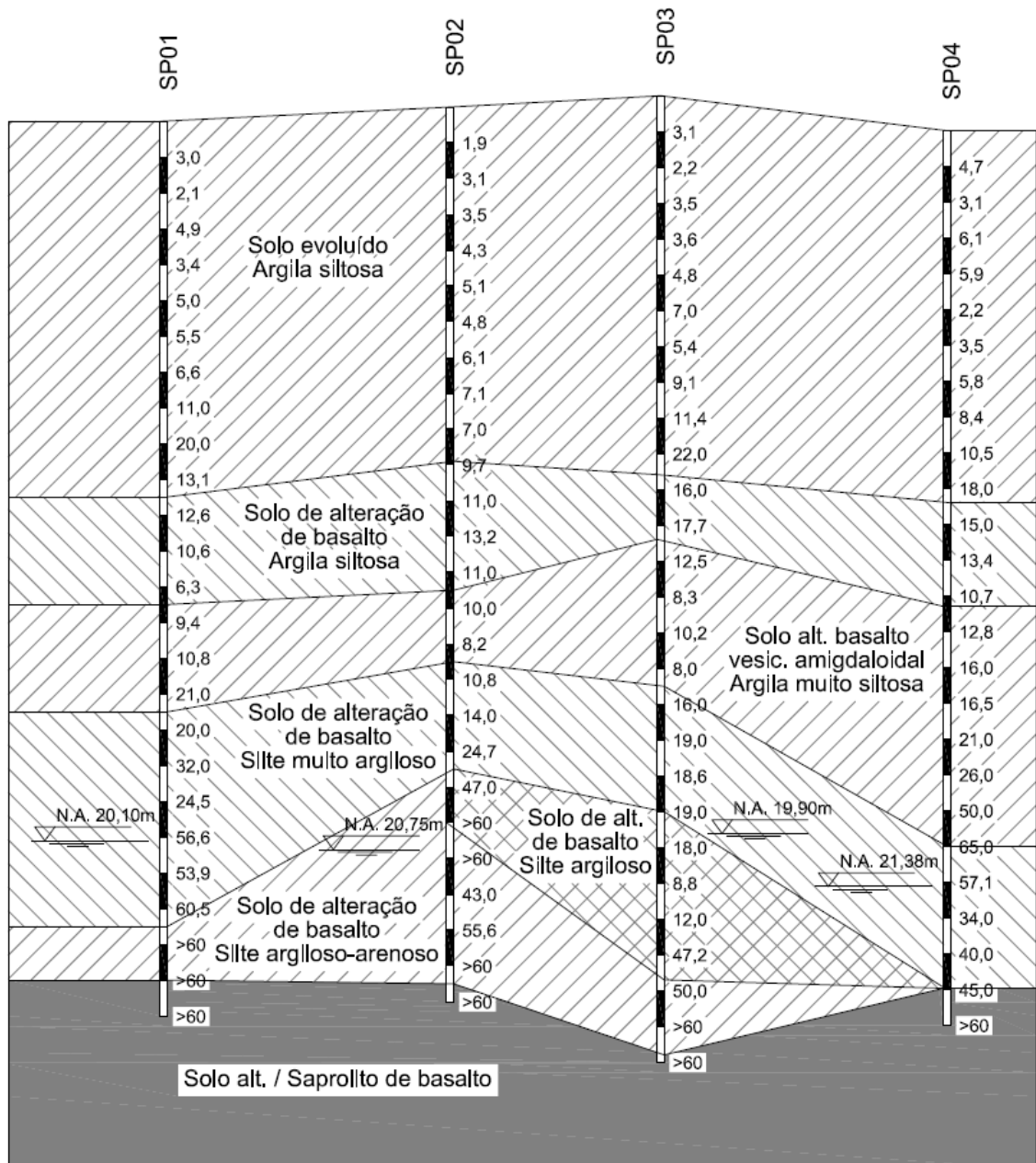
Figura 4.2 – Caso 1: Seção Típica da Estrutura de Contenção.



As sondagens tipo N_{SPT} (Figura 4.3) revelaram que a camada superficial do subsolo no local de implantação da obra é de solo evoluído (Latosolo Vermelho Férrico), proveniente de alteração de basalto, constituída de argila siltosa porosa, de cor marrom escuro, com espessura variando entre 9,90 m e 10,60 m. Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto, que é constituída de argila siltosa e silte argilo-arenoso, de cor variegada, com matriz na tonalidade marrom, roxo ou cinza. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. O nível d'água do subsolo, observado pelas sondagens de simples reconhecimento, encontra-se na camada de solo de alteração de basalto. No furo N_{SPT1} o nível encontrou-se a 20,10 m de profundidade em 29/10/2012, no furo N_{SPT2} o nível encontrou-se a

20,75 m de profundidade em 22/10/2012, no furo N_{SPT3} o nível encontrou-se a 19,90 m de profundidade em 22/10/2012 e no furo N_{SPT4} o nível encontrou-se a 21,38 m de profundidade em 26/10/2012.

Figura 4.3 – Caso 1: Perfil geotécnico do terreno



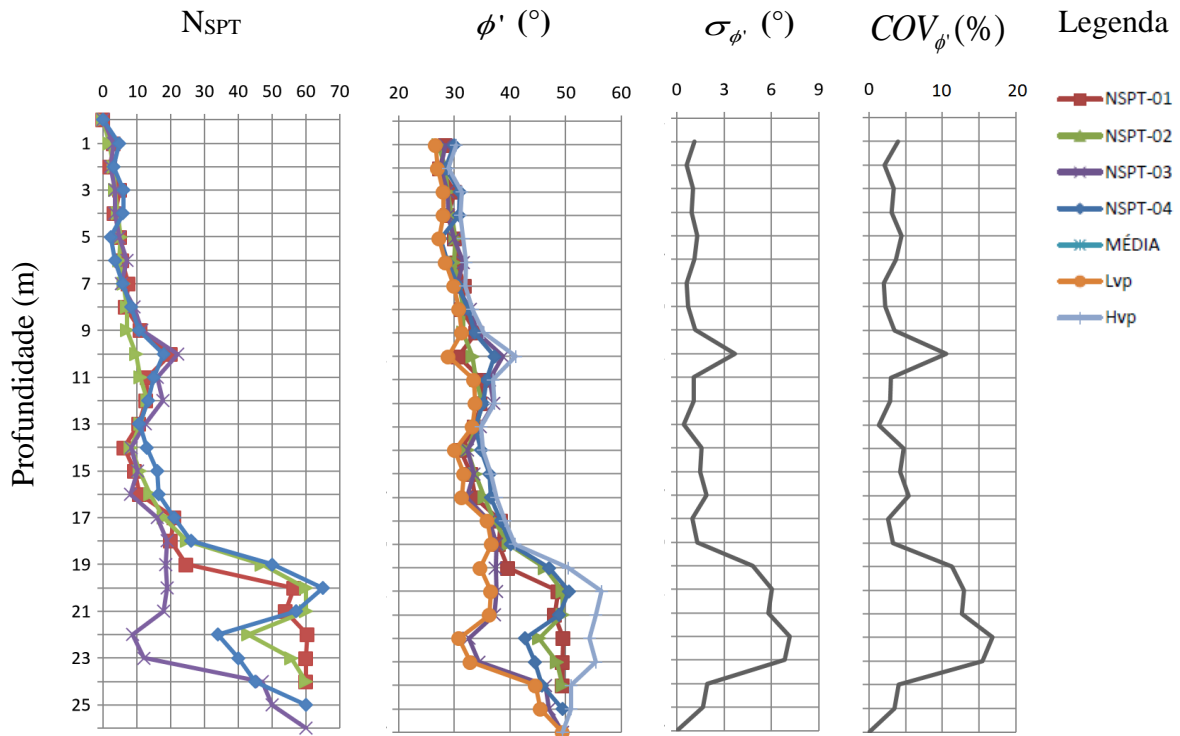
Na Figura 4.4a encontram-se representados graficamente o número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}).

A Figura 4.4b representa os valores médios do ângulo de atrito interno efetivo, determinados através da correlação proposta por Hatanaka e Uchida (1996), juntamente com os

limites inferiores (LVP) e superiores (HVP) calculados segundo distribuição normal com 5% de limite de exclusão.

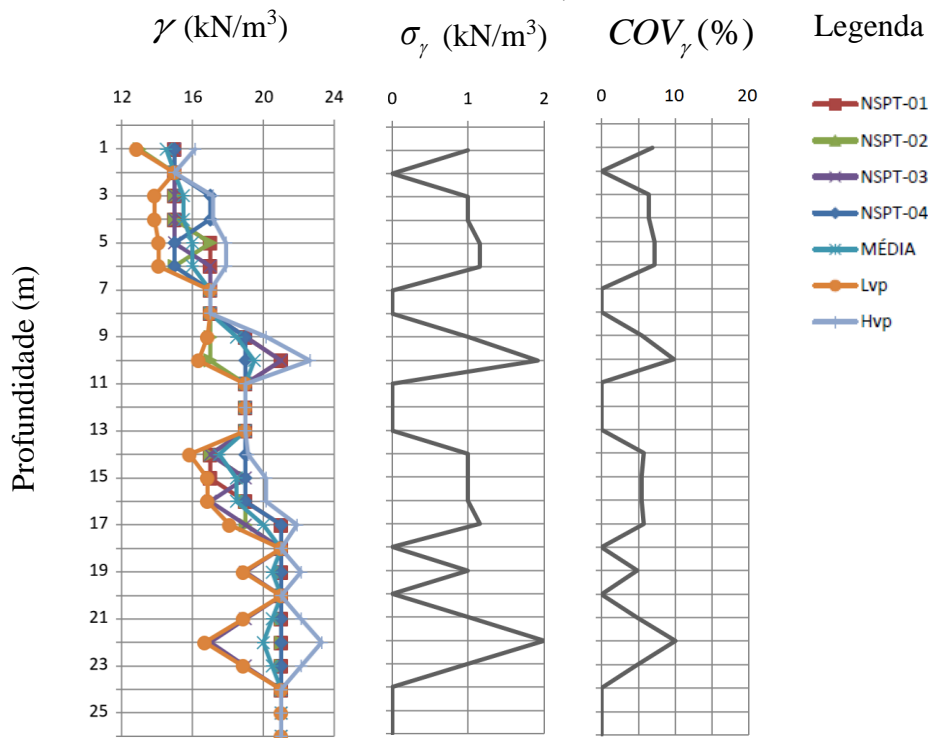
Na Figura 4.4c estão representados os valores do desvio padrão dos ângulos de atrito interno efetivo ($\sigma_{\phi'}$). Por fim, na Figura 4.4d estão representados os coeficientes de variação para os ângulos de atrito interno efetivo ($COV_{\phi'}$). Nota-se que o coeficiente de variação do ângulo de atrito efetivo até a profundidade de 18m tem seus valores no intervalo apresentado na Tabela 2.14.

Figura 4.4 – Caso 1: (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), (c) Desvio padrão ($\sigma_{\phi'}$) e (d) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$)



Na ausência de ensaios de laboratório, adotou-se o peso específico do solo a partir de valores aproximados representados na Tabela 2.23 em função da consistência da argila que, por sua vez, pode ser definida em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de acordo com a NBR 7250:1982. Os valores calculados estão representados graficamente na Figura 4.5. Vale ressaltar que até a profundidade de 21,00 m o coeficiente de variação encontra-se dentro do intervalo apresentado na Tabela 2.14.

Figura 4.5 – Caso 1: (a) Peso específico (γ), (b) Desvio padrão (σ_γ) e (c) Coeficiente de Variação (COV_γ).



Para a estimativa do valor do intercepto de coesão efetiva (c'), quando não se dispõe de ensaios de laboratório, recomendam-se as seguintes correlações para limite inferior provável (L_{VP}) e limite superior provável (H_{VP}) expressas, respectivamente, pelas Equações 2.49 e 2.50 relacionadas com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) e representada graficamente nas Figuras 4.6 e 4.7. Para o caso específico do intercepto de coesão efetiva, como têm-se duas equações, o menor (L_{VP}) e maior (H_{VP}) valores prováveis foram calculados independentes segundo uma distribuição normal com 5% de limite de exclusão.

Os valores mais prováveis dos parâmetros de cálculo estão na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Caso 1: Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas

Variável	Valores mais Prováveis	
	1º Cenário	2º Cenário
Peso específico solo camada 1 (γ)	16 kN/m ³	16 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')	30°	30°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')	0	22,3 kPa
Peso específico solo camada 2 (γ)	16,8 kN/m ³	16,8 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')	24°	24°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')	0	66,6 kPa

Figura 4.6 – Caso 1: Intercepto de coesão efetiva – Limite Inferior (c'_{LVP}), Desvio padrão ($\sigma'_{c_{LVP}}$) e Coeficiente de variação ($COV'_{c_{LVP}}$).

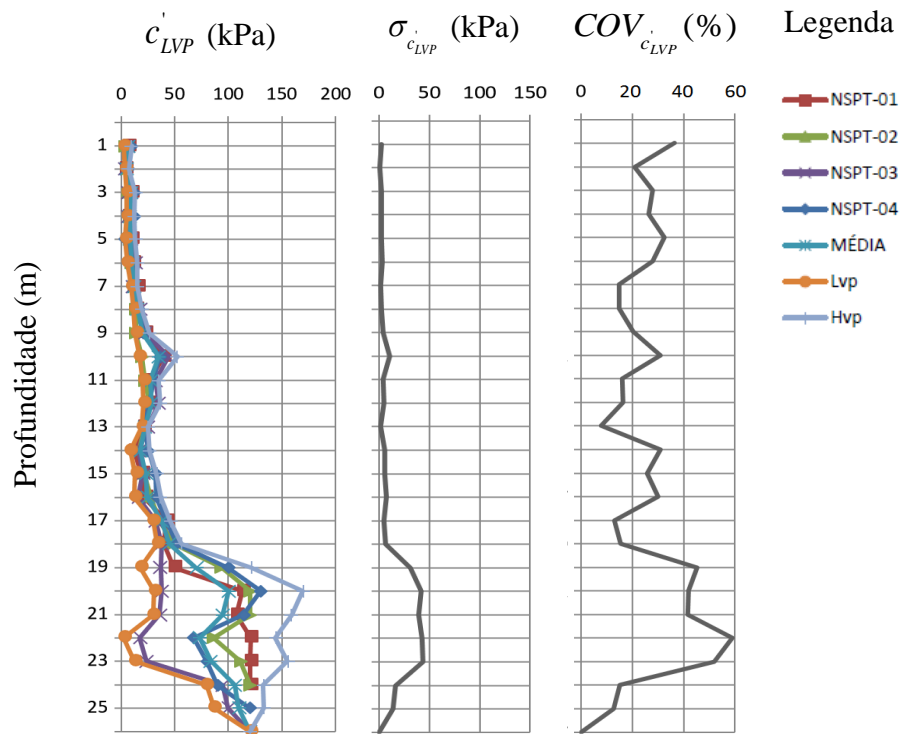
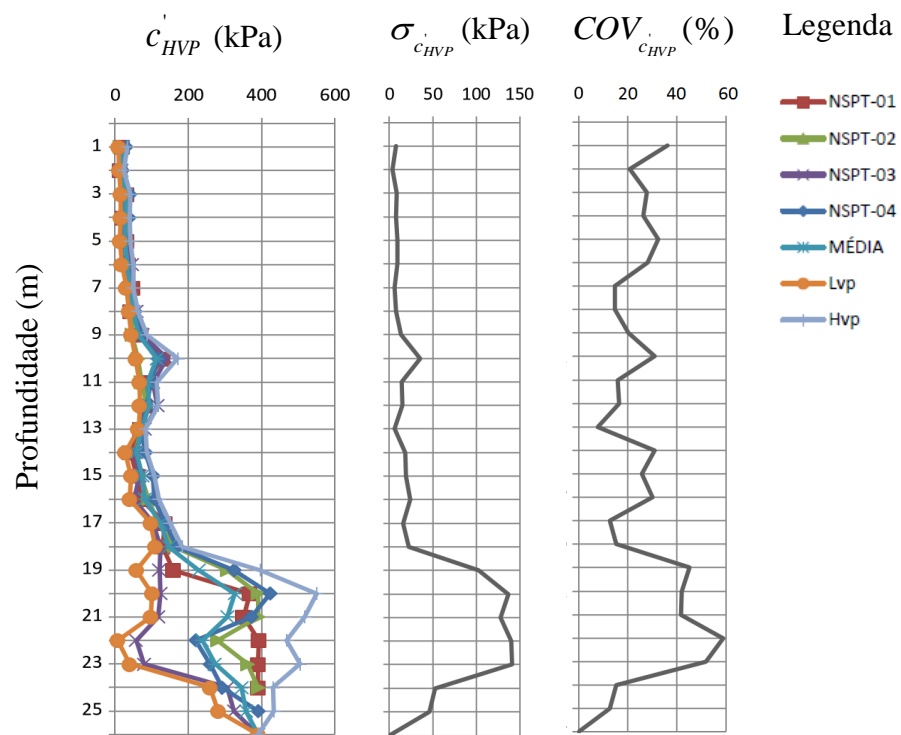


Figura 4.7 – Caso 1: Intercepto de coesão efetiva – Limite Superior (c'_{HVP}), Desvio padrão ($\sigma'_{c_{HVP}}$) e Coeficiente de variação ($COV'_{c_{HVP}}$).



4.1.2 Caso 1: Resultados obtidos para análise de estabilidade global no 1º e 2º cenários

Na Tabela 4.2 estão representados os valores de FS para os 1º e 2º cenários obtidos para os métodos de cálculo de estabilidade propostos neste trabalho.

Tabela 4.2 – Caso 1: Valores de FS para diferentes Métodos de Cálculo da Estabilidade Global

Método de Cálculo	Fator de segurança (FS)	
	1º Cenário	2º Cenário
Fellenius	1,40	3,63
Bishop (*)	1,86	4,15
Janbu Simplificado	1,83	4,04
Morgenstern e Price	1,86	4,10
Spencer	1,86	4,10

Nota: * método de cálculo adotado como referência

Pode-se observar que os FS obtidos no 1º cenário, onde foi desprezada o intercepto de coesão do solo, são menores que os valores obtidos para o 2º cenário. Nota-se que somente o fator de segurança (FS) pelo método de Fellenius no 1º cenário conduz a um valor inferior ao mínimo exigido para obras provisórias de FS=1,50 proposto pela NBR 9061:1985 e NBR 11682:2009 sendo que no 2º cenário os valores de FS são bem superiores ao mínimo exigido.

No Apêndice A consta a representação gráfica da superfície de ruptura do Caso 1 para o 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros.

4.1.3 Caso 1: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a estabilidade global no 1º cenário

Na Tabela 4.3 estão representados os valores de FS obtidos no 1º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Estes resultados encontram-se representados graficamente através da Figura 4.8, onde pode-se perceber melhor o “peso” da influência de cada parâmetro no cálculo do fator de segurança e, conseqüentemente, sobre o cálculo da confiabilidade e da probabilidade de falha.

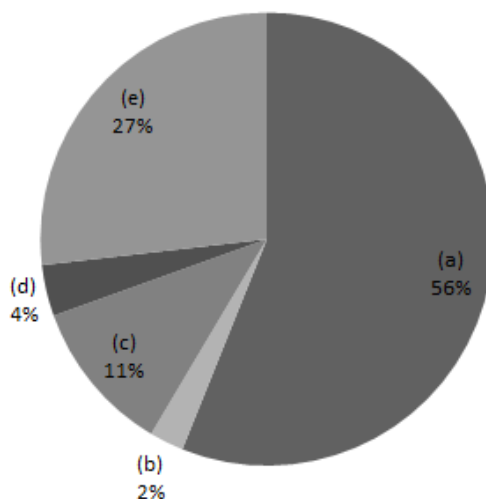
Nota-se que, para o 1º cenário, o método de cálculo utilizado na análise de estabilidade tem grande peso, seguido peso ângulo de atrito interno efetivo da camada 2 e do ângulo de atrito

interno efetivo da camada 1. O peso específico do solo das camadas 1 e 2 tem pouca influência sobre o fator de segurança.

Tabela 4.3 – Caso 1: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 1º cenário

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS)	ΔFS
Valor mais provável de FS		1,86	
(a) Método de cálculo			
Maior valor mais provável		1,86	0,46
Menor valor mais provável		1,40	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	17,0 kN/m ³	1,85	-0,02
Menor valor mais provável	15,0 kN/m ³	1,87	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')			
Maior valor mais provável	32°	1,92	0,09
Menor valor mais provável	29°	1,83	
(d) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18,0 kN/m ³	1,88	0,03
Menor valor mais provável	15,5 kN/m ³	1,85	
(e) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')			
Maior valor mais provável	26°	1,97	0,22
Menor valor mais provável	22°	1,75	

Figura 4.8 – Caso 1: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.



Legenda:

- (a) Mét. de Cálculo
- (b) γ da camada 1
- (c) ϕ' da camada 1
- (d) γ da camada 2
- (e) ϕ' da camada 2

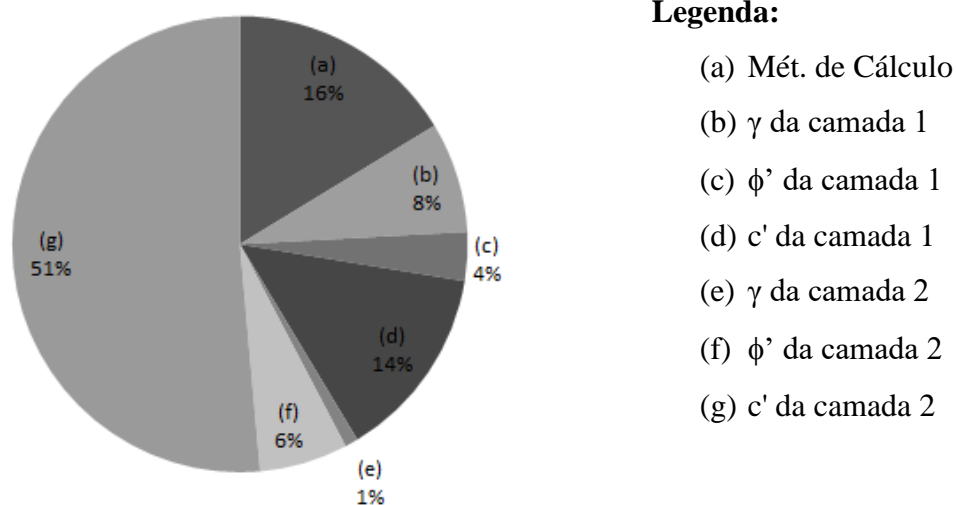
Com os valores apresentados na Tabela 4.3, utilizando a Equação 2.24, encontra-se $\sigma_{FS} = 0,26$. Ao aplicar-se esse valor a Equação 2.25 obtém-se para $COV_{FS} = 14,0\%$ e, por fim, utilizando-se a Equação 2.22 determina-se o valor de $\beta_{LN} = 4,4$ que corresponde a uma $P_f = 0,0000054$.

Ao comparar-se a confiabilidade obtida com os valores apresentados na Tabela 2.10, pode-se dizer que o nível de desempenho esperado para este projeto geotécnico é *bom*. Ainda pode-se observar que pela Tabela 2.11, considerando a estrutura como DA1, que a estrutura atende o valor mínimo de β para obras provisórias especificado pelo Eurocode.

4.1.4 Caso 1: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a estabilidade global no 2º cenário

Na Tabela 4.4 encontram-se representados os valores de FS obtidos no 2º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Da mesma forma, estes resultados estão representados graficamente através da Figura 4.9, onde pode-se perceber melhor a influência de cada parâmetro no cálculo do fator de segurança e, conseqüentemente, sobre o cálculo da confiabilidade e da probabilidade de falha.

Figura 4.9 – Caso 1: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.



Através da Figura 4.9, pode-se observar que, para o 2º cenário, o intercepto de coesão da 2ª camada de solo utilizada tem grande peso, seguido pelo método de cálculo de estabilidade e o intercepto de coesão da camada 1 de solo. O peso específico do solo da camada 2 tem pouca influência sobre o fator de segurança.

Da mesma forma, com os valores apresentados na Tabela 4.4, utilizando-se a Equação 2.24, encontra-se $\sigma_{FS}=0,904$. Ao aplicar-se a Equação 2.25 obtém-se $COV_{FS}=22,6\%$ e, por fim, aplicando-se a Equação 2.22 determina-se a valor de $\beta_{LN}=6,0994$ que corresponde a uma $P_f=0,00000000053$.

Tabela 4.4 – Caso 1: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 2º cenário

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS)	ΔFS
Valor mais provável de FS		4,00	
(a) Método de cálculo			
Maior valor mais provável		4,00	0,52
Menor valor mais provável		3,48	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	17,0 kN/m ³	3,88	-0,25
Menor valor mais provável	15,0 kN/m ³	4,13	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')			
Maior valor mais provável	32°	4,07	0,11
Menor valor mais provável	29°	3,96	
(d) Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')			
Maior valor mais provável	30,0 kPa	4,22	0,44
Menor valor mais provável	10,7 kPa	3,78	
(e) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18,0 kN/m ³	4,01	0,03
Menor valor mais provável	15,5 kN/m ³	3,98	
(f) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')			
Maior valor mais provável	26°	4,10	0,20
Menor valor mais provável	22°	3,90	
(g) Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')			
Maior valor mais provável	100,0 kPa	4,81	1,64
Menor valor mais provável	33,2 kPa	3,17	

Comparando-se a confiabilidade obtida com os valores apresentados na Tabela 2.10, pode-se dizer que o nível de desempenho esperado para este projeto geotécnico é *alto*. Pode-se

ainda observar que pela Tabela 2.11, considerando a estrutura como DA1, que a estrutura atende o valor mínimo de β para obras provisórias especificado pelo Eurocode.

