Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DO CAIS DO PORTO VELHO - RIO GRANDE/RS ATRAVÉS DE FERRAMENTAS DE EQUILÍBRIO LIMITE E ELEMENTOS FINITOS

Dissertação de:
Luiza Antiqueira da Silva Neta

Orientador:
Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes
Coorientador:
Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves

Setembro de 2022

Dissertação – PPGEO - FURG

Luiza Antiqueira da Silva Neta

Mestre em Engenharia Oceânica

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Prof. Dr. Liércio André Isoldi
Coordenador do PPGEO

Banca examinadora:

Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes
Orientador — PPGEO/FURG

Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves
Coorientador — FURG

Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real
Membro Interno — PPGEO/FURG

Prof. Dr. Márcio de Wrague Moura
Membro Externo — FURG

Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima
Membro Externo — UFF

Rio Grande, 28 de setembro de 2022.

N471m Antiqueira da Silva Neta, Luiza.
Dissertação do PPGEO / Luiza Antiqueira da Silva Neta – 2022.
162 f.

Análise de Confiabilidade do Cais do Porto Velho - Rio Grande/RS Através de Ferramentas de Equilíbrio Limite e Elementos Finitos – Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio Grande/RS, 2022.
Orientador: Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes.
Coorientador: Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves.

1. Análise de Confiabilidade 2. Análise de Estabilidade 3. Porto Velho – Rio Grande/RS
I. de Freitas Fagundes, Diego II de Lima Alves, Antônio Marcos III Análise de Confiabilidade do Cais do Porto Velho - Rio Grande/RS Através de Ferramentas de Equilíbrio Limite e Elementos Finitos.

CDU 620.91

Catalogação na Fonte: Bibliotecário João da Silva CRB 12/3456

"Nada pode nos dar uma satisfação mais profunda e maior felicidade do que o grande esforço de dar a luz àlguma coisa que ainda não nasceu. Fazendo isso, nós. ultrapassamos a fronteira estreita de nossa personalidade e assim crescemos."

KARL TERZAGHI

Dedicatória

Para Maria Lúcia e Luiza (in Memorian), amadas avós.
Mulheres fortes e guerreiras de quem herdei valores, princípios e educação.

Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus pelo dom da vida e por todas as graças que recebo todos os dias. A Nossa Senhora Aparecida, por interceder em cada uma das adversidades.

Agradeço aos meus pais, Sila e Gladi, por acreditarem no poder da educação, que por muitas fazes fizeram o impossível para que o tão sonhado diploma se tornasse realidade. Agradeço a todo apoio, parceria, cuidado, orações e amor. Sem vocês eu não seria nada.

Á Bruna, minha grande parceira de jornada, obrigada por todos os ensinamentos. Obrigada por todo apoio ao longo do desenvolvimento desta jornada.

Á Vó Lucia, minha maior incentivadora e conselheira. Obrigada por todas as palavras de carinho e por compartilhar comigo tantos conhecimentos e aprendizados.

Á minha namorada Rose Anne, obrigada por toda a paciência e incentivo nestes últimos meses. Por sempre me acolher quando precisei. Tua ajuda foi fundamental.

Á família Legório Marques, por sempre me receber com muito amor e carinho. Por vibrarem comigo junto das minhas conquistas.

Aos professores Diego e Antônio, meu mais profundo agradecimento. Jamais terei como retribuir toda a ajuda e disponibilidade, vocês são incríveis!

Aos Portos do Rio Grande do Sul, minha eterna gratidão pela ajuda no desenvolvimento deste trabalho. Meu agradecimento especial a Engª Karen Hartman, Engº Savio Novo, Engº Celso Pedreira, Arq. Marcio Lontra e as Bibliotecárias Glades e Luisa.

Ao longo do desenvolvimento desta pesquisa tive a grande honra de conhecer um grande engenheiro portuário, Engº Quintas, sua participação foi fundamental.

Aos amigos Paulo Somensi e Ronaldo Gerundo por me apresentarem a Biblioteca Riograndina e o Professor Francisco.

Ao meu amigo, Phelype Oleinik por todo apoio e ajuda durante a graduação e principalmente durante o processo seletivo para o PPGEO.

Ao meu irmão, João Francisco por sempre ser um ombro amigo mesmo na distância.

Aos meus colegas de trabalho por todo apoio, incentivo e compreensão.

Por fim, agradeço a Universidade Federal do Rio Grande, pela oportunidade de ter acesso a uma educação pública de qualidade.

Resumo

Luiza Antiqueira da Silva Neta

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DO CAIS DO PORTO VELHO - RIO GRANDE/RS ATRAVÉS DE FERRAMENTAS DE EQUILÍBRIO LIMITE E ELEMETOS FINITOS

O presente estudo analisa a estabilidade global do Cais do Porto Velho, estrutura pertencente ao complexo portuário da cidade do Rio Grande no Rio Grande do Sul. A estrutura em questão trata-se de um cais de gravidade com extensão de 640 m, sendo que nos últimos anos esta estrutura vem apresentando deslocamentos excessivos em um trecho de 150 m compreendido entre os cabeços 09 e 13. Assim, tem-se como proposta avaliar o Cais do Porto Velho através de análises determinísticas e probabilísticas. A análise determinística é uma das análises mais difundidas no ramo da engenharia, a partir desta metodologia define-se o fator de segurança como a relação entre os esforços resistentes e os esforços solicitantes, este tipo de análise não leva em conta a variabilidade do material ou mesmo dos esforços. Em contrapartida, a análise probabilística não somente considera esta variabilidade dos parâmetros analisados como também permite estimar a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade da estrutura. Cinco cenários de estudo foram analisados utilizando o software de Equilíbrio Limite SLIDE 2D e software de Elementos Finitos PLAXIS 2D. A análise da confiabilidade foi desenvolvida a partir dos métodos de Monte Carlo, FOSM e Estimativas Pontuais. Para compreender como a variabilidade do solo influencia no fator de segurança, cada cenário foi analisado quatro vezes, de modo que em cada uma destas análises foram utilizados coeficientes de variação baixos, médios e altos. Com base nos resultados destas análises, foram encontrados índices de confiabilidade entre 4,78 e 3,28. Além disto, observou-se que a perda do solo de proteção da base do enrocamento provoca uma diminuição média de 18% sobre o valor do fator de segurança e 17% do índice de confiabilidade. Além disto, foi possível verificar a convergência entre os resultados dos Método de Monte Carlo, FOSM e Estimativas Pontuais. A comparação entre os resultados do Método de Equilíbrio Limite e o MEF é possível, mas com ressalvas já que houve divergência entre os resultados dos valores dos fatores de segurança nos mesmos, porém, observou-se que o valor do índice de confiabilidade é semelhante. Também foi possível notar que conforme é considerado uma maior variabilidade dos parâmetros, percebe-se uma redução do valor do índice de confiabilidade e um aumento da probabilidade de falha.

Palavras-chave: Cais do Porto Velho; análise de estabilidade; análise probabilística; analise determinística; análise numérica.

Abstract

Luiza Antiqueira da Silva Neta

RELIABILITY ANALYSIS OF THE WHARF OF PORTO VELHO - RIO GRANDE/RS THROUGH THE TOOLS LIMIT EQUILIBRIUM AND FINITE ELEMENTS

The present study analyzes the global stability of the Cais do Porto Velho, a structure belonging to the port complex of the city of Rio Grande in Rio Grande do Sul. The structure in question is a gravity pier with a length of 640 m, and in recent years this structure has been showing excessive displacements in a 150 m stretch between bollards 09 and 13. The Porto Velho was evaheated deterministic and probabilistic analyses. Deterministic analysis is one of the most widespread analyzes in the field of engineering, based on this methodology, the safety factor is defined as the relationship between the resistant forces and the external loads, this type of analysis does not take into account the variability of the material or the loads. On the other hand, the probabilistic analysis not only considers this variability of the parameters but also allows estimating the probability of failure and the reliability index of the structure. Five study scenarios were analyzed using SLIDE 2D Limit Equilibrium software and PLAXIS 2D Finite Element software. Reliability analysis was developed using Monte Carlo, FOSM and Point Estimates methods. To understand how soil variability influences the safety factor, each scenario was analyzed four times, so that in each of these analyzes low, medium and high coefficients of variation were used. Based on the results of these analyses, reliability indices between 4.78 and 3.28 were found. In addition, it was observed that the loss of protective soil at the base of the rockfill causes an average decrease of 18% on the value of the safety factor and 17% on the reliability index. Furthermore, it was possible to verify the convergence between the results of the Monte Carlo Method, FOSM and Point Estimates. The comparison between the results of the Limit Equilibrium Method and the FEM is possible, but with reservations since there was divergence between the results of the values of the safety factors in them, however, it was observed that the value of the reliability index is similar. It was also possible to notice when as a greater variability of the parameters is considered, a reduction in the value of the reliability index and an increase in the probability of failure can be seen.

Palavras-chave: Porto Velho Pier; stability analysis; probabilistic analysis; deterministic analysis.

Sumário

Página

Lista de Figuras **XIII**

Lista de Tabelas **XVIII**

Lista de Símbolos **XXI**

Lista de Siglas **XXIII**

1| Introdução **1**
1.1 Relevância e Justificativa 2
1.2 Objetivos 3
1.2.1 Objetivo Geral 3
1.2.2 Objetivos Específicos 3
1.3 Resumo dos Capítulos 3

2| Revisão bibliográfica **5**
2.1 Estruturas Portuárias 5
2.1.1 Tipos de estruturas quanto a sua localização 5
2.1.2 Tipos de estruturas quanto a função 6
2.1.3 Tipos de estruturas quanto a seção transversal 7
2.2 Ações sobre um cais 10
2.2.1 Ações permanentes 11
2.2.2 Ações variáveis 11
2.2.3 Ações Excepcionais 12
2.3 Fenômenos Patológicos em Muros de Gravidade 12
2.4 Análise de Estabilidade 14
2.5 Análise Determinística de Estabilidade 17
2.5.1 Método do Equilíbrio Limite 17

Método das Fatias **19**

Método de Fellenius **20**

Método de Bishop Simplificado **22**

Método de Janbu e Janbu Simplificado **23**

Método de Spencer **24**

Método de Morgenstern & Price **25**
2.5.2 Método de Tensão-Deformação 25
Método dos Elementos Finitos **26**
2.6 Análise Probabilística da Estabilidade - Análise de Confiabilidade 27
2.6.1 Variabilidade do Solo 28
2.6.2 Fundamentos de probabilidade 29
Variável aleatória **29**
Função de Falha **30**
Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade **30**
Coeficiente de Variação **33**
2.6.3 Métodos de Análise Probabilística 35
Simulação de Monte Carlo **35**
Método da Primeira Ordem e Segundo Momento – FOSM **37**
Método de Rosenblueth ou Estimativas Pontuais **38**
2.7 Determinação de parâmetros geotécnicos a partir de ensaios SPT 40
2.7.1 Correção do NSPT 41
2.7.2 Determinação do Peso Específico 42
2.7.3 Determinação do Ângulo de Atrito 42
2.7.4 Determinação da Densidade Relativa 43
2.7.5 Determinação a Resistência de Cisalhamento Não-Drenada 44
2.7.6 Determinação do Módulo de Deformabilidade 44
2.7.7 Determinação do Coeficiente de Poisson 45

3| Estudo de caso **46**
3.1 Área de Estudo: Cais do Porto Velho 46
3.2 Resgate histórico 48
3.3 Fenômenos Patologias 52
3.4 Obra de recuperação da Estrutura do Cais do Porto Velho 63
3.5 Revitalização do Porto Velho de Rio Grande e o Projeto Macadar 68

4| Metodologia **73**
4.1 Determinação do perfil geotécnico e da seção transversal do cais 73
4.2 Cenários Analisados 76
4.3 Análise de Estabilidade Global do Cais do Porto Velho 77
4.3.1 Aplicação dos Métodos de Equilíbrio Limite utilizando Software SLIDE 6.0 77

4.3.2 Aplicação do Método de Elementos Finitos utilizando o Software PLAXIS 2D ___ 79
4.4 Análises Probabilísticas ___ 81
4.4.1 Método de Monte Carlo ___ 81
4.4.2 Método de FOSM - First Order Second Moment ___ 82

Cálculo da Variância do Fator de Segurança 84

Cálculo da Probabilidade de Falha 85

Cálculo do Índice de Confiabilidade 85

4.4.3 Método das Estimativas Pontuais ___ 86

5| Resultados do método do equilíbrio limite 88
5.1 Determinação dos Parâmetros de Projeto ___ 88
5.2 Análise Determinística ___ 90
5.3 Análise de Malha ___ 90
5.4 Método de Monte Carlo ___ 92
5.5 Método de FOSM ___ 99
5.6 Método de Estimativas Pontuais ___ 105

6| Resultados do método de elementos finitos 110
6.1 Determinação dos Parâmetros de Projeto ___ 110
6.2 Método dos Elementos Finitos ___ 111
6.2.1 Análise de Malha ___ 111
6.3 Análise Determinística ___ 112
6.4 Método de FOSM ___ 114
6.5 Deslocamentos da Estrutura ___ 118

7| Conclusão 121

Referências 123

Anexo A 128

Apêndice A - croquis de locação os ensaios de sondagem 135

Apêndice B - croquis de locação os ensaios de sondagem 136
Perfil Geotécnico – Cabeço 2 ___ 136
Perfil Geotécnico – Cabeço 10 ___ 136
Perfil Geotécnico – Cabeço 15 ___ 137
Perfil Geotécnico – Cabeço 18 ___ 137

Apêndice C – superfície de ruptura método de Monte Carlo 138
Cenário 1 – Janbu Corrigido ___ 138
Cenário 1 – Spencer ___ 138

Cenário 2 – Janbu Corrigido 139
Cenário 2 – Spencer 139
Cenário 3 – Janbu Corrigido 140
Cenário 3 – Spencer 140
Cenário 4 – Janbu Corrigido 141
Cenário 4 – Spencer 141
Cenário 5 – Janbu Corrigido 142
Cenário 5 – Spencer 142

Lista de Figuras

Página

Figura 2.1: Porto interno ou naturalmente protegido (Fonte: Adaptado de Gaythwaite, 2016). 6

Figura 2.2: Porto artificialmente protegido (Fonte: Adaptado de Gaythwaite, 2016). 6

Figura 2.3: Estruturas expostas (Fonte: Adaptado de Gaythwaite, 2016). 6

Figura 2.4: Estruturas de paramento fechado do tipo gravíticas (Fonte: Alfredinie Arasaki, 2009). 8

Figura 2.5: Cais de gravidade tipo Muralha de Blocos (Fonte: Gaythwaite, 2016). 8

Figura 2.6: Cais de gravidade do tipo Caixão (Fonte: Gaythwaite, 2016). 9

Figura 2.7: Cais de anteparo celular (Fonte: Gaythwaite,2016). 9

Figura 2.8: Estruturas de paramento fechado do tipo estaca-prancha (Fonte: Alfredinie Arasaki, 2009). 10

Figura 2.9: Estrutura de acostagem do tipo paramento aberto (Fonte: Gaythwaite, 2016). 10

Figura 2.10: Estabilidade de muros de arrimo. a) Deslizamento da base; 13

Figura 2.11: Deformação ou modelos de falhas em cais de gravidade. 14

Figura 2.12: Superfície de Ruptura. (Fonte: Gerscovich, 2012) 17

Figura 2.13: Superfície de ruptura circular, (Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1970). 18

Figura 2.14: Superfície de ruptura do tipo cunha. (Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1970). 19

Figura 2.15: Superfície de ruptura genérica. (Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1970). 19

Figura 2.16: Método das Fatias (Fonte: Bitencourt, 2013). 20

Figura 2.17: Determinação da superfície de ruptura (Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1970). 21

Figura 2.18: Forças atuantes na fatia segundo o Método de Fellenius (Fonte: Bitencourt, 2013). 21

Figura 2.19: Variação do fator fo em função do parâmetro d/L e do tipo de solo (Fonte: Fabricio, 2006). 23

Figura 2.20: Determinação gráfica do Fator de Segurança pelo Método de Spencer. (Fonte: Ferreira, 2012). 25

Figura 2.21: Incertezas nas estimativas das propriedades do solo (Fonte: Sandoval 2012, Adaptado de Phoon e Kulhawy, 1999a). 29

Figura 2.22: Função de Falha (Fonte: Morales, 2013). 30

Figura 2.23: Função Densidade de Probabilidade de g(X) (Fonte: Morales, 2013). 31

Figura 2.24: Função Distribuição Acumulada da Probabilidade de Falha g(**X) (**Fonte: Morales, 2013). 32

Figura 2.25: Desenho esquemático do ensaio SPT. (Fonte: Marangon, 2009). 41

Figura 3.1: Complexo portuário - Porto do Rio Grande (Fonte: Plano de Desenvolvimento e Zoneamento do Porto do Rio Grande, 2017). 46

Figura 3.2: Identificação dos setores do Porto Velho (Fonte: Plano de Desenvolvimento e Zoneamento do Porto do Rio Grande, 2017). 47

Figura 3.3: Área de estudo - Cais do Porto Velho. 47

Figura 3.4: Ilustração do Porto de Rio Grande em 1860. (Fonte: Fototeca digital da Biblioteca /SUPRG, apud Ferreira, 2016). 48

Figura 3.5: Primeiro Cais de Pedra do Porto do Rio Grande. (Fonte: Acervo Biblioteca Rio Grandense, apud Torres, 2009). 49

Figura 3.6: Cais da Alfândega (Fonte: Acervo da Biblioteca da SUPRG, apud Ferreira, 2016). 50

Figura 3.7: Cais de Pedra do Porto do Rio Grande (Fonte:Torres, 2009). 50

Figura 3.8: Cais do Porto Velho sem os armazéns por volta de 1926 (Fonte: Museu da Cidade, apud Torres, 2009). 51

Figura 3.9: Cais do Porto Velho já com os armazéns construídos (Fonte: Acervo Biblioteca SUPRG, apud Ferreira, 2016). 51

Figura 3.10: Cais do Porto Velho com os Guindastes já instalados (Fonte: IBGE, 2020). 52

Figura 3.11: Croqui de identificação da área afetada (Fonte: Dias et al, 2000). 52

Figura 3.12: Inclinação das cobertinas e desalinhamentos dos trilhos (Fonte: Dias et al., 2000). 54

Figura 3.13: Inclinação das cobertinas (Fonte: Fonte: Dias et al, 2000). 54

Figura 3.14: Linha de ruptura e desalinhamento dos trilhos (Fonte: Dias et al, 2000). 54

Figura 3.15: a) Seção transversal do cais sem patologias; b) Seção transversal do cais com ruptura da fundação (Fonte: Dias et al., 2000). 55

Figura 3.16: Cais do Porto Velho (Fonte: SUPRG, 2009). 56

Figura 3.17: Fuga de material. (Fonte: SUPRG, 2009) 56

Figura 3.18: Fuga de material e deformações no calçamento próximo ao muro. 57

Figura 3.19: Início do trecho interditado com movimentação nos trilhos, declividade do Cais e afundamento de pavimento (Fonte: SUPRG, 2016). 58

Figura 3.20: Cobertina rachada devida a movimentação excessiva do cais e pavimento com diversas linhas de movimentação (Fonte: SUPRG, 2016). 58

Figura 3.21: Final do trecho interditado com movimentação nos trilhos, declividade do Cais, afundamento de pavimento e cobertina rachada próximo ao cabeço e ao prédio 4 (Fonte: SUPRG, 2016). 59

Figura 3.22: Trecho sem cobertinas, com grande fuga de material no piso, falta de trilho e grande deformação próximo ao prédio 5/ embarque balsa, lado sul do Cais (Fonte: SUPRG, 2016). 59

Figura 3.23: Trecho sem cobertinas, com grande fuga de material no piso, falta de trilho e grande deformação próximo ao prédio 5/ embarque balsa, lado sul do Cais (Fonte: SUPRG, 2016). 60

Figura 3.24: Cais do Porto Velho em Março de 2020. 61

Figura 3.25: Declividade e deformação do Cais do Porto Velho. 61

Figura 3.26: Declividade acentuada entre os trilhos e a cobertina. 62

Figura 3.27: Cobertinas deslocadas. 62

Figura 3.28: Desnivelamento da Pavimentação. 63

Figura 3.29: Ilustração da solução proposta para o reparo das fundações (Fonte: Dias et al., 2000). 64

Figura 3.30: Modelo padrão de recomposição do murro e identificação da perda do enrocamento da base (Fonte: SUPRG, 2000). 64

Figura 3.31: Colchão de gabião a ser colocado na base do muro de arrimo. 65

Figura 3.32: Estrutura metálicas de contenção do muro, Colchão Reno e sacos de cimento e areia para a recuperação do cais (Fonte: SUPRG, 2000). 65

Figura 3.33: Obra de recuperação da estrutura do cais (Fonte: SUPRG, 2000). 66

Figura 3.34: Etapas da obra de repavimentação (Fonte: SUPRG, 2001). 67

Figura 3.35: Etapas da Obra de Repavimentação. (Fonte: SUPRG, 2001). 67

Figura 3.36: Etapas da obra de Recuperação do Pavimento (Fonte: SUPRG, 2001). 68

Figura 3.37: Projeto de Revitalização do Porto Velho 1997 (Fonte: Arquitetos Brasileiros Associados, acessado 2021). 69

Figura 3.38: Projeto de Revitalização do Porto Velho 1997 - Identificação dos Setores. (Fonte: SUPRG, 1999). 69

Figura 3.39: Rincão da Cebola antes das Obras de Revitalização. (Fonte: Jornal Agora, 2010). 70

Figura 3.40: Estacas da nova estrutura do Cais do Rincão da Cebola. (Fonte: SUPRG, 2010). 70

Figura 3.41: Lajes da nova estrutura do Cais do Rincão da Cebola. (Fonte: SUPRG, 2010). 71

Figura 3.42: Rincão da Cebola após obra de revitalização do Setor Oeste. (Fonte: Globoplay, 2018). 71

Figura 3.43: Projeto de Revitalização do Porto Velho atualizado. (Fonte: SUPRG, 2015). 72

Figura 4.1: Corte da secção transversal do Cais do Porto Velho (Fonte: Acervo Biblioteca Engenharia Oceânica – adaptado). 73

Figura 4.2: Croqui dos pontos de sondagem SPT. 74

Figura 4.3: Identificação dos locais de dos ensaios de sondagem. 74

Figura 4.4: Perfil geotécnico em frente ao Cabeço 13. 75

Figura 4.5: Perfil geotécnico em frente aos Armazéns 3 e 4. 75

Figura 4.6: Perfil dos cenários analisados. a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3; 76

Figura 4.7: Grid no software SLIDE 6.0. 78

Figura 4.8: Fases construtivas do Cenário 1, 3 e 4. 80

Figura 4.9: Fases construtivas do Cenário 2. 80

Figura 4.10: Tipos de elemento: (a) triangular de 6 nós e (b) triangular de 15 nós. Fonte: Adaptado Brinkgreve (2002). 81

Figura 5.1: Gráfico do Número de Simulações em função do Fator de Segurança - Valor Médio. 91

Figura 5.2: Gráfico do Número de Simulações em função do Fator de Segurança - Desvio Padrão. 92

Figura 5.3: Gráfico do Número de Simulações em função da Probabilidade de Falha. 92

Figura 5.4: Histograma Cenário-1A. 92

Figura 5.5: Superfícies de ruptura do Cenário 1. 94

Figura 5.6: Superfície de ruptura do Cenário 2. 95

Figura 5.7: Superfície de ruptura do Cenário 3. 96

Figura 5.8: Superfícies de ruptura do Cenário 4. 97

Figura 5.9: Superfície de ruptura do Cenário 5. 98

Figura 5.10: Gráfico do Fator de Segurança em Função dos Métodos de Probabilidade. 109

Figura 5.11: Gráfico do Índice de Confiabilidade em Função dos Métodos de Probabilidade. 109

Figura 6.1: Gráfico do estudo de convergência de malha. 111

Figura 6.2: Malha para as análises dos Cenário 1,3 e 4. 112

Figura 6.3: Malha para Análise do Cenário 2. 112

Figura 6.4: Comparativo entre os MEL e MEF. 114

Figura 6.5: Deslocamento Total do Cenário 1 (a), deslocamento em x (b) e deslocamento em y (c). 118

Figura 6.6: Deslocamento Total do Cenário 3 (a), deslocamento em x (b) e deslocamento em y (c). 119

Lista de Tabelas

Página

Tabela 2.1: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas. 15

Tabela 2.2:Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais. 15

Tabela 2.3: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos globais. 16

Tabela 2.4: Fontes principais de incertezas na caracterização do solo. 28

Tabela 2.5: Nível de desempenho esperado de acordo com valores do índice de confiabilidade e probabilidade de falha. 33

Tabela 2.6: Coeficiente de Variação para Parâmetros Geotécnicos e Testes in Situ. 34

Tabela 2.7: Coeficiente de Variação para parâmetros geotécnicos. 34

Tabela 2.8: Coeficiente de confiança para a distribuição normal. 36

Tabela 2.9: Análise de Estimativas Pontuais. 40

Tabela 2.10: Peso específico para solos argilosos. 42

Tabela 2.11: Peso específico para solos arenosos. 42

Tabela 2.12: Coeficientes α. 45

Tabela 2.13: Coeficiente de correlação entre SPT e Es. 45

Tabela 2.14: Correlação do Coeficiente de Poisson. 45

Tabela 4.1: Dados de entrada do Método FOSM. 83

Tabela 4.2: Aplicação do Método FOSM. 83

Tabela 4.3: Dados de saída da análise de FOSM. 84

Tabela 4.4: Dados de entrada do Método de Estimativas Pontuais. 87

Tabela 4.5: Dados de saída da análise de Estimativas Pontuais. 87

Tabela 5.1: Parâmetros do Perfil Geotécnico. 88

Tabela 5.2: Parâmetros Médios da Estrutura do Cais. 88

Tabela 5.3: Coeficientes de Variação em função dos cenários analisados. 89

Tabela 5.4: Parâmetros geotécnicos e respectivos desvios padrão empregados na análise de baixos valores de coeficiente de variação. 89

Tabela 5.5: Parâmetros geotécnicos e respectivos desvios padrão empregados na análise de médios valores de coeficiente de variação. 90

Tabela 5.6: Parâmetros geotécnicos e respectivos desvios padrão empregados na análise de altos valores de coeficiente de variação. 90

Tabela 5.7: Resultados da análise determinística. 90

Tabela 5.8: Resultado da Análise de Malha. 91
Tabela 5.9: Resultados da análise probabilística para o Cenário 1. 93
Tabela 5.10: Resultados da análise probabilística para o Cenário 2. 95
Tabela 5.11: Resultados da análise probabilística para o Cenário 3. 96
Tabela 5.12: Resultados da análise probabilística para o Cenário 4. 97
Tabela 5.13: Resultados da análise probabilística para o Cenário 5. 98
Tabela 5.14: Resultados da análise do Cenário 1. 100
Tabela 5.15: Relevância dos parâmetros para o fator de segurança. 100
Tabela 5.16: Resultados da análise do Cenário 2. 101
Tabela 5.17: Relevância dos parâmetros – Cenário 2. 101
Tabela 5.18: Resultados da análise do Cenário 3. 102
Tabela 5.19: Relevância dos parâmetros – Cenário 3. 103
Tabela 5.20: Resultados da análise do Cenário 4. 103
Tabela 5.21: Relevância dos parâmetros – Cenário 4. 104
Tabela 5.22: Resultados da análise do Cenário 5. 104
Tabela 5.23: Relevância dos parâmetros – Cenário 5. 105
Tabela 5.24: Resultados da análise do Cenário 1. 106
Tabela 5.25: Resultados da análise do Cenário 2. 106
Tabela 5.26: Resultados da análise do Cenário 3. 107
Tabela 5.27: Resultados da análise do Cenário 4. 108
Tabela 5.28: Resultados da análise do Cenário 5. 108
Tabela 6.1: Parâmetros do Perfil Geotécnico. 110
Tabela 6.2: Parâmetros Médios da Estrutura do Cais. 110
Tabela 6.3: Resultado do Estudo de convergência de malha. 111
Tabela 6.4: Resultados da análise determinística. 113
Tabela 6.5: Resultados do Método de FOSM para o Cenário 1. 115
Tabela 6.6: Relação de influência dos parâmetros sobre o fator de segurança para o Cenário 1. 115
Tabela 6.7: Resultados do Método de FOSM para o Cenário 2. 116
Tabela 6.8: Relação de influência dos parâmetros sobre o fator de segurança para o Cenário 2. 116
Tabela 6.9: Resultados do Método de FOSM para o Cenário 3. 117

Tabela 6.10: Relação de influência dos parâmetros sobre o fator de segurança para o Cenário 3. 117

Tabela 6.11: Deslocamentos da estrutura do Cais do Porto Velho. 118

Lista de Símbolos

τ_{mob}	Tensão de cisalhamento mobilizada [N/m²]
τ_{res}	Tensão de cisalhamento resistente [N/m²]
σ'_{VO}	Tensão efetiva vertical [N/m²]
$\emptyset'_p$	Ângulo de atrito interno médio [°]
λ	Constante a ser determinada por processo interativo
θ_i	Ângulo entre a horizontal e a superfície de ruptura [°]
β	Índice de confiabilidade
$\Phi(\ )$	Função de Distribuição acumulada padrão
γ	Peso Específico [N/m³]
γ_b	Peso Específico Submerso [N/m³]
σ_g	Desvio padrão populacional
μ_g	Média populacional da função g
H	Força Horizontal de Reação [N]
V	Força Vertical de Reação [N]
$T_{m,j}$	Tensão de Resistência ao Cisalhamento [N/m²]
N_i	Força Normal [N]
W	Força Peso [N]
U	Poropressão [N/m²]
P_f	Probabilidade de Falha [%]
N	Número de repetições do processo de geração de valores aleatórios das variáveis independentes no Método de Monte Carlo
N_{SPT}	Número de golpes do Ensaio SPT
$N_{SPT,60}$	Número NSPT corrigido para a energia de cravação de 60%
D_r	Densidade relativa

p'	Pressão efetiva média [N/m²]
S_u	Resistência ao cisalhamento não-drenada [N/m²]
S	Desvio padrão amostral
X	Média amostral
$\overline{FS}$	Fator de Segurança médio
$f(x)$	Função de x
m	Número de variáveis para o cálculo do número de simulações do Método de Monte Carlo
$h_{\tilde{\alpha}/2}$	Coeficiente de confiança para a distribuição normal
ε	Precisão [%]
Δx	Largura da fatia [m]
Δl	Comprimento da parte inferior fatia [m]
h_i	Altura da fatia [m]
$E[g(X)]$	Média da distribuição de probabilidade da função de falha
$Var[g(\boldsymbol{X})]$	Variância da distribuição de probabilidade da função de falha
$I[\,]$	Operador de contagem

Lista de Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
COV	Coeficiente de Variação
CS	Coeficiente de Segurança
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FS	Fator de Segurança
FSf	Fator de Segurança de força
FSm	Fator de Segurança de momento
FDP	Função Densidade de Probabilidade
NBR	Norma Brasileira
PPGEO	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
VA	Variável Aleatória
MEL	Método de Equilíbrio Limite
MEF	Método de Elementos Finitos

1| Introdução

A segurança envolvendo a estabilidade de taludes é algo de extrema importância tanto para a geotecnia quanto para a engenharia costeira, seja esta estabilidade relacionada a taludes naturais ou a artificias. Apesar dos progressos realizados para a compreensão do mecanismo de ruptura, a análise desde tipo de estrutura tem sido geralmente insuficiente para evitar uma série de rupturas de taludes naturais ou artificiais, causando grande perda de vidas e propriedades ao redor do mundo.

Para Guidicini e Nieble (1983) os métodos de equilíbrio limite, usualmente empregados nas análises de estabilidade, durante décadas, foram as principais ferramentas de cálculos para engenheiros geotécnicos. A análise pelo método de equilíbrio limite considera que as forças que tendem a induzir a ruptura são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. Para comparar a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio limite, define-se o fator de segurança (FS) como sendo a relação entre a resultante das forças resistentes e solicitantes ao escorregamento. A condição de equilíbrio limite corresponderia a um fator de segurança unitário.

Entretanto, de acordo com Phoon & Kulhawy (1999) a avaliação quanto a estabilidade global é influenciada à medida que a variabilidade do solo afeta sistematicamente ou aleatoriamente as análises. Assim, há uma complexibilidade na variabilidade geotécnica, resultante das diversas fontes de incerteza, como as propriedades mecânicas e físicas de solos e rochas que se apresentam naturalmente dispersas, acrescendo a essa, as imprecisões nos modelos de transformações e as incertezas referentes ao erro humano. Deste modo, segundo Sandoval (2012) a abordagem probabilística oferece um tratamento sistemático das incertezas correspondentes às propriedades dos materiais envolvidos na análise de estabilidade de taludes. Em termos de probabilidade, as incertezas podem ser relacionadas quantitativamente para a confiabilidade de um projeto.

Sendo assim, entende-se que a análise de estabilidade de estruturas de contenção por meios determinísticos apesar de ser uma ferramenta amplamente difundida, não considera a variação dos parâmetros, em contrapartida a análise probabilística permite não somente compreender como a variabilidade do solo influencia na estabilidade como também permite quantificar o grau de confiabilidade da estrutura.

O Cais do Porto Velho, que é parte do complexo portuário do Porto do Rio Grande, vem apresentando nos últimos anos problemas sistemáticos de deformações excessivas no cais e rupturas em diferentes pontos da estrutura. Porém, a avaliação do comportamento dessa estrutura de contenção ao longo de sua vida útil é bastante complexa tendo em vista a falta do histórico construtivo da obra e a falta de dados geotécnicos. Diante desse problema e da relevância dessa estrutura para a comunidade local, o presente trabalho visa avaliar a confiabilidade dessa estrutura em diferentes

cenários com base em resultados obtidos com ferramentas computacionais de métodos de equilíbrio limite e elementos finitos.

1.1 Relevância e Justificativa

Embora o Porto Velho, atualmente, não esteja mais operando como no princípio da sua construção, a estrutura possui um papel de grande relevância histórica e cultural para o município, pois foi nesta região onde as atividades do comércio local começaram, onde foi construída a primeira estrutura de acostagem da cidade e por muitos anos sediou a Festa do Mar (um dos maiores eventos do município e da região Sul). O cais do Porto Velho tem grande relevância sociocultural para comunidade riograndina, mas também comercial, visto que atualmente ainda opera na atracação de embarcações de menor porte.

Atualmente o cais apresenta diversas patologias ao longo de sua seção. Mesmo após algumas obras emergenciais para recuperar as regiões mais críticas do cais, as deformações excessivas e rupturas são ainda constantes na estrutura. Por ser uma obra muito antiga, qualquer tentativa de avaliação do comportamento da estrutura esbarra na dificuldade da falta de parâmetros geotécnicos e nas possíveis características construtivas e do atual cenário dessa obra.

Assim, o presente estudo visa avaliar a confiabilidade quanto a estabilidade global do cais do Porto Velho. Para tal, foi feito um extenso levantamento histórico das características estruturais da estrutura de arrimo, dos cenários construtivos e das características geotécnicas do local. A influência nos valores de probabilidade de falha da estrutura foi analisada levando em consideração a variabilidades dos parâmetros de projeto e os diferentes cenários possíveis para a obra ao longo de sua vida útil.

Duas ferramentas computacionais foram utilizadas no presente estudo para a análise da confiabilidade. A primeira foi o software SLIDE 2D que trabalha com a utilização de métodos de equilíbrio limite para o cálculo dos fatores de segurança determinísticos. O SLIDE também tem acoplado na sua programação a possibilidade da avaliação através de métodos probabilísticos, sendo assim uma ferramenta mais usual. Uma desvantagem da ferramenta é que o SLIDE apenas avalia a estabilidade global da estrutura não levando em consideração as deformações da estrutura e do solo. O segundo software utilizado foi o PLAXIS 2D, uma poderosa e versátil ferramenta de elementos finitos muito utilizada na análise no comportamento tensão-deformação de estruturas geotécnicas. Apesar de avaliar toda interação entre solo e estrutura em diferentes estágios da construção, o PLAXIS não faz a cálculo do fator de segurança global utilizando os métodos clássicos de equilíbrio limite, o que dificulta a aplicação dos métodos probabilísticos na forma mais convencional.

Com isso, o presente estudo visa contribuir para não só com a avaliação da confiabilidade da estrutura do cais do Porto Velho, mas também na comparação e validação dessa análise probabilística utilizando diferentes ferramentas computacionais.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

A dissertação teve por objetivo analisar a probabilidade de falha global do Cais do Porto Velho considerando a variabilidade dos parâmetros de projeto e os diferentes cenários propostos para estrutura. Também foi estudado o comportamento das tensões e deformações atuantes no cais em função dos carregamentos que atuam nesta estrutura utilizando ferramentas de elementos finitos. Uma nova proposta metodológica foi apresentada para a avaliação da confiabilidade através da aplicação do FOSM nos resultados de fator de segurança obtidos com o software PLAXIS 2D.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste estudo são apresentados a seguir:

- Resgatar o histórico construtivo da estrutura de gravidade que compõe o cais do Porto Velho de modo entender a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, os carregamentos e as características construtivas do local;
- Determinar a probabilidade de falha do Cais do Porto Velho para cinco cenários distintos e avaliar como a variabilidade dos parâmetros de resistência do solo influenciam nos fatores de segurança globais da estrutura;
- Identificar quais parâmetros geotécnicos tem maior influência na estabilidade global através dos resultados obtidos com o SLIDE 2D.
- Analisar as tensões e deformações do cais utilizando o software de elementos finitos PLAXIS 2D.
- Avaliar se as análises probabilísticas utilizando a metodologia FOSM juntamente com os resultados de estabilidade global obtidos com o PLAXIS 2D são semelhantes aos resultados tradicionalmente encontrados com o software SLIDE.

1.3 Resumo dos Capítulos

O capítulo 2 é reservado a revisão bibliográfica onde é retratado um breve estado da arte quanto à: definições e classificações das estruturas portuárias, ações atuantes sob uma estrutura de cais e as patologias comumente ocorrentes em estruturas portuárias do mesmo tipo do Cais do Porto Velho. Este capítulo também se atenta em apresentar conceitos e métodos já desenvolvidos que embasem a análise de estabilidade de taludes a partir de aplicação de análises determinísticas e probabilísticas.

O capítulo 3, denominado de Estudo de Caso, é dividido em três tópicos, sendo o primeiro deles destinado a um resgate histórico do Porto Velho, onde é apresentada informações pertinentes a construção da estrutura assim como registros fotográficos da

mesma. No segundo tópico é apresentado os registros investigativos das patologias da estrutura do Cais do Porto Velho e o terceiro e último tópico aborda um resgate de obras de recuperação da estrutura do cais.

No capítulo 4 é apresentada a seção transversal do cais, o seu perfil geotécnico, este definido a partir e ensaios de sondagem, os cenários a serem analisados e as metodologias utilizadas para a aplicação das análises determinísticas e probabilísticas.

No capítulo 5 são apresentados os resultados das análises do Método de Equilíbrio Limite, em que são identificados os fatores de segurança envolvidos em cada um dos cenários analisados, assim como as probabilidades de falha e a influência que a variação dos parâmetros geotécnicos tem sobre a ruptura da estrutura.

O capítulo 6 se atenta a apresentar os resultados das análises do Método de Elementos Finitos, neste capítulo são identificados os fatores de segurança, os parâmetros que tem maior influência sobre os fatores de segurança além de identificar os deslocamentos da estrutura.

2| Revisão bibliográfica

2.1 Estruturas Portuárias

Segundo Gaythwaite (2016) as obras portuárias foram um dos primeiros empreendimentos importantes de seres humanos civilizados. Os nossos antepassados costumavam exibir uma grande compreensão da natureza em suas obras portuárias, que infelizmente se perderam juntamente com o declínio dos impérios e mudanças na linha de costa. As obras portuárias, em pedras e madeira, de menos de 100 anos, foram substituídas principalmente por estruturas de concreto e aço que estenderam as instalações portuárias para águas mais profundas e mais expostas. Mas ainda assim, os engenheiros portuários dependem muito da coleção de experiências passadas para embasar suas análises e projetos contemporâneos.

Santos (2010) afirma que as estruturas portuárias podem ser classificadas de diversas formas dependendo do prisma pelo qual são analisadas. Estes tipos de estruturas podem ser categorizados em função: da sua localização, das condições de abrigo no local de implantação, da sua especialização (ou carga transportada), da configuração em planta, do modo de transmissão das ações às fundações, do seu perfil transversal, do tipo de material de que é composto, entre outros.

2.1.1 Tipos de estruturas quanto a sua localização

Alfredinie Arasaki (2009) classificam as estruturas portuárias quanto a sua localização em portos exteriores, interiores e ao largo. Segundo os autores, os portos externos são aqueles que são situados diretamente na costa, podendo ser saliente a costa (ganhos a água), quando são implantados aterros que avançam sobre o mar, ou encravados em terra (ganhos a terra), quando são compostos por escavações formando dársenas, píers, canais e bacias. Os portos internos são aqueles localizados no interior de estuários, lagunas e deltas. E os portos ao largo são aqueles localizados após a zona de arrebentação, distantes da costa.

Gaythwaite (2016) classifica as estruturas de acostagem, segundo a sua localização e condição de abrigo em naturalmente protegidas (Figura 2.1), artificialmente protegidas (Figura 2.2) ou em estruturas expostas (Figura 2.3).

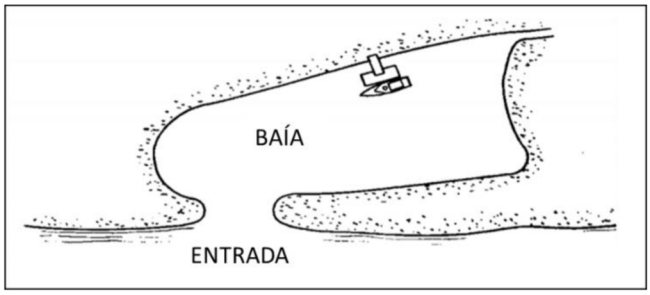


Figura 2.1: Porto interno ou naturalmente protegido (Fonte: Adaptado de Gaythwaite, 2016).

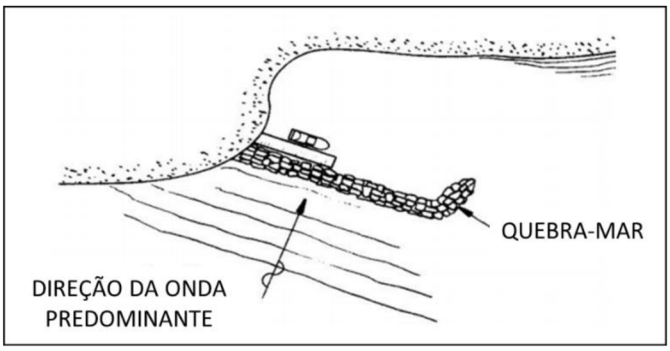


Figura 2.2: Porto artificialmente protegido (Fonte: Adaptado de Gaythwaite, 2016).

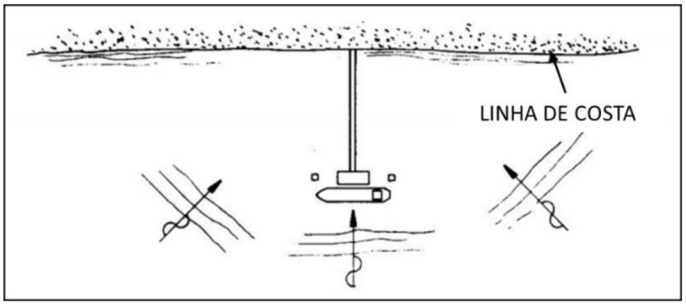


Figura 2.3: Estruturas expostas (Fonte: Adaptado de Gaythwaite, 2016).

2.1.2 Tipos de estruturas quanto a função

Segundo Gaythwaite (2016), os terminais portuários são instalações de atracação que servem como pontos de transferência para a carga da embarcação. Tsinker (2004), classifica os terminais portuários de acordo com a carga transportada em:

- Terminais de carga geral: são aqueles caracterizados por receber e movimentar todo o tipo de cargas que possam ser movimentadas por gruas, desde que não haja uma predominância relevante de uma carga em relação a outra.

- Terminais de contêineres: este tipo de terminal é especializado na acomodação e manuseio contêineres, o que requer equipamentos especializados
- Terminais Roll on Roll off: são caracterizados por receberem cargas automotivas, portanto, o transporte de mercadorias é feito horizontalmente através de rampas que se estendem do navio para o cais.
- Terminais de ferries: são muito parecidos com os terminais Roll on Roll off, entretanto, neste tipo de estrutura é possível transportar, além de veículos, passageiros e a forma de transferência entre o navio e o cais é feita através de pontes.
- Terminais de passageiros: este tipo de estrutura é caracterizado por receber cruzeiros.
- Terminais multiusos: são aqueles que podem tanto realizar carga e descarga de mercadorias ou desembarque de passageiros.
- Terminais de graneis sólidos: estas estruturas são responsáveis pela movimentação de produtos como carvão, produtos alimentares em grãos como soja, milho, arroz, entre outros. Assim, a transferência das cargas é feita por gruas.
- Terminais de graneis líquidos: As cargas movimentadas por este tipo de terminal compreendem produtos petrolíferos, gases liquefeitos comprimidos, produtos químicos e alguns produtos alimentares específicos. A transferência das cargas é feita, em sua maioria, a uma certa distância da costa, por questões de segurança e acomodação dos navios, por meios de bombas e dutos conectados entre o navio e tanques na costa.

Gaythwaite (2016) classifica os terminais ainda em:

- Militar e da guarda costeira: este tipo de estrutura se atém a atracação de embarcações militares e da guarda costeira.
- Estaleiros: este tipo de terminal as embarcações são construídas ou reformadas.
- Pescas e pequenas embarcações: este tipo de terminal é caracterizado por receber embarcações pesqueiras e de pequeno porte.
- Embarcações de pesquisa, barcos de trabalho e embarcações de suprimentos offshore;
- Portos e marinas de pequenas embarcações como iates e embarcações de recreio.

2.1.3 Tipos de estruturas quanto a seção transversal

As estruturas portuárias de acostagem, segundo Alfredini e Arasaki (2009), podem ser classificadas conforme a sua seção transversal em paramento fechado ou paramento

aberto. Quanto a estrutura de paramento fechado, os autores subclassificam este ainda em cais de gravidade e cais em cortina de estaca-prancha.

Segundo Pires (2011), o cais de gravidade consiste em um conjunto de blocos fundados em uma base, em geral rochosa, com interposição de um prisma de enrocamento. A estabilidade estrutural é fundamentalmente assegurada pelo peso próprio da estrutura, e pelas forças de atrito. Alfredinie Arasaki (2009) afirmam que esse tipo de estrutura tem como princípio estático o uso de estruturas pesadas e citam como tipos de cais de gravidade a muralha de blocos, muralha de caixões de concreto e muralha de elementos celulares. A Figura 2.4 ilustra cada uma destes tipos de estrutura.

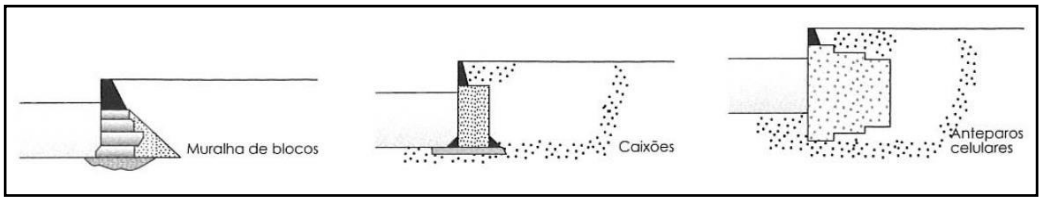


Figura 2.4: Estruturas de paramento fechado do tipo gravíticas (Fonte: Alfredinie Arasaki, 2009).

Segundo Thoresen (2003), o cais do tipo muralha de blocos é a tipologia mais antiga utilizada na concretização de estruturas de acostagem, a qual era estruturada a partir de blocos de pedra natural, entretanto, devido ao seu elevado custo, estes elementos estruturais passaram a ser substituídos por blocos de concreto pré-fabricados. Este tipo de método construtivo se dá através do alinhamento e sobreposição, sequencial e vertical, de blocos de dimensões e peso elevados, finalizados como uma plataforma maciça de concreto armado. Gaythwaite (2016) afirma ainda que o peso dos blocos varia de acordo com o material utilizado, de modo que estes acabam por limitar-se a capacidade dos equipamentos de movimentação de cargas, contudo estima-se que os pesos variam entre 1 a 5 toneladas para pedras naturais e entre 5 a 200 toneladas para blocos pré-fabricados. A Figura 2.5 ilustra esse tipo de estrutura.

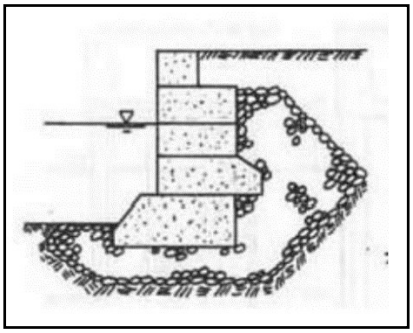


Figura 2.5: Cais de gravidade tipo Muralha de Blocos (Fonte: Gaythwaite, 2016).

Pires (2011) afirma que o cais em caixão, diferentemente do cais muralha de blocos, utiliza uma única unidade na execução da estrutura, assim os caixões nada mais são do que caixas de concreto normalmente armados, pré-fabricados e de grandes dimensões. Segundo o autor, estes elementos são posicionados no local pretendido e posteriormente preenchidos com material granular, normalmente areia ou concreto, que os assenta no fundo do corpo d'água, devido ao peso próprio. Segundo Agerschou et al. (2004), os caixões são colocados alinhados, no fundo do mar, sobre uma camada de enrocamento bem compactado e nivelado para evitar a erosão das fundações. Existem, além do formato de caixa, outras formas de caixões, como circulares e em forma de trevo. A Figura 2.6 ilustra um cais de gravidade do tipo caixão.

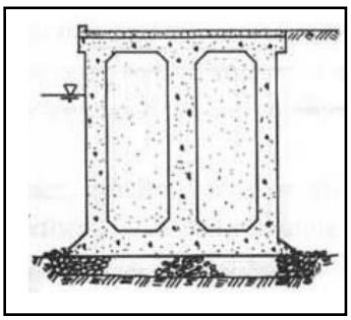


Figura 2.6: Cais de gravidade do tipo Caixão (Fonte: Gaythwaite, 2016).

O cais de anteparo celular, também é conhecido como cais de aduela. Segundo Pires (2011), este tipo de estrutura é muito parecido com as estruturas do tipo caixão, diferenciando-se apenas pelo fato de que as aduelas não possuem laje de fundo. O autor ressalta que este tipo de sistema de acostagem é construído a partir do empilhamento dos blocos celulares em colunas, posteriormente preenchidos com concreto, areia ou enrocamento. A superestrutura poderá ser realizada em vigas de concreto com a função de solidarizar as pilhas de aduelas. A Figura 2.7 ilustra um cais do tipo celular.

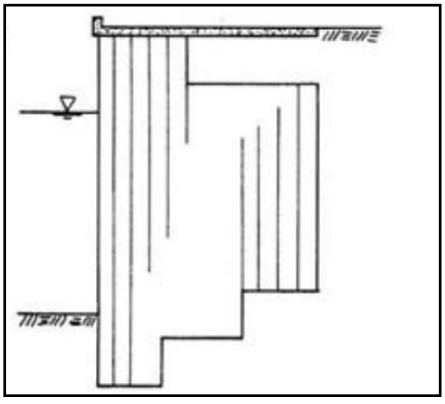


Figura 2.7: Cais de anteparo celular (Fonte: Gaythwaite,2016).

O cais de estaca-prancha, segundo Alfredinie Arasaki (2009), é uma estrutura que tem como princípio estático o uso de estruturas leves. Este tipo de soluções é frequentemente utilizado em situações onde as características geotécnicas não justificam a utilização de elementos estruturais assentes em camadas profundas. A Figura 2.8 ilustra esse tipo de estrutura.

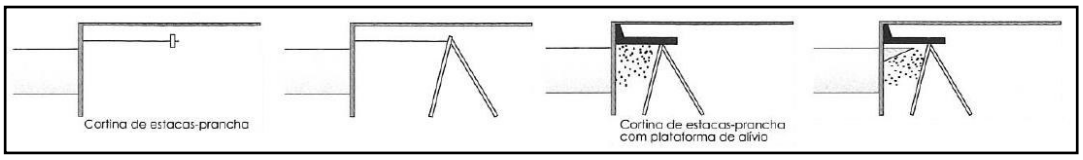


Figura 2.8: Estruturas de paramento fechado do tipo estaca-prancha (Fonte: Alfredinie Arasaki, 2009).

Segundo Alfredinie Arasaki (2009), o cais em paramento aberto tem como princípio estático se constituírem em estruturas leves, em que as cargas verticais são absorvidas pelas estacas verticais e as cargas horizontais são absorvidas por estacas inclinadas ou tirantes e pelo terrapleno. Tratam-se de estruturas largamente utilizadas, com talude de enrocamento de declividade o mais íngreme possível e cortina frontal para atracação. De acordo com Pires (2011) as estacas podem ser de madeira, aço, concreto armado e mistas, quanto as estacas mistas estas podem ser uma associação de aço e concreto armado ou ainda de madeira concreto armado. A Figura 2.9 ilustra esse tipo de sistema de acostagem.

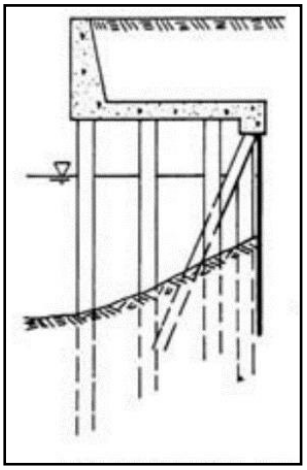


Figura 2.9: Estrutura de acostagem do tipo paramento aberto (Fonte: Gaythwaite, 2016).

2.2 Ações sobre um cais

A norma brasileira NBR 8681/2003, referente a Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento, define ação como sendo as causas que provocam esforços ou

deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.

A norma espanhola ROM 0.2-90, referente a Ações no Projeto de Estruturas Marítimas e Portuárias, classifica as ações em uma estrutura portuária em três tipos, sendo elas quanto a variação no tempo, variação no espaço e quanto a resposta da estrutura. Tal norma entende por ações que variam no tempo aquelas como as cargas permanentes, cargas variáveis e cargas acidentais, quanto as cargas que variam no espaço, são citadas as cargas fixas e as cargas móveis. E as cargas de resposta da estrutura estão as cargas dinâmicas e as cargas estacionárias. A norma americana UFC 4-152-01, referente a Projetos: Píeres e Cais, classifica as cargas atuantes na estrutura portuária em cargas inoperantes, cargas verticais e cargas horizontais.

2.2.1 Ações permanentes

Segundo a norma ROM 0.2-90 as ações permanentes são aquelas essencialmente gravitacionais que atuam por todo o período da fase de projeto, sendo constantes no espaço e magnitude, ou aquelas em que a variação seja lenta ou desprezível em comparação com seu valor médio. Assim, se consideram cargas permanentes aquelas cuja variação ocorre em um único sentido alcançando um certo valor limite. Tal norma classifica as cargas permanentes em:

- Peso próprio: peso da estrutura;
- Cargas mortas: são aquelas produzidas pelo peso de todos elementos não resistentes no sentido estrutural, suportadas ou permanentemente incluídas na estrutura resistente, tais como armazéns e pavimentos.

2.2.2 Ações variáveis

De acordo com a NBR 8681/2003 as ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. A norma ROM 0.2-90 classifica esse tipo de ação em:

- Cargas hidráulicas: são as cargas associadas ao nível de água, ao lençol freático. Podendo se diferenciar em pressões hidrostáticas e pressões hidrodinâmicas associadas a gradientes hidrostáticos.
- Cargas do terreno: são as pressões de empuxo devido ao terreno natural ou aterro, podem ser ainda ações indiretas de outras cargas através dele.
- Cargas variáveis de uso ou exploração: são cargas associadas ao serviço e ao uso normal da estrutura resistente, que podem variar em posição e magnitude durante a fase de vida analisada. Este tipo de ação se subdivide ainda em: sobrecarga de estacionamento e armazenamento, sobrecarga de equipamentos e instalações de movimentação de mercadorias, sobrecarga de

tráfego, sobrecargas para o dimensionamento de esplanadas e sobrecargas operacionais de navios.

- Cargas de meio ambiente: são cargas devido a ações de fenômenos naturais, climáticos e ambientais que atuam sobre a estrutura resistente ou sobre os elementos que a compõem. Este tipo de carga subdivide-se em: ações devido a ondulações, ações devidas as correntes, ações devidas as marés e demais variações do nível da água, ações devido ao vento, ações devido a temperatura do ar e da água, ações devido a precipitação da chuva, ações devido a neve e ao gelo e ações sísmicas.
- Cargas de deformação: são cargas devido a deformações impostas, estas subdividem-se em: cargas de pré-tensão, cargas térmicas, reológicas e deformações por movimentos impostos.
- Cargas de construção: são cargas transitórias associadas especificamente ao processo de execução e comissionamento do elemento resistente.

2.2.3 Ações Excepcionais

A norma ROM 0.2-90 define as ações acidentais como cargas de caráter infrequente ou anormais que podem ocorrer como resultado de um acidente, uso indevido ou de condições ambientais ou de trabalho excepcionais. Tais ações podem ser consideradas com pouca chance de ocorrência ou que tenha pequenas durações de aplicações durante toda a vida útil da estrutura, contudo as ações com pequena probabilidade de ocorrência podem ter um efeito significativo para a segurança da estrutura. Alguns destes tipos de carga são:

- Inundações devido a canos ou depósitos quebrados;
- Falhas no sistema de drenagem ou controle de subpressão;
- Elevações do nível freático de projeto;
- Empuxos devido à instabilidade do solo;
- Assoreamentos e sobredragagem;
- Escavações ou erosões produzidas pelas hélices de navios em manobras ou por correntes excepcionais;
- Impactos e sobrecargas devido a manobras ou situações operacionais excepcionais;
- Ações e sobrecargas produzidas por condições ambientais excepcionais.

2.3 Fenômenos Patológicos em Muros de Gravidade

Segundo Cánovas (1988), patologia é a parte da engenharia que estuda os mecanismos, sintomas, causas e origens dos defeitos das obras. Em alguns casos, é

possível se fazer um diagnóstico dos fenômenos patológicos apenas através da visualização. Entretanto, em outros casos o problema é mais complexo, sendo necessário verificar o projeto, investigar as cargas que foi submetida à estrutura; analisar detalhadamente a forma como foi executada a obra e, inclusive, como esta patologia reage diante de determinados estímulos. Dessa forma, é possível identificar a causa destes problemas, corrigindo-os para não se manifestarem novamente.