4.2 CASO 2: CORTINA ATIRANTADA EM PERFIL METÁLICO PRANCHEADO

4.2.1 Caso 2: Localização, características geométricas e propriedades geotécnicas do solo do local de implantação da obra

O estudo de confiabilidade terá como base a avaliação de uma estrutura de contenção executada em perfis metálicos com pranchamento de placas duplas preenchidas com concreto moldado no local com slump 20, para suportar a escavação de 3 subsolos, ou seja, uma profundidade de escavação de 9,75 m, apoiada em duas linhas de tirantes, uma localizada na cota -2,90 m e a outra na cota -6,15 m ambas referenciadas em relação ao nível do térreo (0,00).

As duas linhas de tirantes estão localizadas ligeiramente acima das lajes do 1º subsolo e 2º subsolo, respectivamente, desta forma praticamente coincidindo com as linhas de apoio definitiva da contenção. Foi adotado para o ângulo de atrito solo/muro $\delta=0$. No terreno adjacente pode ser aplicada uma sobrecarga acidental de até 10 kN/m² (Figura 4.10).

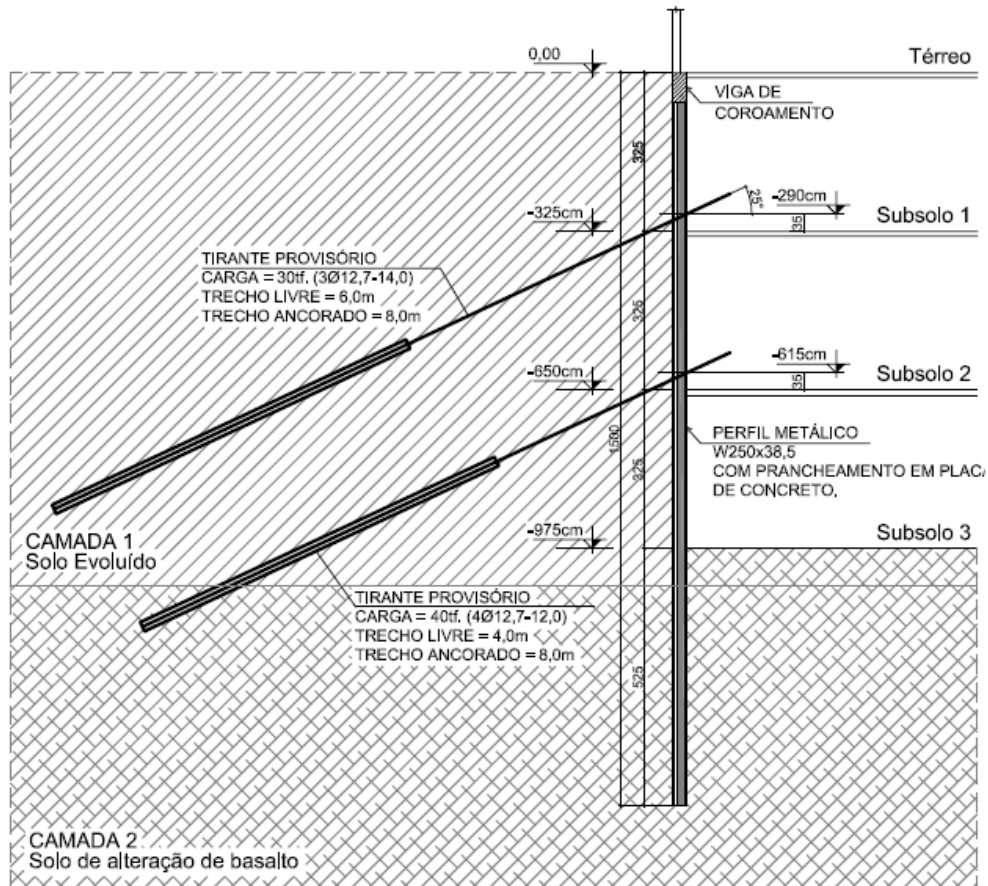
No total foram cravados 62 perfis metálicos tipo “W250x38,5”, com distância entre perfis variando de 1,50 m a 2,40 m.

Na 1ª linha de tirantes foram executados um total de 24 tirantes com espaçamento em planta de 2,50 m, que suportam uma carga de trabalho de 30 toneladas, esse tirante é composto por 3 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro de aço tipo CP-190 RB, com elasticidade de 19750 kgf/mm², com seção total de 296,09 mm². A perfuração foi feita com diâmetro do furo de 5” e com inclinação vertical de 25° e comprimento de 14,00 m, sendo esses compostos de 6,00 m de trecho livre e 8,00 m de trecho ancorado e, sendo necessário que fique no mínimo 1,00 m na parte de fora para que seja possível a realização da protensão.

Na 2ª linha de tirantes foram executadas um total de 23 tirantes com espaçamento em planta de 2,50 m, que suportam uma carga de trabalho de 40 toneladas, esse tirante é composto por 4 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro de aço tipo CP-190 RB, com elasticidade de 19750 kgf/mm², com seção total de 394,80 mm². A perfuração foi feita com diâmetro do furo de 5” e com inclinação vertical de 25° e com comprimento de 12,00 m, sendo esses compostos de 4,00

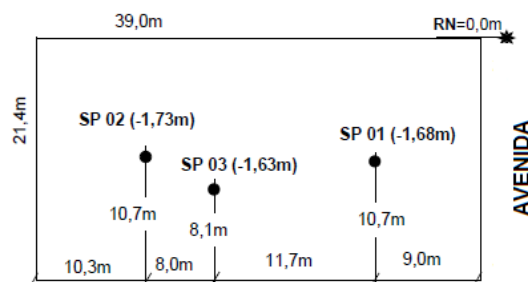
m de trecho livre e 8,00 m de trecho ancorado e, sendo necessário que fique no mínimo 1,00 m na parte de fora para que seja possível a realização da protensão.

Figura 4.10 – Caso 2: Seção Típica da Estrutura de Contenção.



No local de implantação da obra foram realizados três furos de sondagem do tipo SPT, como mostrado na Figura 4.11.

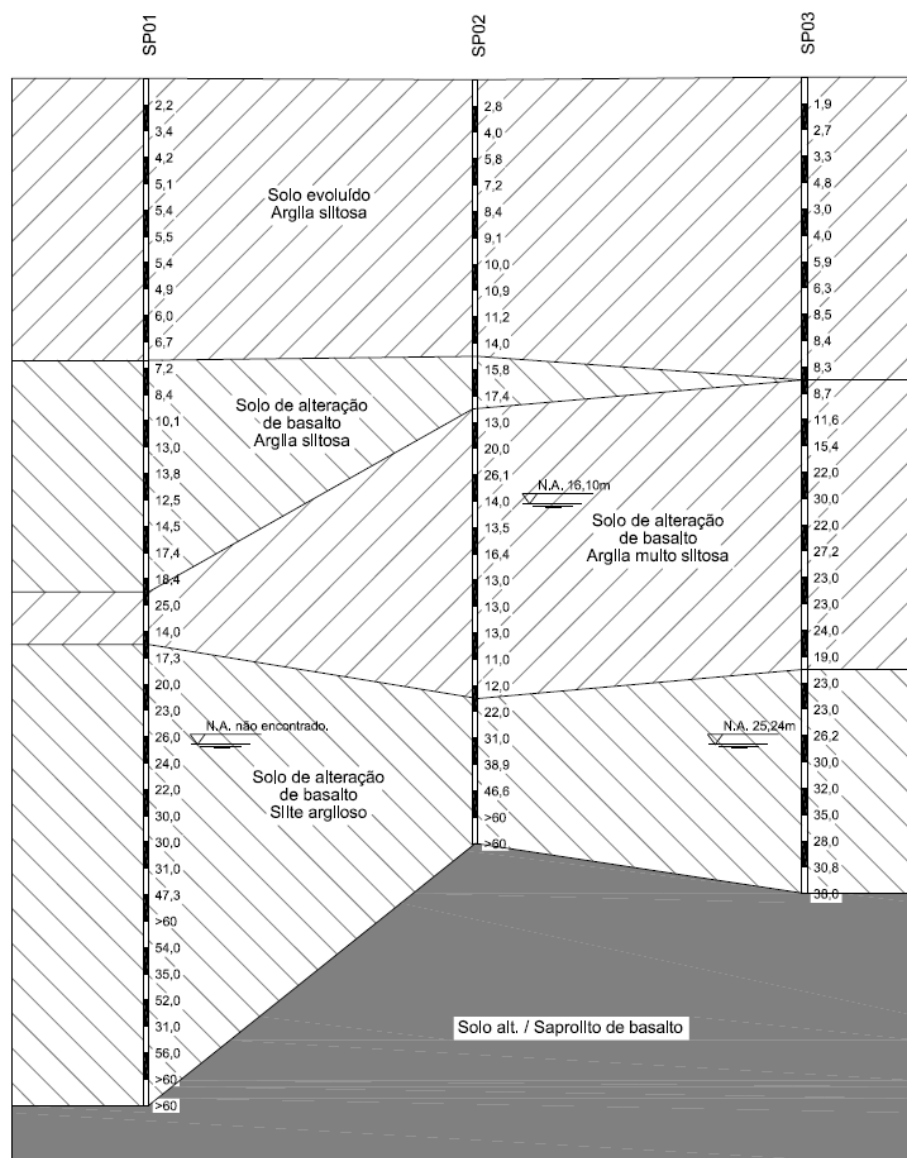
Figura 4.11 – Caso 2: Localização Esquemática das Sondagens.



As sondagens tipo N_{SPT} (Figura 4.12) revelaram que a camada superficial do subsolo no local de implantação da obra é de solo evoluído (Latosolo Vermelho Férrico), proveniente de

alteração de basalto, constituída de argila siltosa porosa, de cor marrom escuro, com espessura variando entre 10,50 m e 11,50 m. Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto, que é constituída de argila siltosa, argila muito siltosa e silte argiloso, de cor variegada. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. O nível d'água do subsolo, observado pelas sondagens de simples reconhecimento, encontra-se na camada de solo de alteração de basalto.

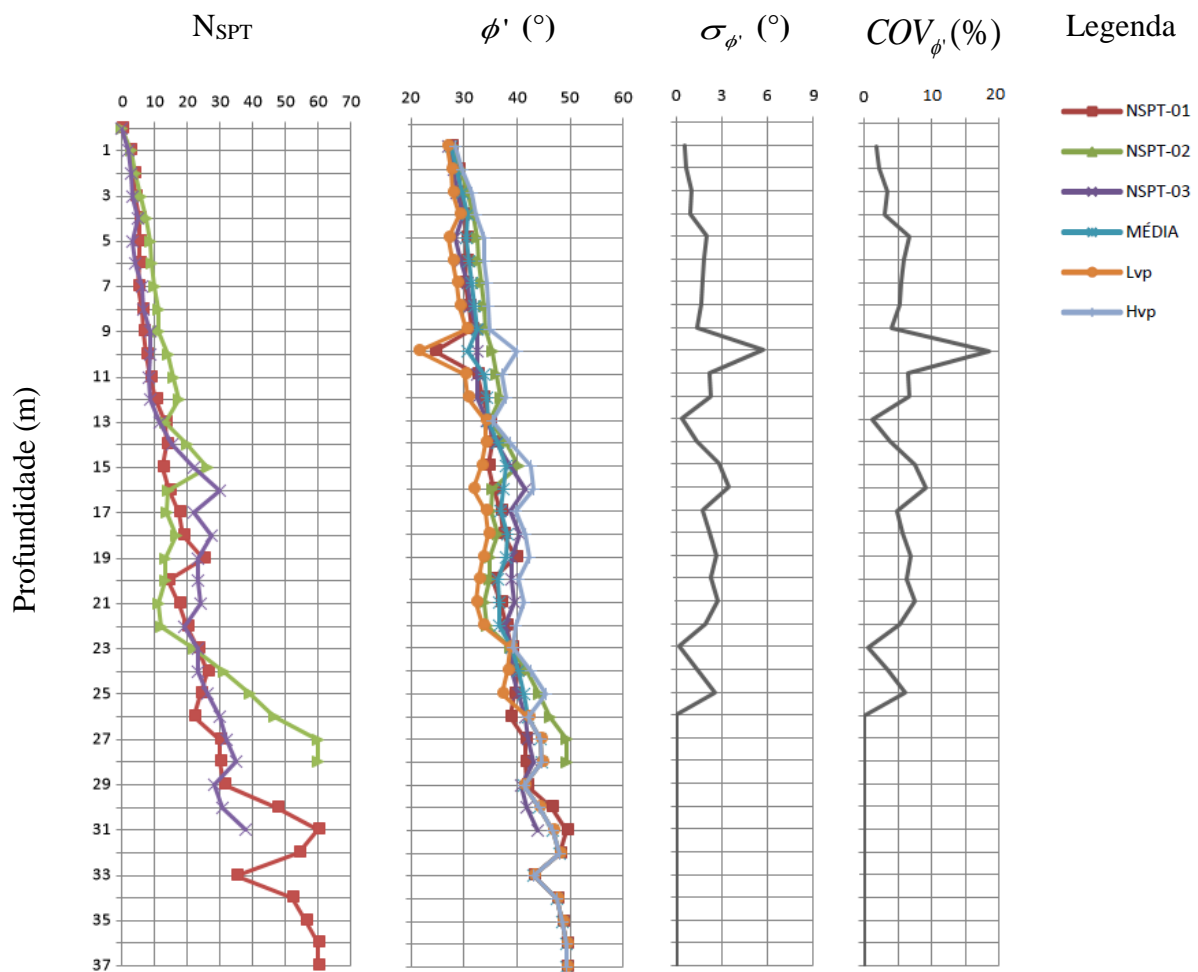
Figura 4.12 – Caso 2: Perfil geotécnico do terreno



No furo N_{SPT1} não foi encontrado o N.A. em 29/04/2006, no furo N_{SPT2} o nível encontrou-se a 16,10 m de profundidade em 23/04/2006 e no furo N_{SPT3} o nível encontrou-se a 25,24 m de profundidade em 06/05/2006.

Na Figura 4.13a encontram-se representados graficamente o número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}). Na Figura 4.13b são representados os respectivos ângulos de cisalhamento interno efetivo (ϕ'), calculados segundo Hatanaka e Uchida (1996).

Figura 4.13 – Caso 2: (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), (c) Desvio padrão ($\sigma_{\phi'}$) e (d) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$).



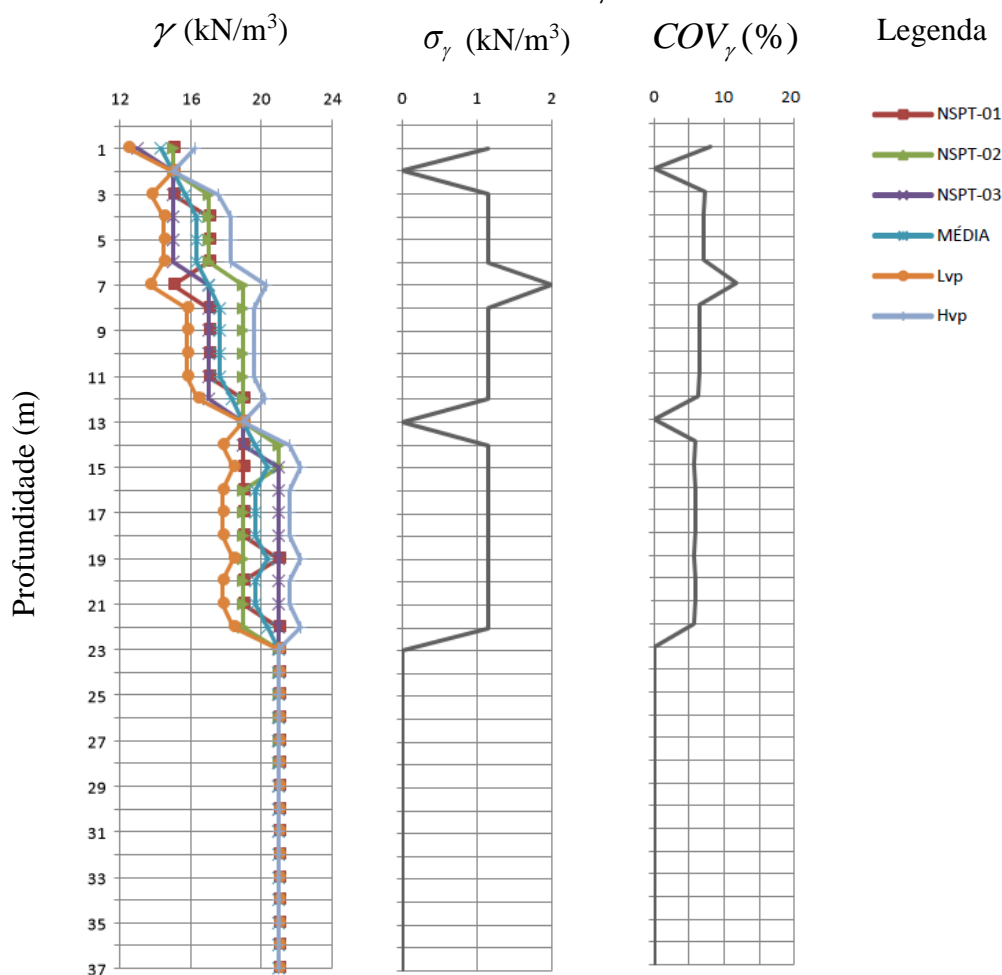
Também na Figura 4.13b estão representados os valores médios do ângulo de atrito interno efetivo juntamente com os limites inferiores (LVP) e superiores (HVP) calculados segundo distribuição normal com 5% de limite de exclusão.

Na Figura 4.13c estão representados os valores do desvio padrão dos ângulos de atrito interno efetivo ($\sigma_{\phi'}$). Por fim, na Figura 4.13d estão representados os coeficientes de variação para os ângulos de atrito interno efetivo ($COV_{\phi'}$). Nota-se que o coeficiente de variação do

ângulo de atrito efetivo tem seus valores no intervalo apresentado na Tabela 2.14 ao longo de toda a profundidade explorada pelas sondagens, ou seja, 37m.

Na ausência de ensaios de laboratório, adotou-se o peso específico do solo a partir de valores aproximados representados na Tabela 2.23 em função da consistência da argila que, por sua vez, pode ser definida em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de acordo com a NBR 7250:1982. Os valores calculados estão representados graficamente na Figura 4.14. Vale ressaltar que o coeficiente de variação se encontra dentro do intervalo apresentado na Tabela 2.14 com exceção do intervalo compreendido entre 6,00 m e 8,00 m.

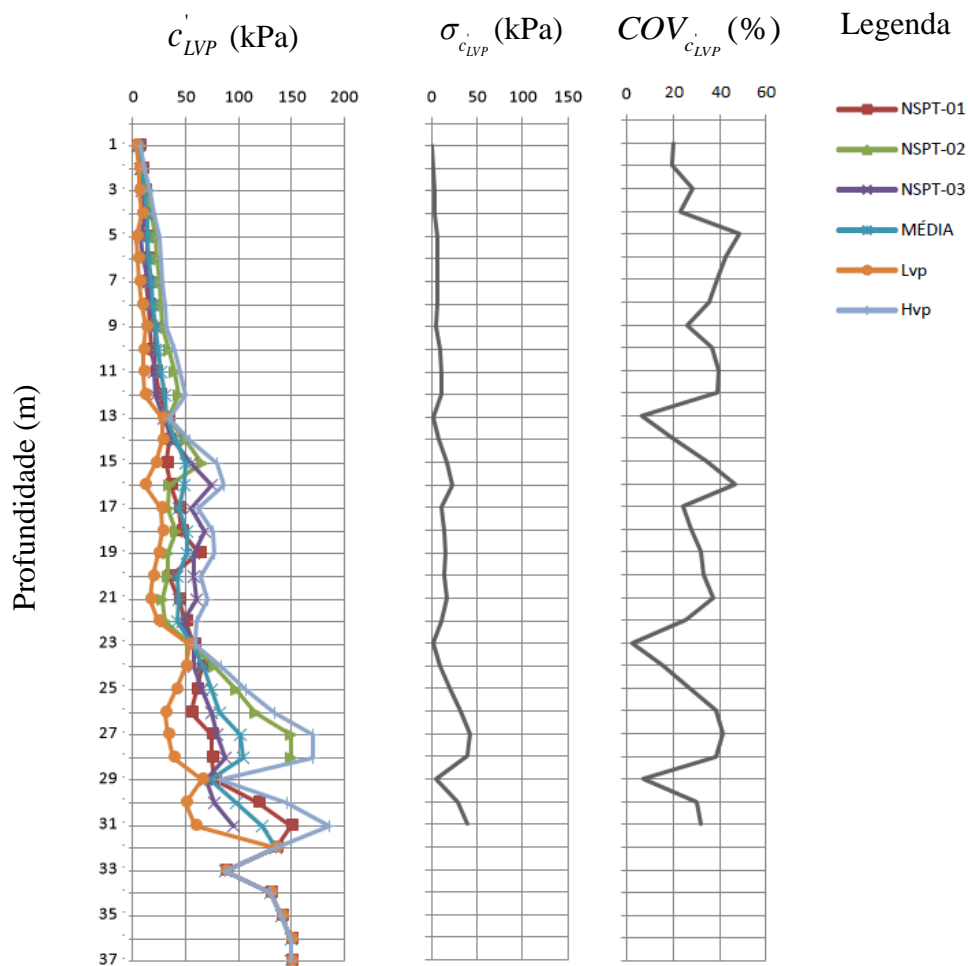
Figura 4.14 – Caso 2: (a) Peso específico (γ), (b) Desvio padrão (σ_γ) e (c) Coeficiente de Variação (COV_γ).



Para a estimativa do valor do intercepto de coesão efetiva (c'), quando não se dispõe de ensaios de laboratório, recomendam-se as seguintes correlações para limite inferior provável (LVP) e limite superior provável (HVP) expressas, respectivamente, pelas Equações 2.49 e 2.50

relacionadas com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) e representada graficamente nas Figuras 4.15 e 4.16.

Figura 4.15 – Caso 2: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Inferior (c'_{LVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma'_{c_{LVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV'_{c_{LVP}}$).

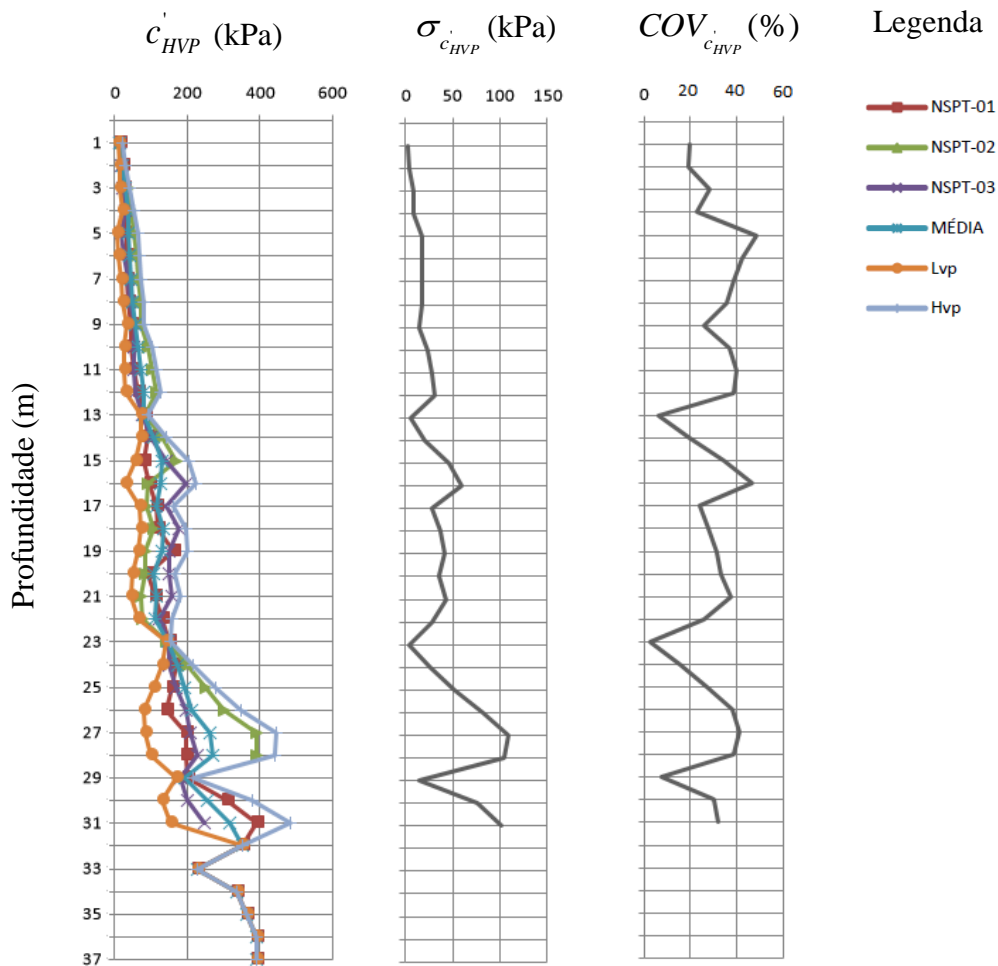


Os valores mais prováveis dos parâmetros de cálculo estão na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Caso 2: Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas

Variável	Valores mais prováveis	
	1º Cenário	2º Cenário
Peso específico solo camada 1 (γ)	16,3 kN/m ³	16,3 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')	30°	30°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')	0	22,1 kPa
Peso específico solo camada 2 (γ)	16,8 kN/m ³	16,8 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')	24°	24°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')	0	70,0 kPa

Figura 4.16 – Caso 2: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Superior (c'_{HVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{HVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{HVP}}$).