Segundo Gerscovich (2012), a estabilidade de muros de gravidade está associada a garantia do desempenho adequado da estrutura. Portanto, deve-se garantir que não ocorra deformações e movimentações da estrutura em função das forças atuantes. A Figura 2.10 ilustra quatro tipos rupturas associadas ao desequilíbrio de esforços atuantes em um muro de gravidade, sendo elas o deslizamento da base da estrutura, o tombamento, a capacidade de carga do solo e a ruptura por instabilidade global.

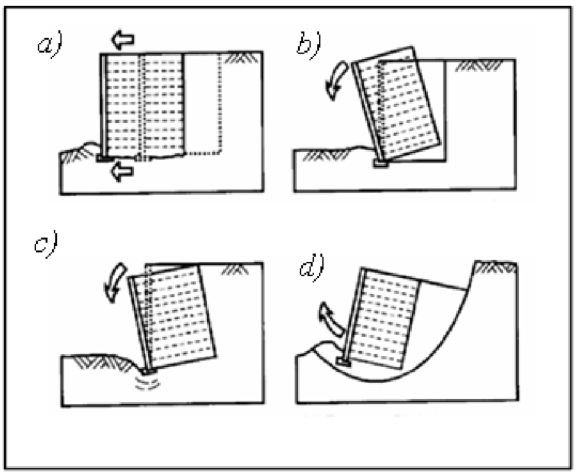


Figura 2.10: Estabilidade de muros de arrimo. a) Deslizamento da base;

b) Tombamento; c) Capacidade de Carga da Fundação; d) Estabilidade Global
(Fonte: Gerscovich, 2012).

Segundo a Associação Mundial para Infraestrutura de Transporte Aquático PIANC (2001), um cais de gravidade em fundações firmes, apresenta modos típicos de falha como deslocamentos na direção do mar e inclinação da sua estrutura quando há ocorrência da ação de terremotos. Já para aterros soltos ou bases arenosas soltas naturais, a norma prevê modos de falha que envolvem a deformação geral da fundação, resultando em grandes deslocamentos, inclinações e assentamentos na direção do mar. De acordo com o PIANC (2001) um muro de gravidade que tenha uma relação largura/altura relativamente pequena, normalmente inferior a cerca de 0,75, exibe um modo de falha de inclinação predominante em vez de deslocamentos horizontais, resultando, em casos extremos, no colapso da estrutura. A Figura 2.11 ilustra deformações na estrutura de um cais de gravidade em função do solo de fundação.

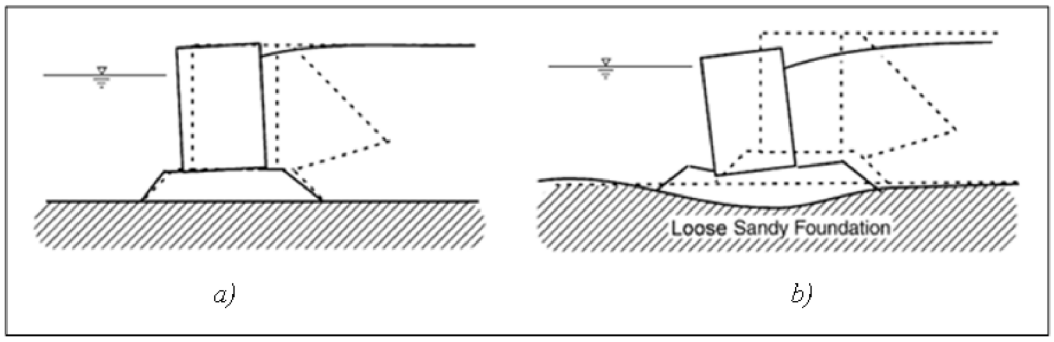


Figura 2.11: Deformação ou modelos de falhas em cais de gravidade.

a) Em uma fundação firme; b) Em uma fundação com solo solto (Fonte: PIANC, 2001).

PIANC (2001) prevê ainda algumas informações relacionadas as presenças de patologias envolvendo cais de gravidade, sendo elas:

- A maior parte dos danos às paredes dos cais de gravidade está frequentemente associada a deformação significativa de um depósito de solo mole ou liquefiável e, portanto, se a liquefação for um problema, implementar medidas de remediação apropriadas contra a liquefação pode ser uma abordagem eficaz para obter um desempenho sísmico significativamente melhor;
- A maioria das falhas das paredes dos cais de gravidade, na prática, resultam de deformações excessivas, não de colapsos catastróficos e, portanto, métodos de projeto baseados em deslocamentos e estados de tensão finais são desejáveis para definir o desempenho sísmico abrangente;
- O tombamento/colapso de paredes do tipo bloco de concreto pode ocorrer quando a inclinação for excessiva, e esse tipo de parede precisa de uma consideração cuidadosa ao especificar critérios de danos relacionados ao modo de tombamento/colapso.

2.4 Análise de Estabilidade

Segundo Souza (2000), a análise de estabilidade de taludes tem como principal objetivo determinar, quantitativamente, um índice ou uma grandeza que sirva de base para uma melhor compreensão do comportamento e da sensibilidade a ruptura de um talude ou encosta devido aos agentes condicionantes (poropressões, sobrecargas, geometria, etc.).

De acordo com a NBR11682/2009, os Fatores de Segurança envolvidos nos projetos de estabilidade de taludes devem assegurar possíveis incertezas relacionadas a variações naturais ou decorrentes de etapas de projeto ou construções em função da

possibilidade de perda de vidas humanas e de danos materiais e ambientais. Assim, a partir da Tabela 2.1 é determinado o nível de segurança em função da perda de vida, na Tabela 2.2 é inferido o nível de segurança em função dos danos materiais e ambientais, assim, a partir dos graus de segurança obtidos nas referidas tabelas é determinado a valor do FS a ser adotado o qual é extraído da Tabela 2.3.

Tabela 2.1: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais, estáticos, praças e demais locais, urbanos ou não, como possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzida.

Fonte: NBR 11682-2009.

Tabela 2.2:Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte a áreas que afetem serviços essenciais. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Fonte: NBR 11682-2009.

Tabela 2.3: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos globais.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1: No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado e enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2: No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incindindo sobre os parâmetros, γ, $\emptyset$, c, em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3: Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682-2009.

Teixeira (2012) menciona cinco métodos para a análise de estabilidade, sendo estes:

- Método determinístico: maneira tradicional de dimensionamento, tendo as variáveis aleatórias (VA) valores determinísticos, enquanto as incertezas são incluídas nos coeficientes globais de segurança. Esses coeficientes geralmente são especificados de acordo com a necessidade frente à estrutura;
- Método semi-probabilístico: as equações utilizadas nesse método são de cunho determinístico, enquanto as VA são multiplicadas pelos Coeficientes de Segurança (CS) parciais, onde os mesmos são ajustados por meio de análise de confiabilidade; este é o método mais utilizado em análise de estruturas.
- Método probabilístico aproximado ou condicionado: os valores das VA são determinados através da sua distribuição e parâmetros estatísticos, de forma que o exame da segurança é feito por métodos numéricos aproximados. Nesse caso o estudo probabilístico depende das condições dos modelos e teorias utilizadas, como por exemplo, a probabilidade de ruptura em um talude bidimensional onde a superfície de ruptura é circular;
- Método probabilístico puro: considera todas as características probabilísticas de VA (média, desvio padrão e distribuição da probabilidade). Ou seja, primeiramente se conhecem todas as condições e probabilidades envolvidas para posteriormente se conhecer a probabilidade de ruptura.

- Método de análise de risco: leva em conta o impacto material e não material de um possível fracasso ou ruptura. Portanto, o risco é considerado na medida de confiabilidade, tendo assim a probabilidade de ruptura multiplicada pelos custos das consequências.

2.5 Análise Determinística de Estabilidade

Segundo Sandoval (2012), as técnicas mais usuais para a análise de estabilidade de taludes são determinísticas. Tais técnicas assumem constância das variáveis utilizadas no modelo de cálculo. Para expressar se um talude é estável ou não os métodos determinísticos utilizam um índice chamado de fator de segurança (FS). Assim, um Fator de Segurança maior que 1 (um) indica que o talude está estável, um FS igual a 1 (um) instável e um FS menor que 1 (um) não apresenta significado físico pois nestas condições o talude já desmoronou.

Em análises determinísticas de estabilidade de taludes, existem duas linhas básicas de aproximações. A primeira delas é a que considera o Equilíbrio Limite e, a segunda, a Análise Tensão-Deformação, que envolve técnicas baseadas em métodos numéricos, nas quais, conhecidas as propriedades do material e a seção transversal do talude, é possível analisar a seção para deformações e segurança, e para o cálculo de tensões e deformações na massa de solo (COSTA, 2001).

2.5.1 Método do Equilíbrio Limite

Segundo Telles (2015) o Método do Equilíbrio Limite consiste em aplicar equações de equilíbrio para as forças atuantes em uma massa de solo, esta delimitada por uma superfície potencial de ruptura arbitrada. A Figura 2.12 ilustra as forças resistentes e mobilizadas em função da superfície de ruptura.

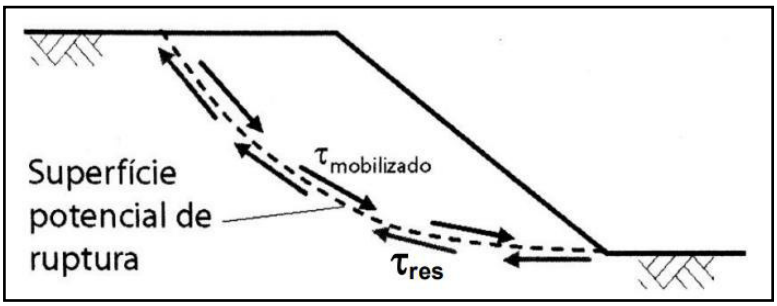


Figura 2.12: Superfície de Ruptura. (Fonte: Gerscovich, 2012)

Segundo Gerscovich (2012) este método considera que apenas uma parcela da resistência do solo é mobilizada, de maneira a se equilibrar com as forças solicitantes, assim o Fator de Segurança é definido como o fator pelo qual os componentes da resistência ao cisalhamento são reduzidos para que a massa de solo atinja o estado de equilíbrio limite, ao longo da superfície mobilizada. Dessa forma, temos que a equação para determinação do FS é dada segundo a Equação 2.1.

$$\tau_{mob} = \frac{\tau_{res}}{FS} \tag{2.1}$$

Onde:

- τ_{mob}: Tensão de cisalhamento mobilizada;
- τ_{res}: Tensão de cisalhamento resistente;
- FS: Fator de Segurança.

Massad (2010) define duas abordagens para a análise de estabilidade a partir da aplicação do Método de Equilíbrio Limite, sendo estas o Método das Fatias, também conhecido como Método Sueco ou Método das Lamelas e o Método das Cunhas. Segundo o autor o Método das Fatias consiste em dividir a massa de solo em fatias verticais, admitindo superfícies de ruptura circulares (método de Fellenius, Taylor e Bishop) e poligonais (método de Janbu, Morgenstern-Price e Spencer), já o Método das Cunhas divide o solo em cunhas com inclinações variáveis nas interfaces, admitindo qualquer tipo de superfície de ruptura. As Figura 2.13, 2.14 e 2.15 ilustram os tipos de superfície de ruptura.

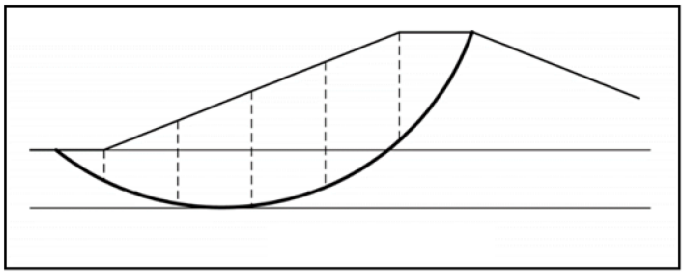


Figura 2.13: Superfície de ruptura circular, (Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1970).

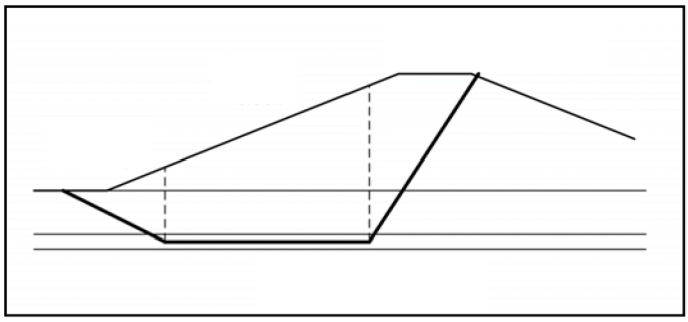


Figura 2.14: Superfície de ruptura do tipo cunha. (Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1970).

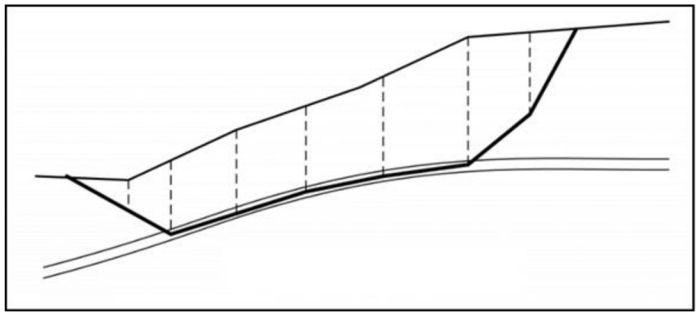


Figura 2.15: Superfície de ruptura genérica. (Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1970).

Yu (1998) ressalta que o Método do Equilíbrio Limite por ser mais simples, é muitas vezes a primeira opção de análise. Para o emprego de tal método realiza-se uma ordem de suposições a fim de cumprir o equilíbrio de forças e momentos na determinação do FS, sendo estas:

- Se define inicialmente a superfície de ruptura, podendo ou não ser conhecida;
- O talude apresenta-se na eminência da ruptura geral;
- O critério de Mohr-Coulomb é satisfeito ao longo de toda a superfície de ruptura;
- O FS é constante no decorrer de toda a superfície de ruptura.

Método das Fatias

Segundo Pacheco (2005) a análise através dos métodos das fatias parte da definição de uma superfície de deslizamento qualquer para toda a massa do talude. Esta superfície é dividida em um número de fatias verticais. A Figura 2.16 ilustra a divisão das fatias e as forças atuantes.

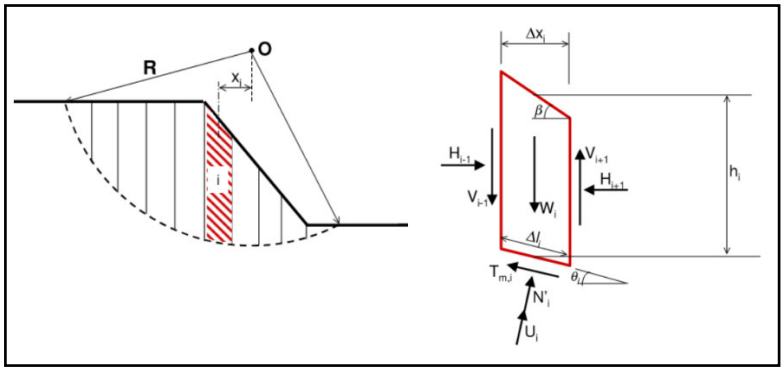


Figura 2.16: Método das Fatias (Fonte: Bitencourt, 2013).

Onde:

- H_{i-1}, H_{i+1}: Força horizontal de reação;
- V_{i-1}, V_{i+1}: Força vertical de reação;
- $T_{m,j}$: Tensão de resistência ao cisalhamento;
- N_i': Força normal na fatia i;
- U_i: Poropressão na fatia i;
- W_i: Força peso na fatia i.
- θ_i: Ângulo entre a horizontal e a superfície de ruptura;
- Δl: Comprimento da parte inferior da fatia;
- Δx: Largura da fatia;
- h_i: Altura da fatia.

Zhu et al. (2003) definem três premissas com relação à aplicação do Método das Fatias, sendo elas:

- O corpo deslizante sobre a superfície de ruptura é dividido em um número finito de fatias;
- A resistência da superfície de deslizamento é mobilizada ao mesmo grau para trazer o corpo deslizante ao estado limite;
- O FS é calculado a partir de equações de equilíbrio de forças e/ou momentos.

Método de Fellenius

Segundo U.S. Army Corps of Engineers (1970), o Método de Fellenius foi o percursor do Método das Fatias. Neste método as forças laterais de interação entre as fatias não são consideradas e a superfície de ruptura adotada é do tipo circular.

A inferência da superfície de ruptura se dá a partir da determinação da posição do centro geométrico do círculo de ruptura e do comprimento do seu raio, de um ponto no qual a superfície do solo deverá deslizar e um plano no qual a superfície de deslizamento deve ser tangente. A Figura 2.17 ilustra estes pontos.

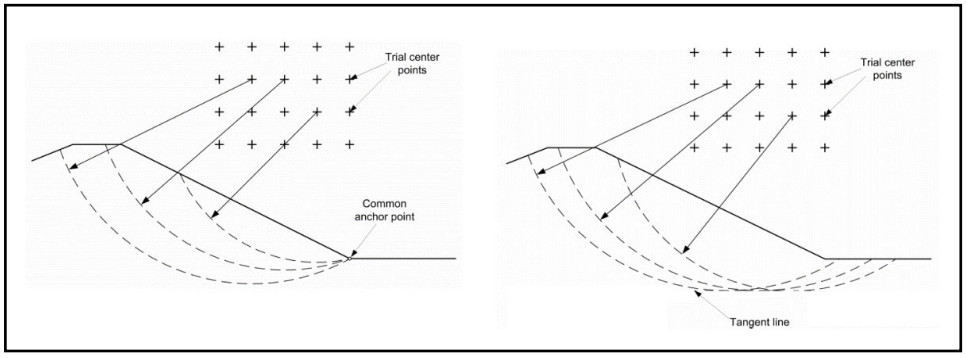


Figura 2.17: Determinação da superfície de ruptura (Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1970).

Assim, a partir da mudança da posição do centro do círculo, do ponto de deslizamento e do plano tangente, são calculados os esforços atuantes na massa de solo e, portanto, definido um FS para cada um dos cenários. Este processo é repetido até que o Fator Mínimo de Segurança seja encontrado (U.S. Army Corps of Engineers ,1970)

Após a determinação do plano de ruptura são calculadas as forças atuantes nas fatias, deste modo, a força normal na base da fatia é definida a partir do somatório das forças atuantes na direção perpendicular à parte inferior da fatia, posteriormente os momentos são somados sobre o centro do círculo para a determinação do Fator de Segurança. A Figura 2.18 ilustra as forças atuantes nas fatias.

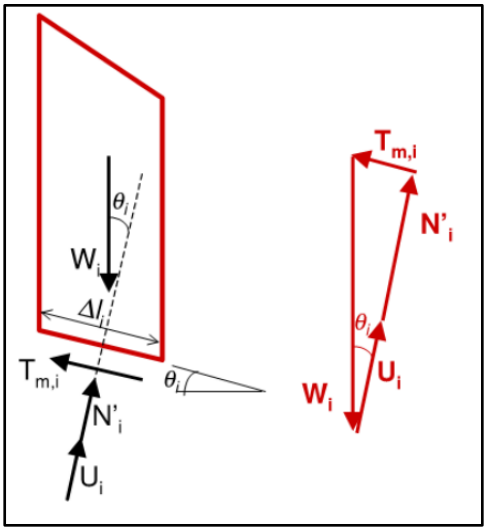


Figura 2.18: Forças atuantes na fatia segundo o Método de Fellenius (Fonte: Bitencourt, 2013).

Assim, de acordo com U.S. Army Corps of Engineers ,1970, a partir do equilíbrio das forças atuantes, ao realizar o somatório das forças no sentido do eixo perpendicular

a fatia e no sentido longitudinal a fatia, tem-se que o fator de segurança é dado de acordo com a Equação 2.2.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n} c'_i * \Delta l + (Wi * \cos\theta_i - U_i * \Delta l) * \tan\emptyset'}{\sum_{i=1}^{n} W_i * \sin\theta_i} \quad (2.2)$$

Onde:

- c': Coesão;
- Δl: Comprimento da parte inferior da fatia;
- W_i: Força Peso na fatia i.
- U_i: Poropressão na fatia i;
- θ_i: ângulo entre a horizontal e a superfície de ruptura;
- $\emptyset'$: ângulo de atrito;

Método de Bishop Simplificado

O Método de Bishop Simplificado foi desenvolvido por Bishop. Tal método é baseado na suposição de que as forças entre fatias são horizontais. Além disso, o método também assume uma superfície de ruptura circular. O equilíbrio das forças se dá na direção vertical, de modo que a equação de equilíbrio resultante é combinada com a equação de Mohr-Coulomb, posteriormente é feito o somatório de momentos sobre o centro de superfície de deslizamento (U.S. Army Corps of Engineers ,1970). Massad (2010) define a equação para a determinação do fator de segurança como sendo igual a Equação 2.3, apresentada a seguir.

$$FS = \frac{\left[c' * \Delta l + \frac{W - u * \Delta x - \frac{c' * \Delta X * \tan\theta}{FS}}{\cos\theta + \frac{\tan\emptyset' * \sin\theta}{FS}} * \tan\emptyset'\right]}{\sum(W * \sin\theta)} \quad (2.3)$$

Onde:

- c': Coesão;
- Δl: Comprimento da parte inferior da fatia;
- W: Força Peso na fatia i;
- u: Poropressão
- Δx: Largura da fatia;
- θ_i: ângulo entre a horizontal e a superfície de ruptura;
- $\emptyset'$: ângulo de atrito;

Como o Fator de Segurança aparece em dois membros da equação, portanto o processo de cálculo para a sua obtenção deve ser iterativo. Em geral, três ciclos de iteração são suficientes, se for necessário atingir uma maior precisão pode-se utilizar o método de Newton-Raphson para acelerar o processo (MASSAD, 2010).

Método de Janbu e Janbu Simplificado

Segundo Gerscovich (2012) o Método de Janbu generalizado, trata-se de um método bastante rigoroso, que considera e satisfaz a todas as equações de equilíbrio. Tal método assume uma superfície de ruptura não circular, de modo que a massa do solo é subdividida em fatias infinitesimais e o equilíbrio de forças e momentos é realizado em cada fatia. O fator de segurança definido por Janbu, se dá através da utilização do equilíbrio das forças horizontais como critério de estabilidade para toda a massa. Com o objetivo de simplificar os cálculos e a dependência dos recursos computacionais, foi criado o Método de Janbu Simplificado. Fabricio (2006), destaca que a versão simplificada despreza as forças cisalhantes entre as fatias. Para contrastar essa simplificação, Janbu propôs um fator de correção empírico *fo* que depende do tipo de solo e da forma da superfície de deslizamento. A Figura 2.19 ilustra o ábaco para a determinação do *fo.*

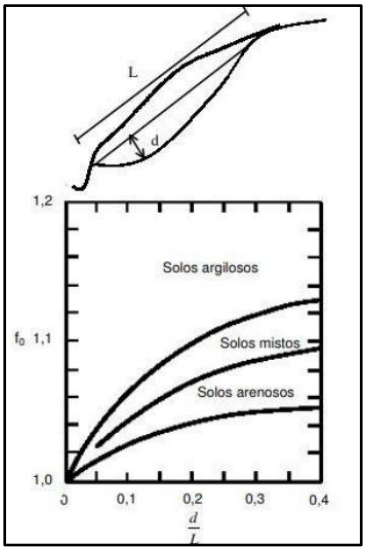


Figura 2.19: Variação do fator fo em função do parâmetro d/L e do tipo de solo (Fonte: Fabricio, 2006).

Segundo Gerscovich (2012) o fator de segurança para o Método de Janbu Simplificado é calculado por processo iterativo como no método de Bishop Simplificado, através das Equações 2.4 e 2.5.

$$FS = \frac{f_0}{\sum W * \tan \alpha} * \frac{\sum [c' * \Delta x + (W - u * \Delta x) * \tan \emptyset']}{\cos \alpha * m_a} \quad (2.4)$$

Em que:

$$m_a = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha * \tan \emptyset'}{FS_i}\right] \quad (2.5)$$

Método de Spencer

Segundo Fabricio (2006) o método de Spencer foi desenvolvido inicialmente para superfícies de ruptura de formas circulares e depois adaptado para superfícies de deslizamento com formas irregulares. Ele é um método rigoroso, pois atende a todas as equações de equilíbrio de forças e momentos. Segundo o autor, o método de Spencer considera que as forças de interação entre as faces, $H_{i-1}, H_{i+1}, V_{i-1}$ e V_{i+1}, poderiam ser substituídas por uma resultante Q_i inclinada de um ângulo δ_i com a horizontal. Deste modo, aplicando o equilíbrio de forças na direção normal e na direção paralela a base da fatia e considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é determinada a força Q_i, conforme apresentado na Equação 2.6.

$$\mathrm{F} = \frac{\frac{c' * \Delta x * \sec \alpha}{FS} + \frac{\tan \emptyset' * (h_i * \cos \alpha - u * \Delta x * \sec \alpha)}{FS} - W * \sin \alpha}{\cos(\alpha - \delta) * \left[1 + \frac{\tan \emptyset' * \tan(\alpha - \delta)}{FS}\right]} \quad (2.6)$$

De acordo com Fabricio (2006), a partir da suposição de que não existam forças externas atuando no talude, assumindo que o somatório dos momentos das forças entre as fatias em relação ao centro seja nulo e considerando que δ_i seja constante para todas as fatias é possível determinar o Fator de Segurança de modo gráfico em função do δ. Segundo Ferreira (2012) a solução é obtida arbitrando vários valores de δ_i, de modo que para cada um destes valores um valor de fator de segurança está associado a equação de equilíbrio de forças (FSf) e outro a equação de equilíbrio de momentos (FSm). Com os valores obtidos traça-se as curvas do FSf advindo do equilíbrio de forças e do o FSm advindo do equilíbrio de momentos em função do δ_i. Assim, o ponto de intersecção das curvas corresponde ao valor do FS. A Figura 2.20 ilustra o gráfico de determinação do FS.

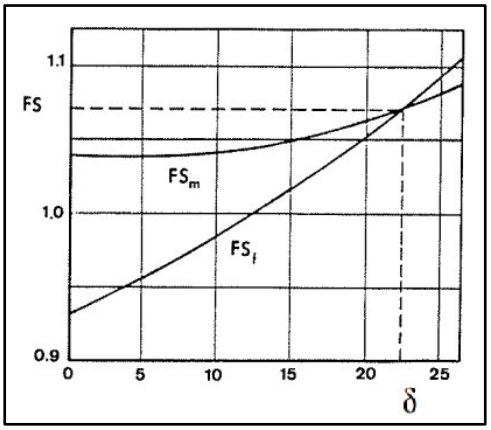


Figura 2.20: Determinação gráfica do Fator de Segurança pelo Método de Spencer. (Fonte: Ferreira, 2012).

Método de Morgenstern & Price

Segundo Tonus (2009) o Método de Morgenstern & Price é um método rigoroso de análise de estabilidade de taludes, que admite superfície de ruptura qualquer e satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Fabrício (2006) afirma que neste método a massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais e se faz necessário o uso de ferramenta computacional para execução dos cálculos. Assim, para resolver a indeterminação do problema, admite-se uma relação entre as forças H_{i-1} e V_{i-1} segundo a Equação 2.7.

$$V_{i-1} = \lambda * f(x) * H_{i-1} \tag{2.7}$$

Onde:

- λ: Constante a ser determinada por processo interativo;
- $f(x)$: função que precisa ser especificada.

Segundo Fabrício (2006) a função $f(x)$ pode ser arbitrada como o arco de seno por interferir menos no valor do fator de segurança, entretanto outros tipos de funções podem ser adotadas.

2.5.2 Método de Tensão-Deformação

Segundo Gerscovich (2012), neste método a análise de estabilidade é feita comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com as tensões de resistência ao cisalhamento, de modo que quando as tensões mobilizadas forem maiores que as

resistentes, surgem áreas de rompimento do solo, mesmo sem o estabelecimento de uma superfície de ruptura (o que indica ruptura progressiva), Assim neste método é possível estabelecer níveis de tensões de interesse para a realização de ensaios de laboratório e conhecer a relevância das deformações.

De acordo com Da Silva (2019) a aplicação deste tipo de análise só é possível a partir do conhecimento dos modelos constitutivos dos solos e a implementação em programas computacionais baseados nos Métodos dos Elementos Finitos (MEF) ou das Diferenças Finitas (MDF).

Método dos Elementos Finitos

Segundo Jesus (2015), o Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma ferramenta numérica que determina soluções aproximadas de equações diferenciais parciais, que não possuem uma solução analítica fechada. Assim, o Método dos Elementos Finitos nasce a partir da análise de uma região, denominado domínio, e o campo de deslocamentos e tensões para um determinado conjunto de solicitações e condições de fronteira que o material estiver submetido.

O método é baseado na divisão do contínuo em partes distintas chamados elementos. Os elementos são separados uns dos outros por linhas imaginárias ou superfície assumindo-os que estão interligados apenas com um número finito de pontos nodais situados em seus limites. Em aplicações geotécnicas, a formulação mais conveniente é aquela em que os deslocamentos dos pontos nodais são assumidos como incógnitas para um modelo compatível. Isto é geralmente conhecido como uma formulação de deslocamento. Quando os deslocamentos forem determinados, calculam-se as deformações e tensões do elemento. Na mesma formulação, emprega-se uma escolha da forma do elemento finito, dentro destes tem-se: elementos triangulares, elementos retangulares, elementos quadriláteros e elementos isoparamétricos. No entanto, os elementos de maior aceitação são os elementos triangulares devido à conveniência na formulação devido à facilidade com que os contornos irregulares podem ser aproximados (SANDOVAL, 2012).

A aplicação do Método dos Elementos Finitos em estabilidade de taludes pode ser dividida em métodos diretos e indiretos. Nos primeiros o método dos elementos finitos é empregado diretamente para a localização da massa de solo da provável superfície de deslizamento e para o cálculo do fator de segurança associado a ela. Nos métodos indiretos, um campo de tensões é inicialmente gerado através de uma análise pelo Método dos Elementos Finitos e então utilizado em conjunto com outro procedimento de análise para a determinação da potencial superfície crítica de deslizamento e correspondente Fator de Segurança. A diferença entre os métodos é que os métodos indiretos não precisam de um grande esforço computacional de análises repetidas do problema com variação dos parâmetros de resistência dos materiais até a ocorrência iminente da ruptura, nem é necessário empregar uma relação constitutiva elasto-plástica,

podendo ser considerados relações tensão-deformação mais simples como o modelo elástico linear. O fator de segurança global é calculado da mesma maneira que no Método do Equilíbrio Limite (JESUS, 2015).

Segundo Sandoval (2012), o Método Direto - Simulação de Colapso, o método de elementos finitos é utilizado para calcular diretamente, em casos de análises não lineares, o fator de segurança pela redução progressiva dos parâmetros de resistência ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo, até a ocorrência da ruptura do talude. Neste último caso, o fator de segurança é definido em termos do carregamento, sendo interpretado como o coeficiente que deve majorar o carregamento real para produzir o colapso do maciço de solo. A redução dos parâmetros de resistência dos solos envolvidos na análise é feita pelas Equações 2.8 e 2.9.

$$c^* = \frac{c}{M} \tag{2.8}$$

$$tg^*\emptyset = \frac{tg\ \emptyset}{M} \tag{2.9}$$

Onde:

- M: parâmetro adotado que reduz os valores de c e $tg\ \emptyset$ nas sucessivas análises não lineares pelo método dos elementos finitos, até a ruptura do talude, quando, então M=FS (fator de segurança global).

O autor destaca ainda que o Método Indireto Utilizado - Equilíbrio Limite Aperfeiçoado baseia-se no campo de tensões determinado por análises de elementos finitos associado com a potencial superfície de ruptura obtida por um método de equilíbrio limite (Bishop Simplificado, Morgenstern-Price, etc.). É considerado o mais versátil dos métodos indiretos pela sua conceituação simples e pouco esforço computacional. Entretanto, algumas vezes, essas vantagens são anuladas pelo trabalho adicional envolvido em interpolações necessárias para o cálculo do fator de segurança na superfície crítica selecionada.

2.6 Análise Probabilística da Estabilidade - Análise de Confiabilidade

Segundo Da Re et al. (2001) a análise de confiabilidade fornece um método sistemático para avaliar combinadas influências de incertezas dos parâmetros que afetam o fator de segurança. Assim, a análise probabilística avalia as condições de estabilidade de taludes considerando os erros associados à natureza do problema e à variabilidade das características do talude e do solo que o constitui. Por essa análise, caracteriza-se a segurança de um talude pelo valor do Fator de Segurança (FS) baseado em valores médios corrigidos por parâmetros probabilísticos ou, pelo valor do índice de confiabilidade (β), que envolve implicitamente o comportamento de uma função de parâmetros aleatórios, a qual define o estado de segurança de um talude. Busca-se com isso, um melhor

entendimento sobre o problema e o aumento da precisão nos resultados (RIBEIRO JUNIOR, 2011)

Baecher e Christian (2003) afirmam que as abordagens de confiabilidade não removem incertezas, mas sim fornecem uma ferramenta capaz de quantificar estas incertezas e lidar com elas de forma consistente. A influência da variabilidade espacial dos solos em projetos geotécnicos tem sido investigada em vários problemas, tais como fundações superficiais, muros de contenção gravitacional, infiltração de barragens e encostas terrestres (LOW,2005).

2.6.1 Variabilidade do Solo

Segundo Sandoval (2012) as propriedades dos solos naturais são inerentemente variáveis de um lugar para outro, mesmo dentro de um depósito relativamente homogêneo, isso ocorre devido principalmente à natureza complexa do processo de deposição geológica e da história de carregamento. De acordo com Vanmarcke (1977 Apud Sandoval, 2012) a variabilidade inerente do solo é dada como uma das três principais fontes de incerteza na modelagem do perfil do solo. As outras duas fontes de incerteza são as incertezas estatísticas devido aos dados de amostragem limitada e os erros de medição que surgem a partir de equipamentos de ensaios e procedimentos. A Tabela 2.4 apresenta as fontes de incertezas quanto a determinação dos parâmetros do solo segundo Vanmarcke (1977 Apud Sandoval, 2012), Christian e Baecher (1994, Apud Sandoval, 2012) e Phoon e Kulhawy (1999, Apud Sandoval, 2012).

Tabela 2.4: Fontes principais de incertezas na caracterização do solo.

Autores	Fontes de Incertezas
Vanmarcke, 1977	Variabilidade inerente do solo Incertezas estatísticas Erros de medição
Christian e Baecher, 1994	Dispersão de dados Erro sistemático
Phoon e Kulhawy, 1999	Variabilidade inerente do solo Erros de medição Transformação de incertezas

Fonte: Sandoval (2012).

Sandoval (2012) afirma ainda que as fontes de incertezas afetam nas estimativas das propriedades do solo nas análises geotécnicas como ilustrado na Figura 2.21. Assim, a análise é sempre associada com certo nível de incerteza e risco regido pelas premissas adotadas em relação aos parâmetros de entrada do solo.

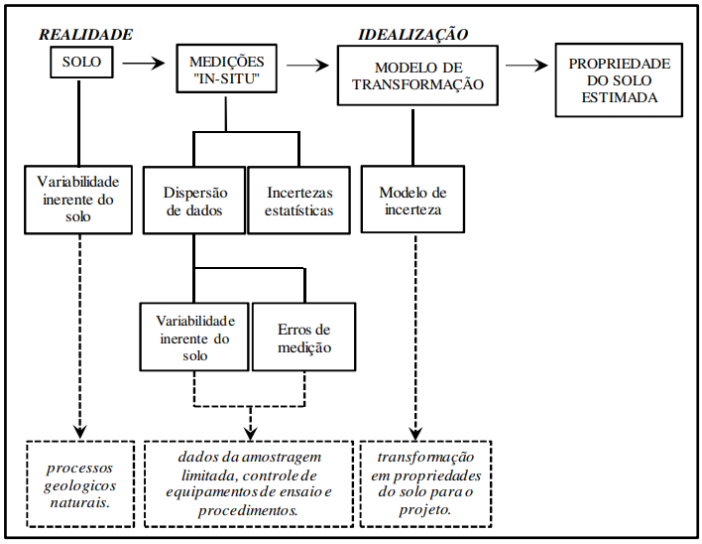


Figura 2.21: Incertezas nas estimativas das propriedades do solo (Fonte: Sandoval 2012, Adaptado de Phoon e Kulhawy, 1999a).

2.6.2 Fundamentos de probabilidade

Variável aleatória

Segundo Crestani (2018), as características dos solos que apresentam maior influência sobre a análise da estabilidade de taludes passam a ser consideradas variáveis aleatórias (VA), ou seja, não apresentam apenas um valor fixo característico da análise determinística, sendo representadas por um intervalo de valores e uma probabilidade de acontecimentos. As VA são geralmente determinadas pela média, desvio padrão e correlação entre os parâmetros em estudo.

Baecher & Christian (2003) citam diversas VA no estudo de solos, como por exemplo, coesão, ângulo de atrito, peso específico, entre outras. Porém, para cada estudo, é necessário analisar-se quais são as mais influentes. Isso pode ser feito pelo estudo de sensibilidade, que aponta as variáveis condicionantes. Esta percepção é indispensável porque somente os parâmetros de maior influência apresentam relevância frente à consideração.

No geral, quando se analisa a segurança de taludes, são consideradas variáveis contínuas dentro de um intervalo contínuo relacionado a probabilidade, as quais podem ser representadas pela Função Densidade de Probabilidade (FDP), caracterizada como normal ou log-normal (Teixeira, 2012).

Função de Falha

Segundo Morales (2013) a função de falha ou função do estado limite é definida pela função g(X), de modo que tal função atenda a relação entre as variáveis solicitantes (S) e as variáveis resistentes (R). Assim a equação estado limite é dada de acordo com a Equação 2.10.

$$g(X) = g(X_1, X_2, X_3, \dots X_n) = R - S \tag{2.10}$$

Assim, segundo a autora, $\mathbf{X}=\{X_1, X_2, X_3, \dots X_n\}$ é o vetor de entrada das variáveis aleatórias, a função $g(\boldsymbol{X})$ é uma variável aleatória por ser uma função de variáveis aleatórias que determina as regiões seguras e não seguras, de modo que a função $g(\boldsymbol{X})>0$ indica que $\boldsymbol{X}$ pertence a região segura, $g(\boldsymbol{X})< 0$ define a região insegura e g $g(\boldsymbol{X})=0$ significa a iminência de falha. As condições citadas, podem se visualizadas na Figura 2.22.

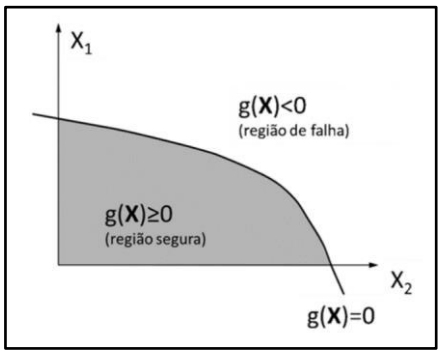


Figura 2.22: Função de Falha (Fonte: Morales, 2013).

Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade

Segundo Leonards (1975), a falha pode ser entendida como qualquer comportamento inaceitável da estrutura em relação ao que foi projetado, tanto no estado limite último (ELU) quanto do estado limite de serviço (ELS). Morales (2013) define a Probabilidade de Falha (P_f) como sendo a integral da Função Densidade de Probabilidade, dada por $f(X) = \{X_1, X_2, X_3, \dots X_n\}$, no domínio da falha $g(\boldsymbol{X})$, conforma apresentado na Equação 2.11.

$$P_f = \int_{g(X)} f(X)dx \tag{2.11}$$

Morales (2013) afirma que a análise de confiabilidade de estabilidade de taludes se dá através do índice de confiabilidade β relacionado à probabilidade de falha P_f, sendo que β pode ser representado pela Equação 2.12.

$$\beta = \frac{E[g(\boldsymbol{X})]}{\sqrt{Var[g(\boldsymbol{X})]}} \tag{2.12}$$

Onde:

- β: Índice de confiabilidade;
- $E[g(\boldsymbol{X})]$: Média da distribuição de probabilidade da função de falha;
- $Var[g(\boldsymbol{X})]$: Variância da distribuição de probabilidade da função de falha.

Morales (2013) afirma ainda que esta relação só é válida para funções que apresentarem distribuição de probabilidade normal. A Figura 2.23 ilustra graficamente a definição do índice de Confiabilidade.

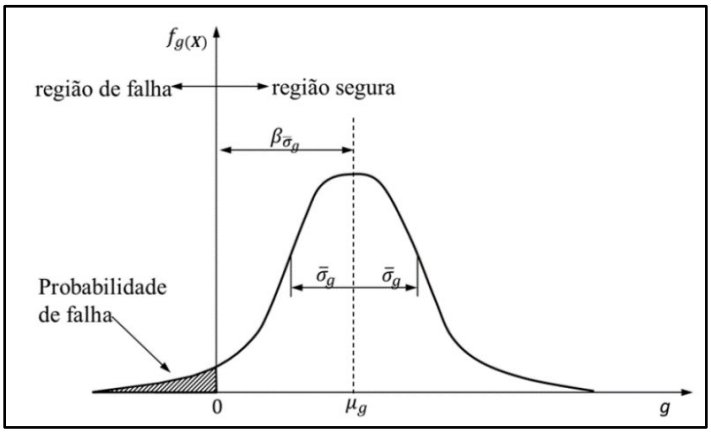


Figura 2.23: Função Densidade de Probabilidade de g(X) (Fonte: Morales, 2013).

Segundo a autora, a partir da Figura 2.26, é possível identificar a função $f_{g(g)}$ que é a Função Densidade de Probabilidade (FDP) normal de $g(\boldsymbol{X})$ e a média μ_g e o desvio padrão σ_g da função g. Assim o índice de confiabilidade β pode ser interpretado como sendo o afastamento da média (μ_g) em relação ao estado limite $g(\boldsymbol{X}) = 0$, em unidades de desvio padrão (σ_g) da função de probabilidade.

Flores (2008), afirma que a probabilidade de falha poder ser determinada em função do índice de confiabilidade segundo a Equação 2.13.

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{2.13}$$

Onde:

- $\Phi(\,)$: Função de Distribuição acumulada padrão.

A Figura 2.24 ilustra a relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha.

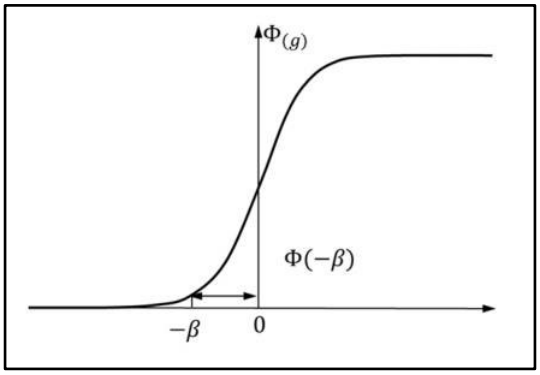


Figura 2.24: Função Distribuição Acumulada da Probabilidade de Falha g(**X) (**Fonte: Morales, 2013).

Segundo Silva (2015), alguns parâmetros do solo tendem a ter distribuições normais, outros log-normais, porém alguns têm distribuições que se aproximam tanto da normal como da log-normal. Dentre estes, podem ser citados o ângulo de atrito, a densidade (seca e úmida), índices de vazios, teor de umidade, grau de saturação, dentre outros.

Assim, segundo Zuccolo (2016), o cálculo do índice de confiabilidade para uma variável de distribuição lognormal é dado de acordo com a Equação 2.14.

$$\beta = \frac{ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_S}\sqrt{\frac{1+\left({}^{\sigma_R}/_{\mu_S}\right)^2}{1+\left({}^{\sigma_R}/_{\mu_R}\right)^2}}\right)}{\sqrt{\ln\left(\left(1+\left({}^{\sigma_S}/_{\mu_R}\right)^2\right)*\left(1+\left({}^{\sigma_S}/_{\mu_R}\right)^2\right)\right)}} \tag{2.14}$$

Onde:

- μ_R: Média da resistência;
- μ_S: Média dos esforços solicitantes;
- σ_R: Desvio padrão da resistência;
- σ_S: Desvio dos esforços solicitantes.

A Tabela 2.5 ilustra a relação entre o incide de confiabilidade e o nível de desempenho da estrutura.

Tabela 2.5: Nível de desempenho esperado de acordo com valores do índice de confiabilidade e probabilidade de falha.

Nível de Desempenho Esperado	Índice de Confiabilidade	Probabilidade de Falha (Pf)
Alto	5.0	0.0000003
Bom	4.0	0.00003
Acima da média	3.0	0.001
Abaixo da Média	2.5	0.006
Pobre	2.0	0.023
Insatisfatório	1.5	0.07
Perigoso	1.0	0.16

Fonte: Adaptado de U.S Army Corps Engineers (1995).

Coeficiente de Variação

Duncan et al. (2014) define o Coeficiente de Variação (COV) como sendo a relação entre a média aritmética e o desvio padrão de uma amostra, portanto, este parâmetro designa a dispersão dos dados em relação á média, sendo o seu resultado expresso em porcentagem. As Equações 2.15 e 2.16 identificam como é feito o cálculo do Coeficiente de Variação.

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} * 100 \tag{2.15}$$

$$COV = \frac{S}{X} * 100 \tag{2.16}$$

Onde:

- σ e S: Desvio Padrão Populacional e Amostral, respectivamente;
- μ e X: Média Populacional e Amostral, respectivamente.

Vários pesquisadores têm analisado em seus estudos a correlação entre os parâmetros do solo e o Coeficiente de Variação associado a eles. Duncan et al (2014) compilou as aferições destas pesquisas e o resultado é a Tabela 2.6. A Tabela 2.7 retrata

os valores de Coeficiente de Variação estudados por Lee et al. (1983 Apud Miranda, 2005).

Tabela 2.6: Coeficiente de Variação para Parâmetros Geotécnicos e Testes in Situ.

Propriedade do solo	COV (%)	Fonte
Peso Específico (γ)	3 - 7	Haar (1987), Kulhawy (1992)
Peso Específico Submerso (γ_b)	0 - 10	Lacasse and Nadim (1997), Ducan (2000)
Ângulo de Atrito Efetivo ($\emptyset'$)	2 - 13	Haar (1987), Kulhawy (1992), Ducan (2000)
Resistência Não Drenada (S_u)	13 - 40	Haar (1987), Kulhawy (1992), Lacasse and Nadim (1997)
Relação de força não drenada $\left({S_u}/{\sigma_v'}\right)$	5 - 15	Lacasse and Nadim (1997), Ducan (2000)
Número de Golpes NSPT Test (N)	15 - 45	Haar (1987), Kulhawy (1992)
Teste de Penetração do Cone Elétrico (q_c)	5 - 15	Kulhawy (1992)
Teste de Penetração do Cone Mecânico (q_c)	15 - 37	Haar (1987), Kulhawy (1992)
Resistência de Ponta do Teste do Dilatômetro (q_D)	5 - 15	Kulhawy (1992)
Teste de Cisalhamento Não Drenado – Palheta (S_v)	10 - 20	Kulhawy (1992)

Fonte: Adaptado de Duncan et al. (2014).

Tabela 2.7: Coeficiente de Variação para parâmetros geotécnicos.

Propriedade do solo		Coeficiente de Variação (%)	
		Faixa usual	Valor recomendado
Peso Específico aparente	γ	1 - 10	3
Índice de Vazios	e	13 - 42	25
Teor de umidade	w	6 - 63	15
Limite de liquidez	LL	2 - 48	10
Limite de plasticidade	LP	9 - 29	15
Índice de plasticidade	IP	7 - 79	50
Índice de compressão	C_c	18 - 73	30
Módulo de Young	E	2 - 42	30
Coeficiente de permeabilidade	k	200 - 300	300
Coeficiente de consolidação	C_v	25 - 100	50
Resistência ao cisalhamento não drenada	S_u	20 - 50	30
Ângulo de atrito efetivo	$\emptyset'$ $(Areias)$	5 -15	10
Ângulo de atrito efetivo	$\emptyset'$ $(Argilas)$	12 - 56	30

Fonte: Lee et al., 1983 (Apud Miranda, 2005).

2.6.3 Métodos de Análise Probabilística

De acordo com Sandoval (2012) o método probabilístico, que produz a função densidade de probabilidade do fator de segurança, é necessário para quantificar riscos que possam ocorrer na natureza.

Segundo Miranda (2015), a Simulação de Monte Carlo é um método direto, pois através dele se chega a um conjunto de valores de fator de segurança, que é tratado como uma amostra e, a partir daí, estima-se diretamente sua distribuição probabilística. Os métodos de Primeira Ordem e Segundo Momento e o Método de Estimativas Pontuais, são ditos indiretos, pois assumem uma distribuição, normal ou lognormal, o fator de segurança e seu desvio padrão são obtidos a partir das médias e desvios padrão das variáveis e parâmetros geotécnicos. Desta forma só são considerados os dois primeiros momentos probabilísticos das funções de distribuição que são a média e a variância, respectivamente.

Simulação de Monte Carlo

A Simulação de Monte Carlo (SMC) envolve o uso de números aleatórios e probabilidades na análise e resolução de problemas como por exemplo de tomada de decisão que envolve risco e incerteza, ou seja, situações nas quais o comportamento das variáveis envolvidas com o problema não é de natureza determinística (MOORE; WEATHERFORD, 2001; LUSTOSA et al., 2004). Segundo Lustosa et al. (2004), o Método de Simulação Monte Carlo é uma técnica que utiliza a geração de números aleatórios para atribuir valores às variáveis do sistema que se deseja investigar. Os números aleatórios podem ser obtidos através de artifícios aleatório como tabelas ou diretamente através de softwares, através de funções específicas. A cada uma das interações, o resultado é armazenado e, no final de todas as interações, os resultados gerados são transformados em uma distribuição de frequência que viabiliza o cálculo de estatísticas descritivas, como média, desvio padrão, valores máximos e mínimos.

A determinação da probabilidade de falha, se dá a partir da razão entre o número de vezes em que a sistema apresentou falha pelo número de simulações. A Equação 2.17 apresenta esta relação.

$$P_f = \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^{N} I[G(x) \leq 0] \tag{2.17}$$

Onde:

- N: número de simulações realizadas;

- $I[\,]$: é um operador que vale 1 quando a expressão é verdadeira, ou seja, quando $G(x) \leq 0$, é vale 0 caso seja falso.
- Assim, o operador $I[\,]$ contabiliza o número de vezes em que ao se substituir os números aleatórios na equação $G(x)$ resultou na falha do sistema, ou seja $G(x) \leq 0$.

A precisão da Simulação de Monte Carlo depende do número de simulações realizadas, entretanto, quanto maior o número de simulações, maior o tempo de processamento necessário.

A determinação do número de simulações é dada segundo a Harr (1987) a partir da Equação 2.18, conforme apresentado a seguir.

$$N = \left[\frac{\left(h_{\tilde{\alpha}/2}\right)^2}{4 * \varepsilon^2}\right]^m \tag{2.18}$$

Onde:

- N: Número de simulações necessárias;
- $h_{\tilde{\alpha}/2}$: Coeficiente de confiança para a distribuição normal;
- ε: Precisão em %;
- m: Número de variáveis.

A função de confiabilidade é dada segundo a Tabela 2.8.

Tabela 2.8: Coeficiente de confiança para a distribuição normal.

Nível de Confiança (%) (1-$\tilde{\alpha}$)	$h_{\tilde{\alpha}/2}$
85.00	1.44
90.00	1.64
95.00	1.96
95.45	2.00
98.00	2.33
99.00	2.58
99.50	2.81
99.73	3.00
99.90	3.29
99.99	3.89
99.994	4.00

Fonte: Adaptado de Harr (1987).

Método da Primeira Ordem e Segundo Momento – FOSM

Segundo Apaza (2014), o método FOSM é desenvolvido por uma expansão da série de Taylor, para a determinação da distribuição de probabilidade de uma função com um certo número de variáveis aleatórias. De acordo com Griffith (2007) este método fornece aproximações analíticas para a média e o desvio padrão de um parâmetro de interesse, como uma função da média e desvio padrão dos vários fatores de entrada, e suas correlações. A partir das Equações 2.19 e 2.20, são obtidas as Equações 2.21 e 2.22.

$$\bar{x} = [\overline{x_1}, \overline{x_2}, \dots, \overline{x_n}] \tag{2.19}$$

$$V\,[y] = \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial \mathrm{y}}{\partial x_i}\right)^2 . V(x_i) \tag{2.20}$$

$$E\,(FS) = \overline{FS} = f(\overline{X_1}, \overline{X_2}, \dots, \overline{X_n}) \tag{2.21}$$

$$V\,(FS) = \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial \mathrm{FS}}{\partial X_i}\right)^2 . V(X_i) \tag{2.22}$$

Pela Equação 2.23 observa-se a necessidade de obtenção das derivadas parciais da função de FS em relação aos parâmetros X_i o que pode restringir a utilização do método. Como solução para este problema, Christian (1992) e Sandroni e Sayão (1992) utilizaram o método das diferenças divididas, ascendentes ou descendentes, como aproximação matemática para os valores das derivadas parciais. O método consiste na variação separadamente de cada parâmetro X_i e observação da respectiva variação do valor da função de FS. A aproximação da derivada parcial de cada parâmetro é obtida através da razão entre a variação observada da função de FS e a variação estipulada para cada parâmetro, como mostra a Equação 2.23.

$$\frac{\partial FS}{\partial X_i} = \frac{FS\,(\overline{X_i} + \delta X_i) - FS\,(\overline{X_i})}{\delta X_i} \tag{2.23}$$

Segundo Dell'Avanzi (1995) a variação dos parâmetros deve ser suficientemente pequena de modo que a razão seja considerada constante, ou seja, independentemente do valor de ∂X_i, o autor concluiu que para variações dos parâmetros em torno de 10% do seu valor médio, acréscimo ou decréscimo, esta condição é satisfeita.

Miranda (2005) pontua que este método possibilita, através da Equação 2.24, a quantificação da contribuição relativa em percentagem, de cada parâmetro para a variância do fator de segurança e, desta forma, podem-se identificar os parâmetros que tem maior relevância.

$$Relevância = \frac{V[Xi]}{V\,[FS]} \,.\, 100 \tag{2.24}$$

Método de Rosenblueth ou Estimativas Pontuais

Segundo Nguyen e Chowdhury (1984 e 1985), a comparações entre a técnica Rosenblueth e as técnicas de Monte Carlo e FOSM foram feitas para as funções de variáveis aleatórias correlacionadas e não correlacionadas. Partindo dessas comparações a técnica mostrou-se não só precisa, mas também confiável.

De acordo com Miranda (2005), a função geradora de momentos, Equação 2.25, da distribuição do fator de segurança é obtida através da subdivisão do processo determinístico em 2n análises, onde n é o número de parâmetros do solo. Os valores dos parâmetros acrescidos ou reduzidos de seus desvios padrão são combinados de todas as formas possíveis nestas análises.

$$E(y^r) = P_{++}y_{++} + P_{+-}y_{+-} + P_{-+}y_{-+} + P_{--}y_{--} \tag{2.25}$$

Onde:

- r : define a ordem do momento probabilístico de interesse
- P_{++}: define a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores das duas variáveis acrescidos de seus desvios padrão (a definição das outras probabilidades é análoga);
- y_{++}: define o valor da função y considerando os valores de duas variáveis acrescidos de seus desvios padrão (a definição de y para as outras parcelas são análogas).

A partir da Equação 2.25, para o caso em que o fator de segurança é função de dois parâmetros independentes e com distribuições simétricas, n=2, a função geradora de momentos é dada pela Equação 2.26.

$$[FS^r] = \frac{FS^r_{++} + FS^r_{+-} + FS^r_{-+} + FS^r_{--}}{4} \tag{2.26}$$

Onde

- FS_{++}: define o fator de segurança considerando os valores dos dois parâmetros do solo acrescidos de seus desvios padrão. A definição dos outros fatores de segurança é análoga.

Observando a Equação 26, obtêm-se as Equações 2.27 e 2.28.

Para r=1:

$$E(FS) = \overline{FS} = \frac{FS_{++} + FS_{+-} + FS_{-+} + FS_{--}}{4} \tag{2.27}$$

Para r=2

$$E(FS^2) = \frac{FS_{++}^2 + FS_{+-}^2 + FS_{-+}^2 + FS_{--}^2}{4} \tag{2.28}$$

A partir das equações 2.27 e 2.28 se obtém a variância da distribuição de FS, definida pela Equação 2.29.

$$V(FS) = E[FS^2] - \{E[FS]\}^2 \tag{2.29}$$

Segundo a autora, o procedimento para a implementação do método das Estimativas Pontuais consiste na execução de 2^n análises determinísticas. Os *n* parâmetros assumem nas análises valores correspondentes a todas as permutações possíveis de suas respectivas médias acrescidas ou reduzidas dos desvios padrão.

Considerando-se dois parâmetros geotécnicos e para *n*=2, serão necessárias 4 análises determinísticas (2^2 =4), executadas conforme a Tabela 2.5.

O cálculo do valor médio e variância do fator de segurança são feitos considerando que os n parâmetros geotécnicos possuem distribuições simétricas e as probabilidades de ocorrência das combinações de valores são iguais para qualquer parâmetro n. Deste modo a forma geral das equações 2.27 e 2.28 são expressas pelas equações 2.30 e 2.31, respectivamente.

$$E(FS) = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} FS_i \tag{2.30}$$

$$E(FS^2) = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} {FS_i}^2 \tag{2.31}$$

Onde

- FS_i: é definido pelos valores obtidos para FS nas 2 ^{n} análises determinísticas.

Na Tabela 2.9 tem-se a representação esquemática dos valores dos parâmetros do solo nas análises determinísticas pelo Método das Estimativas Pontuais.

Tabela 2.9: Análise de Estimativas Pontuais.

Análise	Parâmetros X_1	Parâmetros X_2	Fator de Segurança X_2
1	$\overline{X_1} + \sigma_{x_1}$	$\overline{X_2} + \sigma_{x_2}$	FS_{++}
2	$\overline{X_1} + \sigma_{x_1}$	$\overline{X_2} - \sigma_{x_2}$	$FS_{\pm-}$
3	$\overline{X_1} - \sigma_{x_1}$	$\overline{X_2} + \sigma_{x_2}$	FS_{-+}
4	$\overline{X_1} - \sigma_{x_1}$	$\overline{X_2} - \sigma_{x_2}$	FS_{--}

Onde:

- $\overline{X_1}$ e $\overline{X_2}$: são definidos pelas médias das distribuições dos parâmetros de X_1 e X_2 respectivamente e σ_{x_1}e σ_{x_2} pelo desvio padrão das distribuições dos parâmetros X_1 e X_2.