4.2.2 Caso 2: Resultados obtidos para análise de estabilidade global no 1º e 2º cenários

Na Tabela 4.6 estão representados os valores de FS para os 1º e 2º cenários obtidos para os métodos de cálculo de estabilidade propostos neste trabalho. Pode-se observar que os FS obtidos no 1º cenário, onde foi desprezada o intercepto de coesão do solo, são menores que os valores obtidos para o 2º cenário. Para o 1º cenário o FS obtido pelo método de Fellenius é menor o valor mínimo exigido para obras provisórias de FS=1,50 proposto pela NBR 9061:1985 e NBR 11682:2009.

No Apêndice B está representada graficamente a superfície de ruptura do Caso 2 para o 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros.

Tabela 4.6 – Caso 2: Valores de FS para diferentes Métodos de Cálculo de Estabilidade Global

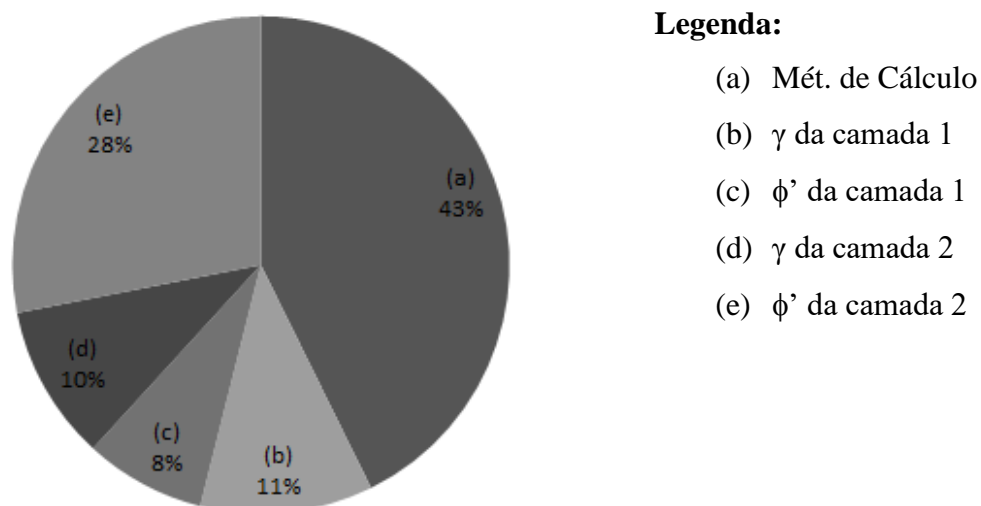
Método de Cálculo	Fator de segurança (FS)	
	1º Cenário	2º Cenário
Fellenius	1,29	3,02
Bishop (*)	1,67	3,49
Janbu Simplificado	1,62	3,40
Morgenstern e Price	1,63	3,43
Spencer	1,63	3,43

Nota: * método de cálculo adotado como referência

4.2.3 Caso 2: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 1º cenário

Na Tabela 4.7 estão representados os valores de FS obtidos no 1º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Estes resultados encontram-se representados graficamente através da Figura 4.17.

Figura 4.17 – Caso 2: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.



Nota-se que, para o 1º cenário, o método de cálculo é o parâmetro que tem maior peso sobre a confiabilidade da contenção. O ângulo de atrito efetivo da 2ª camada tem influência mediana, enquanto que, o peso específico do solo das camadas 1 e 2 e o ângulo de atrito da camada 1 tem pouca influência sobre a confiabilidade da contenção.

Com os valores apresentados na Tabela 4.7, utilizando a Equação 2.24, encontra-se $\sigma_{FS} = 0,240$. Ao aplicar-se esse valor a Equação 2.25 obtém-se para $COV_{FS} = 14,4\%$ e, por fim, utilizando-se a Equação 2.22 determina-se o valor de $\beta_{LN} = 3,519$ que corresponde a uma $P_f = 0,00021646$.

Tabela 4.7 – Caso 2: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 1º cenário

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS)	ΔFS
Valor mais provável de FS		1,67	
(a) Método de cálculo			
Maior valor mais provável		1,67	0,38
Menor valor mais provável		1,29	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	17,0 kN/m ³	1,64	-0,10
Menor valor mais provável	14,4 kN/m ³	1,74	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')			
Maior valor mais provável	32°	1,69	0,07
Menor valor mais provável	28°	1,62	
(d) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18,0 kN/m ³	1,71	0,09
Menor valor mais provável	15,5 kN/m ³	1,62	
(e) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')			
Maior valor mais provável	26°	1,79	0,25
Menor valor mais provável	22°	1,54	

Comparando-se a confiabilidade obtida com os valores apresentados na Tabela 2.10, pode-se dizer que o nível de desempenho esperado para este projeto geotécnico está *acima da média*. Entretanto, ao comparar-se o resultado com os valores da Tabela 2.11, considerando a estrutura como DA1, vê-se que a estrutura não atende o valor mínimo de β para obras provisórias, especificado pelo Eurocode.

4.2.4 Caso 2: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 2º cenário

Na Tabela 4.8 encontram-se representados os valores de FS obtidos no 2º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades.

Tabela 4.8 – Caso 2: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 2º cenário

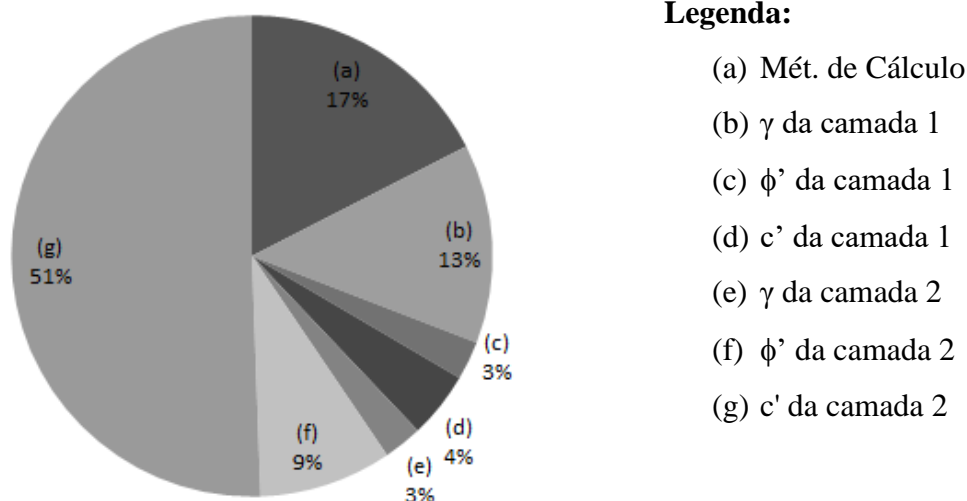
Variável	Valores	Fator de Segurança (FS)	ΔFS
Valor mais provável de FS		3,49	
Maior valor mais provável		3,49	0,47
Menor valor mais provável		3,02	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	17,0 kN/m ³	3,40	-0,36
Menor valor mais provável	14,4 kN/m ³	3,76	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')			
Maior valor mais provável	32°	3,52	0,07
Menor valor mais provável	28°	3,45	
(d) Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')			
Maior valor mais provável	30,0 kPa	3,55	0,12
Menor valor mais provável	14,2 kPa	3,43	
(e) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18,0 kN/m ³	3,52	0,07
Menor valor mais provável	15,5 kN/m ³	3,45	
(f) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')			
Maior valor mais provável	26°	3,61	0,24
Menor valor mais provável	22°	3,37	
(g) Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')			
Maior valor mais provável	100,0 kPa	4,16	1,36
Menor valor mais provável	40,0 kPa	2,80	

Da mesma forma, estes resultados estão representados graficamente através da Figura 4.18, onde pode-se perceber melhor a influência de cada parâmetro no cálculo do fator de segurança e, conseqüentemente, sobre o cálculo da confiabilidade e da probabilidade de falha.

Através da Figura 4.18, pode-se observar que, para o 2º cenário, o intercepto de coesão da 2ª camada de solo utilizada tem grande influência sobre a confiabilidade da estrutura. O método de cálculo de estabilidade, o peso específico do solo da camada 1 e o ângulo de atrito

efetivo da camada 2 tem influência mediana. O ângulo de atrito efetivo da camada 1, o intercepto de coesão efetiva da camada 1 e o peso específico da camada 2 tem pouca influência sobre a confiabilidade da estrutura.

Figura 4.18 – Caso 2: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.



Da mesma forma, com os valores apresentados na Tabela 4.8, utilizando-se a Equação 2.24, encontra-se $\sigma_{FS}=0,755$. Ao aplicar-se a Equação 2.25 obtém-se $COV_{FS}=21,6\%$ e, por fim, aplicando-se a Equação 2.22 determina-se a valor de $\beta_{LN}=5,7352$ que corresponde a uma $P_f=0,000000004871$.

Comparando-se o resultado obtido para a confiabilidade com os valores apresentados na Tabela 2.10, pode-se dizer que o nível de desempenho esperado para este projeto geotécnico é *alto* e, ao comparar-se o resultado com os valores da Tabela 2.11, considerando a estrutura como DA1, vê-se que a estrutura atende o valor mínimo de β para obras provisórias especificado pelo Eurocode.

4.2.5 Caso 2: Valores de resistência (R) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

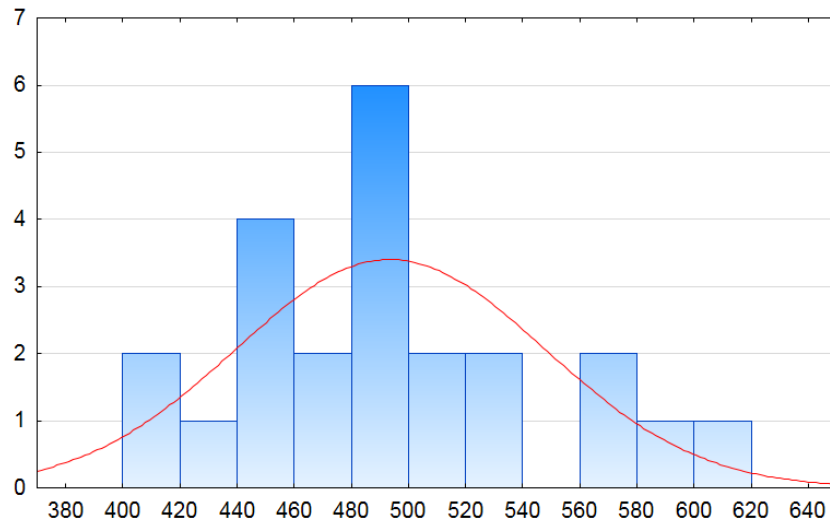
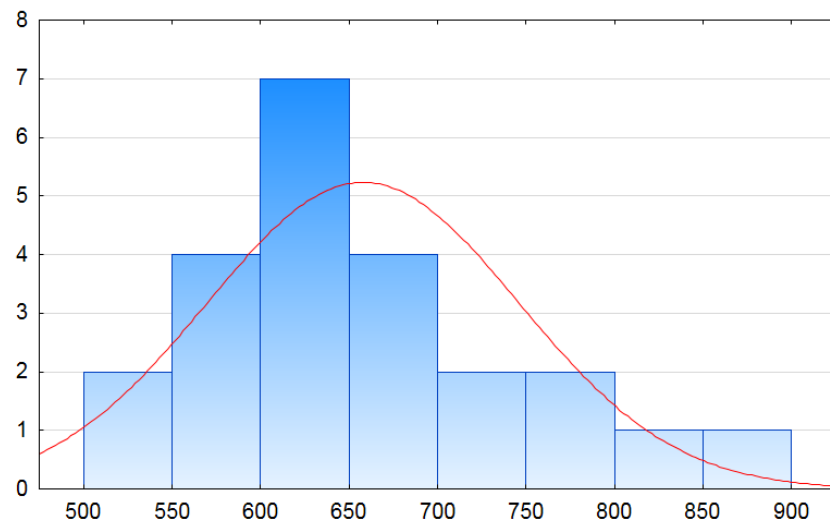
Todos os tirantes da obra foram ensaiados e, a capacidade de carga individual (resistência) de cada tirante foi determinada aplicando-se o método de Van Der Veen (1953) (Equação 3.1) sendo, os resultados obtidos, apresentados na Tabela 4.9:

Tabela 4.9 – Caso 2: Resistência (R) Individual dos tirantes

Tirante	Resistência (R) (kN)	
	Linha A	Linha B
01	428	711
02	419	566
03	600	866
04	491	541
05	523	768
06	481	577
07	575	638
08	482	623
09	496	675
10	453	677
11	452	740
12	503	675
13	522	606
14	561	547
15	513	605
16	483	636
17	610	621
18	407	595
19	498	777
20	474	601
21	461	575
22	456	676
23	452	815

Com base nos resultados encontrados para a máxima resistência mobilizada (Tabela 4.9) montaram-se as curvas de distribuição estatística de resistência para a Linha A (Figura 4.19) e a da Linha B (Figura 4.20).

A análise estatística dessas curvas de distribuição de resistência indicou os seguintes valores para a Linha A e Linha B (Tabela 4.10):

Figura 4.19 – Caso 2: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha A**Figura 4.20 – Caso 2: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha B****Tabela 4.10 – Caso 2: Valores de $R_{méd}$, σ_R , COV_R , $R_{mín}$ e $R_{máx}$ das Linhas A e B de tirantes**

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$R_{méd}$	493 kN	657 kN
σ_R	53,91 kN	87,67 kN
COV_R	0,1094	0,1334
$R_{mín}$	407 kN	541 kN
$R_{máx}$	610 kN	866 kN

4.2.6 Caso 2: 1º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

A variação dos parâmetros de solo adotados na análise de confiabilidade quanto a ruptura global resulta em diferentes valores de solicitações (S) nas Linhas A e B. Estes valores, obtidos para o 1º cenário, são representados na Tabela 4.11:

Tabela 4.11 – Caso 2: 1º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes

Hipóteses de Cálculo	Solicitações (S) (kN)	
	Linha A	Linha B
Valores mais prováveis dos parâmetros de solo	176,67	301,25
Camada 1 – maior peso específico	182,86	311,33
Camada 1 – menor peso específico	159,91	273,46
Camada 1 – maior ângulo de atrito efetivo	163,64	270,03
Camada 1 – menor ângulo de atrito efetivo	190,44	334,99
Camada 2 – maior peso específico	176,75	300,83
Camada 2 – menor peso específico	176,58	301,71
Camada 2 – maior ângulo de atrito efetivo	176,97	299,82
Camada 2 – menor ângulo de atrito efetivo	176,41	302,58

Com base nos resultados encontrados para as solicitações (Tabela 4.11), montaram-se as curvas de distribuição estatística de solicitações para a Linha “A”, representada na Figura 4.21 e para a Linha “B”, representada na Figura 4.22.

A análise estatística dessas curvas de distribuição de solicitação indicou os seguintes valores para a Linha A e Linha B (Tabela 4.12):

Figura 4.21 – Caso 2: 1º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A

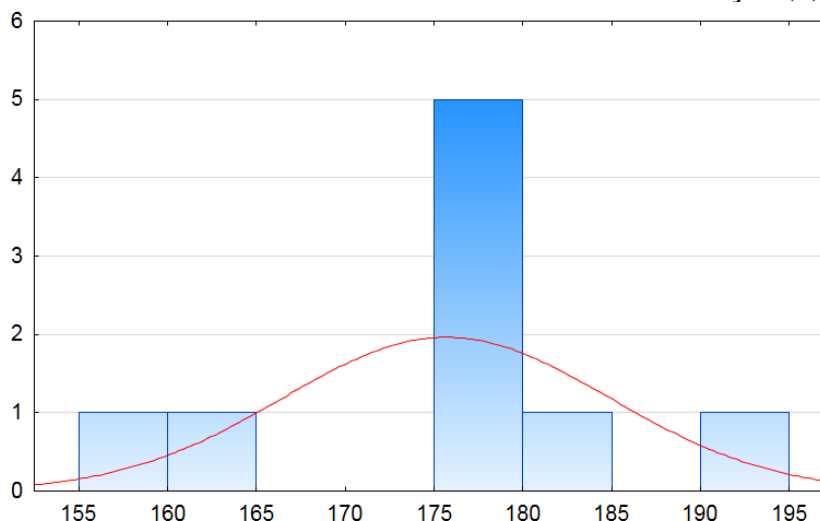
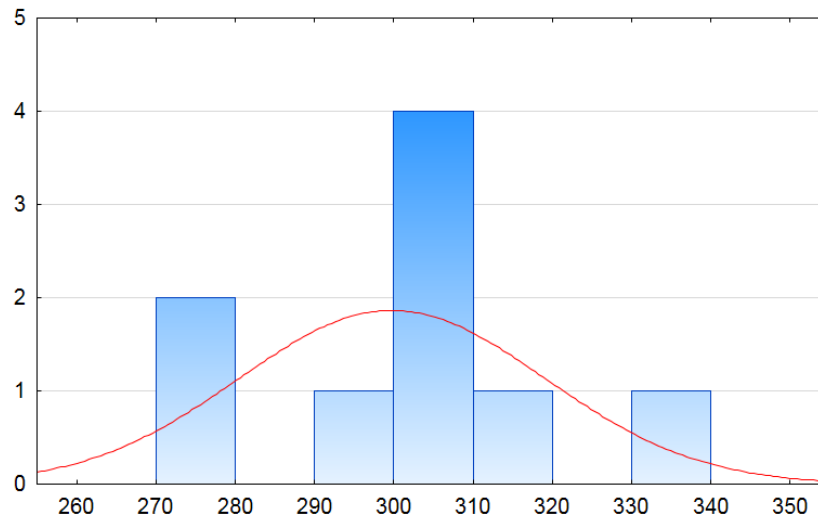


Figura 4.22 – Caso 2: 1º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B**Tabela 4.12 – Caso 2: 1º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes**

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$S_{méd}$	176 kN	300 kN
σ_S	9,139 kN	19,25 kN
COV_S	0,052	0,0642
$S_{mín}$	160 kN	270 kN
$S_{máx}$	190 kN	335 kN

4.2.7 Caso 2: 1º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B

Com base nos dados estatísticos apresentados na Tabela 4.10 e Tabela 4.12, pode-se determinar o fator de segurança global (FS) para as Linhas A e B aplicando-se a Equação 2.2 (Tabela 4.13).

Tabela 4.13 – Caso 2: 1º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Segurança Global	
	Linha A	Linha B
$FS = R_{méd} / S_{méd}$	$FS = 493 / 176 = 2,80$	$FS = 657 / 300 = 2,19$

A determinação da Probabilidade de Falha (P_f) é feita utilizando-se a função de densidade de probabilidade das solicitações, uma vez que as mesmas podem sofrer variação e, utiliza-se o valor da resistência mínima ($R_{mín}$), resultado dos ensaios de recebimento dos tirantes, como valor a partir do qual se a solicitação exceder a risco de ruptura. As probabilidades de falha (P_f) das linhas A e B são apresentadas na Tabela 4.14:

Tabela 4.14 – Caso 2: 1º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Probabilidade de Falha	
	Linha A	Linha B
$P_f =$	0,0 (*)	0,0 (*)

Nota: * número com mais de 20 casas decimais após a virgula.

O que leva aos respectivos índices de confiabilidade (Tabela 4.15):

Tabela 4.15 – Caso 2: 1º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Índice de Confiabilidade	
	Linha A	Linha B
$\beta =$	$\rightarrow \infty$	$\rightarrow \infty$

Os valores obtidos para FS nas Linhas A e B atendem ao mínimo previsto pela NBR 5629:1996. Utilizando-se o critério da U.S. Army Corps of Engineers (1997), Tabela 2.10, observa-se que as Linhas A e B têm um nível de desempenho definido como *alto*. Ao proceder-se a análise dos tirantes pelo Eurocode, considerando-se a estrutura como DA1 (Tabela 2.11), conclui-se que tanto a Linha A como a Linha B atendem ao índice de confiabilidade (β) mínimo especificado pelo Eurocode.

4.2.8 Caso 2: 2º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

Para o 2º cenário, a variação dos parâmetros de solo também resulta em diferentes valores de solicitações (S) nas Linhas A e B (Tabela 4.16).

Com base nos resultados encontrados para as solicitações (Tabela 4.16), montaram-se as curvas de distribuição estatística de solicitações para a Linha A (Figura 4.23) e para a Linha B (Figura 4.24).

A análise estatística dessas curvas de distribuição de resistência indicou os seguintes parâmetros estatísticos para a Linha A e Linha B (Tabela 4.17).

Tabela 4.16 – Caso 2: 2º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes

Tirante	Solicitações (S) (kN)	
	Linha A	Linha B
Valores mais prováveis dos parâmetros de solo	35,45	114,59
Camada 1 – maior peso específico	37,95	122,41
Camada 1 – menor peso específico	20,88	82,82
Camada 1 – maior ângulo de atrito efetivo	31,76	100,07
Camada 1 – menor ângulo de atrito efetivo	51,25	142,00
Camada 1 – maior intercepto de coesão	13,11	62,36
Camada 1 – menor intercepto de coesão	85,18	178,80
Camada 2 – maior peso específico	35,45	114,57
Camada 2 – menor peso específico	35,45	114,60
Camada 2 – maior ângulo de atrito efetivo	35,49	114,35
Camada 2 – menor ângulo de atrito efetivo	35,41	114,81
Camada 2 – maior intercepto de coesão	35,54	114,08
Camada 2 – menor intercepto de coesão	35,33	115,23

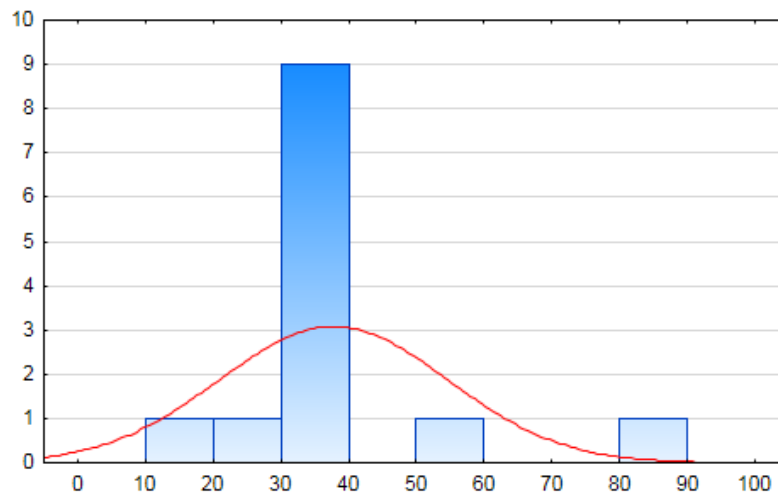
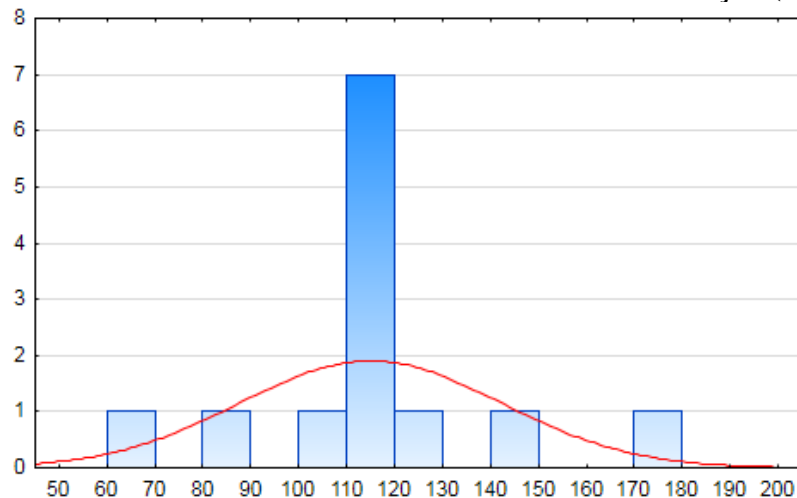
Figura 4.23 – Caso 2: 2º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A**Figura 4.24 – Caso 2: 2º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B**

Tabela 4.17 – Caso 2: 2º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$S_{méd}$	37,56 kN	115 kN
σ_S	16,82 kN	27,21 kN
COV_S	0,4478	0,2366
$S_{mín}$	13,11 kN	62,36 kN
$S_{máx}$	85,18 kN	179 kN

4.2.9 Caso 2: 2º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B

Com base nos dados estatísticos apresentados na Tabela 4.10 e Tabela 4.17, pode-se determinar o fator de segurança global (FS) para as Linhas A e B aplicando-se a Equação 2.2 (Tabela 4.18).

Tabela 4.18 – Caso 2: 2º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Segurança Global	
	Linha A	Linha B
$FS = R_{méd} / S_{méd}$	$FS = 493 / 37,56 = 13,13$	$FS = 657 / 115 = 5,71$

A determinação da Probabilidade de Falha (P_f) é feita utilizando-se a função de densidade de probabilidade das solicitações, uma vez que as mesmas podem sofrer variação e, utiliza-se o valor da resistência mínima ($R_{mín}$), resultado dos ensaios de recebimento dos tirantes, como valor a partir do qual se a solicitação exceder a risco de ruptura. As probabilidades de falha (P_f) das linhas A e B são apresentadas na Tabela 4.19:

Tabela 4.19 – Caso 2: 2º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Probabilidade de Falha	
	Linha A	Linha B
$P_f =$	0,0 (*)	0,0 (*)

Nota: * número com mais de 20 casas decimais após a virgula.