A variância do fator de segurança é obtida através das Equações 29, 30 e 31.

A estimativa da probabilidade de ruptura é obtida pela Equação 13, utilizando o índice de confiabilidade da Equação 12 para distribuições normais ou da Equação 14 para distribuições lognormais do fator de segurança.

2.7 Determinação de parâmetros geotécnicos a partir de ensaios SPT

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) o Standard Penetration Test (SPT) tem como objetivo determinar a resistência do solo à penetração dinâmica de um amostrador, através do número de golpes necessárias para este penetrar no maciço, permitindo simultaneamente a sua identificação através da análise das amostras de solo retiradas do amostrador, além de possibilitar o reconhecimento geotécnico do solo, é possível conhecer do nível do lençol freático. A Figura 2.25, ilustra, de modo simplista, os equipamentos utilizados na execução do ensaio SPT.

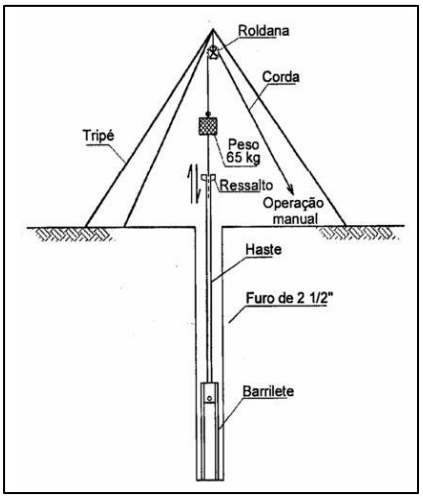


Figura 2.25: Desenho esquemático do ensaio SPT. (Fonte: Marangon, 2009).

2.7.1 Correção do NSPT

A metodologia do ensaio SPT é um tanto rudimentar, de modo que muitas variáveis influenciam nos resultados encontrados, com o objetivo de atenuar estas interferências e obter resultados mais concisos e padronizados, faz-se a correção no N_{SPT} para que a partir deste seja possível correlacionar este número com determinados parâmetros geotécnicos.

Assim, o $N_{SPT,60}$ é o valor corrigido do N_{SPT} a partir da relação linear da energia de cravação do amostrador e uma dada energia de referência, segundo Schnaid e Odebrecht (2012) esta relação é dada pela Equação 2.32.

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} * Energia\ Aplicada}{0{,}60} \tag{2.32}$$

Onde:

- N_{SPT}: Número de golpes necessários para penetração dos 30cm finais do amostrador obtidos no ensaio SPT;
- $N_{SPT,60}$: N_{SPT} corrigido em função da energia de cravação, considerando-se que seja transmitida ao amostrador 60% da energia teórica produzida pelo impacto do martelo;
- $Energia\ Aplicada$: Segundo a norma brasileira, a energia aplicada no ensaio utilizando um martelo de acionamento manual é igual a 66%.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), recomenda-se que seja feita a correção do N_{SPT} para o nível geostático de tensões in situ. Existem duas maneiras para realizar este

tipo de correção a partir da densidade relativa das areias, sendo elas por meio de correlações empíricas e a partir da aplicação do conceito de energia.

2.7.2 Determinação do Peso Específico

Godoy (1972, apud Cintra et al. 2003), relacionou o peso específico do solo em função do número de golpes e da consistência do solo, para as argilas e areais segundo as Tabelas 2.10 e 2.11 respectivamente.

Tabela 2.10: Peso específico para solos argilosos.

N (golpes)	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
≤2	Muito Mole	13
3 – 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972, Apud Cintra et al. 2003).

Tabela 2.11: Peso específico para solos arenosos.

N (golpes)	Consistência	Peso Específico (kN/m³)		
		Seca	Úmida	Natural
≤5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
≥ 40	Muito Compacta	18	20	21

Fonte: Godoy (1972, Apud Cintra et al. 2003).

2.7.3 Determinação do Ângulo de Atrito

As equações que possibilitam indicar o ângulo de atrito efetivo do solo são apresentadas a seguir, estas foram desenvolvidas de acordo com Godoy (1983, Cintra et al. 2003), Teixeira (1996, Apud Cintra et al. 2003), Hatanaka e Uchida (1996, Apud Schnaid e Odebrecht, 2012), Mello (1971, Apud Schnaid e Odebrecht, 2012) e Bolton

(1986, Apud Schnaid e Odebrecht, 2012), as Equações 2.33, 2.34 e 2.35 relacionam o ângulo de atrito com o número de golpes, já as Equações 2.36 e 2.37 relacionam o ângulo de atrito com a densidade relativa do solo.

$$Godoy\ (1983): \qquad \emptyset' = 28° + 0{,}4N_{SPT,60} \qquad (2.33)$$

$$Teixeira\ (1996): \qquad \emptyset' = \sqrt{20 * N_{SPT,60}} + 15 \qquad (2.34)$$

$$Hatanaka\ e\ Uchida\ (1996): \qquad \emptyset'_p \sim 20º + \sqrt{15{,}4 * N_{SPT,60}} \qquad (2.35)$$

$$Mello\ (1971): \qquad (1{,}49 - D_r) * \tan\emptyset' = 0{,}712 \qquad (2.36)$$

$$Bolton\ (1986): \qquad \emptyset' = 33 + \{3[D_r(10 - l_n\, p') - 1]\} \qquad (2.37)$$

Onde:

- $N_{SPT,60}$: Número de golpes com correção da energia de cravação, considerando-se que seja transmitida ao amostrador 60% da energia teórica produzida pelo impacto do martelo;
- D_r: densidade relativa;
- p': pressão efetiva média;
- $\emptyset'_p$: ângulo de atrito interno aproximado.

2.7.4 Determinação da Densidade Relativa

Gibbis e Holtz (1957, Apud Schnaid e Odebrecht, 2012) e Skempton (1986, Apud Schnaid e Odebrecht, 2012) desenvolveram equações para a inferência da densidade relativa de solos granulares, em função do N_{SPT}, as quais são apresentadas pelas Equações 2.38 e 2.39 respectivamente.

$$Gibbe\ \&\ Holtz\ (1957): \quad D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0{,}23 * \sigma'_{VO} + 16}\right)^{1/2} \qquad (2.38)$$

$$Skempton\ (1986): \quad D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0{,}28 * \sigma'_{VO} + 27}\right)^{1/2} \qquad (2.39)$$

Onde:

- D_r: Densidade relativa;

- $N_{SPT,60}$: N_{SPT} corrigido para energia de cravação do amostrador;
- σ'_{VO}: Tensão efetiva vertical.

2.7.5 Determinação a Resistência de Cisalhamento Não-Drenada

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) as relações entre S_u e N_{SPT} não deveriam ser utilizadas para solos moles ($N_{SPT} < 5$) pela falta de representatividade dos valores de N_{SPT} medidos nos ensaios.

Segundo Décourt (1989, Apud Falcão, 2018), Stroud (1979, Apud Falcão, 2018), Teixeira e Godoy (1996, Apud Falcão, 2018) e Mello (1971, Apud Schnaid e Odebrecht, 2012) os valores da Resistencia de Cisalhamento Não-Drenada podem ser definidos pelas Equações 2.40 a 2.43.

$$\textit{Décourt}\ (1989): \quad S_u = 10{,}5 * N_{SPT,60} \tag{2.40}$$

$$\textit{Stroud}\ (1979): \quad S_u = 4{,}5 * N_{SPT,60} \tag{2.41}$$

$$\textit{Teixeira e Godoy}\ (1996): \quad S_u = 10 * N_{SPT,60} \tag{2.42}$$

$$\textit{Mello}\ (1971): \quad S_u = 4\ a\ 6 * N_{SPT,60} \tag{2.43}$$

2.7.6 Determinação do Módulo de Deformabilidade

O módulo de deformabilidade foi obtido pelo método de Teixeira e Godoy (1996 apud Hachich et al, 1998), o qual é definido pela Equação 2.44.

$$\textit{Teixeira e Godoy}\ (1996): \quad E_s = \alpha * K * N_{SPT} \tag{2.44}$$

Onde:

- E_s: Módulo de deformabilidade (GPa);
- α: Fator de correlação do módulo de elasticidade com o NSPT;
- K: coeficiente que depende do tipo de solo (GPa).

As Tabelas 2.12 e 2.13 apresentam os valores de α e K em função de tipo de solo, respectivamente.

Tabela 2.12: Coeficientes α.

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996, apud Hachich et al, 1998).

Tabela 2.13: Coeficiente de correlação entre SPT e Es.

Solo	K(GPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Teixeira e Godoy (1996, apud Hachich et al, 1998).

2.7.7 Determinação do Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson utilizado foi sugerido por Teixeira e Godoy (1996 apud Hachich et al, 1998) conforme o tipo de solo. A Tabela 2.14 apresente a correlação do Coeficiente de Poisson com o tipo de solo.

Tabela 2.14: Correlação do Coeficiente de Poisson.

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996, apud Hachich et al, 1998).

3| Estudo de caso

Este item se atentará em apresentar a área de estudo assim como um histórico do Cais do Porto Velho desde sua construção até dias atuais. Este resgate tem por objetivo compreender a situação da estrutura assim como levantar informações pertinentes a análise de estabilidade da mesma.

3.1 Área de Estudo: Cais do Porto Velho

O Cais do Porto Velho está localizado na cidade de Rio Grande no estado do Rio Grande do Sul, atualmente esta estrutura portuária pertence ao complexo portuário do Porto do Rio Grande, a Figura 3.1 ilustra a localização e a divisão das áreas portuária, em vermelho é destacado a localização do Cais do Porto Velho.

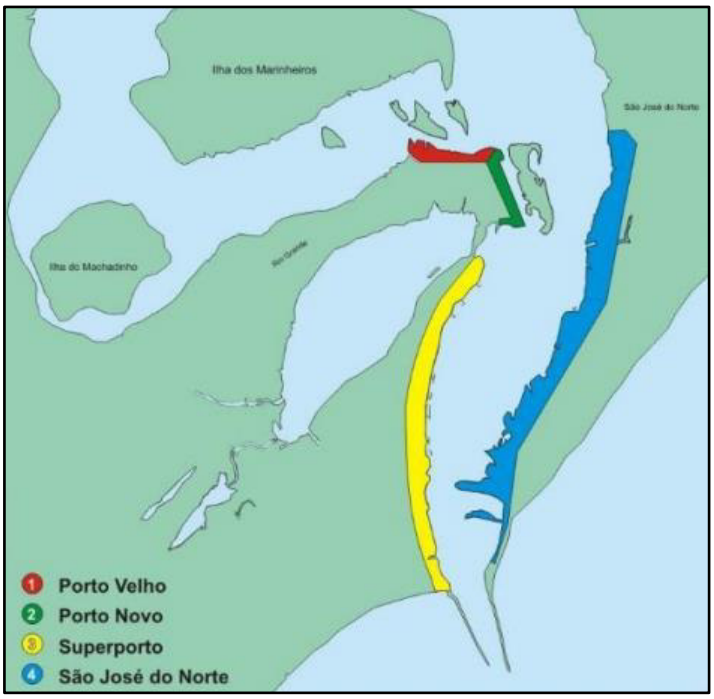


Figura 3.1: Complexo portuário - Porto do Rio Grande (Fonte: Plano de Desenvolvimento e Zoneamento do Porto do Rio Grande, 2017).

Segundo o Plano de Zoneamento das Áreas do Porto Organizado do Rio Grande (2011), as áreas do Porto Velho subdividem-se em sete áreas, sendo elas: carga geral e

navegação interior, ensino e pesquisa, turismo e lazer, terminal de passageiros, pesca, área militar e serviços, conforme ilustrado na Figura 3.2.



Figura 3.2: Identificação dos setores do Porto Velho (Fonte: Plano de Desenvolvimento e Zoneamento do Porto do Rio Grande, 2017).

A área de estudo deste trabalho está compreendida entre os setores 3 e 5 do Porto Velho, região esta que segundo o Plano Mestre do Porto do Rio Grande (2013) contém cinco armazéns com capacidade de 6.552 metros cúbicos cada, que de acordo com o Plano de Desenvolvimento e Zoneamento do Porto do Rio Grande (2017) estão distribuídos ao longo de 640 metros de um cais de gravidade de blocos de concreto, a Figura 3.3 demarca a área de interesse deste trabalho.

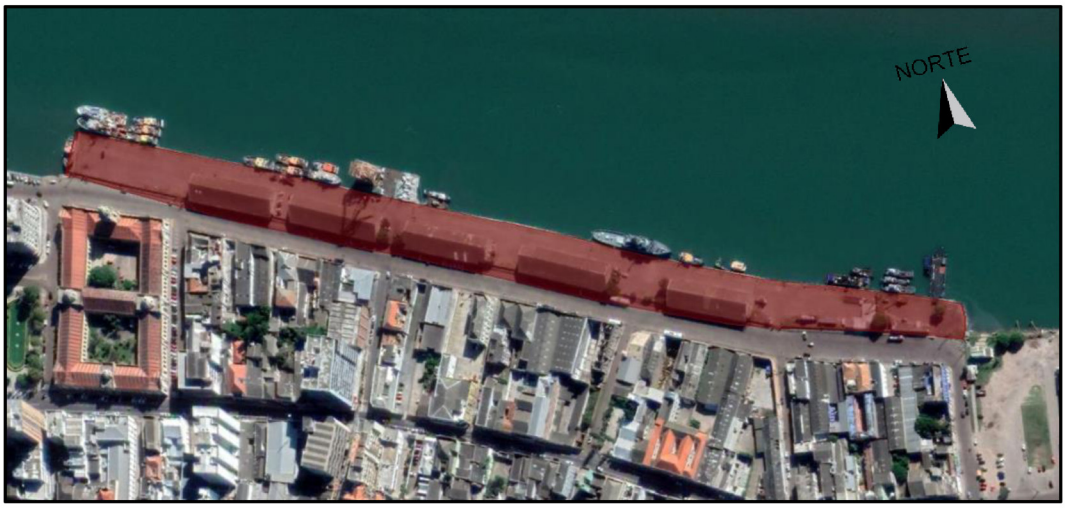


Figura 3.3: Área de estudo - Cais do Porto Velho.

De acordo com o Plano de Desenvolvimento e Zoneamento do Porto do Rio Grande (2017) a partir do ano de 2000 a estrutura apresentou excessivo deslocamento em direção à água e a formação de trincas no pavimento, possivelmente relacionadas a falha da estrutura de arrimo do cais, estas patologias ainda são presentes no momento de desenvolvimento deste trabalho.

3.2 Resgate histórico

Santos (2004) em sua obra explana sobre a importância de resgatar o passado para a compreensão do espaço geográfico existente no presente. A partir desta reflexão, este item tem como objetivo resgatar o histórico de formação do Porto Velho. Tal resgate auxiliará no conhecimento das estruturas existentes, bem como as técnicas construtivas utilizadas na sua concepção.

Torres (2010) cita que no século XIX a zona portuária da Cidade do Rio Grande foi modernizada com a substituição do cais de madeira pela construção do cais de muro de gravidade. O autor menciona ainda que o cais de madeira era formado por estruturas denominadas de “estacadas”, uma solução construtiva formada com estacas atadas e preenchida com aterros. A Figura 3.4 ilustra uma gravura da primeira estrutura do cais do Porto do Rio Grande ainda em madeira.



Figura 3.4: Ilustração do Porto de Rio Grande em 1860. (Fonte: Fototeca digital da Biblioteca /SUPRG, apud Ferreira, 2016).

Segundo Alves (2008), o período entre 1868 a 1878 ficou marcado pela modernização do cais do Porto de Rio Grande a partir da construção do primeiro cais de pedra da cidade, o Cais da Alfândega. Torres (2010) afirma que a primeira seção levantada, foi o Cais da Alfândega, com 93 metros de extensão. Posteriormente, a segunda etapa, consistiu na construção do cais da Rua Riachuelo, com 512 metros de extensão desde a Alfândega até Rua Almirante Barroso a Leste. Na sequência, outro trecho foi construído, este estendeu o cais 200 metros para oeste, desde a Rua dos Andradas, junto a Alfândega, até a Rua General Neto, então denominado "logradouro público". As Figura 3.5, 3.6 e 3.7 ilustram o primeiro cais de pedra do porto do Rio Grande.



Figura 3.5: Primeiro Cais de Pedra do Porto do Rio Grande. (Fonte: Acervo Biblioteca Rio Grandense, apud Torres, 2009).

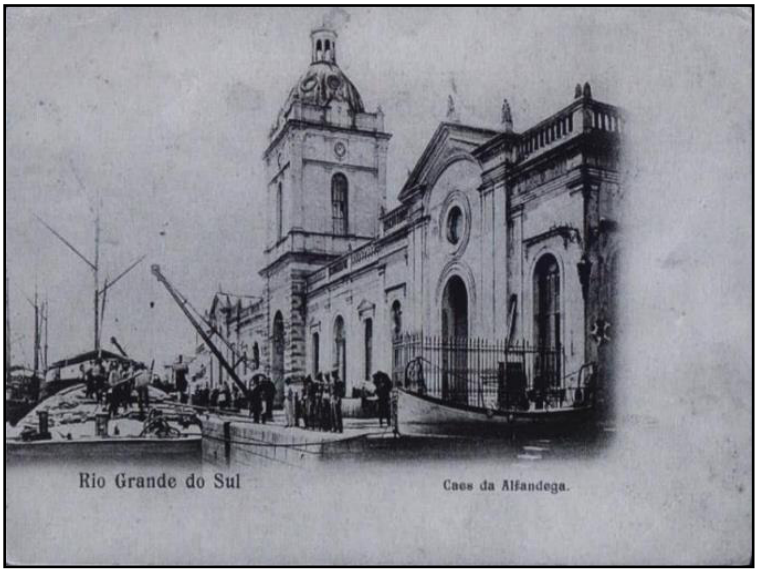


Figura 3.6: Cais da Alfândega (Fonte: Acervo da Biblioteca da SUPRG, apud Ferreira, 2016).



Figura 3.7: Cais de Pedra do Porto do Rio Grande (Fonte:Torres, 2009).

Segundo Alves (2008) o melhoramento no Porto antigo consistia em uma muralha de 1.445m de extensão, desde o velho cais da cidade até o Novo Porto, e um cais de saneamento entre a Alfândega e a Santa Casa de Caridade. O autor relata ainda que após a inauguração do Porto Novo (15 de novembro de 1915) a construção do cais do Porto Velho atingia a Rua Almirante Barroso, sendo então suspensa de forma temporária a obra. A Figura 3.8 ilustra o novo Cais do Porto Velho.



Figura 3.8: Cais do Porto Velho sem os armazéns por volta de 1926 (Fonte: Museu da Cidade, apud Torres, 2009).

De acordo com Alves (2008), em março de 1925 o Governo Federal aprovou o projeto de construção de cinco armazéns e completo aparelhamento do Porto Velho. Tais armazéns foram projetados com 60 metros de comprimento por 15,6 metros de largura, dispostos longitudinalmente, com uma fachada diretamente no alinhamento da Rua Riachuelo, no espaço de 14 metros entre o cais e os, ficaria localizada a rede ferroviária para serviços dos mesmos e a linha de guindastes. Além da construção dos armazéns, a revitalização do cais do Porto Velho compreendia a dragagem da bacia de evolução adjacente. No início do ano de 1928 é anunciado a inauguração do novo cais do Porto Velho. As Figuras 3.9 e 3.10 ilustram o Porto Velho em funcionamento já com os cinco armazéns construídos.



Figura 3.9: Cais do Porto Velho já com os armazéns construídos (Fonte: Acervo Biblioteca SUPRG, apud Ferreira, 2016).



Figura 3.10: Cais do Porto Velho com os Guindastes já instalados (Fonte: IBGE, 2020).

3.3 Fenômenos Patologias

De acordo com Dias et al. (2000) o Cais do Porto Velho apresentou, no ano de 2000, excessivo deslocamento no sentido do canal e formação de linhas no pavimento, muito provavelmente pertencentes a possíveis planos de ruptura caracterizando a falha da estrutura de arrimo do cais. A Figura 3.11 apresenta esquematicamente a área afetada.

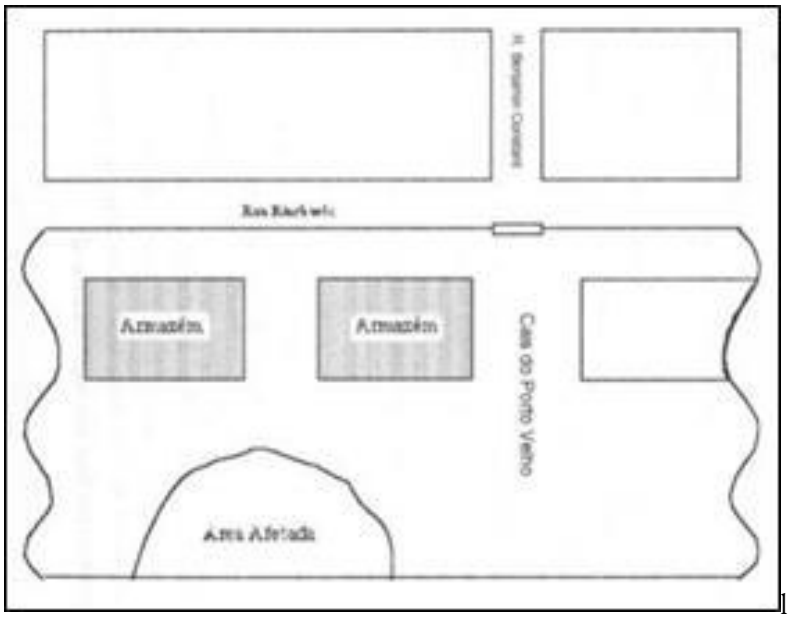


Figura 3.11: Croqui de identificação da área afetada (Fonte: Dias et al, 2000).

Após a interdição da referida área, foi elaborado um estudo sobre os tipos de problemas que estavam acontecendo no cais. Este estudo constituiu-se de inspeção visual, obtenção de informações sobre as operações realizadas em período de tempo próximo àquela data, obtenção de dados já existentes sobre o cais, além de ensaios de campo que consistiram de levantamento fotográfico, inspeção subaquática por mergulhadores, filmagem subaquática e realização de ensaios SPT para determinação do perfil do solo, até então desconhecido, e das propriedades do mesmo (DZIEKANIAK, 2005).

Segundo Dias et al (2000) foram constatados os seguintes problemas através da inspeção visual:

- O muro apresentava excessiva deformação no sentido do canal;
- Existiam duas superfícies de ruptura sendo uma bem nítida localizada próxima ao armazém, a outra superfície de ruptura encontra-se próximo ao cais conforme identificado na Figura 3.14;
- O pavimento da retroárea estava bastante danificado e os trilhos bem desalinhados;
- O revestimento do muro na linha de maré estava bastante deteriorado.

Dias et al (2000) cita ainda que na fase de levantamento fotográfico as seguintes observações puderam ser feitas, conforme pode ser constatado nas fotos das Figuras 3.12 a 3.14:

- Inclinação na superfície das cobertinas do cais;
- Desalinhamento dos cabeços de atracação;
- Deformações acentuadas nos trilhos;
- Abertura de fissuras e levantamento de paralelepípedos do pavimento, segundo linhas longitudinais mais ou menos paralelas resultantes de grandes deformações do aterro, sendo estas um indicativo da ruptura do muro de arrimo.



Figura 3.12: Inclinação das cobertinas e desalinhamentos dos trilhos (Fonte: Dias et al., 2000).



Figura 3.13: Inclinação das cobertinas (Fonte: Fonte: Dias et al, 2000).



Figura 3.14: Linha de ruptura e desalinhamento dos trilhos (Fonte: Dias et al, 2000).

De acordo com Dias et al (2000), na filmagem subaquática observaram-se os seguintes fenômenos patológicos:

- Severa corrosão do concreto, observando-se grande quantidade de fissuras, erosões e núcleos de concreto já sem cimento;
- Grande quantidade de algas escondendo maiores danos do concreto (enraizamento no concreto por busca de nutrientes);
- Muitas rachaduras e fissuras;
- Abertura das juntas, em alguns casos com mais de 30 centímetros;
- Inclinação da superfície vertical do cais (devido à perda de capacidade da fundação);
- Perda de material de fundação (enrocamento e solo).

Segundo a análise de Dias et al (2000) os fenômenos patológicos existentes no trecho entre os Armazéns 3 e 4 ocorreu devido a ruptura do enrocamento de fundação. A Figura 3.15 (a) ilustra a seção do cais sem avarias e a Figura 3.15 (b) esquematiza esta situação de ruptura da fundação.

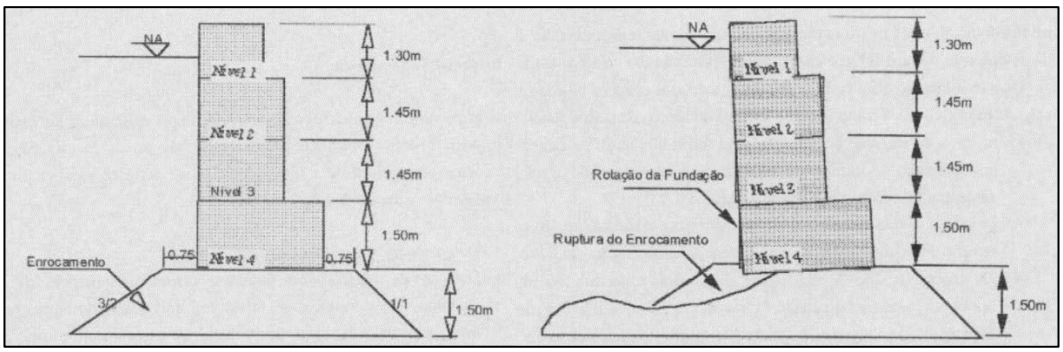


Figura 3.15: a) Seção transversal do cais sem patologias; b) Seção transversal do cais com ruptura da fundação (Fonte: Dias et al., 2000).

Há registros de que no ano de 2000 a SUPRG realizou uma obra de reestruturação da fundação do trecho supracitado. No item 3.4 do presente trabalho serão tratadas as intervenções de engenharia realizadas na estrutura do cais.

No ano de 2009 a SUPRG registrou fotograficamente fenômenos patológicos ao longo do cais, entretanto não foram identificados os trechos destas avarias. As Figuras 3.16 a 3.18 retratam tais deformidades, entretanto não há indícios de um relatório técnico sobre tais sinistros.



Figura 3.16: Cais do Porto Velho (Fonte: SUPRG, 2009).



Figura 3.17: Fuga de material. (Fonte: SUPRG, 2009)



Figura 3.18: Fuga de material e deformações no calçamento próximo ao muro.

Fonte: SUPRG (2009).

No ano de 2010 a Empresa Dive Tech – Mergulho Profissional LTDA (2010) realizou uma inspeção da face do cais a partir em que se foram constatadas várias anomalias como falta de material, deslocamento de blocos, fissuras e buracos, assim como uma grande camada de lama existente no local, impossibilitando assim acessar a parte inferior dos blocos e o enrocamento sob eles. Segundo o relatório de inspeção a parte crítica fica entre os cabeços 7, 8 e 9 (que pela convenção da SUPRG são os cabeços de número 12, 13 e 14) onde o paramento avançou para o canal, além disto foi observado também que a maior área de ocorrência dos problemas está na zona de variação de maré, pois é onde há maior carreamento do material de preenchimento. O relatório cita ainda que quanto à parte inferior do cais somente através da dragagem de alguns pontos aleatórios será possível definir a presença ou não do enrocamento e se está havendo fuga de material por estas áreas, que levam ao afundamento do calçamento lá existente. Através desta inspeção foi verificada uma espessa camada de lama chegando em alguns pontos a 3,2 metros.

Um laudo técnico elaborado pela SUPRG (2016), sob a responsabilidade do Eng. Celso Pedreira, retrata sobre patologias encontradas ao longo do Cais do Porto Velho. Segundo tal laudo tais patologias são:

- Fuga de material no piso devido as trincas e falhas no cais;
- Trechos sem cobertina, provavelmente devido ao uso indevido;

- Declividade superficial das cobertinas, indicando uma rotação do cais;
- Cobertinas rachadas na área interditada indicando uma acentuada movimentação do cais;
- Movimentação do cais, inclusive com os trilhos sugerindo uma superfície de ruptura com elevado grau de risco e queda eminente;
- Rotação do cais em diversos trechos.

As Figuras 3.19 a 3.23 ilustram tais patologias.

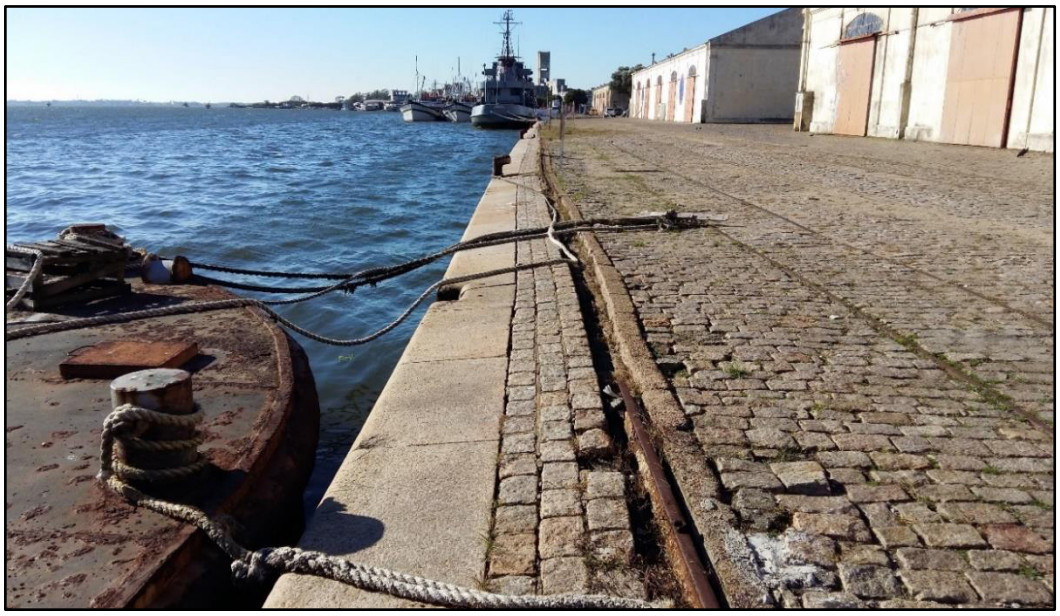


Figura 3.19: Início do trecho interditado com movimentação nos trilhos, declividade do Cais e afundamento de pavimento (Fonte: SUPRG, 2016).



Figura 3.20: Cobertina rachada devida a movimentação excessiva do cais e pavimento com diversas linhas de movimentação (Fonte: SUPRG, 2016).

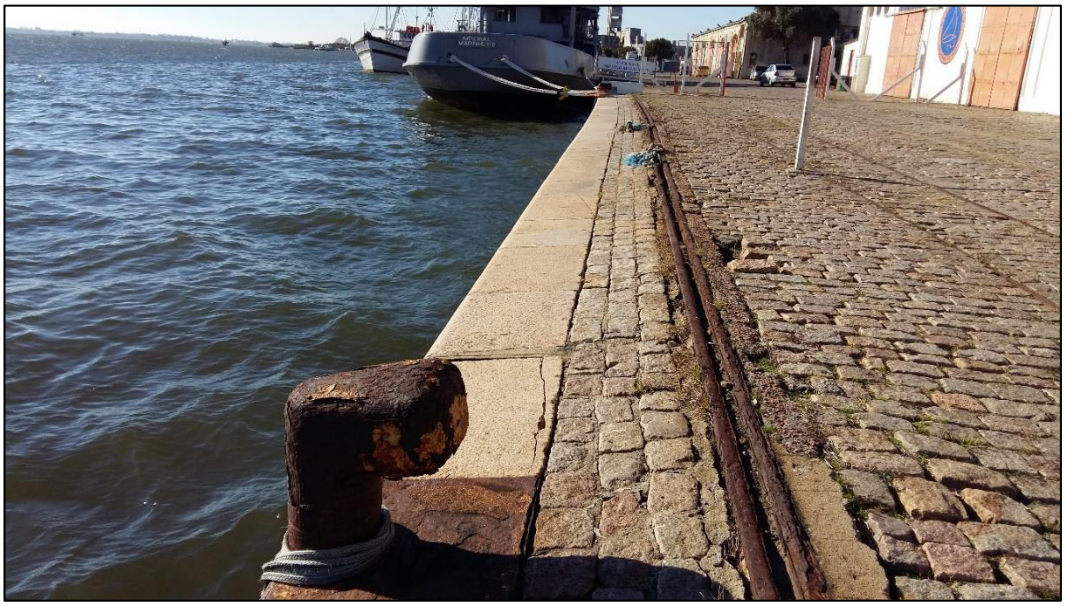


Figura 3.21: Final do trecho interditado com movimentação nos trilhos, declividade do Cais, afundamento de pavimento e cobertina rachada próximo ao cabeço e ao prédio 4 (Fonte: SUPRG, 2016).



Figura 3.22: Trecho sem cobertinas, com grande fuga de material no piso, falta de trilho e grande deformação próximo ao prédio 5/ embarque balsa, lado sul do Cais (Fonte: SUPRG, 2016).



Figura 3.23: Trecho sem cobertinas, com grande fuga de material no piso, falta de trilho e grande deformação próximo ao prédio 5/ embarque balsa, lado sul do Cais (Fonte: SUPRG, 2016).

O laudo em questão sugere que seja mantida a interdição no trecho compreendido entre os cabeços 9 a 13, além da realização de ensaios de sondagem em água, o monitoramento das deformações superficiais junto aos cabeços 0 a 1 e 18 a 19 e a correção das fugas de material com reaterro e recalçamento imediatamente em todos os trechos do cais.

O último registro referente a situação da estrutura do Porto Velho é o Laudo Técnico de 2016, não foram encontrados registros sobre intervenções no cais ou mesmo relatórios de avaliação após esta data. No dia 17 de Março de 2020, foi feita uma campanha para análise e registro da estrutura do cais sob o acompanhamento do Arquiteto Marcio Lontra (SUPRG), as Figura 3.24 e 3.25 ilustram o trecho interditado no ano de 2016, o mesmo trecho que sofreu uma recuperação das fundações no ano de 2000, nas figuras em questão é possível observar a deformação e o desnivelamento do muro de arrimo. A Figura 3.26 retrata a declividade de parte do pavimento e da cobertina, na Figuras 3.27 é possível observar que algumas cobertinas estão deslocadas e na Figura 3.28 nota-se desnivelamento na pavimentação.



Figura 3.24: Cais do Porto Velho em Março de 2020.

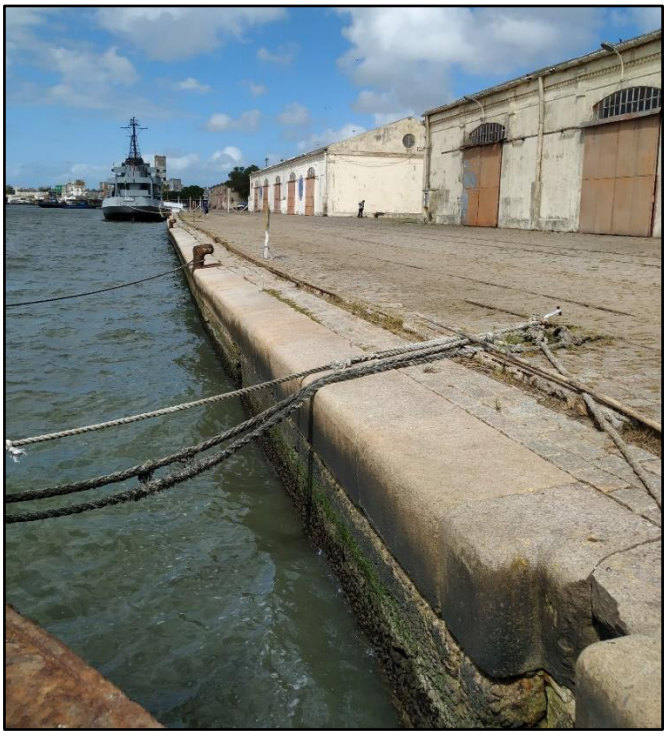


Figura 3.25: Declividade e deformação do Cais do Porto Velho.

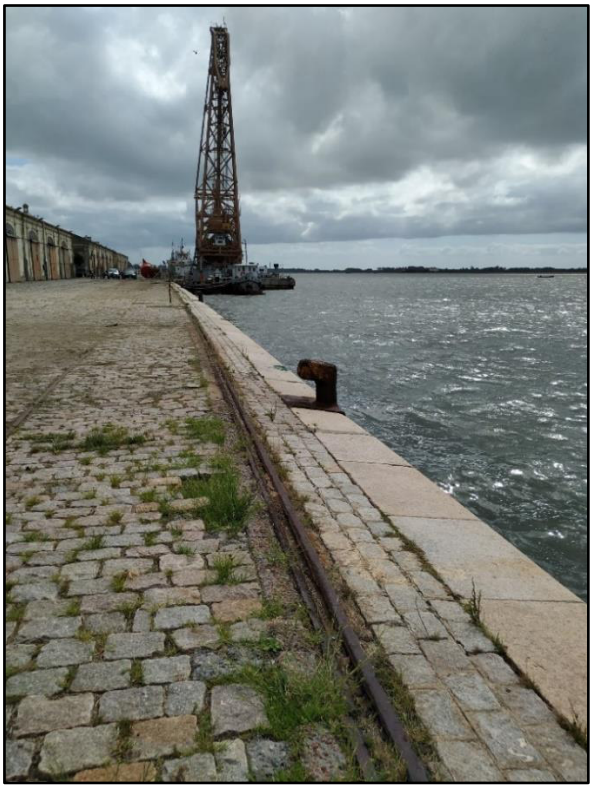


Figura 3.26: Declividade acentuada entre os trilhos e a cobertina.

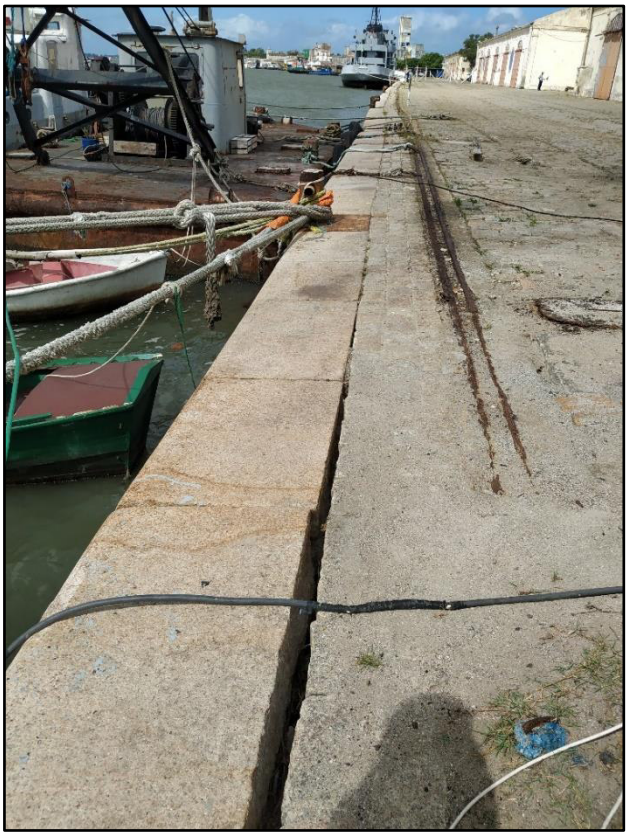


Figura 3.27: Cobertinas deslocadas.



Figura 3.28: Desnivelamento da Pavimentação.

3.4 Obra de recuperação da Estrutura do Cais do Porto Velho

Conforme explanado no item 3.2, no ano de 2000 a estrutura do cais do Porto Velho apresentou consideráveis deslocamentos. Segundo o processo interno, 000536-18: Recuperação Estrutural com Recomposição do Material de Sustentação da Fundação do Cais do Porto Velho, da SUPRG, a obra consistiu em reparar a fundação do cais no trecho compreendido entre os cabeços 09 e 13, já que o mesmo trecho apresentava visíveis sinais de furnas, movimentação das pedras de sustentação com inclinação lateral para o canal e rachaduras no solo revestido de paralelepípedos causando o desnível.

De acordo com a SUPRG (2000), o projeto de tal obra foi elaborado pelo Prof. Claudio Dias (FURG) este previa duas fases de projeto e execução, em que a primeira consistia de um conjunto de ações emergenciais para evitar o progresso da ruptura do murro de arrimo do Cais e a segunda fase consistia em um conjunto de ações a médio prazo as quais objetivavam garantir a estabilidade do muro para a utilização do Cais. Assim, a solução emergencial proposta pelo Prof. Claudio Dias previa os seguintes reparos:

- Preencher os vazios sob a estrutura para permitir um melhor contato do muro com o solo;
- Colocação de sacos preenchidos com concreto, com uso de injeção de massa, que serão posicionados por mergulhadores, na forma de alvenaria poliédrica;
- Criar uma barreira a partir da injeção de concreto para preencher todos os vazios;

- Junto ao pé do muro, deve-se prever uma estrutura de enrocamento para proteção;

A Figura 3.29 ilustra a proposta de recuperação emergencial para a estrutura do cais.

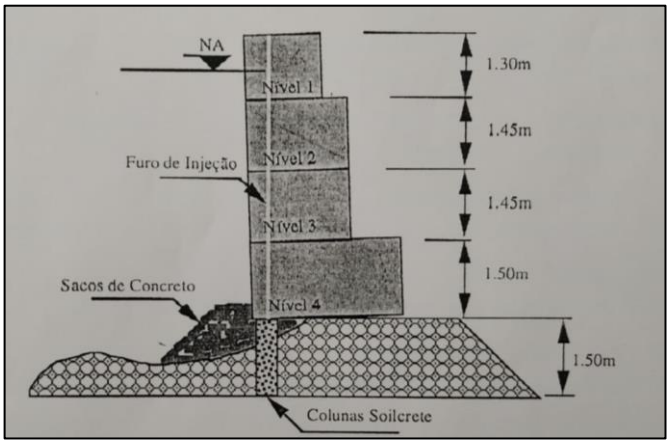


Figura 3.29: Ilustração da solução proposta para o reparo das fundações (Fonte: Dias et al., 2000).

Contudo, por uma questão de emergência e agilidade na entrega da obra e por questões financeiras, só foi executado parte do projeto, de modo que a coluna de concreto que deveria ser executada para estabilização do murro, não foi feita. A Figura 3.30 ilustra o projeto executado na recuperação do cais. Nota-se parte do solapamento do pé do enrocamento foi recuperado a partir da colocação de pedra de mão e um colchão de gabião.

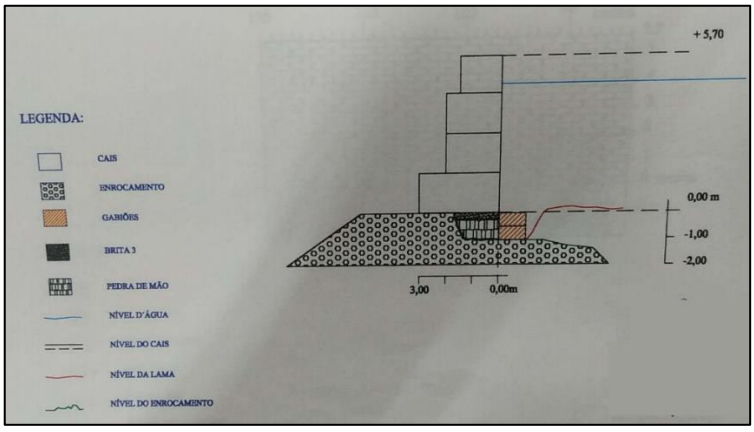


Figura 3.30: Modelo padrão de recomposição do murro e identificação da perda do enrocamento da base (Fonte: SUPRG, 2000).

Nas Figuras 3.31 a 3.33 é possível observar etapas da obra de recuperação da fundação do Cais do Porto Velho.

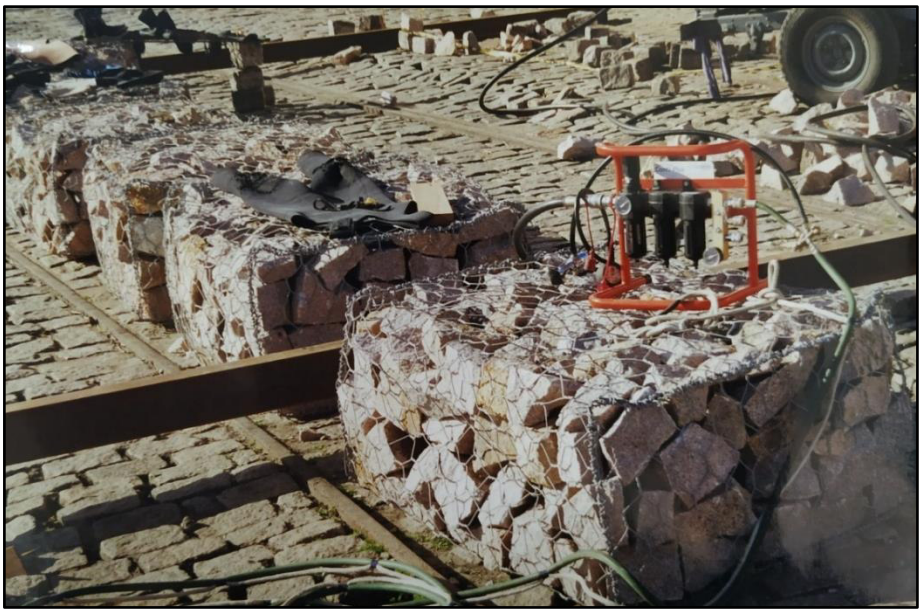


Figura 3.31: Colchão de gabião a ser colocado na base do muro de arrimo.

Fonte: SUPRG (2000).

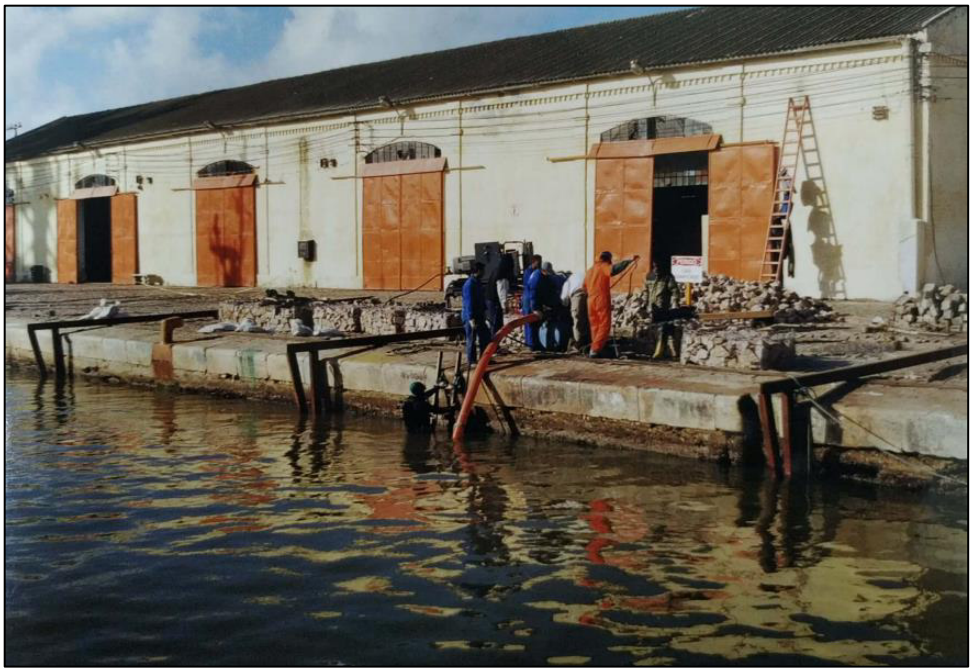


Figura 3.32: Estrutura metálicas de contenção do muro, Colchão Reno e sacos de cimento e areia para a recuperação do cais (Fonte: SUPRG, 2000).



Figura 3.33: Obra de recuperação da estrutura do cais (Fonte: SUPRG, 2000).

Após a obra de recuperação das fundações foi executada no ano de 2001 uma obra de recuperação da sub-base e base, repavimentação de paralelepípedos de granito e renivelamento de linhas férreas do cais do Porto Velho, conforme referenciado no processo interno da SUPRG sob o número 002384 – 18.43:Serviço de Repavimentação e Renivelamento de linhas férreas no Porto Velho. Um dos escopos do projeto era:

- Descalçamento de 800 m^2 (oitocentos metros quadrados) de paralelepípedos de granito, existentes no local onde será executada a repavimentação, devendo os mesmos serem transportados, separados do aterro, para local próximo a ser estipulado pela Fiscalização.
- Escavação de 690 m^3 (seiscentos e noventa metros cúbicos) de base de pavimentação. Tal escavação deverá ser junto à parede interna da murada do cais e atingir uma profundidade de 3,0 m (três metros), com o objetivo de permitir a colocação de manta de geotêxtil.
- O material escavado deverá ser depositado junto à obra, em área definida pela Fiscalização, para reemprego imediato (após a colocação do geotêxtil).
- Colocação de 115,0 m (cento e quinze metros) de manta de geotêxtil (manta não-tecida de filamentos contínuos – processo spunbond, agulhada, 100% poliéster aditivado), tipo Bidim OP – 20, cor cinza, 14 kN/m de resistência à tração multidirecional. A manta a ser utilizada deverá ter a largura de 4,30 m (quatro metros e trinta centímetros).
- A colocação deverá ser efetuada junto à parede interna da murada do cais, com a finalidade de criar um filtro de transição. A fixação da manta será através de grampos.

- Após a fixação da manta de geotêxtil deverá ser recolocado todo o aterro escavado. Toda a área descalçada deverá ter a devida compactação para receber o recalçamento e estar em condições de não sofrer futuras deformações. A empresa executante deverá prever a falta de material de base (que porventura tenha escoado) e prover essa deficiência, fornecendo a areia suficiente para restabelecer o nível ideal do pavimento.

As Figuras 3.34 a 3.36 ilustram etapas desta obra.



Figura 3.34: Etapas da obra de repavimentação (Fonte: SUPRG, 2001).



Figura 3.35: Etapas da Obra de Repavimentação. (Fonte: SUPRG, 2001).



Figura 3.36: Etapas da obra de Recuperação do Pavimento (Fonte: SUPRG, 2001).

3.5 Revitalização do Porto Velho de Rio Grande e o Projeto Macadar

De acordo com Silveira (2014), no ano de 1997, foi realizado um concurso público de arquitetura para eleger o melhor projeto de revitalização da área do Porto Velho, e concurso em questão foi fundamentado pelo Programa de Revitalização de Áreas Portuárias (REPAV) pertencente ao Ministério dos Transportes em parceria com a Superintendência do Rio Grande. O projeto em questão tinha como objetivo transformar os armazéns em pontos de desenvolvimento de atividades multiculturais e gastronômicas, espaços para receber shows, peças e apresentações. O concurso previa as produções de: um Plano Diretor Urbanístico da Área de Cais que se estende da Rua Barroso até o prédio do IBAMA; um projeto de arquitetura dos cinco Armazéns do Porto Velho; o Tratamento Paisagístico, de Elementos de microarquitetura e de Comunicação Visual; e o desenvolvimento de um Projeto executivo de Arquitetura do Armazém destinado ao Acervo Histórico do Porto do Rio Grande –Museu, conferindo assim uma proposta de intervenção para uma área de 48.000,00m².

A empresa vencedora do projeto foi a Macadar, Pernau & Proto Arquitetura, Urbanismo e Consultoria (atualmente Macadar Arquitetura e Consultoria). A Figura 3.37 ilustra o banner de entrega do projeto arquitetônico e urbanístico.



Figura 3.37: Projeto de Revitalização do Porto Velho 1997 (Fonte: Arquitetos Brasileiros Associados, acessado 2021).

Segundo o Memorial Descritivo-Justificativo do Projeto de Revitalização do Porto Velho, os projetos foram desenvolvidos levando em consideração a compartimentação das áreas em setores, sendo eles: Setor Oeste, Setor Central e Setor Leste, de modo que esta compartimentação em setores permite a flexibilização necessária para sua implantação total, tanto do ponto de vista econômico-financeiro como de sua construção em etapas completas e autônomas. A Figura 3.38 ilustra o projeto de Revitalização do Porto Velho assim como a identificação dos setores do mesmo.

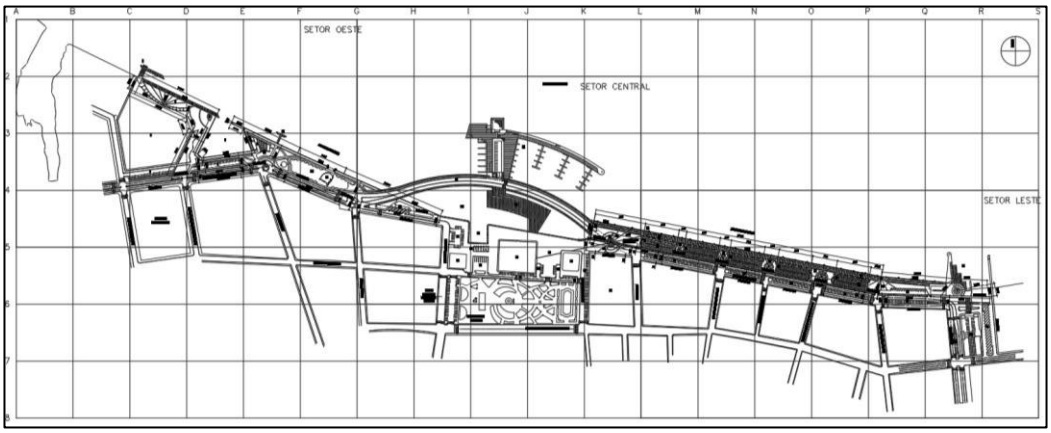


Figura 3.38: Projeto de Revitalização do Porto Velho 1997 - Identificação dos Setores. (Fonte: SUPRG, 1999).

No ano de 2009, segundo registros fotográficos da SUPRG, iniciou-se a obra de revitalização Setor Oeste, esta compreendida entre as ruas 24 de Maio e General Canabarro e comumente conhecida como Rincão da Cebola, ficando de responsabilidade do Superintendência do Porto realizar a recuperação da estrutura do cais enquanto que a Prefeitura de Rio Grande se responsabilizou pelas obras urbanísticas, estas iniciadas em 2010 e concluídas em 2016. O projeto de fundação, bem como da estrutura do novo cais do Rincão da Cebola foi realizado pela Universidade Federal do Rio Grande (FURG), tendo a equipe de projetistas liderada pelo Prof. Cláudio Dias. A Figura 3.39 apresenta a área do Setor Oeste antes das obras de revitalização, as Figuras 3.40 e 3.41 retratam etapas da obra de recuperação da estrutura do Cais do Rincão da Cebola, e a Figura 3.42 apresenta a região após a obra de revitalização.



Figura 3.39: Rincão da Cebola antes das Obras de Revitalização. (Fonte: Jornal Agora, 2010).



Figura 3.40: Estacas da nova estrutura do Cais do Rincão da Cebola. (Fonte: SUPRG, 2010).



Figura 3.41: Lajes da nova estrutura do Cais do Rincão da Cebola. (Fonte: SUPRG, 2010).

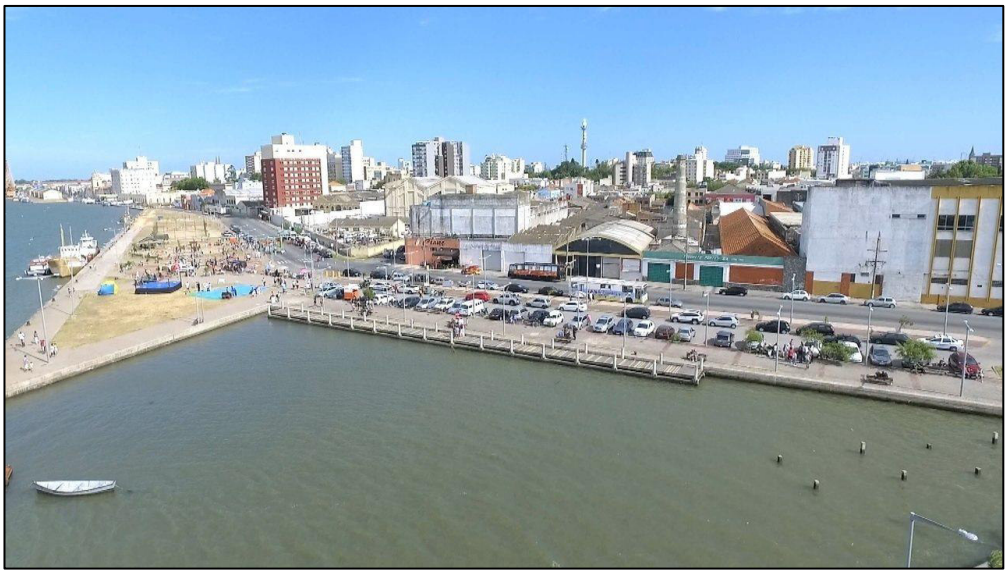


Figura 3.42: Rincão da Cebola após obra de revitalização do Setor Oeste. (Fonte: Globoplay, 2018).

De acordo com registros da SUPRG no ano de 2014 o arquiteto Raul Macadar é contratado pela Prefeitura Municipal de Rio Grande para realizar a atualização e modificação do projeto para os Setores Leste e Central, já que havia se passado muitos

anos desde a entrega do projeto original. Assim, em 2015 é feita a entrega dos projetos aprovados, os quais competem o projeto executivo de todas as intervenções urbanísticas propostas para o Centro Histórico e Rua Riachuelo, o projeto executivo arquitetônico da nova hidroviária, da passarela e do atracadouro em frente ao Mercado Municipal, assim como os projetos arquitetônicos para os Armazéns A2, A3 e A5. Na Figura 3.43 é apresentada a nova proposta de revitalização do Porto Velho e suas adjacências.