O que leva aos respectivos índices de confiabilidade (Tabela 4.20):

Tabela 4.20 – Caso 2: 2º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Índice de Confiabilidade	
	Linha A	Linha B
$\beta =$	$\rightarrow \infty$	$\rightarrow \infty$

No 2º cenário, os valores obtidos para FS nas Linhas A e B atendem ao mínimo previsto pela NBR 5629:1996. Utilizando-se o critério da U.S. Army Corps of Engineers (1997), Tabela 2.10, observa-se que as Linhas A e B têm um nível de desempenho definido como *alto*. Ao proceder-se a análise dos tirantes pelo Eurocode, considerando-se a estrutura como DA1 (Tabela 2.11), conclui-se que tanto a Linha A como a Linha B atendem ao índice de confiabilidade (β) mínimo especificado pelo Eurocode.

4.3 CASO 3: CORTINA EM PAREDE DIAFRAGMA

4.3.1 Caso 3: Localização, características geométricas e propriedades geotécnicas do solo do local de implantação da obra

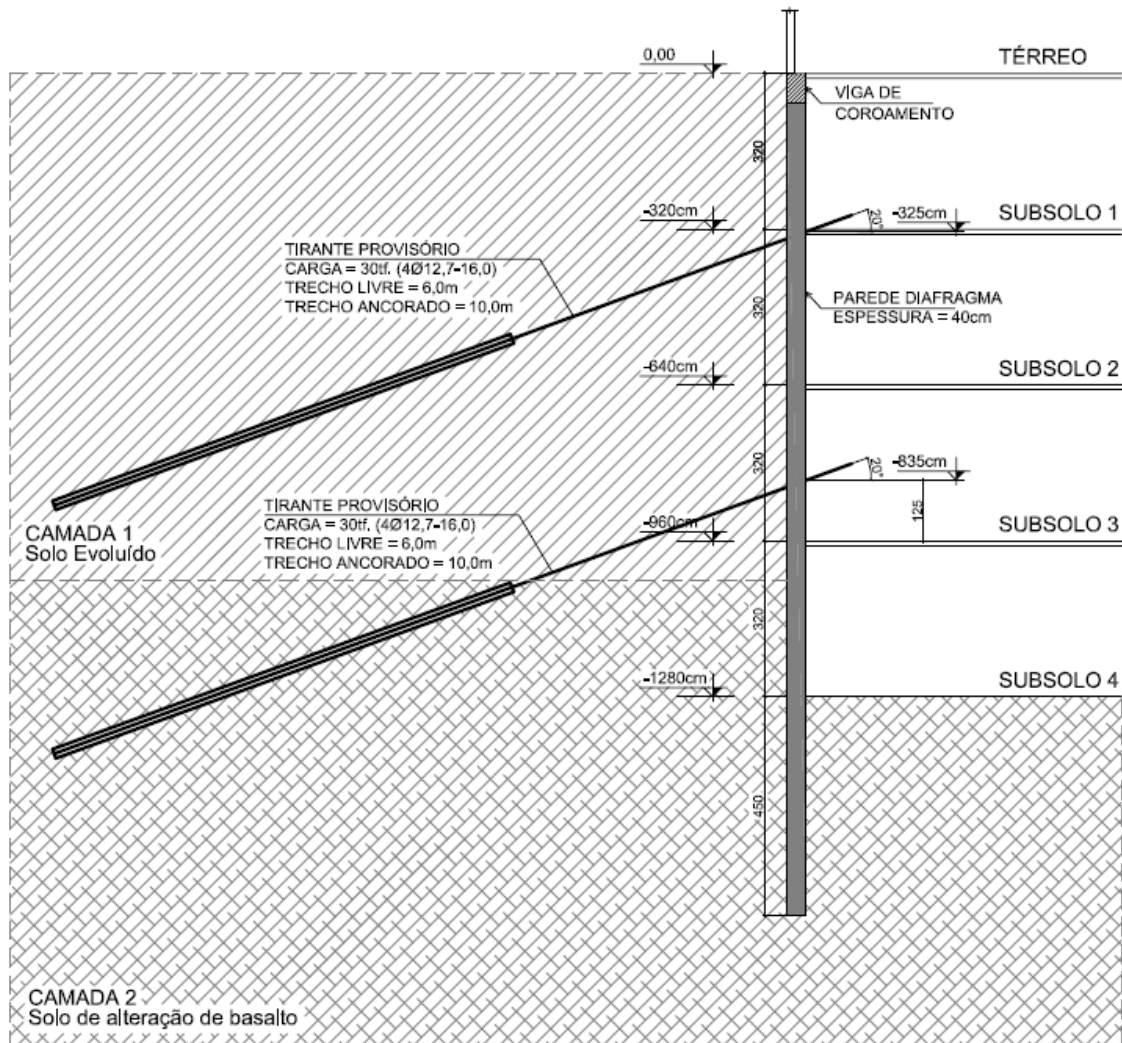
Para o Caso 3, o estudo de confiabilidade terá como base a avaliação de uma estrutura de contenção executada em parede diafragma, com espessura de 40 cm (foram executados 1.465 m² de parede diafragma), para suportar a escavação de 4 subsolos, ou seja, uma profundidade de escavação de 12,80 m, apoiada em duas linhas de tirantes, uma localizada na cota -3,25 m e a outra na cota -8,35 m ambas referenciadas em relação ao nível do térreo (0,00). A 1ª linha está localizada exatamente no nível da laje do 1º subsolo e a 2ª linha está localizada entre as lajes do 2º subsolo e 3º subsolo. Foi adotado para o ângulo de atrito solo/muro $\delta=0$. No terreno adjacente pode ser aplicada uma sobrecarga acidental de até 10 kN/m² (Figura 4.25).

Na 1ª linha de tirantes foram executados um total de 28 tirantes, com espaçamento em planta de 2,50 m, que suportam uma carga de trabalho de 30 toneladas, esse tirante é composto por 4 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro de aço tipo CP-190 RB, com elasticidade de 19750 kgf/mm², com seção total de 394,80 mm². A perfuração foi feita com diâmetro do furo de 5” e com inclinação vertical de 20° e comprimento de 16,00 m, sendo esses compostos de 6,00 m de trecho livre e 10,00 m de trecho ancorado e, sendo necessário que fique no mínimo 1,00 m na parte de fora para que seja possível a realização da protensão.

Na 2ª linha de tirantes foram executadas um total de 27 tirantes, com espaçamento em planta de 2,50 m, que suportam uma carga de trabalho de 30 toneladas, esse tirante é composto

por 4 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro de aço tipo CP-190 RB, com elasticidade de 19750 kgf/mm², com seção total de 394,80 mm². A perfuração foi feita com diâmetro do furo de 5" e com inclinação vertical de 20° e com comprimento de 16,00 m, sendo esses compostos de 6,00 m de trecho livre e 10,00 m de trecho ancorado e, sendo necessário que fique no mínimo 1,00 m na parte de fora para que seja possível a realização da protensão.

Figura 4.25 – Caso 3: Seção Típica da Estrutura de Contenção.



No local de implantação da obra foram realizados quatro furos de sondagem do tipo SPT, como mostrado na Figura 4.26.

As sondagens tipo N_{SPT} (Figura 4.27) revelaram que a camada superficial do subsolo no local de implantação da obra é de solo evoluído (Latosolo Vermelho Férrico), proveniente de alteração de basalto, constituída de argila siltosa porosa, de cor marrom escuro, com espessura de aproximadamente 10,40 m.

Figura 4.26 – Caso 3: Localização Esquemática das Sondagens.

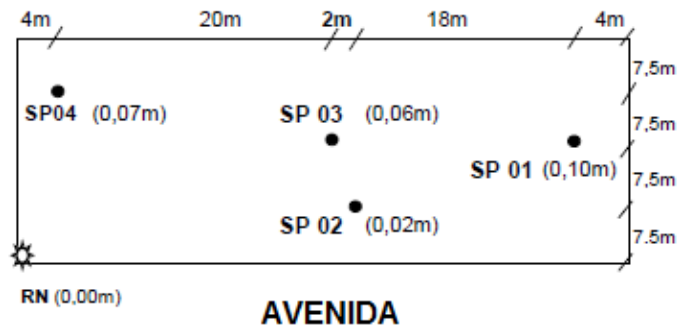
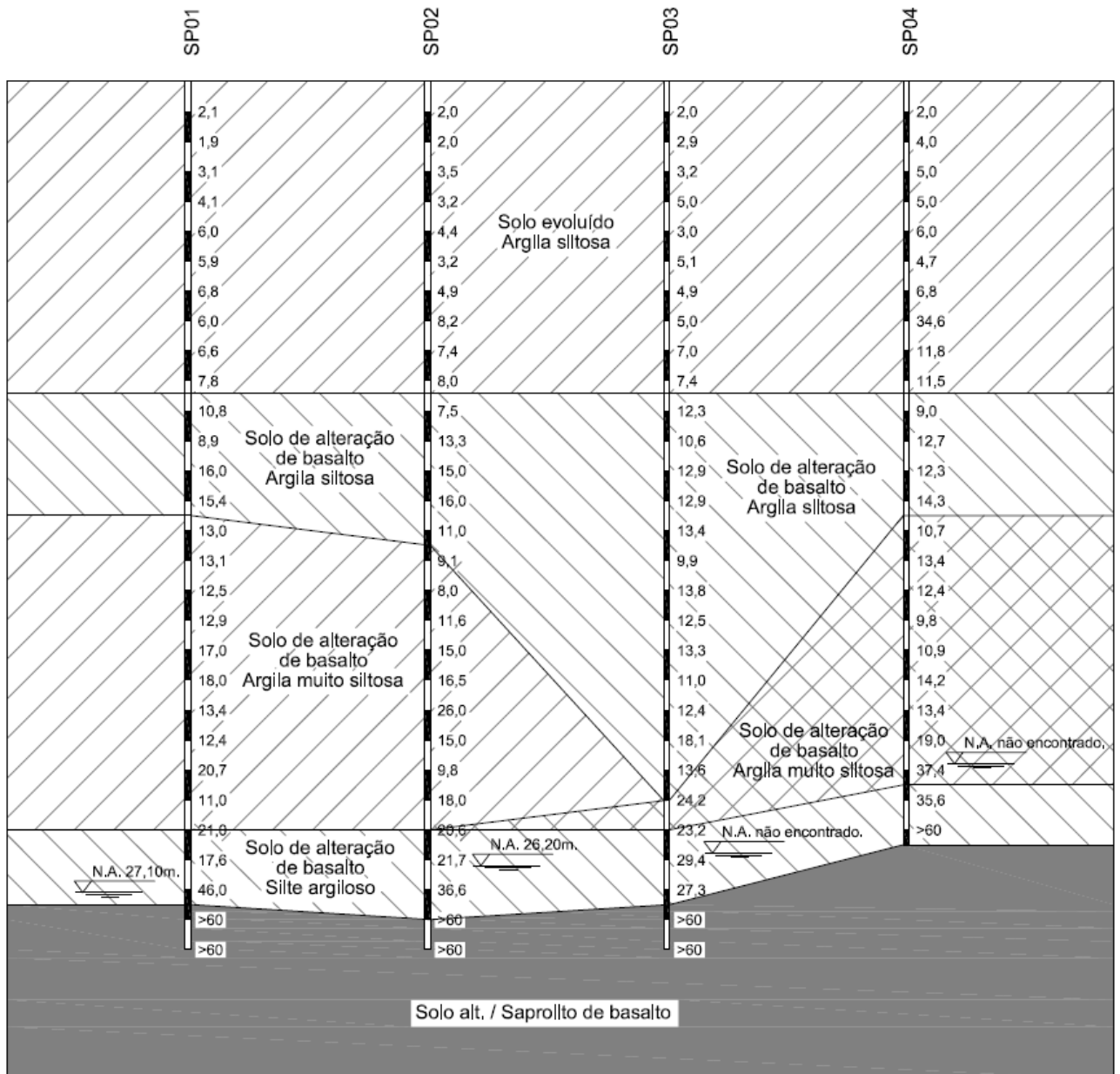


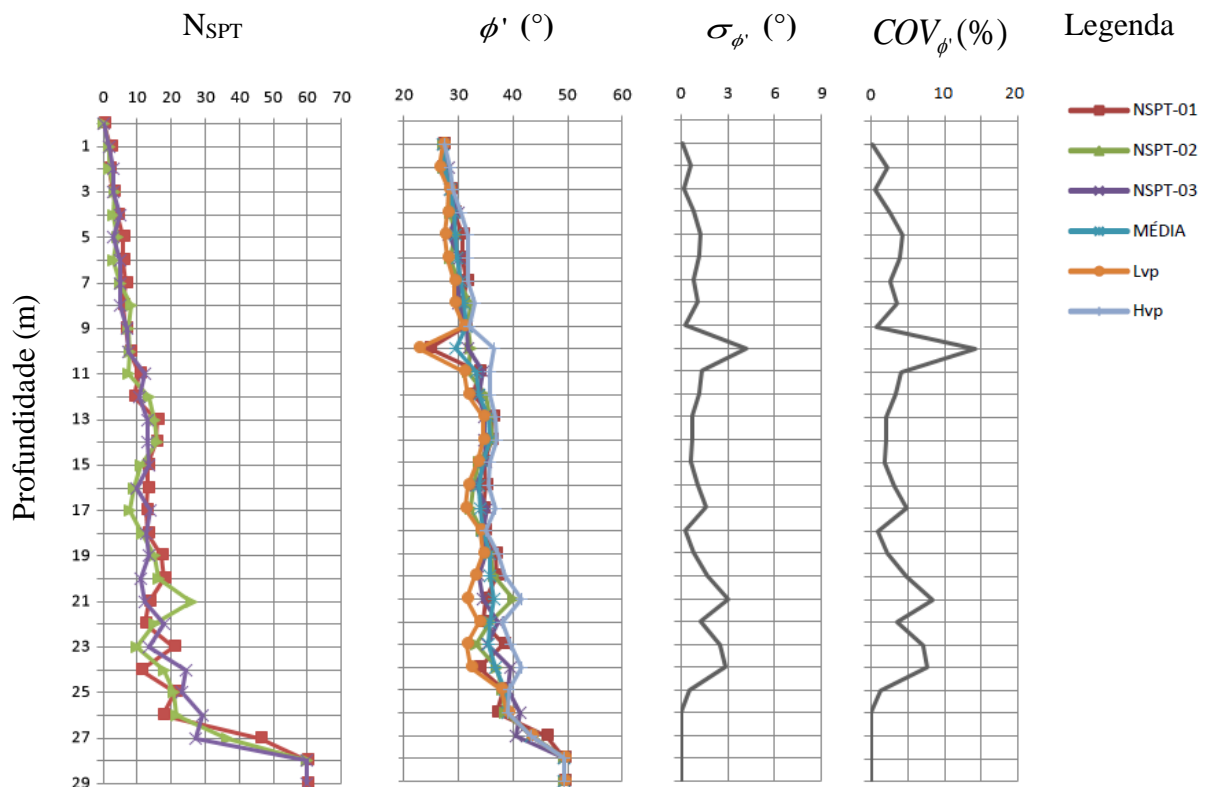
Figura 4.27 – Caso 3: Perfil geotécnico do terreno



Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto, que é constituída de argila siltosa, argila muito siltosa e silte argilo, de cor variegada, com matriz na tonalidade marrom, roxo ou cinza. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. O nível d'água do subsolo, observado pelas sondagens de simples reconhecimento, encontra-se na camada de solo de alteração de basalto. No furo N_{SPT1} o nível encontrou-se a 27,10 m de profundidade em 18/09/2012, no furo N_{SPT2} o nível encontrou-se a 26,20 m de profundidade em 19/09/2012, nos furos N_{SPT3} e N_{SPT4} o nível d'água não foi identificado.

Na Figura 4.28a encontram-se representados graficamente o número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}). Na Figura 4.28b são representados os respectivos ângulos de cisalhamento interno efetivo (ϕ'), calculados segundo Hatanaka e Uchida (1996). Também na Figura 4.28b estão representados os valores médios do ângulo de atrito interno efetivo juntamente com os limites inferiores (LVP) e superiores (HVP) calculados segundo distribuição normal com 5% de limite de exclusão.

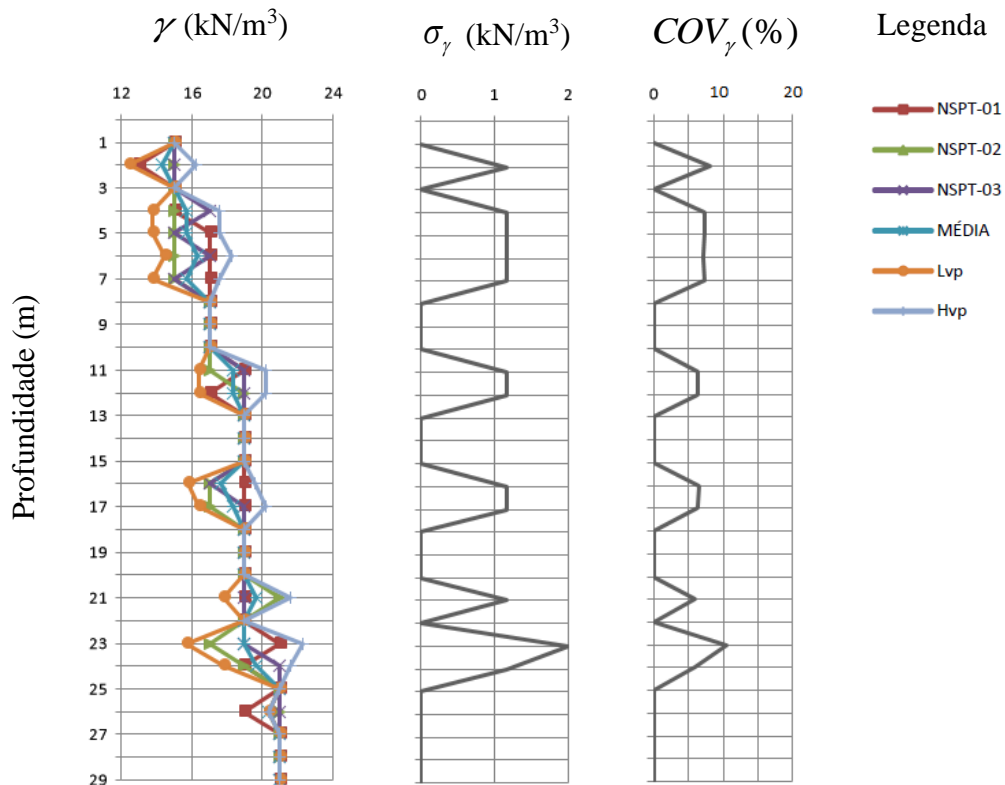
Figura 4.28 – Caso 3: (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), (c) Desvio padrão ($\sigma_{\phi'}$) e (d) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$).



Na Figura 4.28c estão representados os valores do desvio padrão dos ângulos de atrito interno efetivo ($\sigma_{\phi'}$). Por fim, na Figura 4.28d estão representados os coeficientes de variação para os ângulos de atrito interno efetivo ($COV_{\phi'}$). Nota-se que o coeficiente de variação do ângulo de atrito efetivo tem seus valores no intervalo apresentado na Tabela 2.14, exceto para o intervalo entre 9,00 m e 11,00m.

Na ausência de ensaios de laboratório, adotou-se o peso específico do solo a partir de valores aproximados representados na Tabela 2.23 em função da consistência da argila que, por sua vez, pode ser definida em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de acordo com a NBR 7250:1982. Os valores estão representados graficamente na Figura 4.29. Vale ressaltar que o coeficiente de variação se encontra dentro do intervalo apresentado na Tabela 2.14, com exceção do intervalo compreendido entre 22,00 m e 24,00 m.

Figura 4.29 – Caso 3: (a) Peso específico (γ), (b) Desvio padrão (σ_{γ}) e (c) Coeficiente de Variação (COV_{γ}).



Para a estimativa do valor do intercepto de coesão efetiva (c'), não se dispo de ensaios de laboratório, recomendam-se as seguintes correlações para limite inferior provável

(LVP) e limite superior provável (HVP) expressas, respectivamente, pelas Equações 2.49 e 2.50 e representadas graficamente nas Figuras 4.30 e 4.31.

Os valores mais prováveis dos parâmetros de cálculo estão apresentados na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 – Caso 3: Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas

Variável	Valores mais prováveis	
	1º Cenário	2º Cenário
Peso específico solo camada 1 (γ)	15,9 kN/m ³	15,9 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')	30°	30°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')	0	20,9 kPa
Peso específico solo camada 2 (γ)	16,8 kN/m ³	16,8 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')	24°	24°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')	0	57,5 kPa

Figura 4.30 – Caso 3: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Inferior (c'_{LVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{LVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{LVP}}$).

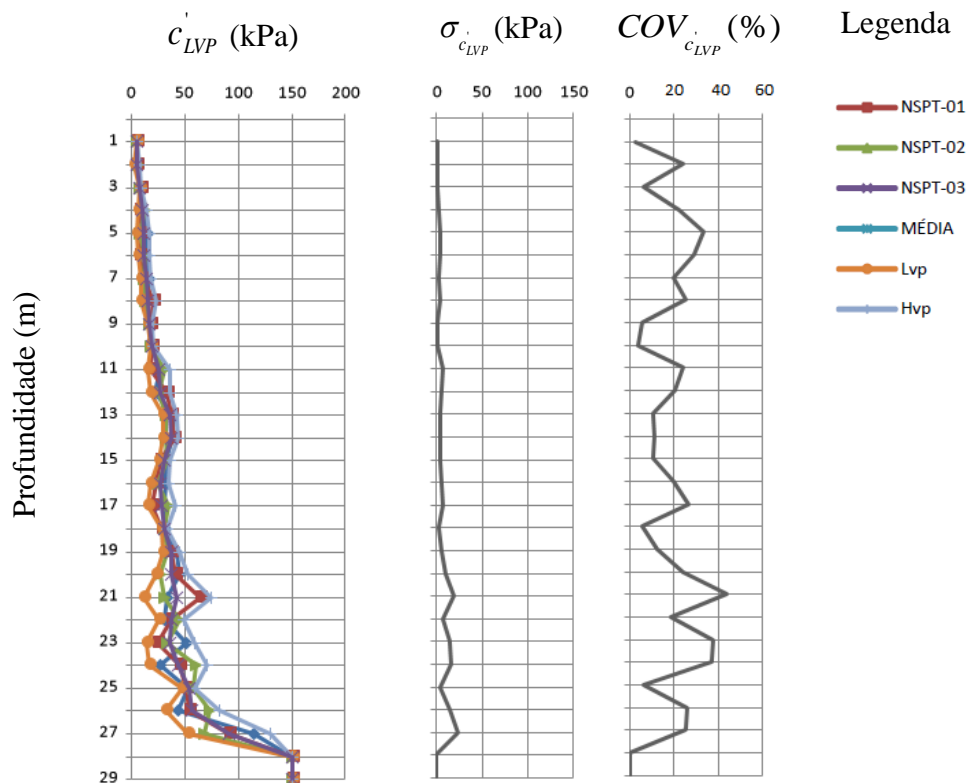
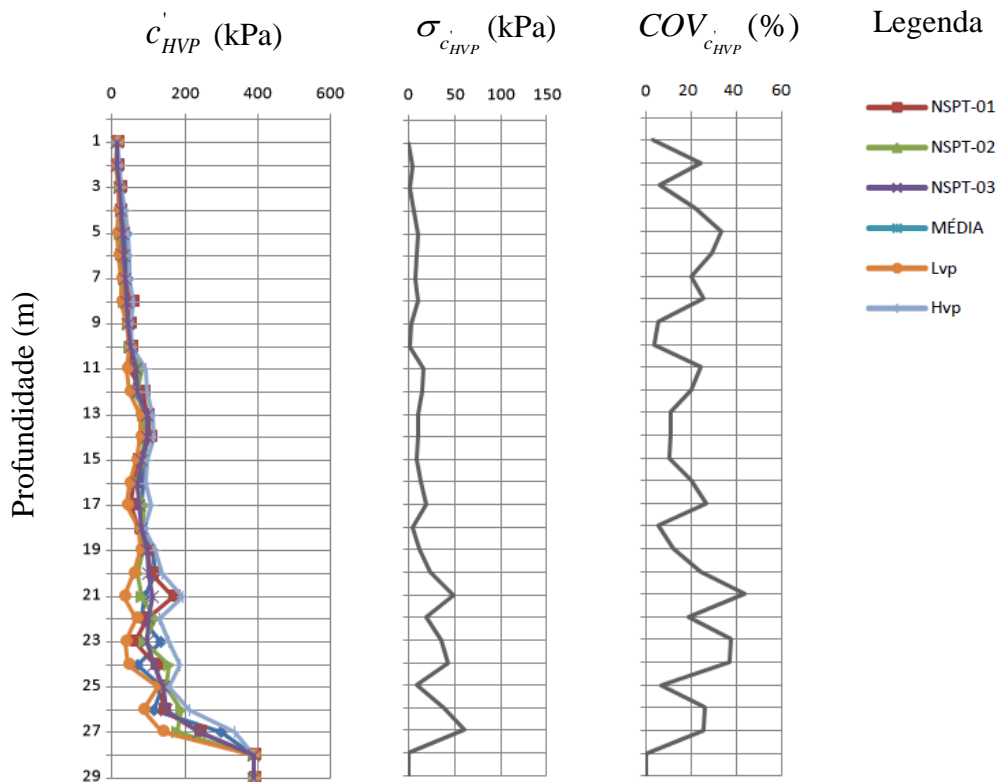


Figura 4.31 – Caso 3: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Superior (c'_{HVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{HVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{HVP}}$).



4.3.2 Caso 3: Resultados obtidos para análise de estabilidade global no 1º e 2º cenários

Na Tabela 4.22 estão representados os valores de FS para os 1º e 2º cenários obtidos para os métodos de cálculo de estabilidade propostos neste trabalho.

Pode-se observar que os fatores de segurança (FS) obtidos no 1º cenário, onde foi desprezado o intercepto de coesão do solo, são menores que os valores obtidos para o 2º cenário. Pode-se observar também que ao desprezar-se o intercepto de coesão os valores de FS, em todos os métodos de cálculo no 1º cenário, não atendem ao valor mínimo exigido para obras provisórias de $FS=1,50$ proposto pela NBR 9061:1985 e NBR 11682:2009, sendo alcançado somente para o 2º cenário.

No Apêndice C tem-se a representação gráfica da superfície de ruptura do Caso 3 para o 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros.

Tabela 4.22 – Caso 3: Valores de FS para diferentes Métodos de Cálculo de Estabilidade Global

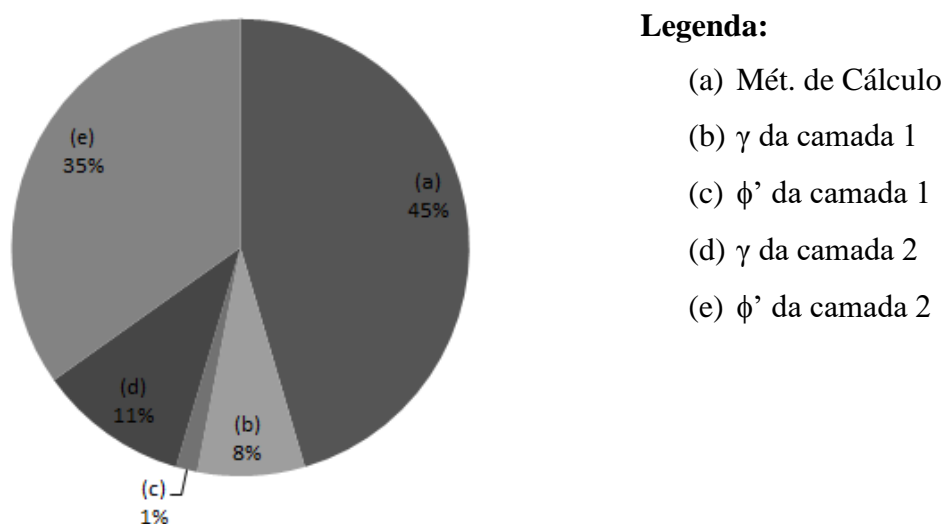
Método de Cálculo	Fator de segurança (FS)	
	1º Cenário	2º Cenário
Fellenius	1,02	2,33
Bishop (*)	1,31	2,64
Janbu Simplificado	1,29	2,65
Morgenstern e Price	1,32	2,61
Spencer	1,32	2,61

Nota: * método de cálculo adotado como referência

4.3.3 Caso 3: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 1º cenário

Na Tabela 4.23 estão representados os valores de FS obtidos no 1º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Estes resultados encontram-se representados graficamente através da Figura 4.32.

Figura 4.32 – Caso 3: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.



Nota-se que, para o 1º cenário, o método de cálculo e o ângulo de atrito efetivo da 2ª camada são os parâmetros com maior peso sobre a confiabilidade da contenção. O peso específico do solo das camadas 1 e 2 tem influência mediana e, por fim, o ângulo de atrito da camada 1 tem pouca influência sobre a confiabilidade da contenção.

Com os valores apresentados na Tabela 4.23, utilizando-se a Equação 2.24, resulta em $\sigma_{FS}=0,194$. Ao aplicar-se esse valor a Equação 2.25 obtém-se para $COV_{FS}=14,8\%$ e, por fim, utilizando-se a Equação 2.22 determina-se o valor de $\beta_{LN}=1,761$ que corresponde a uma $P_f=0,03915549$.

Tabela 4.23 – Caso 3: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 1º cenário

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS)	ΔFS
Valor mais provável de FS		1,31	
(a) Método de cálculo			
Maior valor mais provável		1,32	0,30
Menor valor mais provável		1,02	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	16,8 kN/m ³	1,29	-0,05
Menor valor mais provável	14,9 kN/m ³	1,34	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')			
Maior valor mais provável	31°	1,32	0,01
Menor valor mais provável	28°	1,31	
(d) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18,0 kN/m ³	1,35	0,07
Menor valor mais provável	15,5 kN/m ³	1,28	
(e) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')			
Maior valor mais provável	26°	1,43	0,23
Menor valor mais provável	22°	1,20	

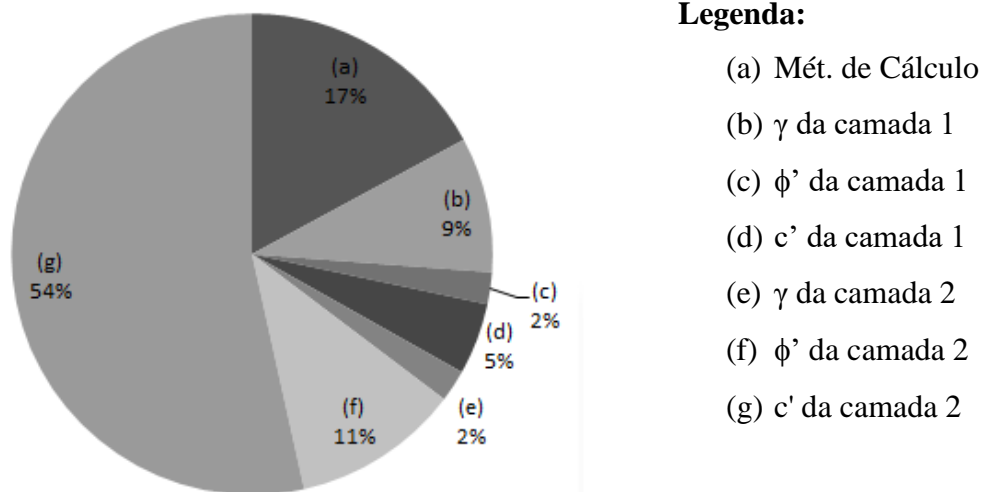
Comparando-se a confiabilidade obtida com os valores apresentados na Tabela 2.10, pode-se dizer que o nível de desempenho esperado para este projeto geotécnico pode ser considerado como *insatisfatório*. Ao comparar-se o resultado com os valores da Tabela 2.11, considerando a estrutura como DA1, vê-se que a estrutura não atende o valor mínimo de β para obras provisórias, especificado pelo Eurocode.

4.3.4 Caso 3: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 2º cenário

Na Tabela 4.24 encontram-se representados os valores de FS obtidos no 2º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Da mesma forma, estes resultados encontram-se representados graficamente através da Figura 4.33, onde pode-se observar melhor a influência de cada parâmetro no cálculo do fator de segurança e, conseqüentemente, sobre o cálculo da confiabilidade e da probabilidade de falha.

Através da Figura 4.33, pode-se observar que, para o 2º cenário, o intercepto de coesão da 2ª camada de solo utilizada tem grande influência sobre a confiabilidade da estrutura. O método de cálculo de estabilidade, o peso específico do solo da camada 1 e o ângulo de atrito efetivo da camada 2 tem influência mediana. O intercepto de coesão efetiva da camada 1 e o peso específico do solo das camadas 1 e 2 tem pouca influência sobre a confiabilidade da estrutura.

Figura 4.33 – Caso 3: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.



Da mesma forma, com os valores apresentados na Tabela 4.24, utilizando-se a Equação 2.24, encontra-se $\sigma_{FS}=0,545$. Ao aplicar-se a Equação 2.25 obtém-se $COV_{FS}=20,6\%$ e, por fim, aplicando-se a Equação 2.22 determina-se o valor de $\beta_{LN}=4,6526$ que corresponde a uma $P_f=0,00000163856$.

Comparando-se o resultado obtido para a confiabilidade com os valores apresentados na Tabela 2.10, pode-se dizer que o nível de desempenho esperado para este projeto geotécnico é *bom* e, ao comparar-se o resultado com os valores da Tabela 2.11, considerando a estrutura como DA1, vê-se que a estrutura atende o valor mínimo de β para obras provisórias, especificado pelo Eurocode.

Tabela 4.24 – Caso 3: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 2º cenário

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS)	ΔFS
Valor mais provável de FS		2,64	
Maior valor mais provável		2,65	0,32
Menor valor mais provável		2,33	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	16,8 kN/m ³	2,57	-0,17
Menor valor mais provável	14,9 kN/m ³	2,74	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')			
Maior valor mais provável	31°	2,66	0,04
Menor valor mais provável	28°	2,62	
(d) Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')			
Maior valor mais provável	30,0 kPa	2,68	0,09
Menor valor mais provável	11,9 kPa	2,59	
(e) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18,0 kN/m ³	2,66	0,04
Menor valor mais provável	15,5 kN/m ³	2,62	
(f) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')			
Maior valor mais provável	26°	2,75	0,21
Menor valor mais provável	22°	2,54	
(g) Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')			
Maior valor mais provável	83,0 kPa	3,12	1,00
Menor valor mais provável	31,9 kPa	2,12	

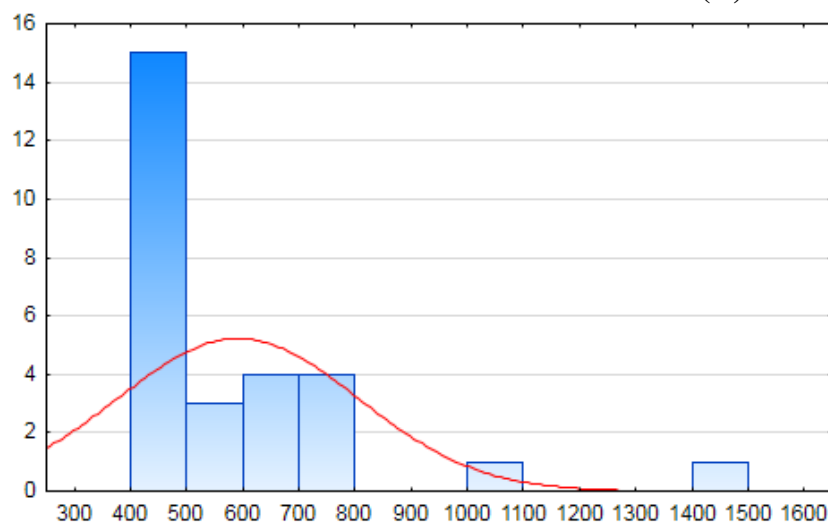
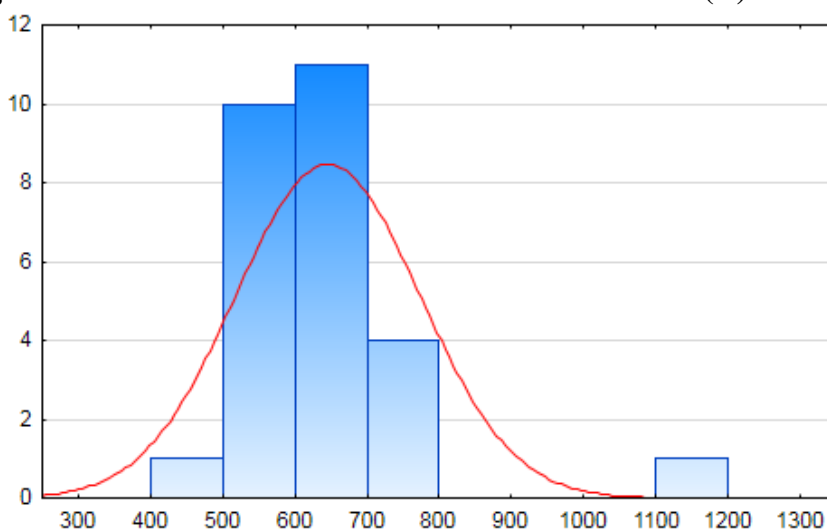
4.3.5 Caso 3: Valores de resistência (R) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

Todos os tirantes da obra foram ensaiados e, a capacidade de carga individual (resistência) de cada tirante foi determinada aplicando-se o método de Van Der Veen (1953) (Equação 3.1) sendo, os resultados obtidos, apresentados na Tabela 4.25.

Com base nos resultados encontrados para a máxima resistência mobilizada (Tabela 4.25) montaram-se as curvas de distribuição estatística de resistência para a Linha “A”, representada na Figura 4.34 e, da Linha B, representada na Figura 4.35.

Tabela 4.25 – Caso 3: Resistência (R) Individual dos tirantes

Tirante	Resistência (R) (kN)	
	Linha A	Linha B
01	484	550
02	422	576
03	478	586
04	638	586
05	736	664
06	694	668
07	494	540
08	602	592
09	1028	648
10	1414	566
11	514	560
12	458	638
13	710	638
14	412	622
15	422	1142
16	540	622
17	782	694
18	494	730
19	514	684
20	468	792
21	458	442
22	494	514
23	612	586
24	478	736
25	730	782
26	452	602
27	494	622
28	494	

Figura 4.34 – Caso 3: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha A**Figura 4.35 – Caso 3: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha B**

A análise estatística dessas curvas de distribuição de resistência indicou os seguintes valores para a Linha A e Linha B (Tabela 4.26).

Tabela 4.26 – Caso 3: Valores de $R_{méd}$, σ_R , COV_R , $R_{mín}$ e $R_{máx}$ das Linhas A e B de tirantes

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$R_{méd}$	590 kN	644 kN
σ_R	213 kN	127 kN
COV_R	0,361	0,197
$R_{mín}$	412 kN	442 kN
$R_{máx}$	1414 kN	1142 kN

4.3.6 Caso 3: 1º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

A variação dos parâmetros de solo adotados na análise de confiabilidade quanto a ruptura global resulta em diferentes valores de solicitações (S) nas Linhas A e B. Estes valores, obtidos para o 1º cenário, são representados na Tabela 4.27.

Com base nos resultados encontrados para as solicitações (Tabela 4.27), montaram-se as curvas de distribuição estatística de solicitações para a Linha “A”, representada na Figura 4.36 e para a Linha B, representada na Figura 4.37. A análise estatística dessas curvas de distribuição de solicitação indicou os seguintes valores para a Linha A e Linha B (Tabela 4.28).

Tabela 4.27 – Caso 3: 1º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes

Hipóteses de Cálculo	Solicitações (S) (kN)	
	Linha A	Linha B
Valores mais prováveis dos parâmetros de solo	523,16	454,43
Camada 1 – maior peso específico	548,97	477,40
Camada 1 – menor peso específico	494,48	428,90
Camada 1 – maior ângulo de atrito efetivo	521,77	453,94
Camada 1 – menor ângulo de atrito efetivo	526,07	455,44
Camada 2 – maior peso específico	522,23	449,96
Camada 2 – menor peso específico	524,03	458,58
Camada 2 – maior ângulo de atrito efetivo	482,15	403,08
Camada 2 – menor ângulo de atrito efetivo	565,95	509,17

Figura 4.36 – Caso 3: 1º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A

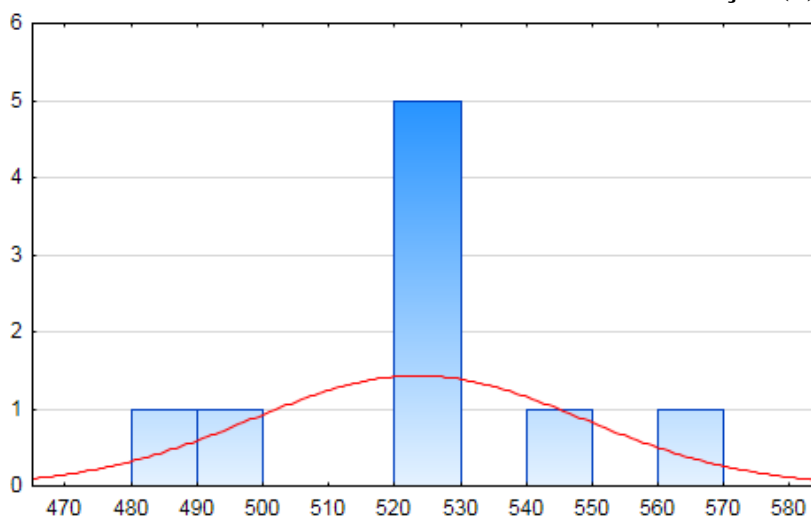
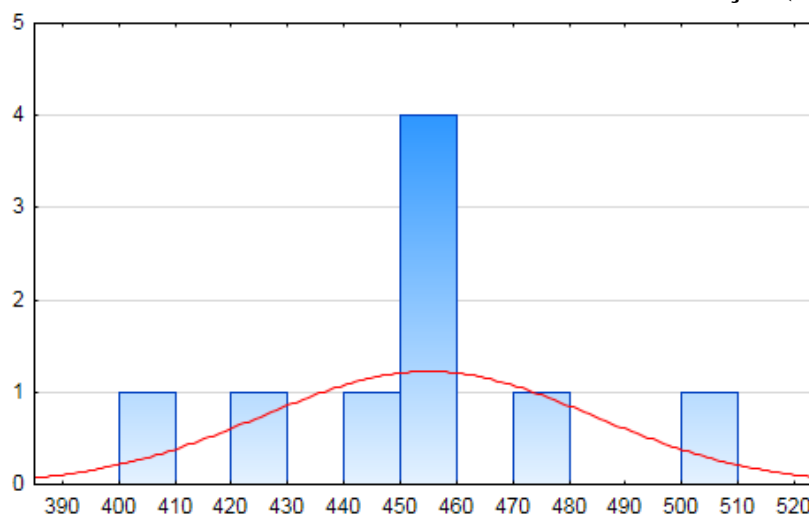


Figura 4.37 – Caso 3: 1º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B**Tabela 4.28 – Caso 3: 1º cenário - Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes**

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$S_{méd}$	523 kN	455 kN
σ_S	25,03 kN	29,26 kN
COV_S	0,04786	0,0643
$S_{mín}$	482 kN	403 kN
$S_{máx}$	566 kN	509 kN

4.3.7 Caso 3: 1º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B

Com base nos dados estatísticos apresentados na Tabela 4.26 e Tabela 4.28, pode-se determinar o FS para as Linhas A e B aplicando-se a Equação 2.2 (Tabela 4.29).

Tabela 4.29 – Caso 3: 1º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Segurança Global	
	Linha A	Linha B
$FS = R_{méd} / S_{méd}$	$FS = 590 / 523 = 1,13$	$FS = 644 / 455 = 1,42$

A determinação da Probabilidade de Falha (P_f) é feita utilizando-se a função de densidade de probabilidade das solicitações, já que as mesmas podem sofrer variação e, utiliza-se o valor da resistência mínima ($R_{mín}$), resultado dos ensaios de recebimento dos tirantes, como valor a partir do qual se a solicitação exceder a risco de ruptura. As probabilidades de falha (P_f) das linhas A e B são apresentadas na Tabela 4.30:

Tabela 4.30 – Caso 3: 1º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Probabilidade de Falha	
	Linha A	Linha B
$P_f =$	0,99999539	0,671584

O que leva aos respectivos índices de confiabilidade (Tabela 4.31):

Tabela 4.31 – Caso 3: 1º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Índice de Confiabilidade	
	Linha A	Linha B
$\beta =$	0	0

Os valores obtidos para FS nas Linhas A e B não atendem ao mínimo previsto pela NBR 5629:1996. Utilizando-se o critério da U.S. Army Corps of Engineers (1997), Tabela 2.10, observa-se que as Linhas A e B têm um nível de desempenho definido como *perigoso*. Ao proceder-se a análise dos tirantes pelo Eurocode, considerando-se a estrutura como DA1 (Tabela 2.11), conclui-se que tanto a Linha A como a Linha B não atendem ao índice de confiabilidade (β) mínimo especificado pelo Eurocode.

4.3.8 Caso 3: 2º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

Da mesma forma que no 1º cenário, a variação dos parâmetros de solo adotados na análise de confiabilidade quanto a ruptura global resulta em diferentes valores de solicitações (S) nas Linhas A e B. Estes valores, obtidos para o 2º cenário, são representados na Tabela 4.32.

Com base nos resultados encontrados para as solicitações (Tabela 4.32), montaram-se as curvas de distribuição estatística de solicitações para a Linha A (Figura 4.38) e para a Linha B (Figura 4.39).

A análise estatística dessas curvas de distribuição de resistência indicou os seguintes valores para a Linha A e Linha B (Tabela 4.33).

Tabela 4.32 – Caso 3: 2º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes

Tirante	Solicitações (S) (kN)	
	Linha A	Linha B
Valores mais prováveis dos parâmetros de solo	151,25	125,12
Camada 1 – maior peso específico	164,97	136,45
Camada 1 – menor peso específico	136,00	112,54
Camada 1 – maior ângulo de atrito efetivo	143,31	118,73
Camada 1 – menor ângulo de atrito efetivo	167,98	138,61
Camada 1 – maior intercepto de coesão	76,75	76,20
Camada 1 – menor intercepto de coesão	241,53	174,84
Camada 2 – maior peso específico	151,34	125,23
Camada 2 – menor peso específico	151,12	124,97
Camada 2 – maior ângulo de atrito efetivo	149,23	120,29
Camada 2 – menor ângulo de atrito efetivo	153,34	130,25
Camada 2 – maior intercepto de coesão	146,12	113,61
Camada 2 – menor intercepto de coesão	158,91	143,88

Tabela 4.33 – Caso 3: 2º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$S_{méd}$	153 kN	126 kN
σ_S	34,77 kN	22,16 kN
COV_S	0,22693	0,17559
$S_{mín}$	76,75 kN	76,20 kN
$S_{máx}$	241,53 kN	174,84 kN

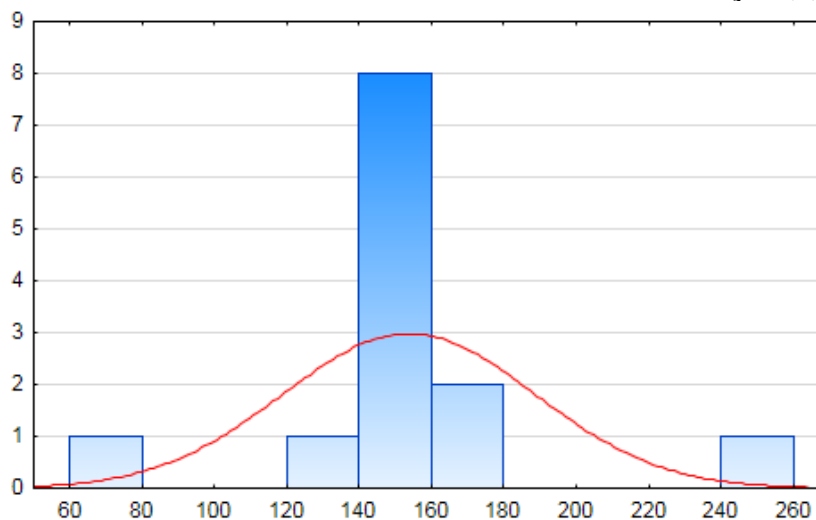
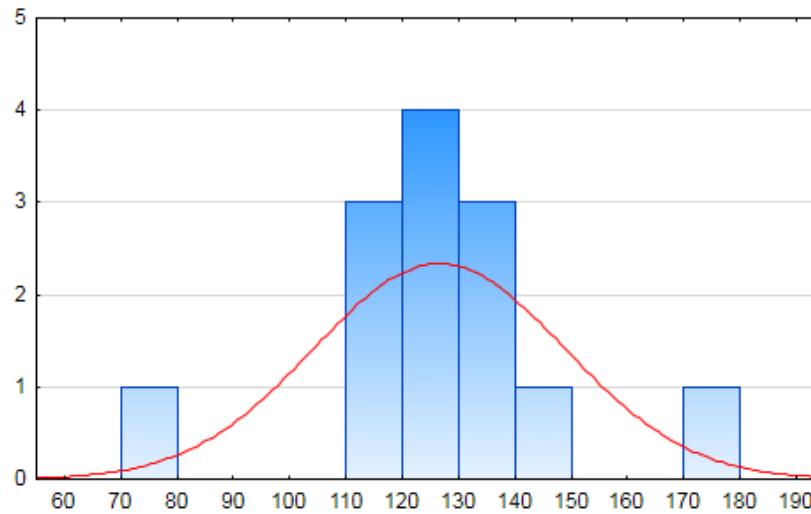
Figura 4.38 – Caso 3: 2º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A

Figura 4.39 – Caso 3: 2º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B**4.3.9 Caso 3: 2º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B**

Com base nos dados estatísticos apresentados na Tabela 4.26 e Tabela 4.33, pode-se determinar o fator de segurança global (FS) para as Linhas A e B aplicando-se a Equação 2.2 (Tabela 4.34).