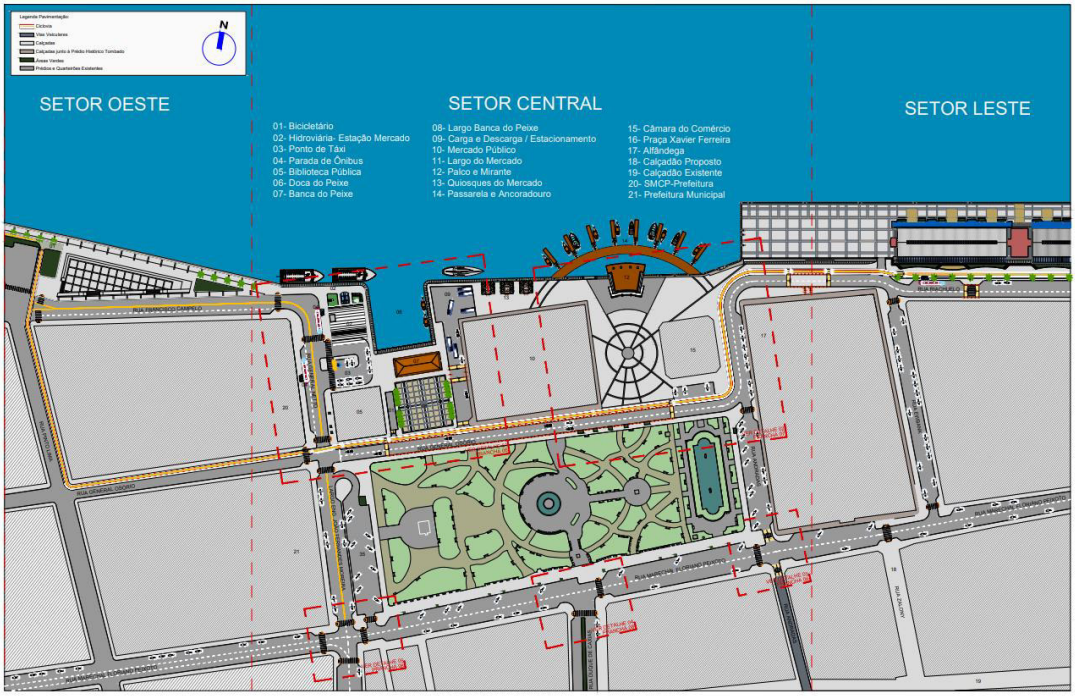


Figura 3.43: Projeto de Revitalização do Porto Velho atualizado. (Fonte: SUPRG, 2015).

4| Metodologia

4.1 Determinação do perfil geotécnico e da seção transversal do cais

A determinação da seção transversal do cais foi definida a partir do resgaste histórico de documentos relacionados ao Porto Velho como plantas antigas, fotos das obras de recuperação do cais e arquivos de projetos. A Figura 4.1 apresenta a seção tipo atribuída ao cais no presente estudo.

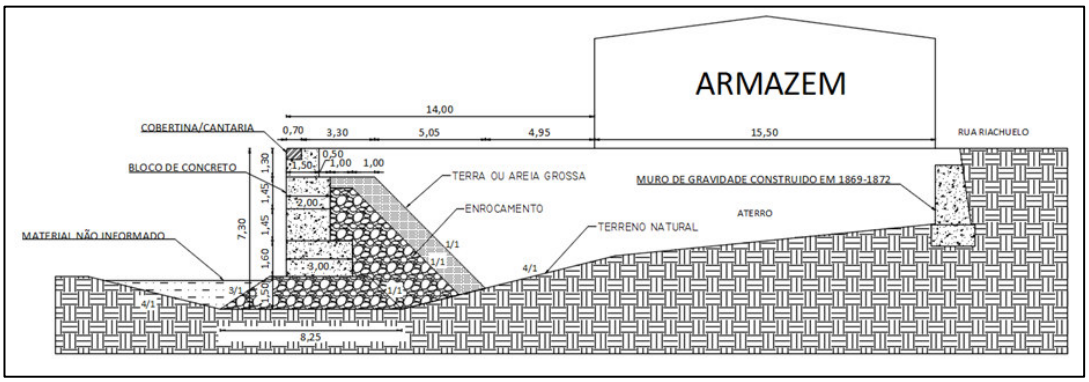


Figura 4.1: Corte da secção transversal do Cais do Porto Velho (Fonte: Acervo Biblioteca Engenharia Oceânica – adaptado).

Cabe ressaltar, que durante a busca por materiais que descrevessem a obra de construção no atual cais do Porto Velho, não foi encontrado memorial descritivo de execução da obra, assim a partir unicamente das plantas não é possível identificar a origem nem o tipo dos materiais utilizados no tardoz e no pé do muro. A única informação que se tem é que o material atrás do enrocamento é um material granular.

O perfil geotécnico da seção transversal do cais foi definido a partir de 12 ensaios de sondagem, estes do tipo Standard Penetration Test (SPT). No ano de 2000 foram realizados 2 ensaios de sondagem do tipo SPT pela empresa ESTACOL – Estaqueamento e Construção Ltda, para a execução do projeto de recuperação do Cais do Porto Velho e em 2012, foram realizados mais 10 ensaios SPT, pela empresa Estasul – Soluções em Geotecnia e Meio Ambiente. Os ensaios executados pela empresa Estacol foram locados nas proximidades do Armazém 3, enquanto que os ensaios executados pela empresa Estasul foram feitos em 5 seções do cais, sendo elas em frente aos cabeços 2, 10, 13, 15 e 18. Os relatórios de sondagem são apresentados nos Anexo A e B deste trabalho a localização dos principais pontos de sondagem encontram-se nas Figuras 4.2 e 4.3 os demais são encontrados no Apêndice A.

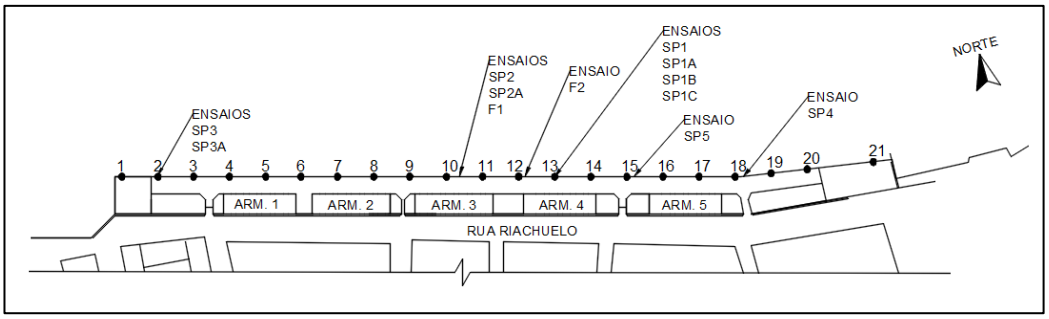


Figura 4.2: Croqui dos pontos de sondagem SPT.

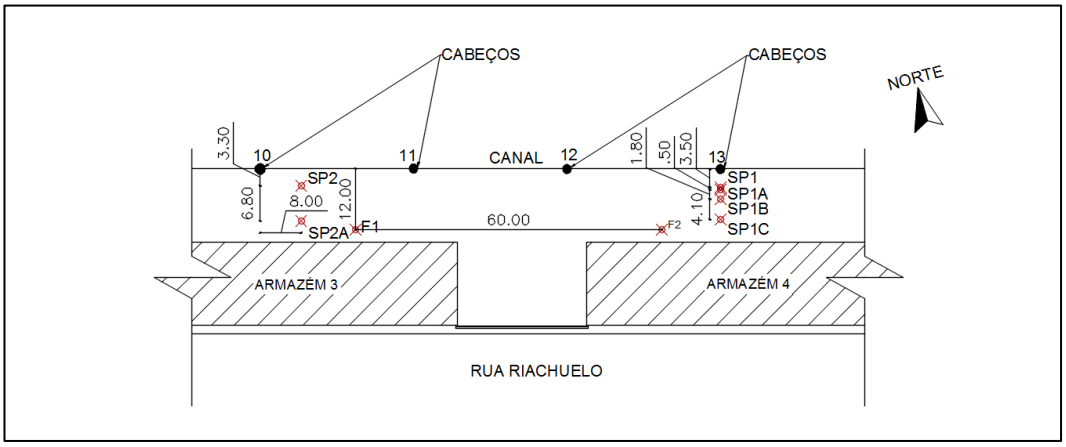


Figura 4.3: Identificação dos locais de dos ensaios de sondagem.

A partir dos ensaios de sondagem realizados na mesma secção transversal de cais, foram determinados seis perfis geotécnicos. A Figura 4.4 ilustra o perfil geotécnico em frente ao cabeço 13 e a Figura 4.5 o perfil geotécnico estimado em frente aos armazéns 3 e 4. Os perfis geotécnicos em frente aos cabeços 2, 10, 15 e 18 apresentam uma configuração bastante semelhante ao perfil do cabeço 13 e são apresentados no Apêndice B.

É importante ressaltar que as linhas em vermelho demarcam os pontos e profundidades onde os ensaios foram realizados, assim como os pontos de mudança do tipo de solo, todas as medidas de profundidade encontram-se em metros. Portanto, a determinação do perfil geotécnico se deu com base nas plantas antigas de projeto do cais e nos ensaios de sondagem, a partir deste fez-se uma interpolação para a determinação do perfil como um todo.

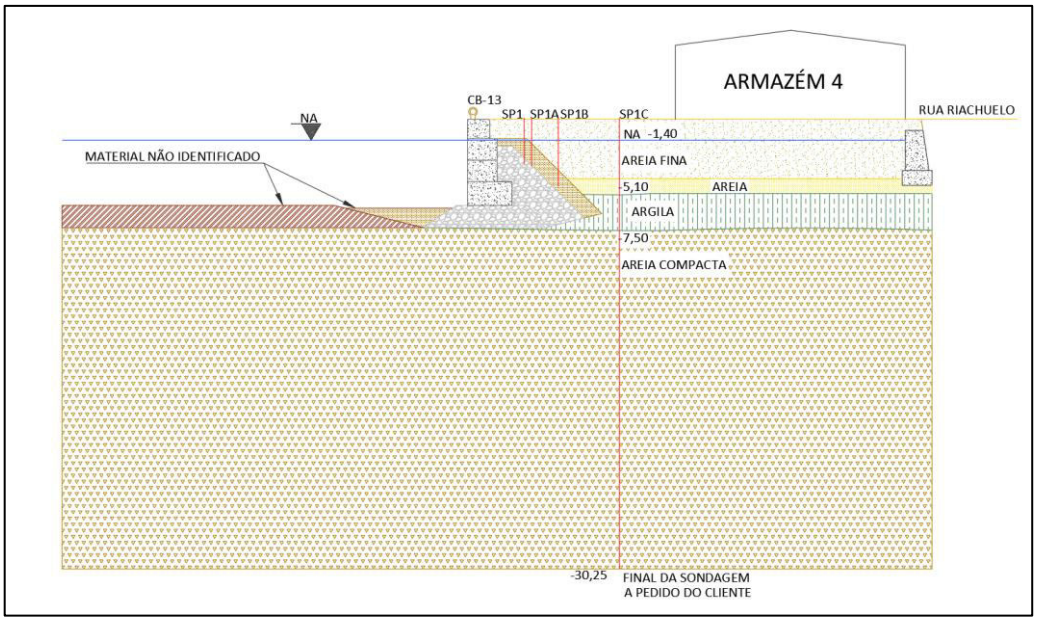


Figura 4.4: Perfil geotécnico em frente ao Cabeço 13.

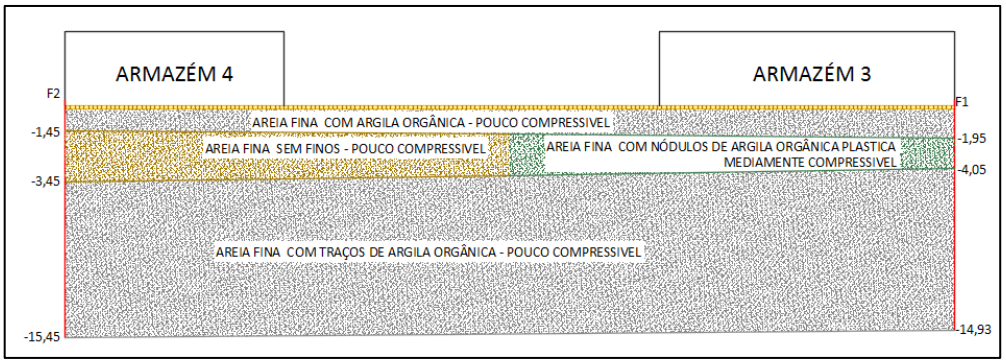


Figura 4.5: Perfil geotécnico em frente aos Armazéns 3 e 4.

Como a variação entre os perfis geotécnicos é muito pequena, optou-se por trabalhar apenas com o perfil da Figura 4.4 já que esta é a seção que possui uma maior quantidade de informações e também é a região que apresenta maiores patologias na estrutura atual do cais.

A determinação dos parâmetros do solo foi feita a partir de equações empíricas apresentadas no item 2.7 com base nos ensaios SPT executados em frente ao Cabeço 13 do Cais do Porto Velho.

4.2 Cenários Analisados

Com base no resgate histórico foram definidos cinco cenários que representam as possíveis causas das patologias da estrutura. Assim, adotou-se uma carga distribuída de 5 kN/m² a fim de representar o carregamento exercido pelos guindastes e movimentações de carga na área do cais. Também foi empregada uma carga horizontal concentrada de 2,5 kN de modo a representar o esforço de amarração do navio. Cabe ressaltar que cada um destes cenários foi analisado aplicando coeficientes de variações mínimos, médios e máximos sobre os parâmetros geotécnicos. A Figura 4.6 ilustra o layout dos cenários analisados.

O Cenário 1 (Figura 4.6a) representa a estrutura original considerando que o solo a frente do cais seja uma areia compactada. O Cenário 2 (Figura 4.6b) representa a estrutura original do Cais do Porto Velho que não sofreu nenhuma intervenção de engenharia desde a sua construção, além disto o presente cenário considera que o solo afrente do cais seja um solo argiloso.

O Cenário 3 (Figura 4.6c) representa a estrutura original do Cais do Porto Velho considerando a perda do solo de proteção do enrocamento da base. O Cenário 4 (Figura 4.6d) representa a estrutura original do cais com avarias no enrocamento da base do muro e perda do solo de proteção do mesmo.

O Cenário 5 (Figura 4.6e) simula a estrutura do Cais após a reforma do ano de 2000, em que a base do muro foi recuperada com brita, pedra de mão e colchões de gabião, conforme apresentado no levantamento da Figura 3.30.

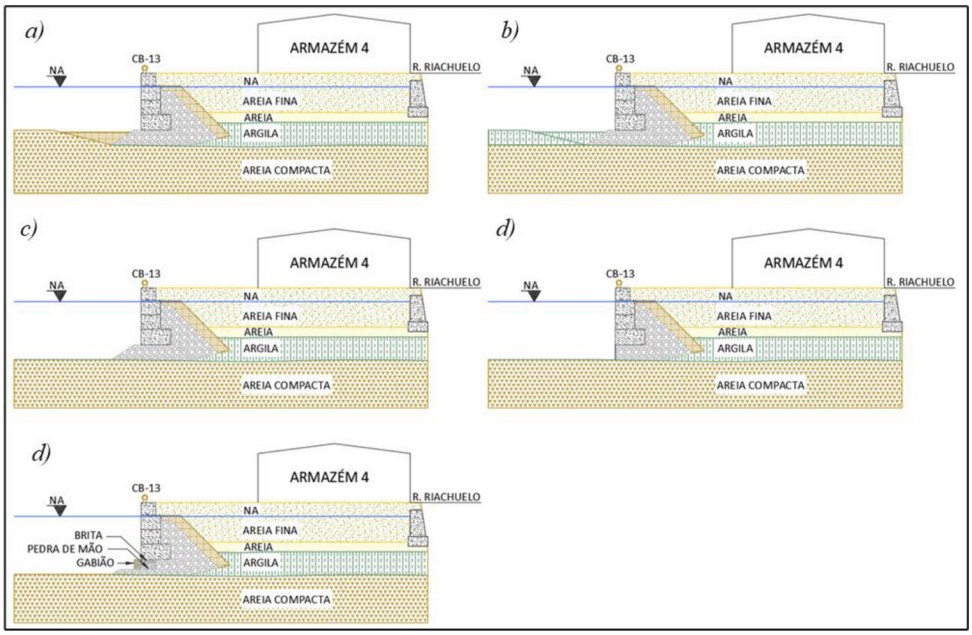


Figura 4.6: Perfil dos cenários analisados. a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3; d) Cenário 4; e) Cenário 5.

4.3 Análise de Estabilidade Global do Cais do Porto Velho

A análise de estabilidade do Cais do Porto Velho foi desenvolvida a partir de duas metodologias, uma análise determinística e uma análise probabilística. Na análise determinística aplicou-se o Método do Equilíbrio Limite e o Método de Elementos Finitos. Na análise probabilística utilizou-se os métodos de Monte Carlo, FOSM e Estimativas Pontuais.

A análise de estabilidade, através do Método do Equilíbrio Limite, realizada com o auxílio do software SLIDE 6.0, com este recurso foi possível desenvolver, além da análise determinística, a análise probabilística empregando o Método de Monte Carlo.

A análise através do Método dos Elementos Finitos foi desenvolvida com o auxílio do software PLAXIS 2D. Este software realiza uma análise determinística da estabilidade.

Com o objetivo de entender como a variabilidade do solo influencia na probabilidade de falha do cais, foram realizadas as análises probabilísticas. Assim, além da análise realizada com o Método de Monte Carlo (processada no ambiente do software SLIDE 6.0), foram realizadas as análises pelo Método de FOSM e Estimativas Pontuais. Essas análises foram desenvolvidas com o auxílio do software Excel. É importante pontuar que a aplicação do Método de FOSM e Estimativas Pontuais foi desenvolvida com base nos resultados das análises determinísticas realizadas nos softwares SLIDE 6.0 e PLAXIS 2D, onde a variabilidade dos parâmetros geotécnicos foi inferida de forma manual.

4.3.1 Aplicação dos Métodos de Equilíbrio Limite utilizando Software SLIDE 6.0

Segundo Nogueira (2016), o Slide 6.0 é um programa computacional comercial, utilizado no cálculo de estabilidade global de taludes por Equilíbrio Limite em 2D. A análise determinística, é feita por pesquisas de superfície de ruptura com formato circular ou não circular. A pesquisa do círculo crítico é feita a partir da busca de diversas superfícies, em quantidade definidas por uma malha (grid) formada por pontos que representam os centros dos círculos.

De acordo com o manual do Slide 6.0, cada ponto da grade de centro de deslizamento (grid) representa o centro de rotação de uma série de círculos de deslizamento. O software determina automaticamente os raios do círculo em cada ponto da grade, com base nos limites de inclinação e no incremento de raio. O incremento de raio, determina o número de círculos gerados em cada ponto da grade. O manual cita ainda que as seções do Limite Externo entre os do layout da estrutura definem a superfície do talude a ser analisada. Assim, a superfície de inclinação é usada para gerar os círculos de deslizamento para uma pesquisa de grade, como segue:

- Para cada ponto da grade do centro de deslizamento, os raios mínimo e máximo adequados são determinados, com base nas distâncias do centro de deslizamento até a superfície do talude, conforme mostrado na Figura 4.7.
- O incremento de raio é então usado para determinar o número de círculos de deslizamento gerados entre os círculos de raio mínimo e máximo em cada ponto da grade.

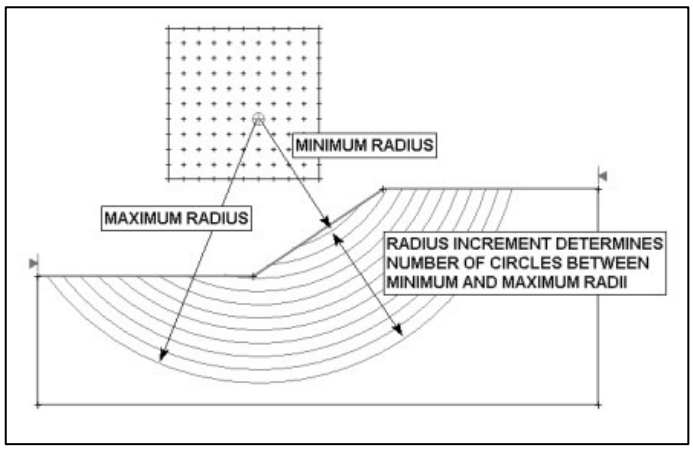


Figura 4.7: Grid no software SLIDE 6.0.

Destaca-se ainda que o Incremento do Raio é o número de intervalos entre os raios do círculo mínimo e máximo em cada ponto da grade. Portanto, o número de círculos gerados em cada ponto da grade é igual ao Incremento do Raio + 1. Sendo assim, o número total de círculos de deslizamento depende do tamanho do grid, da sua posição, e do número de centros de deslizamento.

Assim, com o intuito de obter o melhor modelo de análise, foi realizada uma análise de convergência de malha, através desta analisou-se o tamanho do grid, a posição do grid, o número de centros de deslizamento, o tamanho do layout da estrutura, e o número de simulações (para a análise probabilística).

Para a análise da malha é necessário que seja feito o lançamento da estrutura no ambiente do Software Slide 6.0. Sendo assim, primeiramente são definidos o perfil a ser analisado e os parâmetros dos materiais envolvidos, posteriormente é realizada a configuração do projeto, nesta etapa é definida as unidades de medida das propriedades, a direção de ruptura da estrutura (direita para esquerda) e a forma de saída dos dados.

Na sequência é definido os métodos de análise, que neste trabalho foram utilizados os métodos de Janbu Corrigido, Spencer e Morgenstern & Price. Além disto, nesta etapa também é definida o número de fatias que o talude deve ser dividido, para este foi adotado o valor de 25 fatias, após isso, é determinado o valor tolerante para a diferença entre dois fatores de segurança consecutivos para que estes possam ser considerados convergentes, neste trabalho adotou-se o valor de 0,005. Por fim, é definido o número máximo

de interações para a determinação do fator de segurança, neste estudo adotado o valor de 50.

A análise determinística, através do Método do Equilíbrio Limite é simulada concomitantemente com a análise probabilística, assim é necessário que antes da realização das simulações seja feita a configuração do projeto para a análise de probabilidade.

Através dos resultados da análise do MEL, realiza-se uma comparação e o registro dos mesmo de modo que o cenário modelo é aquele em que se encontra convergência entre as soluções. No Capitulo 5 são apresentados os resultados da análise de malha e das análises do MEL.

4.3.2 Aplicação do Método de Elementos Finitos utilizando o Software PLAXIS 2D

Segundo HE e ZHANG (2012), os avanços do poder computacional através de máquinas avançadas, possibilitou a implementação da abordagem numérica, como a de métodos de elementos finitos, para a análises de estabilidade de taludes.

A análise de estabilidade através do Método se Elementos Finitos foi realizada com o auxílio do software PLAXIS 2D. Assim, a análise foi desenvolvida segundo as seguintes etapas:

- Etapa 1: Importação da seção transversal do cais e do perfil;
- Etapa 2: Determinação dos materiais envolvidos;
- Etapa 3: Elaboração do modelo numérico no PLAXIS 2D, considerando os parâmetros geotécnicos, o comportamento geomecânico dos matérias e a definição das condições de contorno;
- Etapa 4: Estudo de malha de elementos finitos;
- Etapa 5: Definição das etapas construtivas e pontos de análise;
- Etapa 6: Extração e análise dos resultados.

Primeiramente foi feita a importação da seção transversal do cais, bem como o perfil geotécnico do mesmo corresponde as seções apresentadas nas Figuras 4.7 e 4.8 (cenários 1 e 2, respectivamente). Posteriormente foi definido os parâmetros geotécnicos envolvidos na análise, bem como as condições de contorno, como o nível do lençol freático, por exemplo. Após a definição dos dados de entrada foi realizada a geração da malha. Por fim a sequência das etapas construtivas do modelo foi definida conforme apresentado na Figura 4.8.

A definição das etapas de análise do modelo são as seguintes fases:

- Fase 1: Determinação do campo de tensões iniciais no solo através do “k0 procedure”;
- Fase 2: Estrutura original do Cais com a execução do aterro da retroárea do cais;
- Face 3: Inserção das cargas de serviço e atracação (retrato do cenário 1).

- Face 4: Erosão do solo de proteção da base do enrocamento (representação do cenário 3);
- Fase 5: Erosão da base do enrocamento, tal fase retrata o cenário 4.

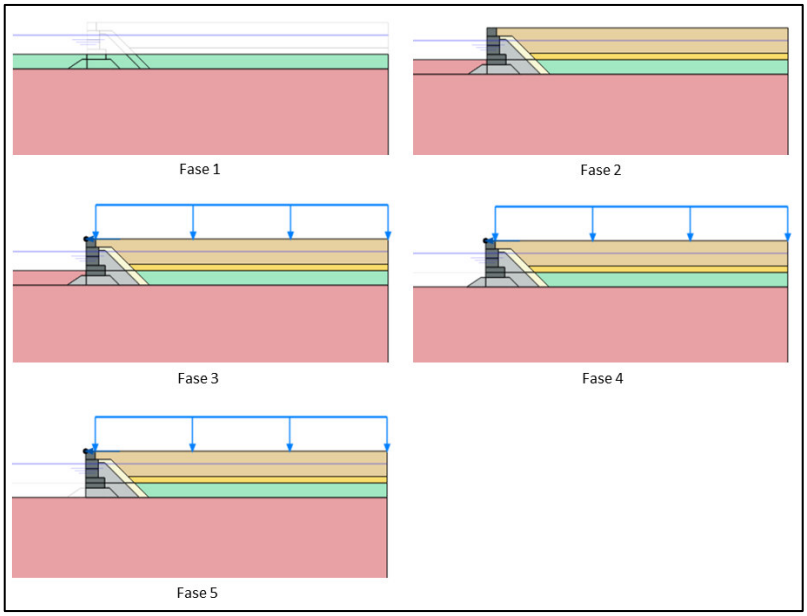


Figura 4.8: Fases construtivas do Cenário 1, 3 e 4.

Com o objetivo de simular o Cenário 2, estas mesmas análises foram realizadas considerando o solo de proteção da base do muro como sendo argila. A Figura 4.9 ilustra as fases 2 e 3, deste segundo ensaio.

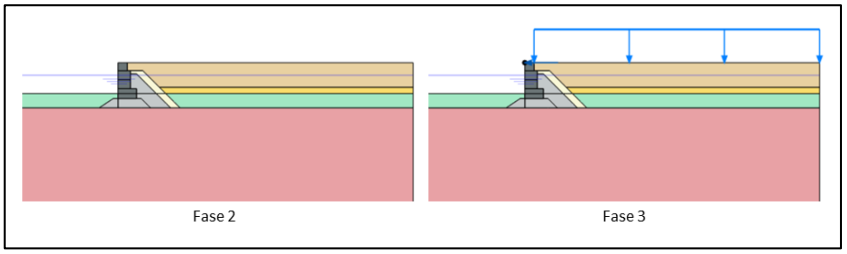


Figura 4.9: Fases construtivas do Cenário 2.

Segundo Brinkgreve, Broere et al. (2006) para gerar a malha de elementos finitos é necessário dividir em várias partes o elemento, para a análise bidimensional, são gerados vários triângulos que passam a representar o domínio da simulação. Nas propriedades gerais do programa é definido o número de nós a analisar por triangulo do elemento, como é de esperar um maior número de nós resulta numa análise mais detalhada e com resultados mais fidedignos. No Plaxis 2D existe a opção de usar uma análise com 6 nós por elemento e 15 nós, neste estudo adotou-se o emprego de 15 nós. A Figura 4.10 apresenta a distribuição de nós para elementos triangulares.

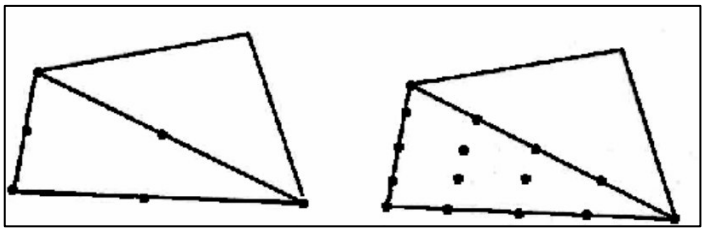


Figura 4.10: Tipos de elemento: (a) triangular de 6 nós e (b) triangular de 15 nós.
Fonte: Adaptado Brinkgreve (2002).

Sendo assim, o presente trabalho utilizou a mesma metodologia abordada por Oberhollenzer, Tschuchnigg e Schweiger (2018), onde se correlacionou o valor do fator de segurança com o número de elementos. A partir desta análise, observou-se que a malha fina e a muito fina apresentaram convergência de valores, entretanto como a diferença do tempo de processamento entre estas duas malhas são muito pequenas, em vista que o modelo constitutivo apresenta características simples, optou-se por realizar todas as análises com a malha muito fina.

O fator de segurança do software Plaxis 2D utiliza o método Phi/c-reduction, onde c e φ são os parâmetros de resistência de entrada e σn é o componente de tensão normal real. Os parâmetros cr e φr são parâmetros de resistência reduzida. Nesta abordagem a coesão e a tangente do ângulo de atrito são reduzidas na mesma proporção. A redução dos parâmetros de resistência é controlada por um multiplicador chamado ΣMsf que é aumentado passo a passo até que ocorra a falha. O fator de segurança é então definido como o valor de ΣMsf na ruptura, desde que na ruptura um valor mais ou menos constante seja obtido para um número de etapas sucessivas de carga com deformações contínuas. a Equação 4.1 apresenta essa relação.

$$\sum Msf = \frac{c}{cr} = \frac{tg\ \emptyset}{tg\ \emptyset r} \tag{4.1}$$

É importante salientar que com o objetivo de entender como a variabilidade do solo influencia no fator de segurança e na probabilidade de falha, foi realizada uma análise probabilística, com a aplicação do Método de FOSM, para os valores dos fatores de segurança encontrados pelo Método de Elementos Finitos.