Tabela 4.34 – Caso 3: 2º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Segurança Global	
	Linha A	Linha B
$FS = R_{méd} / S_{méd}$	$FS = 590 / 193 = 3,86$	$FS = 644 / 126 = 5,11$

A determinação da Probabilidade de Falha (P_f) é feita utilizando-se a função de densidade de probabilidade das solicitações, já que as mesmas podem sofrer variação e, utiliza-se o valor da resistência mínima ($R_{mín}$), resultado dos ensaios de recebimento dos tirantes, como valor a partir do qual se a solicitação exceder a risco de ruptura. As probabilidades de falha (P_f) das linhas A e B são apresentadas na Tabela 4.35:

Tabela 4.35 – Caso 3: 2º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Probabilidade de Falha	
	Linha A	Linha B
$P_f =$	0,0000000000000005	0,0 (*)

Nota: * número com mais de 20 casas decimais após a vírgula.

O que leva aos respectivos índices de confiabilidade (Tabela 4.36):

Tabela 4.36 – Caso 3: 2º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Índice de Confiabilidade	
	Linha A	Linha B
$\beta =$	7,45	$\rightarrow \infty$

Os valores obtidos para FS nas Linhas A e B atendem ao mínimo previsto pela NBR 5629:1996. Utilizando-se o critério da U.S. Army Corps of Engineers (1997), Tabela 2.10, observa-se que as Linhas A e B têm um nível de desempenho definido como *alto*. Ao proceder-se a análise dos tirantes pelo Eurocode, considerando-se a estrutura como DA1 (Tabela 2.11), conclui-se que as Linhas A e B atendem ao índice de confiabilidade (β) mínimo especificado pelo Eurocode.

4.4 CASO 4: CORTINA EM PAREDE DIAFRAGMA

4.4.1 Caso 4: Localização, características geométricas e propriedades geotécnicas do solo do local de implantação da obra

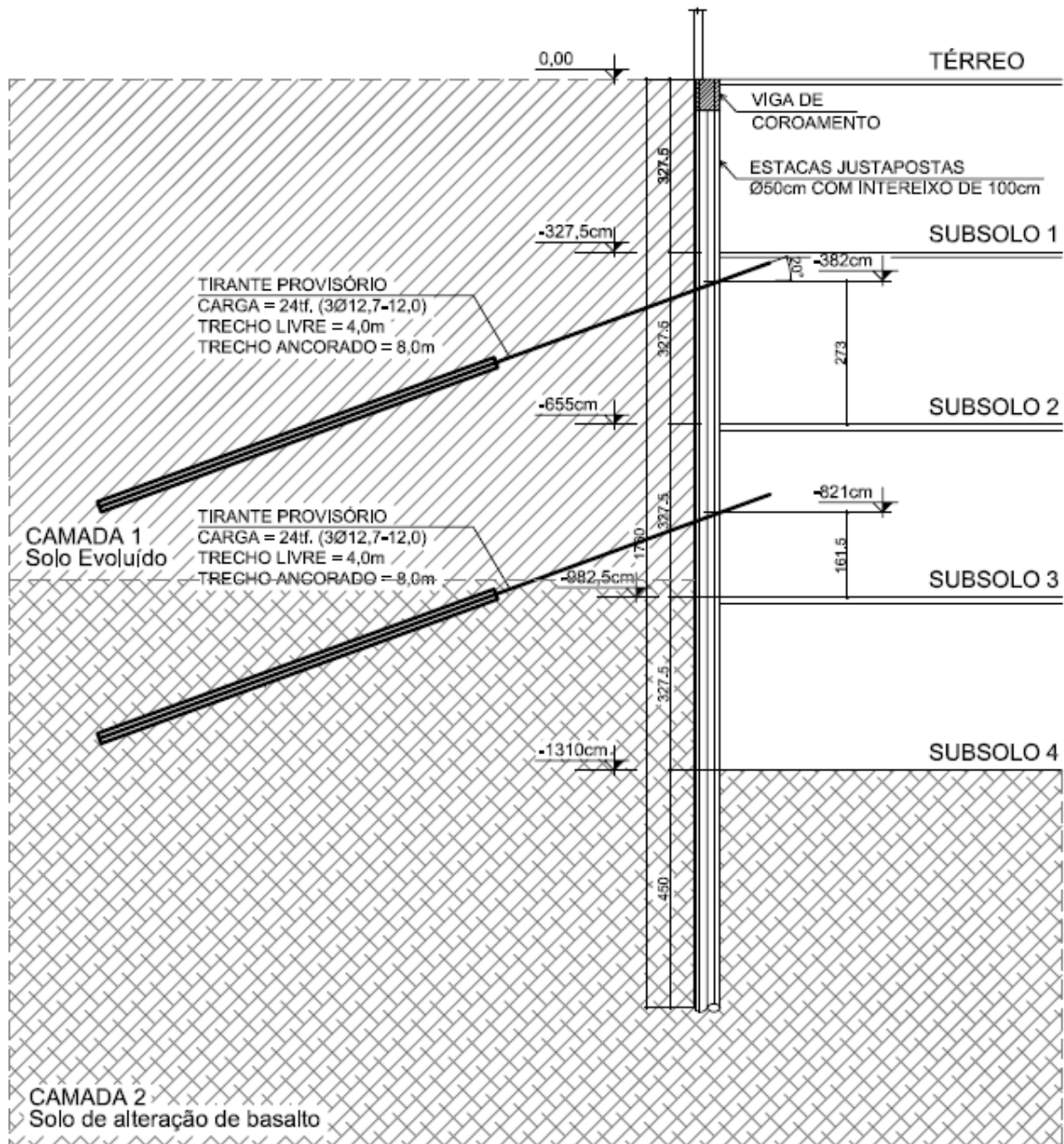
Neste caso, o estudo de confiabilidade terá como base a avaliação de uma estrutura de contenção executada em estacas justapostas do tipo escavada, para suportar a escavação de 4 subsolos, ou seja, uma profundidade de escavação de 13,10 m, apoiada em duas linhas de tirantes, uma localizada na cota -3,82 m e a outra na cota -8,21 m ambas referenciadas em relação ao nível do térreo (0,00). A primeira linha de tirantes está localizada ligeiramente abaixo da laje do 1º subsolo e a 2ª linha de tirantes está localizada entre as lajes do 2º e 3º subsolos. Foi adotado para o ângulo de atrito solo/muro $\delta=0$. No terreno adjacente pode ser aplicada uma sobrecarga acidental de até 10 kN/m² (Figura 4.40).

No total foram escavadas 120 estacas com diâmetro de 50 cm e distância entre eixos de 1,00 m.

Na 1ª linha de tirantes, no nível da laje do 1º subsolo, com espaçamento em planta de 2,00 m, foram executados um total de 16 tirantes, que suportam uma carga de trabalho de 24 toneladas, esse tirante é composto por 3 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro de aço tipo CP-190 RB, com elasticidade de 19750 kgf/mm², com seção total de 296,09 mm². A perfuração foi feita com diâmetro do furo de 5” e com inclinação vertical de 20° e comprimento de 12,00 m,

sendo esses compostos de 4,00 m de trecho livre e 8,00 m de trecho ancorado e, sendo necessário que fique 1,00 m (ou mais) na parte de fora para que seja possível a realização da protensão.

Figura 4.40 – Caso 4: Seção Típica da Estrutura de Contenção.

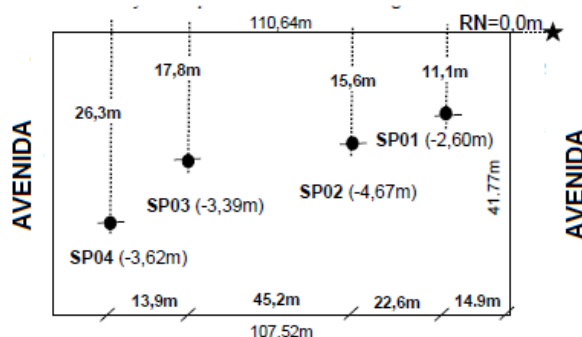


Na 2ª linha de tirantes, no nível da laje do 2º subsolo, com espaçamento em planta de 2,00 m, foram executadas um total de 30 tirantes, que suportam uma carga de trabalho de 24 toneladas, esse tirante é composto por 3 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro de aço tipo CP-190 RB, com elasticidade de 19750 kgf/mm², com seção total de 296,09 mm². A perfuração foi

feita com diâmetro do furo de 5" e com inclinação vertical de 20° e com comprimento de 12,00 m, sendo esses compostos de 4,00 m de trecho livre e 8,00 m de trecho ancorado e, sendo necessário que fique no mínimo 1,00 m na parte de fora para que seja possível a realização da protensão.

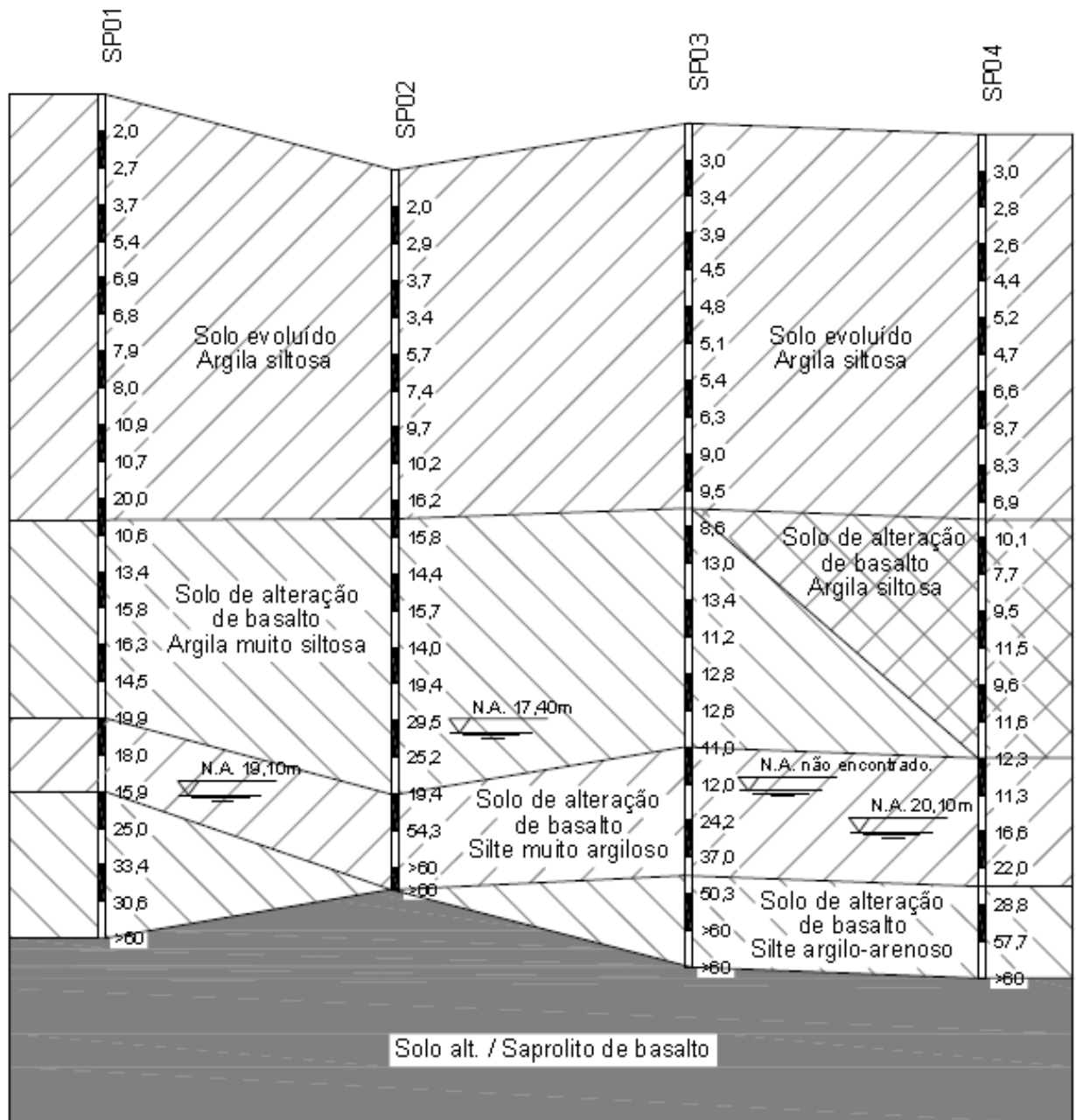
No local de implantação da obra foram realizados quatro furos de sondagem do tipo SPT, como mostrado na Figura 4.41.

Figura 4.41 – Caso 4: Localização Esquemática das Sondagens.



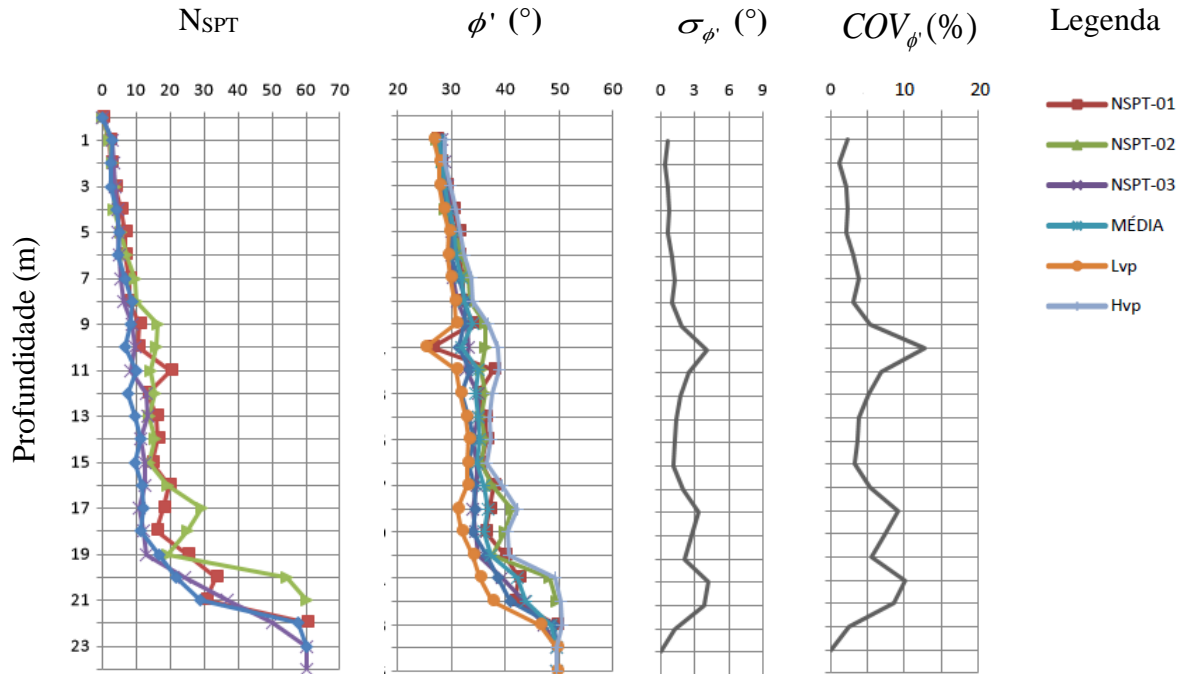
As sondagens tipo N_{SPT} (Figura 4.42) revelaram que a camada superficial do subsolo no local de implantação da obra é de solo evoluído (Latosolo Vermelho Férrico), proveniente de alteração de basalto, constituída de argila siltosa porosa, de cor marrom escuro, com espessura variando entre 9,50m e 11,60 m. Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto, que é constituída de argila siltosa, argila muito siltosa e silte muito argiloso e silte argilo-arenoso, de cor variegada, com matriz na tonalidade marrom, roxo ou cinza. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. O nível d'água do subsolo, observado pelas sondagens de simples reconhecimento, encontra-se na camada de solo de alteração de basalto. No furo N_{SPT1} o nível encontrou-se a 19,10 m de profundidade em 08/04/2014, no furo N_{SPT2} o nível encontrou-se a 17,40 m de profundidade em 08/04/2014, no furo N_{SPT3} o nível d'água não identificado e no furo N_{SPT4} o nível encontrou-se a 20,10 m de profundidade em 16/04/2014.

Figura 4.42 – Caso 4: Perfil geotécnico do terreno



Na Figura 4.43a encontram-se representados graficamente o número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}). Na Figura 4.43b são representados os respectivos ângulos de cisalhamento interno efetivo (ϕ'), calculados segundo Hatanaka e Uchida (1996).

Figura 4.43 – Caso 4: (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), (c) Desvio padrão ($\sigma_{\phi'}$) e (d) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$).

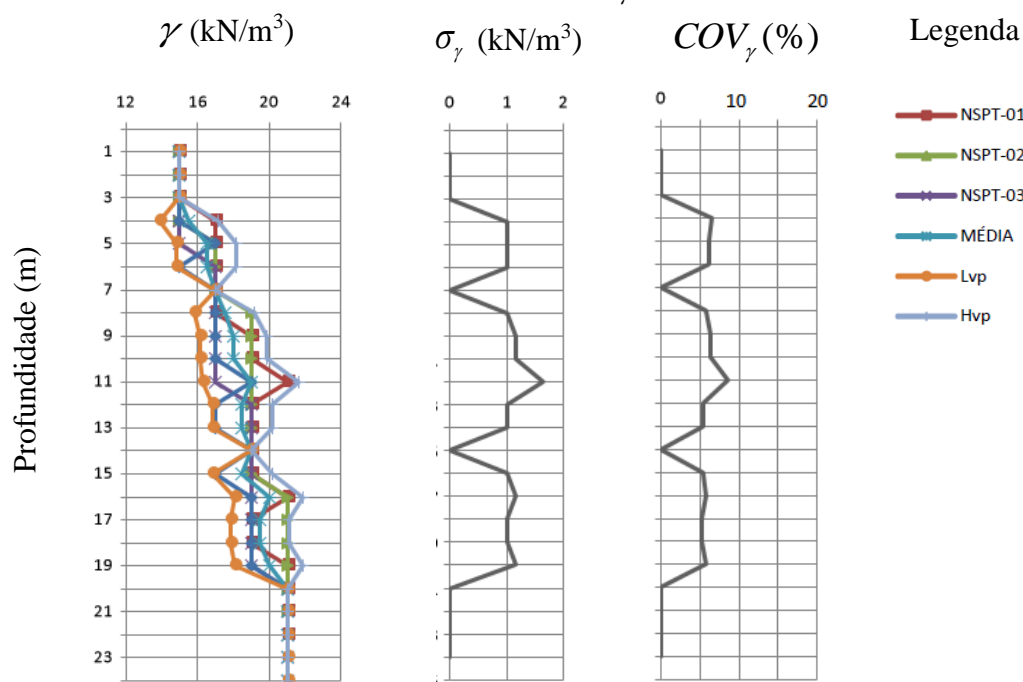


Também na Figura 4.43b estão representados os valores médios do ângulo de atrito interno efetivo juntamente com os limites inferiores (LVP) e superiores (HVP) calculados segundo distribuição normal com 5% de limite de exclusão.

Na Figura 4.43c estão representados os valores do desvio padrão dos ângulos de atrito interno efetivo ($\sigma_{\phi'}$). Por fim, na Figura 4.43d estão representados os coeficientes de variação para os ângulos de atrito interno efetivo ($COV_{\phi'}$). Nota-se que o coeficiente de variação do ângulo de atrito efetivo tem seus valores no intervalo apresentado na Tabela 2.14 ao longo de toda a profundidade explorada pelas sondagens, ou seja, 24m.

Na ausência de ensaios de laboratório, adotou-se o peso específico do solo a partir de valores aproximados representados na Tabela 2.23 em função da consistência da argila que, por sua vez, pode ser definida em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de acordo com a NBR 7250:1982. Os valores calculados estão representados graficamente na Figura 4.44. Vale ressaltar que o coeficiente de variação se encontra dentro do intervalo apresentado na Tabela 2.14 ao longo de toda a profundidade explorada pelas sondagens.

Figura 4.44 – Caso 4: (a) Peso específico (γ), (b) Desvio padrão (σ_γ) e (c) Coeficiente de Variação (COV_γ).



Para a estimativa do valor do intercepto de coesão efetiva (c'), quando não se dispõe de ensaios de laboratório, recomendam-se as seguintes correlações para limite inferior mais provável (LVP) e limite superior mais provável (HVP) expressas, respectivamente, pelas Equações 2.49 e 2.50 relacionadas com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) e representadas graficamente pelas Figuras 4.45 e 4.46.

Os valores mais prováveis dos parâmetros de cálculo estão representados na Tabela 4.37.

Tabela 4.37 – Caso 4: Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas

Variável	Valores mais Prováveis	
	1º Cenário	2º Cenário
Peso específico solo camada 1 (γ)	16,4 kN/m ³	16,4 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')	31°	31°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')	0	22,8 kPa
Peso específico solo camada 2 (γ)	16,8 kN/m ³	16,8 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')	24°	24°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')	0	70,9 kPa

Figura 4.45 – Caso 4: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Inferior (c'_{LVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{LVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{LVP}}$).

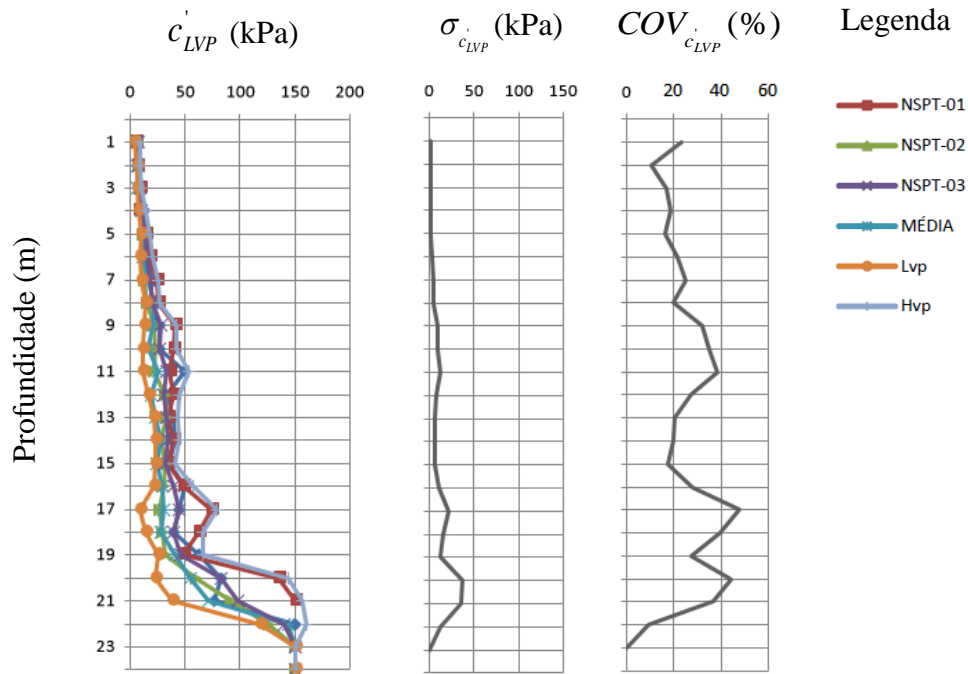
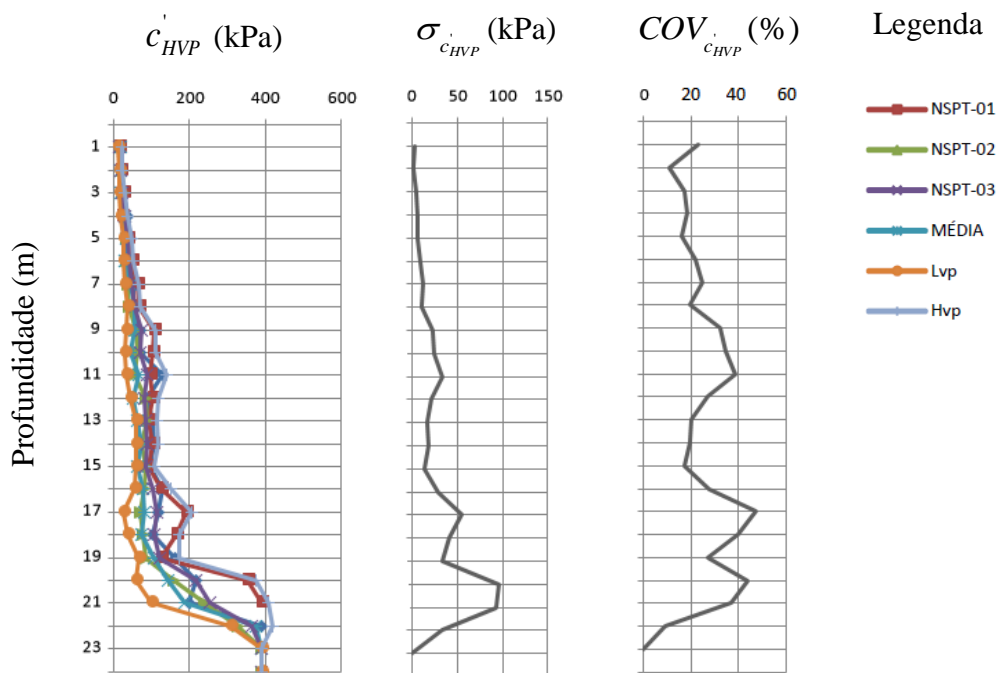


Figura 4.46 – Caso 4: (a) Intercepto de coesão efetiva – Limite Superior (c'_{HVP}), (b) Desvio padrão ($\sigma_{c'_{HVP}}$) e (c) Coeficiente de variação ($COV_{c'_{HVP}}$).



4.4.2 Caso 4: Resultados obtidos para análise de estabilidade global no 1º e 2º cenários

Na Tabela 4.38 estão representados os valores de FS para os 1º e 2º cenários obtidos para os métodos de cálculo de estabilidade propostos neste trabalho.

Pode-se observar que os FS obtidos no 1º cenário, onde foi desprezada o intercepto de coesão do solo, são menores que os valores obtidos para o 2º cenário. No 1º cenário observa-se que para todos os métodos de cálculo o valor mínimo exigido para obras provisórias de FS=1,50 proposto pela NBR 9061:1985 e NBR 11682:2009 não foi atendido.

Tabela 4.38 – Caso 4: Valores de FS para diferentes Métodos de Cálculo de Estabilidade Global

Método de Cálculo	Fator de segurança (FS)	
	1º Cenário	2º Cenário
Fellenius	1,00	2,49
Bishop (*)	1,28	2,82
Janbu Simplificado	1,27	2,81
Morgenstern e Price	1,29	2,78
Spencer	1,29	2,78

Nota: * método de cálculo adotado como referência

O Apêndice D contém a representação gráfica da superfície de ruptura do Caso 4 para o 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros.

4.4.3 Caso 4: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 1º cenário

Na Tabela 4.39 estão representados os valores de FS obtidos no 1º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Estes resultados encontram-se representados graficamente através da Figura 4.47.

Nota-se que, para o 1º cenário, o método de cálculo e o ângulo de atrito efetivo da camada 2 são os parâmetros que tem maior peso sobre a confiabilidade da contenção. O peso específico do solo das camadas 1 e 2 tem influência mediana sobre a confiabilidade da contenção e, o ângulo de atrito efetivo da camada 1 tem pouca influência sobre a confiabilidade.

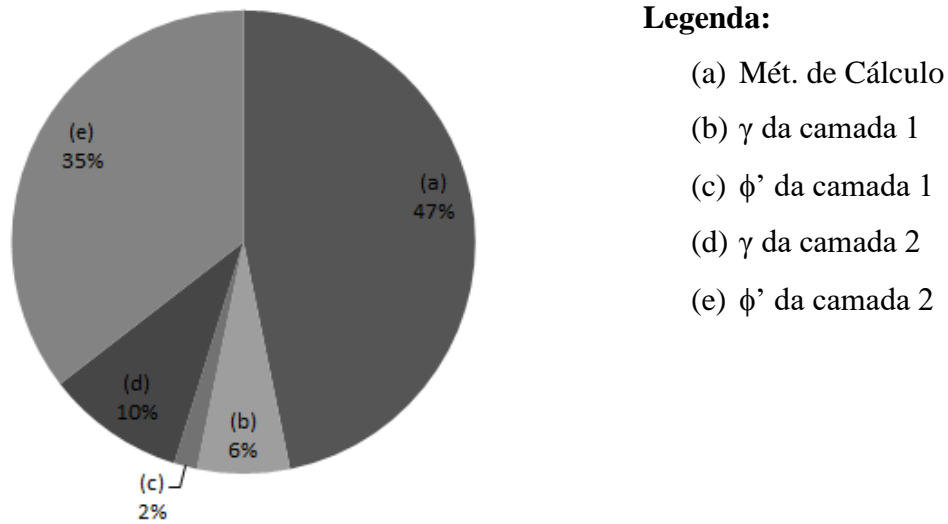
Com os valores apresentados na Tabela 4.39, utilizando a Equação 2.24, encontra-se $\sigma_{FS}=0,186$. Ao aplicar-se esse valor a Equação 2.25 obtém-se para $COV_{FS}=14,5\%$ e, por fim, utilizando-se a Equação 2.22 determina-se o valor de $\beta_{LN}=1,639$ que corresponde a uma $P_f=0,05058717$.

Tabela 4.39 – Caso 4: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 1º cenário

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS)	ΔFS
Valor mais provável de FS		1,28	
(a) Método de cálculo			
Maior valor mais provável		1,29	0,29
Menor valor mais provável		1,00	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	17,0 kN/m ³	1,27	-0,04
Menor valor mais provável	15,4 kN/m ³	1,31	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')			
Maior valor mais provável	32°	1,28	0,01
Menor valor mais provável	29°	1,27	
(d) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18,0 kN/m ³	1,31	0,06
Menor valor mais provável	15,5 kN/m ³	1,25	
(e) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')			
Maior valor mais provável	26°	1,39	0,22
Menor valor mais provável	22°	1,17	

Comparando-se a confiabilidade obtida com os valores apresentados na Tabela 2.10, pode-se dizer que o nível de desempenho esperado para este projeto geotécnico é *insatisfatório*. Ao comparar-se o resultado com os valores da Tabela 2.11, considerando a estrutura como DA1, vê-se que a estrutura não atende o valor mínimo de β para obras provisórias, especificado pelo Eurocode.

Figura 4.47 – Caso 4: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.



4.4.4 Caso 4: Resultados obtidos para análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 2º cenário

Na Tabela 4.40 encontram-se representados os valores de FS obtidos no 2º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Da mesma forma, estes resultados estão representados graficamente através da Figura 4.48, onde pode-se perceber melhor a influência de cada parâmetro no cálculo do fator de segurança e, conseqüentemente, sobre o cálculo da confiabilidade e da probabilidade de falha.

Através da Figura 4.48, pode-se observar que, para o 2º cenário, o intercepto de coesão da 2ª camada de solo utilizada tem grande influência sobre a confiabilidade da estrutura. O método de cálculo de estabilidade, o peso específico do solo da camada 1 e o ângulo de atrito efetivo da camada 2 tem influência mediana. O ângulo de atrito efetivo e o intercepto de coesão efetiva da camada 1 e o peso específico da camada 2 tem pouca influência sobre a confiabilidade da estrutura.

Da mesma forma, com os valores apresentados na Tabela 4.40, utilizando-se a Equação 2.24, resulta em $\sigma_{FS}=0,648$. Ao aplicar-se a Equação 2.25 obtém-se $COV_{FS}=23,0\%$ e, por fim, aplicando-se a Equação 2.22 determina-se o valor de $\beta_{LN}=4,4584$ que corresponde a uma $P_f=0,0000041296$.

Figura 4.48 – Caso 4: Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.

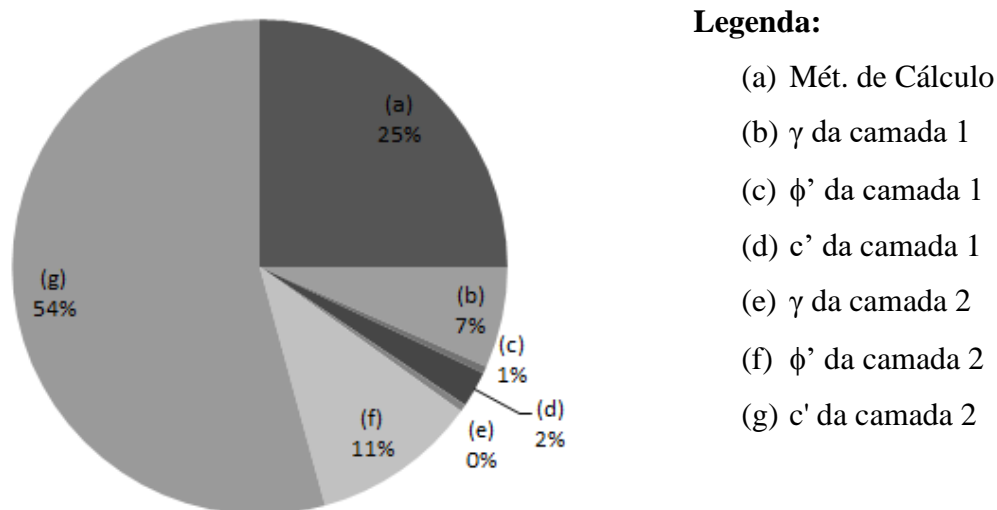


Tabela 4.40 – Caso 4: Valores para desenvolvimento da análise de confiabilidade utilizando U.S. Army Corps of Engineers (1997) no 2º cenário

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS)	ΔFS
Valor mais provável de FS		2,82	
Maior valor mais provável		2,82	0,53
Menor valor mais provável		2,49	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	17,0 kN/m ³	2,77	-0,14
Menor valor mais provável	15,4 kN/m ³	2,91	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')			
Maior valor mais provável	32°	2,82	0,01
Menor valor mais provável	29°	2,81	
(d) Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')			
Maior valor mais provável	30,0 kPa	2,84	0,05
Menor valor mais provável	15,6 kPa	2,79	
(e) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18,0 kN/m ³	2,82	0,01
Menor valor mais provável	15,5 kN/m ³	2,81	
(f) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')			
Maior valor mais provável	26°	2,93	0,23
Menor valor mais provável	22°	2,70	
(g) Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')			
Maior valor mais provável	100,0 kPa	3,39	1,15
Menor valor mais provável	41,7 kPa	2,24	

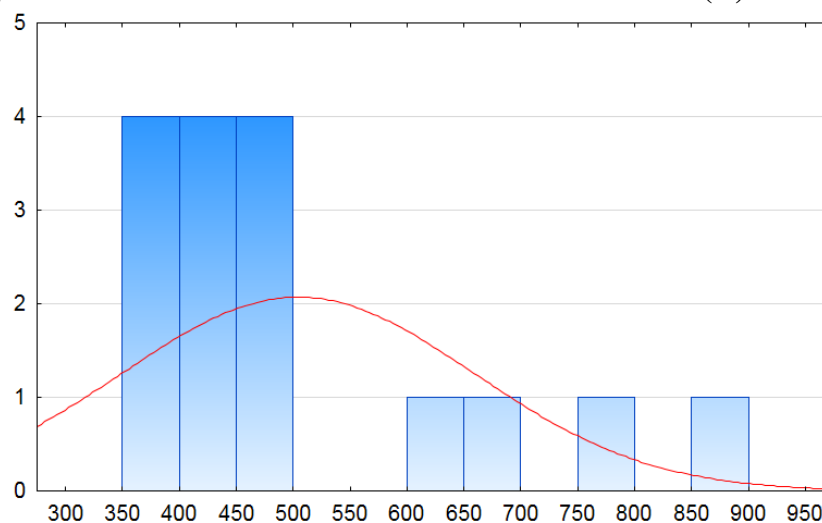
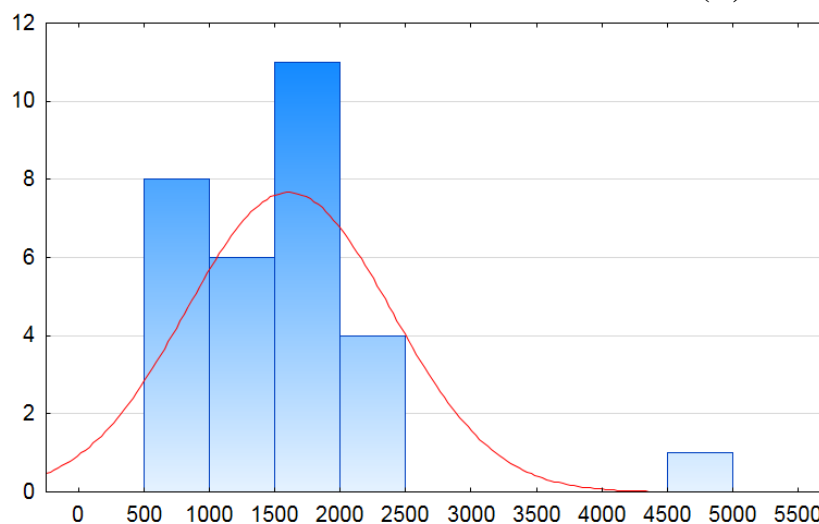
Comparando-se o resultado obtido para a confiabilidade com os valores apresentados na Tabela 2.10, pode-se dizer que o nível de desempenho esperado para este projeto geotécnico é *bom* e, ao comparar-se o resultado com os valores da Tabela 2.11, considerando a estrutura como DA1, vê-se que a estrutura atende o valor mínimo de β para obras provisórias especificado pelo Eurocode.

4.4.5 Caso 4: Valores de resistência (R) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

Todos os tirantes da obra foram ensaiados e, a capacidade de carga individual (resistência) de cada tirante foi determinada aplicando-se o método de Van Der Veen (1953) (Equação 3.1) sendo, os resultados, apresentados na Tabela 4.41. Com base nos resultados encontrados para a máxima resistência mobilizada montaram-se as curvas de distribuição estatística de resistência para a Linha A (Figura 4.49) e, o da Linha B (Figura 4.50).

Tabela 4.41 – Caso 4: Resistência (R) Individual dos tirantes

Tirante	Resistência (R) (kN)	
	Linha A	Linha B
01	386	628
02	406	920
03	458	1990
04	478	1449
05	396	706
06	468	648
07	442	1162
08	684	1740
09	412	2062
10	766	1280
11	442	1286
12	612	1944
13	366	1449
14	366	2304
15	478	1532
16	890	4680
17		1872
18		2232
19		1836
20		972
21		605
22		962

Figura 4.49 – Caso 4: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha A**Figura 4.50 – Caso 4: Curva Estatística de Resistência (R) – Linha B**

A análise estatística dessas curvas de distribuição de resistência indicou os seguintes valores para a Linha A e Linha B (Tabela 4.42):

Tabela 4.42 – Caso 4: Valores de $R_{méd}$, σ_R , COV_R , $R_{mín}$ e $R_{máx}$ das Linhas A e B de tirantes

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$R_{méd}$	503 kN	1597 kN
σ_R	154,03 kN	780,20 kN
COV_R	0,30615	0,48849
$R_{mín}$	366 kN	605 kN
$R_{máx}$	890 kN	4680 kN

4.4.6 Caso 4: 1º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

A variação dos parâmetros de solo adotados na análise de confiabilidade quanto a ruptura global resulta em diferentes valores de solicitações (S) nas Linhas A e B. Estes valores, obtidos para o 1º cenário, são representados na Tabela 4.43:

Tabela 4.43 – Caso 4: 1º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes

Hipóteses de Cálculo	Solicitações (S) (kN)	
	Linha A	Linha B
Valores mais prováveis dos parâmetros de solo	316,38	536,96
Camada 1 – maior peso específico	326,32	554,20
Camada 1 – menor peso específico	299,83	508,22
Camada 1 – maior ângulo de atrito efetivo	315,21	536,81
Camada 1 – menor ângulo de atrito efetivo	318,84	537,26
Camada 2 – maior peso específico	317,19	533,52
Camada 2 – menor peso específico	315,52	540,58
Camada 2 – maior ângulo de atrito efetivo	297,89	479,99
Camada 2 – menor ângulo de atrito efetivo	335,56	599,41

Com base nos resultados encontrados para as solicitações (Tabela 4.43), montaram-se as curvas de distribuição estatística de solicitações para a Linha A (Figura 4.51) e para a Linha B (Figura 4.52).

A análise estatística dessas curvas de distribuição de solicitação indicou os seguintes valores para a Linha A e Linha B (Tabela 4.44):

Figura 4.51 – Caso 4: 1º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A

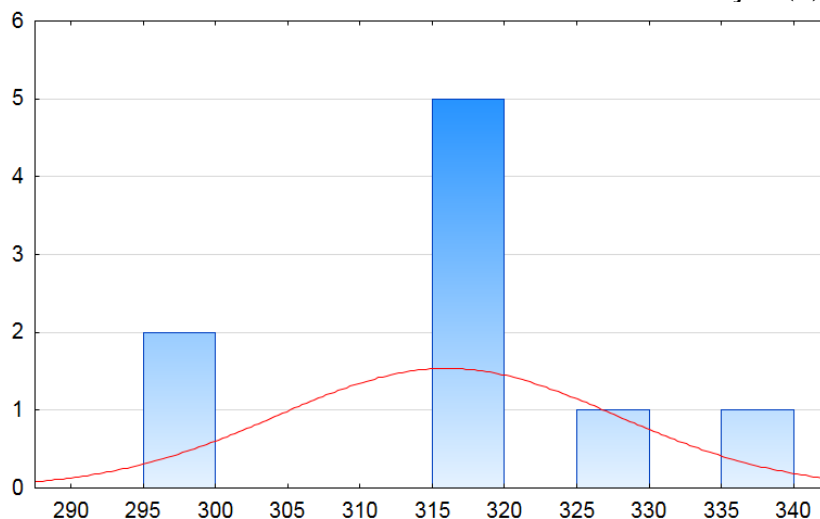
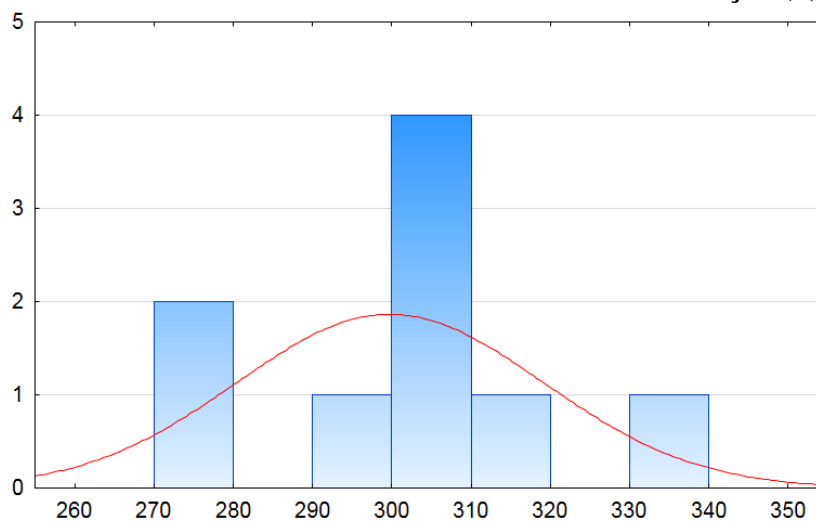


Figura 4.52 – Caso 4: 1º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B**Tabela 4.44 – Caso 4: 1º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes**

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$S_{méd}$	316 kN	300 kN
σ_S	11,67 kN	19,25 kN
COV_S	0,03694	0,06427
$S_{mín}$	297,89 kN	270,03 kN
$S_{máx}$	335,56 kN	334,99 kN

4.4.7 Caso 4: 1º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linha A e B

Com base nos dados estatísticos apresentados na Tabela 4.42 e Tabela 4.44, pode-se determinar o fator de segurança global (FS) para as Linhas A e B através da Equação 2.2 (Tabela 4.45).

Tabela 4.45 – Caso 4: 1º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Segurança Global	
	Linha A	Linha B
$FS = R_{méd} / S_{méd}$	$FS = 503 / 316 = 1,59$	$FS = 1597 / 300 = 5,32$

A determinação da Probabilidade de Falha (P_f) é feita utilizando-se a função de densidade de probabilidade das solicitações, já que as mesmas podem sofrer variação e, utiliza-se o valor da resistência mínima ($R_{mín}$), resultado dos ensaios de recebimento dos tirantes, como

valor a partir do qual se a solicitação exceder a risco de ruptura. As probabilidades de falha (P_f) das linhas A e B são apresentadas na Tabela 4.46:

Tabela 4.46 – Caso 4: 1º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Probabilidade de Falha	
	Linha A	Linha B
$P_f =$	0,0000092	0,0 (*)

Nota: * número com mais de 20 casas decimais após a virgula.

O que leva aos respectivos índices de confiabilidade (Tabela 4.47):

Tabela 4.47 – Caso 4: 1º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Índice de Confiabilidade	
	Linha A	Linha B
$\beta =$	4,28	$\rightarrow \infty$

Os valores obtidos para FS nas Linhas A e B atendem ao mínimo previsto pela NBR 5629:1996. Utilizando-se o critério da U.S. Army Corps of Engineers (1997), Tabela 2.10, observa-se que a Linhas A tem um nível de desempenho definido como *bom* enquanto que a Linha B tem um nível de desempenho definido como *alto*. Ao proceder-se a análise dos tirantes pelo Eurocode, considerando-se a estrutura como DA1 (Tabela 2.11), conclui-se que tanto a Linha A como a Linha B atendem ao índice de confiabilidade (β) mínimo especificado pelo Eurocode.

4.4.8 Caso 4: 2º cenário – Valores das solicitações (S) da Linha A e Linha B de tirantes com suas respectivas análises estatísticas

A variação dos parâmetros de solo, resultados da análise de confiabilidade quanto a ruptura global no 2º cenário, resultam nos seguintes valores de solicitações nas Linhas A e B (Tabela 4.48).

Com base nos resultados encontrados para as solicitações (Tabela 4.48), montaram-se as curvas de distribuição estatística de solicitações para a Linha A (Figura 4.53) e para a Linha B (Figura 4.54). A análise estatística dessas curvas de distribuição de resistência indicou os seguintes valores para a Linha A e Linha B (Tabela 4.49).

Tabela 4.48 – Caso 4: 2º cenário – Solicitações (S) nas Linhas A e B de tirantes

Tirante	Solicitações (S) (kN)	
	Linha A	Linha B
Valores mais prováveis dos parâmetros de solo	72,54	151,35
Camada 1 – maior peso específico	77,39	161,49
Camada 1 – menor peso específico	50,29	128,61
Camada 1 – maior ângulo de atrito efetivo	53,28	136,89
Camada 1 – menor ângulo de atrito efetivo	81,54	168,85
Camada 1 – maior intercepto de coesão	29,18	97,47
Camada 1 – menor intercepto de coesão	114,34	197,80
Camada 2 – maior peso específico	72,58	152,44
Camada 2 – menor peso específico	72,50	150,15
Camada 2 – maior ângulo de atrito efetivo	72,71	147,14
Camada 2 – menor ângulo de atrito efetivo	72,34	155,83
Camada 2 – maior intercepto de coesão	72,66	136,67
Camada 2 – menor intercepto de coesão	71,81	171,97

Tabela 4.49 – Caso 4: 2º cenário – Valores de $S_{méd}$, σ_S , COV_S , $S_{mín}$ e $S_{máx}$ dos Tirantes

Variável	Valores	
	Linha A	Linha B
$S_{méd}$	70 kN	150 kN
σ_S	19,43 kN	23,92 kN
COV_S	0,2766	0,15895
$S_{mín}$	29,18 kN	97,47 kN
$S_{máx}$	114,34 kN	197,80 kN

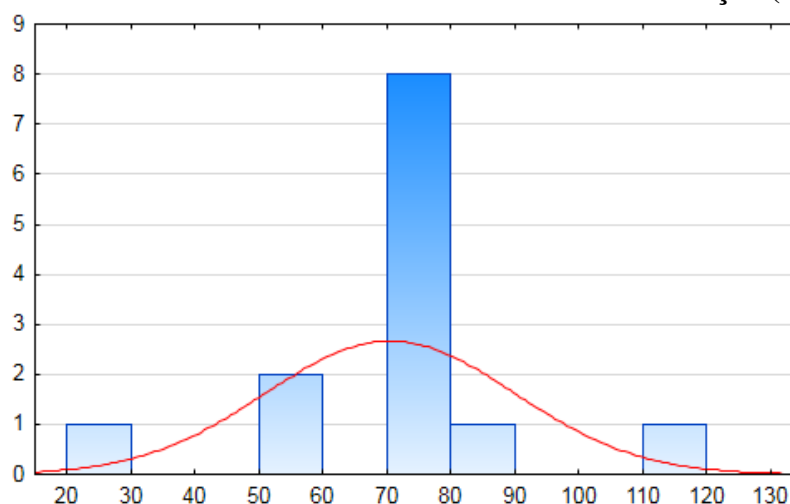
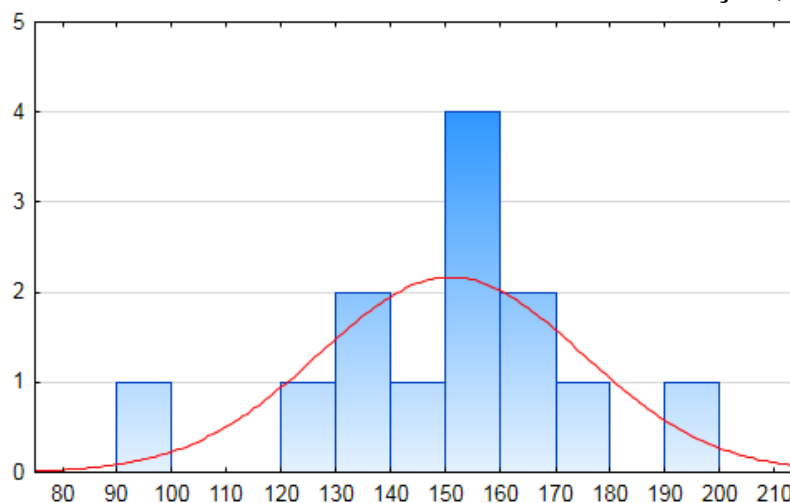
Figura 4.53 – Caso 4: 2º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha A

Figura 4.54 – Caso 4: 2º cenário – Curva Estatística de Solicitação (S) – Linha B**4.4.9 Caso 4: 2º cenário - Análise de Confiabilidade dos tirantes das Linhas A e B**

Com base nos dados estatísticos apresentados na Tabela 4.10 e Tabela 4.17, pode-se determinar o fator de segurança global (FS) para as Linhas A e B aplicando-se a Equação 2.2 (Tabela 4.50).

Tabela 4.50 – Caso 4: 2º cenário – Fator de Segurança Global (FS) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Segurança Global	
	Linha A	Linha B
$FS = R_{méd} / S_{méd}$	$FS = 503 / 70 = 7,19$	$FS = 1597 / 150 = 10,65$

A determinação da Probabilidade de Falha (P_f) é feita utilizando-se a função de densidade de probabilidade das solicitações, já que as mesmas podem sofrer variação e, utiliza-se o valor da resistência mínima ($R_{mín}$), resultado dos ensaios de recebimento dos tirantes, como valor a partir do qual se a solicitação exceder a risco de ruptura. As probabilidades de falha (P_f) das linhas A e B são apresentadas na Tabela 4.51:

Tabela 4.51 – Caso 4: 2º cenário – Probabilidade de Falha (P_f) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Probabilidade de Falha	
	Linha A	Linha B
$P_f =$	0,0 (*)	0,0 (*)

Nota: * número com mais de 20 casas decimais após a virgula.