4.4 Análises Probabilísticas

4.4.1 Método de Monte Carlo

A Análise de Probabilidade aplicando o método de Monte Carlo foi realizada com o emprego do Software Slide 6.0. Assim, os Método do Equilíbrio Limite associados a variação dos parâmetros geotécnicos dentro de coeficientes de variabilidade pré

determinados foi possível analisar a estabilidade do Cais do Porto Velho definindo o seu Fator de Segurança e a Probabilidade de Falha.

Para a realização da análise, primeiramente foi feita a importação das seções transversais estudadas para o ambiente do Software Slide 6.0, posteriormente foi informado as propriedades dos solos. Conseguinte, foi feita a configuração para a análise de probabilidade, onde foi definido que a análise estatística deverá utiliza o Método de Monte Carlo, aplicando um número de 30.000 amostras. Nota-se que o Software possui dois tipos de análise, a Global Minimum e a Overall Slope. A análise Global Minimum aplica a análise de probabilidade apenas para a superfície de ruptura crítica do perfil, ou seja, a variabilidade dos parâmetros é aplicada apenas para a superfície de ruptura crítica, em contra partida, a análise do tipo Overall Slope considera a variação dos parâmetros para todas as superfícies de ruptura. Sendo assim, o presente estudo se atentará em analisar unicamente a análise Overall Slope.

A próxima etapa da configuração da análise consiste em determinar o desvio padrão e o tipo de distribuição de probabilidade dos parâmetros envolvidos. De acordo com Baecher & Christian (2003) a melhor distribuição de probabilidade para parâmetros geotécnicos é a distribuição normal. Quanto o desvio padrão associado a cada um dos parâmetros, este é definido a partir do coeficiente de variação do mesmo.

4.4.2 Método de FOSM - First Order Second Moment

Para compreender como a variabilidade solo influencia no fator de segurança, foi realizada a análise de FOSM tanto para os fatores de segurança calculados para o Método do Equilíbrio Limite quanto para o Método de Elementos Finitos. A análise de FOSM foi realizada utilizando a mesma metodologia aplicada por Silva (2015), para isto foi empregado o Softwares e Excel, SLIDE 6.0 e PLAXIS 2D.

De acordo com Silva (2015) a metodologia consiste em calcular a variância do fator de segurança em função da variação da média dos parâmetros geotécnicos. A partir destes dados, é possível calcular a variância total e pôr fim a porcentagem de contribuição de cada parâmetro geotécnico sobre a variância do fator de segurança.

Sendo assim, são realizadas simulações determinísticas dos cenários analisados em que para cada uma das simulações um parâmetro do solo tem o valor da propriedade alterada segundo um dado coeficiente de variabilidade. Na Tabela 4.1 é apresentado as propriedades do solo, seus valores médios, o desvio padrão e o novo valor do parâmetro (media +10% do desvio padrão).

O número de interações do Método FOSM é igual a n + 1, onde n é o número de variáveis aleatórias. Como são dez variáveis aleatórias, são necessárias onze análises, sendo que uma destas análises é a análise determinística da seção utilizando os valores médios dos parâmetros geotécnicos. Para as demais dez simulações, enquanto uma variável apresenta o valor da média mais a variação de 10%, as demais variáveis permanecem fixas

em seus valores médios. A Tabela 4.2 mostra o valor do Fator de Segurança calculado para cada simulação realizada. Neste item são apresentados os valores referentes ao Cenário 1-C, apenas para fins metodológicos.

Tabela 4.1: Dados de entrada do Método FOSM.

Variável	Média	Desvio Padrão	Média + Variação 10%
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	**19**	1,9	20,9
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	**35**	5,25	38,5
Solo 2 – Areia: Peso Específico (kN/m³)	**18**	1,8	19,8
Solo 2 – Areia: Ângulo de Atrito (°)	**29**	4,35	31,9
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	**15**	1,5	16,5
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	**25**	7,5	27,5
Solo 4 - Areia Compacta - Peso Específico (kN/m³)	**20**	2	22
Solo - 4: Areia Compacta-Ângulo de Atrito (°)	**35**	5,25	38,5
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	**18**	1,8	19,8
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	**29**	4,35	31,9

Tabela 4.2: Aplicação do Método FOSM.

Variável	Análise Determinística	Simulação									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	19	**20,9**	19	19	19	19	19	19	19	19	19
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	35	35	**38,5**	35	35	35	35	35	35	35	35
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	18	18	18	**19,8**	18	18	18	18	18	18	18
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	29	29	29	29	**31,9**	29	29	29	29	29	29
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	15	15	15	15	15	**16,5**	15	15	15	15	15
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	25	25	25	25	25	25	**27,5**	25	25	25	25
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	20	20	20	20	20	20	20	**22**	20	20	20
Solo 4 - Areia Compacta: Ângulo de Atrito (°)	35	35	35	0	35	35	35	35	**38,5**	35	35
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	**19,8**	18
Solo 5 - Filtro:Ângulo de Atrito (°)	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	**31,9**
FS (GLE)	**2,348**	**2,311**	**2,348**	**2,348**	**2,348**	**2,348**	**2,349**	**2,444**	**2,541**	**2,362**	**2,357**

Cálculo da Variância do Fator de Segurança

Diante dos resultados apresentados na Tabela 4.2, foram calculados os dados estatísticos assim como a variância do fator de segurança, dado pela Equação 4.2. A Tabela 4.3 apresenta os resultados do cálculo de todos dados estatísticos.

$$V[FS] = \sum_{j=1}^{N} \left(\frac{\delta FS_i}{\delta X_i}\right)^2 V[X_i] \tag{4.2}$$

Tabela 4.3: Dados de saída da análise de FOSM.

X_i	δX_i	δFS_i	$\frac{\delta FS_i}{\delta X_i}$	$V[X_i]$	$\left(\frac{\delta FS_i}{\delta X_i}\right)^2 V[X_i]$	**Relevância dos parâmetros**
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	1,90	0,4	0,02	3,61	0,0014	1,44%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	3,50	0,00	0,00	27,56	0,0000	0,00%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	1,80	0,00	0,00	3,24	0,0000	0,00%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	2,90	0,00	0,00	18,92	0,0000	0,00%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	1,50	0,00	0,00	2,25	0,0000	0,00%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	2,50	0,00	0,00	56,25	0,0000	0,01%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	2,00	0,10	-0,05	4,00	0,0092	9,72%
Solo - 4: Areia Compacta- Ângulo de Atrito (°)	3,50	0,19	-0,06	27,56	0,0838	88,42%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	1,80	0,01	-0,01	3,24	0,0002	0,21%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	2,90	0,01	0,00	18,92	0,0002	0,19%
		Total				**100%**

Onde:

- δX_i: Variação da média das variáveis em estudo (que neste caso representa 10% do valor da média);
- δFS_i: Variação do FS (Diferença entre o FS determinístico e o FS das simulações);
- $V[X_i]$: Variância das variáveis (desvio padrão ao quadrado);

- $V[FS]$**:** Variância total do Fator de Segurança. (Calculada pela razão entre a variância de cada variável sobre a variância total do FS).

Como base nos resultados apresentados na Tabela 4.3, aplicando a metodologia apresentada por Silva (2015) tem-se que a variância total do Fator de Segurança é a soma das variâncias para cada variável aleatória, que corresponde a V[FS] = 0,095. Logo, neste caso, seu desvio padrão será 0,3078.

A última coluna da Tabela 4.3 apresenta a contribuição, em porcentagem, das variáveis aleatórias na variância do fator de segurança, resultado do método FOSM. Esta contribuição é calculada pela razão entre a contribuição de cada variável sobre a variância total do FS. Na referida tabela é possível verificar que as variáveis que mais influenciam na variação do FS são o peso específico e o ângulo de atrito do solo 4.

Cálculo da Probabilidade de Falha

Assim como Silva (2015) o cálculo da probabilidade de falha pelo método FOSM, foi realizado com o auxílio do software Excel, assumindo uma distribuição normal probabilística para a variável dependente Fator de Segurança, a mesma foi calculada pela Equação 4.3.

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{4.3}$$

Cálculo do Índice de Confiabilidade

Segundo Guedes (1997) através do índice de confiabilidade, β, obtido a partir da análise probabilística, é possível quantificar as incertezas ligadas ao fator de segurança determinístico. Este índice exprime o quanto o fator de segurança é confiável e, além disso, este tipo de análise fornece também a probabilidade de ruptura, um outro parâmetro que permiti quantificar a segurança da estrutura. Assim, os valores do índice de confiabilidade e probabilidade de falha levam em conta basicamente as incertezas relativas aos parâmetros do solo, à geometria e às cargas atuantes. A Equação 4.4, apresenta o cálculo para a determinação do índice de confiabilidade.

$$\beta = \frac{\overline{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \tag{4.4}$$

Onde:

- β: Índice de Confiabilidade;
- $\overline{FS}$: Fator de segurança médio;
- σ_{FS}: Desvio padrão do fator de segurança.

Aplicando a Equação 48 para os resultados encontrados para o Cenário 1-C, temos que o índice de confiabilidade do cenário como sendo igual a 4,37.

4.4.3 Método das Estimativas Pontuais

Além da análise de Monte Carlo e FOSM também se realizou a análise de probabilística de Estimativas Pontuais aplicadas ao Método do Equilíbrio Limite. Conforme já apresentado no Capítulo 2, os pontos de estimativa de cada variável de entrada neste método podem ser representados pela Equação 4.5.

$$X_j = \bar{X}_j \pm \sigma_j \tag{4.5}$$

Onde:

- $\bar{X}_j$: Valor médio da distribuição da variável $\bar{X}_j$;
- σ_j: Desvio padrão da distribuição da variável $\bar{X}_j$.

O número total de cálculos é igual dado por N = 2^n , onde n = número de variáveis aleatórias. Sendo assim, com base nos resultados da análise de FOSM, pode-se observar que três variáveis apresentam maior influência sore o fator de segurança, portanto, a fim de diminuir o número de interações, o método de Estimativas Pontuais foi aplicado sobre essas três variáveis.

Sendo assim, com base nas três variáveis de entrada, tem-se que o número total de simulações é N=4, ou seja, quatro combinações de cálculos entre o peso específico e o ângulo de atrito do solo 4. É importante destacar que estes dois parâmetros são os que tem maior influência segundo o Método de FOSM aplicado ao Cenário 1-C. Os demais cenários apresentaram outros parâmetros com maior influência, contudo a metodologia utilizada para a aplicação do Método de Estimativas Pontuais foi a mesma.

Essas duas variáveis foram utilizadas nas análises de estabilidade para calcular o Fator de Segurança. Neste caso, a determinação dos Fatores de Segurança foi realizada através das análises determinísticas obtidas pelo software SLIDE 6.0. e a aplicação do Método de Estimativas Pontuais se deu com auxílio do software Excel.

Nas Tabelas 4.4 e 4.5 são apresentados os valores das variáveis envolvidas na análise e as combinações destas variáveis bem como o Fator de Segurança associado a cada uma delas.

Tabela 4.4: Dados de entrada do Método de Estimativas Pontuais.

Variável	Média	Desvio Padrão	Média+Desvio Padrão	Média - Desvio-Padrão
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico	**20**	2	22	18
Solo 4 - Areia Compacta: Ângulo de Atrito	**35**	5,25	40,25	29,75

Tabela 4.5: Dados de saída da análise de Estimativas Pontuais.

Combinações	Variáveis		FS
	Solo 4: Peso Específico	Solo 4: Ângulo de Atrito	
1	22	40,25	2,663
2	**18**	40,25	2,516
3	22	**29,75**	2,143
4	**18**	**29,75**	1,952
Fator de Segurança Médio			**2,318**

A partir dos resultados dos fatores de segurança calculou-se o valor do Fator de Segurança Médio, a sua variância e o desvio padrão conforme as Equações 4.6 a 4.8.

$$FS\ Médio = \bar{Y} = \frac{1}{2^n}\sum_{i=1}^{2n} y_i = 2{,}318 \tag{4.6}$$

$$Variância\ do\ FS = \sigma_y^2 = \frac{1}{2^n}\sum_{i=1}^{2n}(y_i - \bar{Y})^2 = 0{,}0807 \tag{4.7}$$

$$Desvio\ Padrão = \sqrt{\sigma} = \sqrt{0{,}0807} = 0{,}2840 \tag{4.8}$$

Conforme a metodologia apresentada por Silva (2015) a probabilidade de falha para o método das Estimativas Pontuais foi calculada com o auxílio do software Excel, assumindo uma distribuição normal probabilística para a variável dependente fator de segurança. Assim, a partir do fator de segurança médio e a variância do fator de segurança, calculou-se a probabilidade de falha segundo a Equação 4.3, aplicada diretamente no software Excel.

5| Resultados do método do equilíbrio limite

5.1 Determinação dos Parâmetros de Projeto

A partir da metodologia apresentada no item 4.3 definiu-se os valores dos parâmetros médios de cada uma das camadas do solo conforme identificado na Tabela 5.1. Como para a região do Solo 5 não se tem informações, estimou-se que o solo daquela área seja igual ao Solo 2, em vista que este é um material granular utilizado para revestir o enrocamento.

Tabela 5.1: Parâmetros do Perfil Geotécnico.

Material	Valores Médios		
	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Resistencia Não-Drenada (kPa)
Solo 1 - Areia Fina	19	35	-
Solo 2 - Areia	18	29	
Solo 3 - Argila	15	-	25
Solo 4 - Areia Compacta	20	35	
Solo 5 – Filtro (Material Não identificado)	18	29	-

Devido à falta de maiores informações sobre as características dos demais materiais envolvidos na análise, a determinação dos parâmetros das estruturas que compõem o cais foi definida a partir da literatura, sendo assim, com base na Norma Brasileira NBR - 6120 referente a Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações, deste definiu-se o peso específico do Bloco de Concreto e da Muralha Antiga. Os parâmetros do Enrocamento foram os mesmos empregados nos estudos de Meirelles (2008), os parâmetros referentes a Brita foram extraídos da pesquisa desenvolvida por Assunção (2010), os parâmetros referentes a pedra de mão extraídos dos estudos de Villela (2017), quanto ao peso específico do gabião, este foi adotado o mesmo valor sugerido por Barros (2008). Os valores destes parâmetros são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Parâmetros Médios da Estrutura do Cais.

Material	Valores Médios	
	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)
Enrocamento	30	45
Blocos de Concreto Simples	24	-
Muralha Antiga	24	-
Brita	22	40
Pedra de Mão	21	45
Gabião	24.3	-

A análise de probabilidade é feita a partir da variação dos parâmetros dos materiais envolvidos, para isto é necessário além de determinar os valores médios dos parâmetros, inferir seu desvio padrão e sua distribuição de probabilidade. A determinação do desvio padrão se deu a partir da aplicação dos coeficientes de variação.

Cada um dos cinco cenários foi analisado quatro vezes, sendo a primeira análise aplicando baixos valores de coeficientes de variação para cada um dos parâmetros do solo e desconsiderando a variabilidade do enrocamento (esta análise foi identificada pelo índice A). Na segunda análise, identificada pelo índice B, aplicaram-se valores médios de coeficientes de variação dos parâmetros dos solos e foi desconsiderada a variabilidade do enrocamento. Na terceira análise foram aplicados valores mais altos de coeficiente de variação para os parâmetros dos solos e foi desconsiderada a variabilidade do enrocamento, (esta análise é identificada pelo índice C). Por fim, a quarta análise considerou altos valores altos de variação dos parâmetros dos solos e uma variabilidade média dos parâmetros do enrocamento, (o índice D identifica esta análise).

A Tabela 5.3 identifica os valores de coeficiente de variação aplicados em cada uma das análises e as Tabelas 5.4 a 5.6 apresentam os parâmetros dos materiais, e os desvios padrão associados para cada uma das análises realizadas.

Tabela 5.3: Coeficientes de Variação em função dos cenários analisados.

Cenários	Parâmetro	COV Solos	COV Materiais Britados
Cenários 1-A, 2-A,3-A,4-A E 5-A	Peso específico	2	-
	Angulo de Atrito	5	-
	Resistência Não Drenada	20	-
Cenários 1-B, 2-B,3-B,4-B E 5-B	Peso específico	6	-
	Angulo de Atrito	10	-
	Resistência Não Drenada	25	-
Cenários 1-C, 2-C,3-C,4-C E 5-C	Peso específico	10	-
	Angulo de Atrito	15	-
	Resistência Não Drenada	30	-
Cenários 1-D, 2-D,3-D,4-D E 5-D	Peso específico	10	2
	Angulo de Atrito	15	7
	Resistência Não Drenada	30	-

Tabela 5.4: Parâmetros geotécnicos e respectivos desvios padrão empregados na análise de baixos valores de coeficiente de variação.

Material	Valores Médios			Desvio Padrão		
	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Resistencia Não-Drenada (kPa)
Solo 1 - Areia Fina	19	35	-	0,38	1,75	-
Solo 2 - Material Granular	18	29		0,36	1,45	-
Solo 3 - Argila	15	-	25	0,3	-	5
Solo 4 - Areia Compacta	20	35		0,4	1,45	-
Solo 5 – Filtro (Material Não identificado)	18	29	-	0,36	1,45	-

Tabela 5.5: Parâmetros geotécnicos e respectivos desvios padrão empregados na análise de médios valores de coeficiente de variação.

Material	Valores Médios			Desvio Padrão		
	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Resistencia Não-Drenada (kPa)
Solo 1 - Areia Fina	19	35	-	1,14	3,5	-
Solo 2 - Material Granular	18	29		1,08	2,9	-
Solo 3 - Argila	15	-	25	0,9	-	6,25
Solo 4 - Areia Compacta	20	35	-	1,2	3,5	-
Solo 5 – Filtro (Material Não identificado)	18	29	-	1,08	2,9	-

Tabela 5.6: Parâmetros geotécnicos e respectivos desvios padrão empregados na análise de altos valores de coeficiente de variação.

Material	Valores Médios			Desvio Padrão		
	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Resistencia Não-Drenada (kPa)
Solo 1 - Areia Fina	19	35	-	1,90	5,25	-
Solo 2 - Material Granular	18	29		1,80	4,35	-
Solo 3 - Argila	15	-	25	1,50	-	7,5
Solo 4 - Areia Compacta	20	35	-	2,00	5,25	-
Solo 5 – Filtro (Material Não identificado)	18	29	-	1,80	4,35	-

5.2 Análise Determinística

A análise determinística foi realizada com o auxílio do software SLIDE, onde através do Método do Equilíbrio Limite foram calculados os Fatores de Segurança de cada um dos cenários estudados. A Tabela 5.7 apresenta os Fatores de Segurança correspondentes a cada um dos cenários.

Tabela 5.7: Resultados da análise determinística.

Método de Análise	FS Cenário 1	FS Cenário 2	FS Cenário 3	FS Cenário 4	FS Cenário 5
Morgenstern & Price	2,204	2,289	1,845	1,778	1,951
Spencer	2,353	2,262	1,912	1,848	1,946
Janbu Corrigido	2,348	2,205	1,915	1,849	1,849

5.3 Análise de Malha

Após definido o perfil geotécnico dos cenários analisados e os parâmetros do solo, foi realizada uma análise de malha. Este estudo tem como principal objetivo identificar

o modelo de análise mais otimizado, isto é, aquele modelo que necessite da menor demanda computacional possível para apresentar os resultados mais assertivos possíveis. Após definida a região do círculo de ruptura crítico, foi realizada uma série de interações, a partir destas definiu-se o modelo de análise como sendo aquele que apresenta o grid de tamanho 50x50 e a simulações de 30000 análises. A Tabela 5.8 apresenta os resultados desta análise de malha.

Tabela 5.8: Resultado da Análise de Malha.

Análise	Tamanho do Grid	Número de Simulações	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
1	30x30	10000	2,098	6E-04	3,82783
2	30x30	20000	2,092	7E-04	3,8188
3	30x30	30000	2,094	6E-04	3,8239
4	30x30	40000	2,094	7E-04	3,8125
6	50x50	10000	1,987	1E-03	3,7548
7	50x50	20000	1,981	1E-03	3,6466
8	50x50	30000	1,983	1E-03	3,5179
9	50x50	40000	1,983	1E-03	3,5145
10	100x100	10000	1,983	1E-03	3,5144
11	100x100	20000	1,983	1E-03	3,5144

Os gráficos apresentados nas Figura 5.1 a 5.4 ilustram a relação entre o número de simulações em função do Fator de Segurança Médio, o Desvio Padrão do Fator de Segurança, a Probabilidade de Falha, e o histograma de distribuição do Fato de Segurança para do Cenário 1-A, para o método de Morgenstern & Price. A partir destes gráficos pode-se entender que há uma convergência entre os resultados obtidos. Os demais métodos analisados também apresentaram um comportamento de convergência para estas três variáveis.

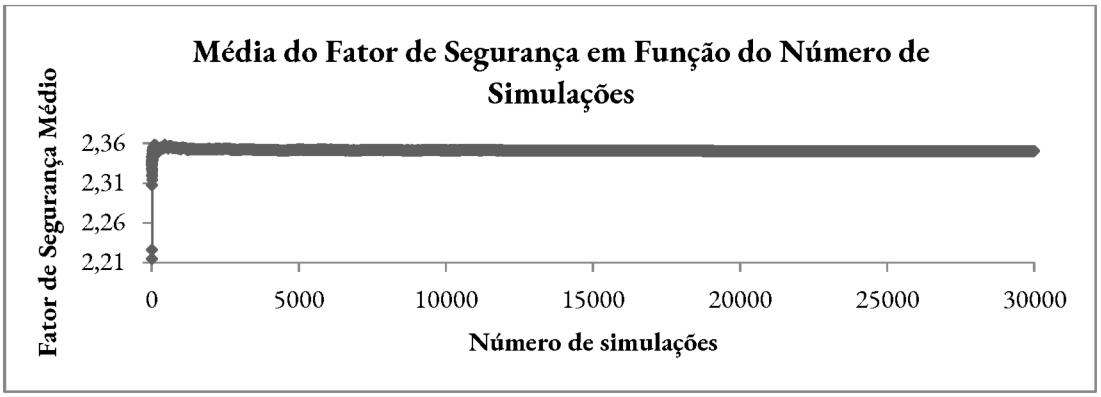


Figura 5.1: Gráfico do Número de Simulações em função do Fator de Segurança - Valor Médio.

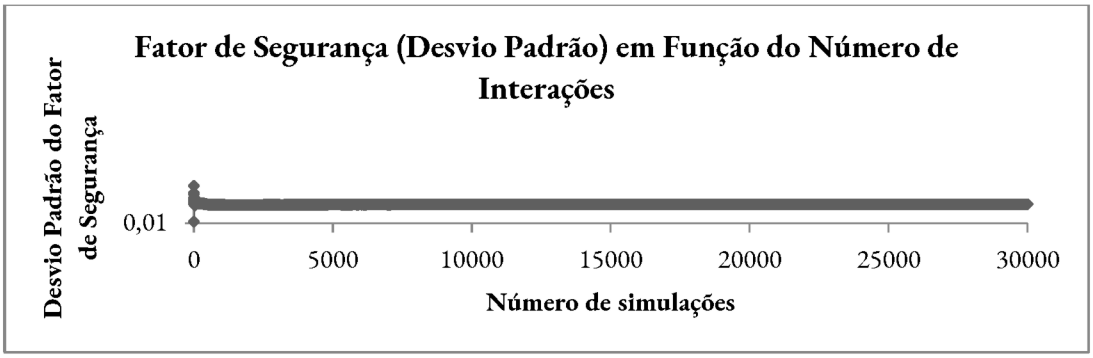


Figura 5.2: Gráfico do Número de Simulações em função do Fator de Segurança - Desvio Padrão.

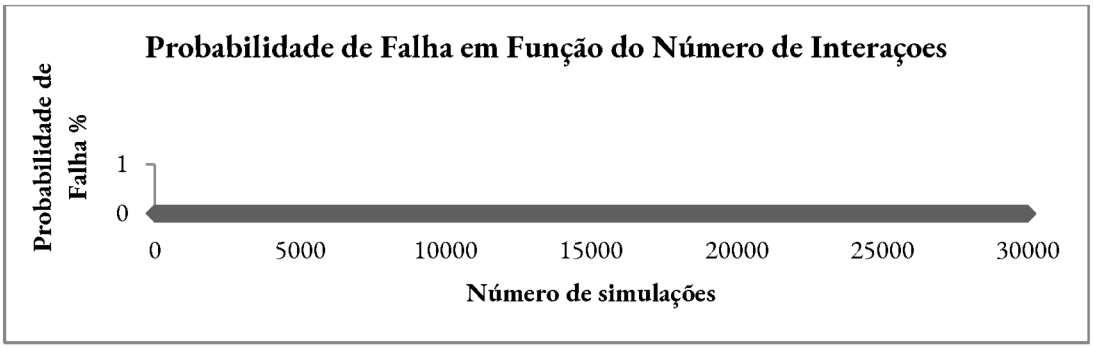


Figura 5.3: Gráfico do Número de Simulações em função da Probabilidade de Falha.

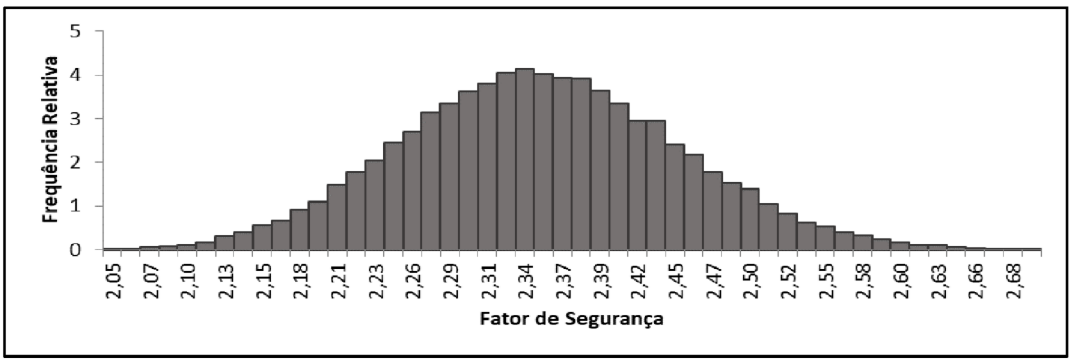


Figura 5.4: Histograma Cenário-1A.

5.4 Método de Monte Carlo

A análise probabilística adotando o método de Monte Carlo também foi realizada com o auxílio do software SLIDE 6.0, através do Método do Equilíbrio Limite. A partir desta análise foi possível calcular o fator de segurança associado a uma dada probabilidade de falha da estrutura bem como seu índice de confiabilidade. Com o

objetivo de simplificar o volume de dados a serem apresentados neste item, os resultados serão retratados da seguinte forma:

- As tabelas apresentaram os resultados obtidos para todos os métodos analisados, sendo eles: Morgenstern & Price, Spencer e Janbu Corrigido.
- As figuras de identificação da superfície de ruptura serão apresentadas apenas para o método de Morgenstern & Price, contudo, no Apêndice C são apresentadas as figuras das superfícies de ruptura para todos os cenários e de acordo com cada um dos métodos aplicados.

A partir da análise do Cenário 1 pode-se observar que a estrutura apresenta fatores de segurança altos para todos os três métodos analisados. Além disto, conforme aumenta-se os valores dos coeficientes de variação o índice de confiabilidade responde inversamente apresentando valores muito inferiores. Esta relação pode ser observada quando se compara os resultados dos cenários 1-A (coeficientes de variação baixos) e o Cenários 1-C e 1-D (altos coeficientes de variação). Em vista disto entende-se que a variabilidade do solo, apesar de não demostrar interferências sobre os resultados dos valores dos fatores de segurança, tem uma grande influência sobre a probabilidade de falha. A Tabela 5.9 apresenta os resultados da análise deste cenário.

De acordo com a Tabela 2.2, a qual correlaciona o índice de confiabilidade com o nível de desempenho esperado da estrutura, entende-se que a estrutura do cais, para a configuração do Cenário 1, apresenta um desempenho classificado como bom.

Tabela 5.9: Resultados da análise probabilística para o Cenário 1.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
1-A	Morgenstern & Price	2,351	3E-44	>5
	Spencer	2,350	1E-44	>5
	Janbu Corrigido	2,204	1E-58	>5
1-B	Morgenstern & Price	2,356	9E-12	>5
	Spencer	2,355	8E-12	>5
	Janbu Corrigido	2,207	6E-15	>5
1-C	Morgenstern & Price	2,451	1E-06	4,682
	Spencer	2,460	2E-06	4,630
	Janbu Corrigido	2,320	8E-07	4,787
1-D	Morgenstern & Price	2,460	1E-05	4,262
	Spencer	2,470	1E-05	4,237
	Janbu Corrigido	2,325	9E-06	4,277

Através dos resultados encontrados, pode-se notar que os cenários que consideram uma variabilidade pequena dos parâmetros apresentaram índices de confiabilidade muito altos. Entende-se que isso ocorre pelo fato de que a baixa variabilidade dos parâmetros faz com que o desvio padrão do fator de segurança seja muito pequeno,

fazendo com que a análise se equipare a uma análise determinística e por consequência apresente uma probabilidade de falha muitíssimo pequena. Entretanto, conforme e considerada uma variabilidade dos parâmetros mais significativa, nota-se que os índices de confiabilidade passam a apresentar valores mais condizentes com os encontrados na literatura.

A