O que leva aos respectivos índices de confiabilidade (Tabela 4.36):

Tabela 4.52 – Caso 4: 2º cenário – Índice de Confiabilidade (β) das Linhas A e B

Variável	Valores dos Fatores de Índice de Confiabilidade	
	Linha A	Linha B
$\beta =$	$\rightarrow \infty$	$\rightarrow \infty$

Os valores obtidos para FS nas Linhas A e B atendem ao mínimo previsto pela NBR 5629:1996. Utilizando-se o critério da U.S. Army Corps of Engineers (1997), Tabela 2.10, observa-se que as Linhas A e B têm um nível de desempenho definido como *alto*. Ao proceder-se a análise dos tirantes pelo Eurocode, considerando-se a estrutura como DA1 (Tabela 2.11), conclui-se que as Linhas A e B atendem ao índice de confiabilidade (β) mínimo especificado pelo Eurocode.

5 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos encontram-se sintetizados na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 – Síntese dos resultados obtidos

Caso	Cenário	Determinista	Confiabilidade	
		NBR 9061:1985 NBR 11682:2009	U.S. Army Corps of Engineers (1997)	Eurocode
Caso 1	1º cenário	Ok	bom	Ok
	2º cenário	Ok	alto	Ok
Caso 2	1º cenário	Ok	acima da média	N.A.
	2º cenário	Ok	alto	Ok
Caso 3	1º cenário	N.A.	insatisfatório	N.A.
	2º cenário	Ok	bom	Ok
Caso 4	1º cenário	N.A.	insatisfatório	N.A.
	2º cenário	Ok	bom	Ok

Notas: Ok – Atende ao valor mínimo previsto em norma
N.A. – Não atende ao valor mínimo previsto em norma

A análise desenvolvida quanto a ruptura global permite concluir que, do ponto de vista determinista, de acordo com os fatores de segurança especificados nas NBR 9061:1985 e NBR 11682:2009, os casos 1 e 2, para o 1º cenário ($c'=0$), atendem o FS mínimo previsto para obras provisórias já os casos 3 e 4, para o 1º cenário ($c'=0$), não atendem. Todos os casos estudados, para o 2º cenário ($c' \neq 0$), atenderam o FS mínimo previsto para obras provisórias.

Quanto a análise de confiabilidade aplicando-se a U.S. Army Corps of Engineers (1997) pode-se concluir que o caso 1, para o 1º cenário, tem um desempenho definido como *bom* e, para o 2º cenário, seu desempenho é definido como *alto*. O caso 2, para o 1º cenário, tem um desempenho definido como *acima da média* e, para o 2º cenário, seu desempenho é definido como *alto*. Já o caso 3, para o 1º cenário, tem um desempenho definido como *insatisfatório* e, para o 2º cenário, seu desempenho é definido como *bom*. Por fim o caso 4, para o 1º cenário, tem um desempenho definido como *insatisfatório* e, para o 2º cenário, seu desempenho é definido como *bom*.

Já a análise de confiabilidade, aplicando-se os critérios de aceitação do Eurocode, pode-se concluir que o caso 1, para o 1º cenário, atende o índice de confiabilidade (β) mínimo especificado e, para o 2º cenário, atende o índice de confiabilidade (β) mínimo. O caso 2, para o 1º cenário, não atende o índice de confiabilidade (β) mínimo especificado e, para o 2º cenário, atende o índice de confiabilidade (β) mínimo. Já o caso 3, para o 1º cenário, não atende o índice de confiabilidade (β) mínimo especificado e, para o 2º cenário, atende o índice de confiabilidade (β) mínimo. Por fim o caso 4, para o 1º cenário, não atende o índice de confiabilidade (β) mínimo especificado e, para o 2º cenário, atende o índice de confiabilidade (β) mínimo.

Nota-se que o caso 2, no 1º cenário, apesar de atender o FS mínimo previsto na NBR 9061:1985 e NBR 11.682:2009, não atingiu a índice de confiabilidade mínimo previsto pelo Eurocode.

Em todos os casos estudados o intercepto de coesão efetiva do solo foi um fator fundamental para a segurança e estabilidade das contenções uma vez que a resistência do solo ao cisalhamento é determinada pelas características coesivas e friccionais entre as partículas do solo, sendo assim influenciando diretamente a tensão máxima cisalhante que o solo pode suportar sem sofrer ruptura.

A análise dos tirantes que ponto de vista determinista, revelou que todos os casos, exceto para o caso 3 – 1º cenário onde as solicitações, devido a ausência do intercepto de coesão efetiva, superaram a capacidade resistente dos tirantes, atendem ao FS previsto na NBR 5629:1996.

A análise de confiabilidade, avaliada de acordo com a U.S. Army Corps of Engineers (1997), revela um desempenho entre bom e alto para todos os casos, exceto para o caso 3 no 1º cenário. Os índices de confiabilidade obtidos atenderam ao mínimo previsto pelo Eurocode, exceto para o caso 3 no 1º cenário.

De maneira geral, pode-se dizer que a Análise de Confiabilidade pode ser aplicada a engenharia geotécnica através de procedimentos simples. Ao contrário do que se pensa, é possível desenvolvê-la usando apenas os dados utilizados nas análises deterministas convencionais requerendo-se apenas um esforço extra relativamente pequeno.

A Análise de Confiabilidade permite uma visualização de como cada parâmetro geotécnico influencia no cálculo do fator de segurança global (FS), destacando assim qual parâmetro deve receber uma maior atenção.

Assim como Duncan (2000), conclui-se que o índice de confiabilidade não deve ser visto como um substituto para o fator de segurança, mas como um complemento. Embora nem

o fator de segurança (FS) nem a confiabilidade (β) possam ser calculadas com elevada precisão, ambos acabam se completando.

A grande vantagem da utilização do índice de confiabilidade (β), em contraste com o fator de segurança global (FS), é a possibilidade de julgar o nível de risco aceitável com base nas consequências e até com uma eventual estimativa no custo da falha.

REFERÊNCIAS

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS. **AASHTO** 6. ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5629**: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **ABNT NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **ABNT NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **ABNT NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **ABNT NBR 7250**: Identificação e Descrição de Amostra de Solos Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **ABNT NBR 9061**: Segurança de Escavação a Céu Aberto – Procedimento. Rio de Janeiro, 1985.

_____. **ABNT NBR 11682**: Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, 2009.

AOKI, N. et al. The impact efficiency obtained from static load test performed on the SPT sampler. **Soils and Foundation**, v. 47, n. 6, p. 1045-1052, dec. 2007.

AOKI, N. O Dogma do Fator de Segurança. **Curso sobre a inclusão da probabilidade de ruínas no cálculo do fator de segurança**. São Paulo: ABMS, 2009. Disponível em:

<<http://www.emtermos.com.br/abms/ed30/textos/PALESTRA%20DOGMA%20FATOR%20SEGURAN%C3%87A.pdf>>. Acesso em: 26 marc. 2015.

BELINCANTA, A.; PEIXOTO, A. S. P.; MIGUEL, M. G. **Sondagem de simples reconhecimento com SPT E TORQUE**. Maringá: Editora da Universidade Estadual de Maringá, 2010.

BOND, A. J. et al. **Eurocode 7: Geotechnical Design Worked Examples**. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2013.

BORNIA, A. C.; BARBETTA, P. A.; REIS, M. M. **Estatística para Cursos de Engenharia e Informática**. 3. ed. São Paulo: Atlas, 2010.

BRITISH STANDARD: **BS EN 1990:2002**: Eurocode 0 - Basic of Structural Design. London, 2002.

_____. **BS EN 1997-1:2004**. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. London, 2004.

_____. **BS EN 1997-2:2007**. Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing. London, 2007.

BUDHU, M. **Fundações e Estruturas de Contenção**. Tradução de Luiz Antonio Vieira CARNEIRO e Mara Esther MARQUES. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora, 2013.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6. ed. v. 1. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1988.

CARLSSON, M. **Management of Geotechnical Risks in Infrastructure Projects an Introductory Study**. Stockholm: Division of Soil and Rock Mechanics - Department of Civil and Architectural Engineering, 2005.

CAVALCANTE, E. H. et al. Workshop Campos Experimentais – Campo Experimental da Unicamp. **XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, v. único, p. 28-35, ago. 2006.

Canadian Geotechnical Society, **Canadian Foundation Engineering Manual**, 4. ed. Canada: Canadian Geotechnical Society, 2006.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CONNOLLY, H. **World Wide Web Pages for Slope Design, MEng final year project report, School of Engineering: University of Durham: 1997**. Disponível em: <<http://community.dur.ac.uk/~des0www4/cal/slopes/>>. Acesso em 04 abr. 2015.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução de All Tasks. 6. ed. São Paulo: THOMSON, 2007.

DUNCAN, J. M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, n. 7, p. 577-596, jul. 1996.

DUNCAN, J. M. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 4, p. 307-316, abr. 2000.

DUNHAM, J. W. Piles foundations for buildings. **ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, p. 385-1 – 385-21, 1954.

FABRÍCIO, J. V. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções**. 2006. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

FERNANDES, M. D. M. **Mecânica dos Solos**: Introdução à Engenharia Geotécnica. 1. ed., v. II, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.

FERREIRA, J. L. F. **Análise de Estabilidade De Taludes pelo Método de Janbu e Spencer**. 2012. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, Porto, 2012.

FERREIRA, S. R. D. M. et al. Avaliação do ângulo de atrito solo-muro e da rugosidade da superfície de contato. **Science & Engineering Journal**, São Paulo, v. 22, n. 2, p. 11-19, jul./dez. 2013.

Federal Highway Administration (FHWA). **FHWA-IF-02-034**: Geotechnical Engineering Circular n.5 - Evaluation of Soil and Rock Properties, Washington DC, 2002.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, v. 14, n. 3, p. 429-439, ago. 1977.

GEO-RIO - **Manual Técnico de Encostas**, v. I. Rio de Janeiro: RIO Perfeitura, 2011.

GODOY, N. S. **Fundações**. Notas de Aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos: USP. 1972.

GODOY, N. S. **Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Resultados de Penetrômetro Estático**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos: USP. 1983.

GÓMEZ, J. E.; FILZ, G. M.; EBELING, R. M.; DOVE, J. E. Sand-to-concrete interface response to complex load paths in a large displacement shear box. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v. 31, n. 4, p. 358-369, 2008

GUSMÃO FILHO, J. **Desempenho de Obras Geotécnicas**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2006.

HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical Correlations Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils. **Soils and Foundations**, v. 36, n.4, p. 1-9, dez. 1996.

INTERNATIONAL BUILDING CODE. **IBC:2006**. Califórnia, 2006.

ISAKSSON, T. **Model for Estimation of Time and Cost Based on Risk Evaluation Applied on Tunnel Projects**. 2002. 254f. Doctoral Thesis - Division of Soli and Rock Mechanics - Royal Institute of Technology, Stockholm, 2002.

Japan Road Association. Specification for highway bridges, Part IV, 1990.

KARHN, J. The 2001 R.M. Hardy lecture: The limits of limit equilibrium analyses. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, v. 40, n. 3, p. 643-660, jun. 2003.

KIM, D.; SALGADO, R. Limit States and Load and Resistance Desing of Slopes and Retaining Structures. **INDOT Research: TECHNICAL Summary, Technology Transfer and Project Implementation Information**, West Lafayette, Publication No. FHWA/IN/JTRP-2008/5, SPR-2634, jan. 2009.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Propertiers for Foundation Design**. New York: Cornell University, 1990.

LEROUEIL, S. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanism. **Géotechnique**, v. 51, n.3, p. 197-243, abr. 2001.

MAIA, A. C. **Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha**. 2003. 196f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília - Faculdade de Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2003.

MARANGON, M. **Geotecnia de Fundações**. UFJF - Universidade Federal de Juiz de Fora, 2009.

MARQUES, M. F. et al. **Manual de Taludes**. Instituto Geológico y Minero de España (IGME) y Estudios y Proyectos Técnicos Industriales S.A. (EPTISA), 1987.

MARZIONNA, D. et al. Análise, Projeto e Execução de Escavações e Contenções. In: **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed., v. I, p. 537-578, São Paulo: Pini, 1998.

MAYNE, P. W.; KEMPER, J. B. Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT. **Geotechnical Testing Journal**, v. 11, n. 2, p. 139-147, 1988.

MAYNE, P. W.; POULOS, H. G.. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. **Journal of Geotechnical & GeoEnvironmental Engineering**, v. 125, n. 6, p. 453-460, 1999.

MENDES, F. B. **O Uso de Ferramenta Computacional na Avaliação e Dimensionamento de Cortina Atirantada**. 2010. 148f. Dissertação (Mestrado em Geotecina) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo: Edgard Blücher, 1980.

MORE, J. Z. P. **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos**. 2003. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

Nuclear Energy Agency (NEA). **Lessons Learned from Ten Performance Assessment Studies**. Paris: OECD, 1997.

OH-SAKI, Y; KITAZAWA, G., TAKEYAMA, K., SUZUKI, K, OH-KAWARA, H. Tokyo Ground Map, Gihodo, 1959.

ORR, T. L. L.; BREYSSE, D. Eurocode 7 and reability-based design. In: **Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications**. 1. ed., Cap. 8, p. 298-343, Abington: Taylor & Francis, 2008.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORNBURN, T. H. **Foundation Engineering**. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1953.

PHOON, K.; KULHAWY, F. H.; GRIGORIU, M. D. **Reliability-Based Design of Foundation for Transmission Line Structures**. Ithaca: EPRI, 1995.

PHOON, K.-K. Computations and Applications. In: **Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering**. 1. ed., Cap. 1, p. 1-75, New York: Taylor & Francis, 2008.

POTYONDY, J. G.. Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials. **Géotechnique**, Canada, v. 11, n. 4, p. 339-353, dez. 1961.

REIS, J. C. **Estruturas de Contenção**. Notas de Aula, Programa de Pós-Graduação - PCV, Universidade Estadual de Maringá. Maringá - UEM. 2013.

RETHATI, L. **Developments in geotechnical engineering 46: Probabilistic solutions in geotechnics**. New York: Elsevier, 1988.

SHIOI, Y.; FUKUI, J. Application of N-Value to Design of Foundations in Japan. **Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing - 2nd ESOPT**, Amsterdam, v. 1, p. 159-164, 1982.

SIMONS, N. E., MENZIES, B. K. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Interciência, 1981.

SILVA, J. P. M. D. **Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes**. 2011. 149f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA. p. 33-50. São Paulo, 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: **Fundações: teoria e prática**. 2. ed., Cap. 7, p. 227-264. São Paulo: PINI, 1998.

TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil mechanics in engineering practice. New York: John Wiley & Sons, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil mechanics in engineering practice. New York: John Wiley & Sons, 1967.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Introduction to Probability and Reliability Methods for use in Geotechnical Engineering**. Washington, DC: DEPARTMENT OF THE ARMY, 1997.

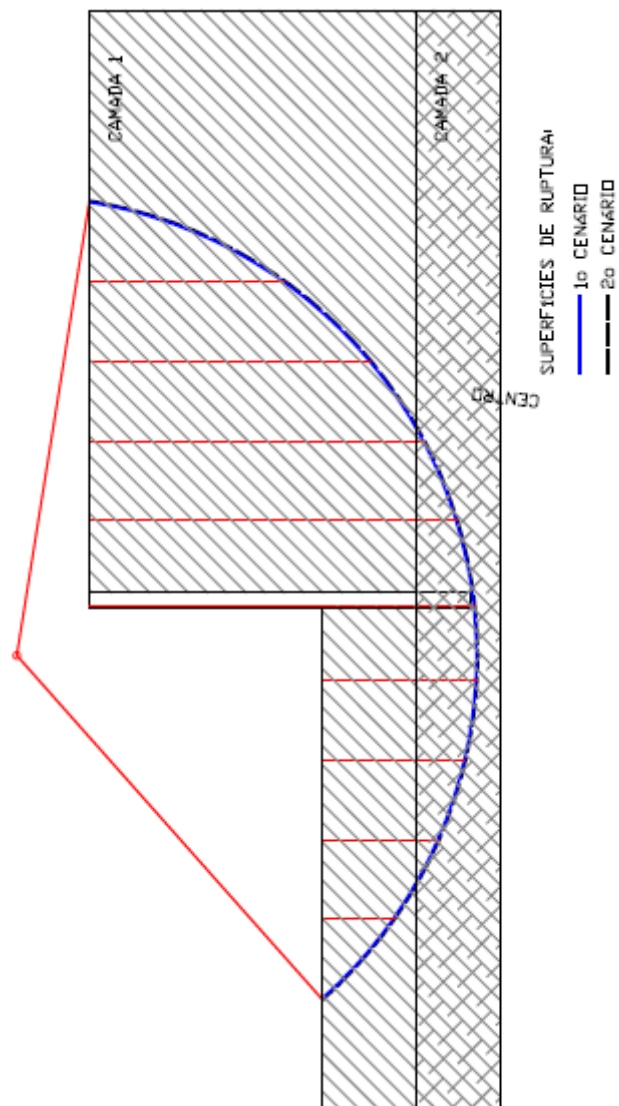
VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, v. Completo, 2011.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: PROCEDURES OF THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, v. 2. p. 84-90. Zurich, 1953.

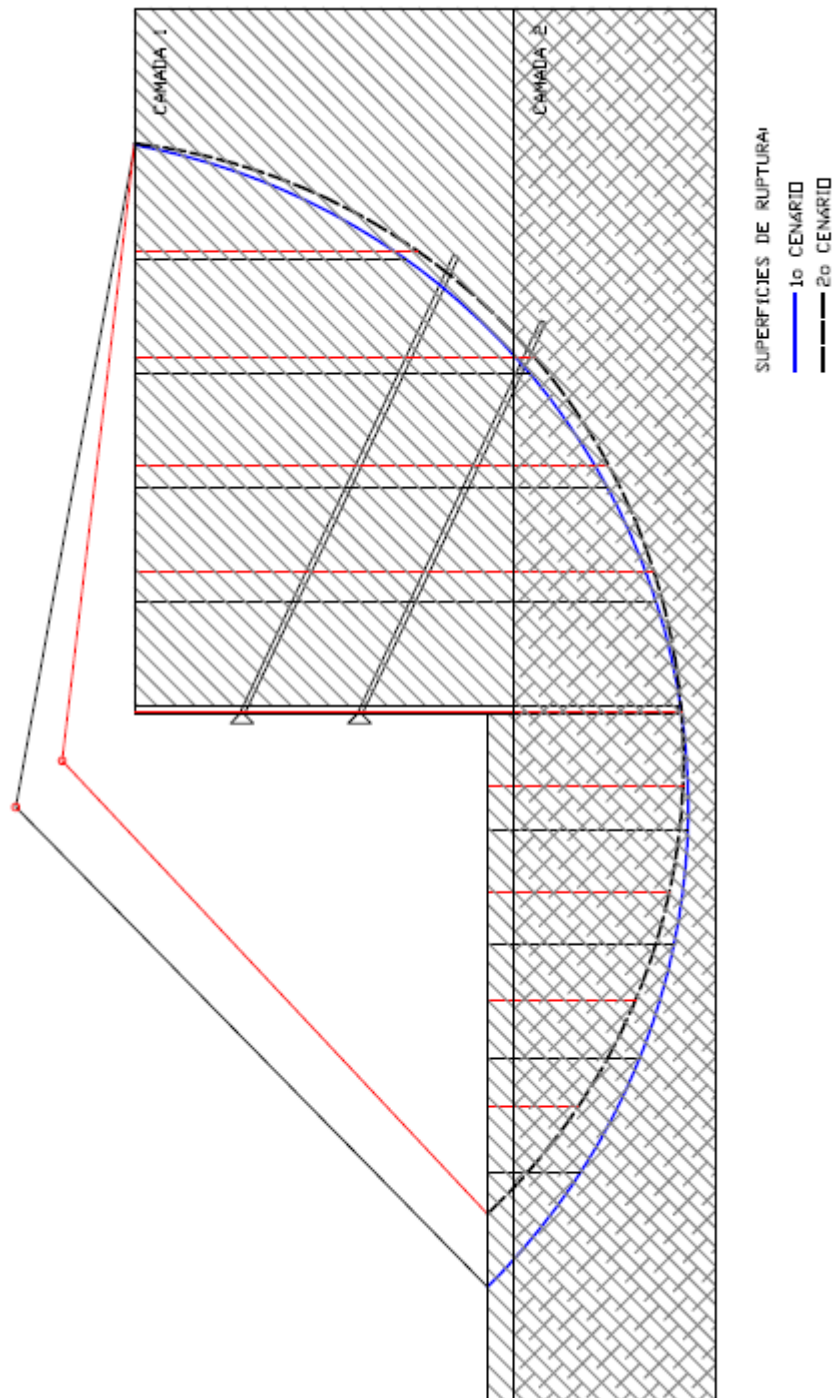
WOOD, D. M. **Soil behavior and critical state soil mechanics**. 3. ed. New York: Published by the Press Syndicate of the University of Cambridge, 1994.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. Tirantes. In: **Fundações Teoria e Prática**. v. I, p. 603-640. São Paulo: PINI, 1998.

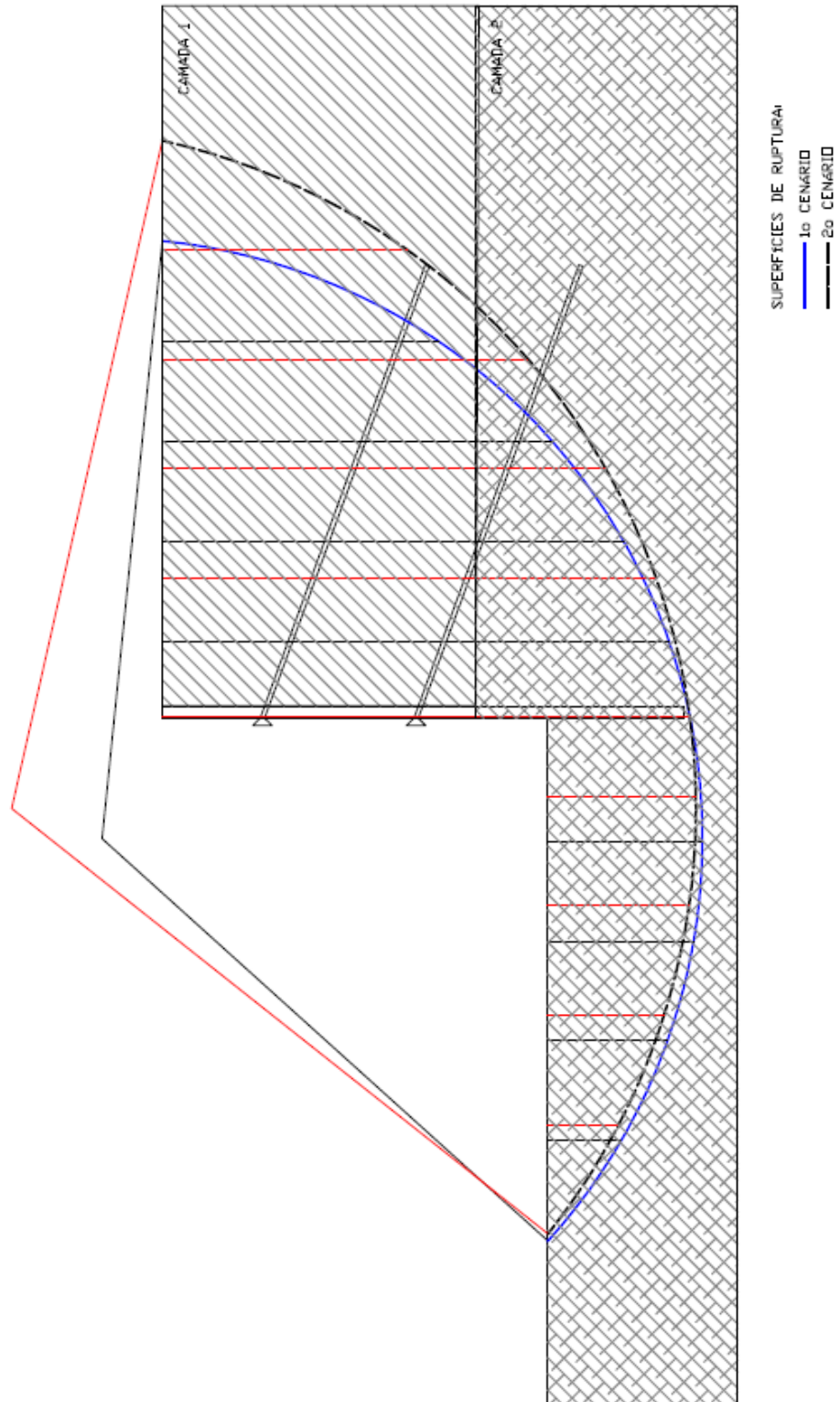
APÊNDICE A – Superfície de Ruptura do Caso 1 para 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros de solo



APÊNDICE B – Superfície de Ruptura do Caso 2 para 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros de solo



APÊNDICE C – Superfície de Ruptura do Caso 3 para 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros de solo



APÊNDICE D – Superfície de Ruptura do Caso 4 para 1º e 2º cenários considerando os valores mais prováveis dos parâmetros de solo

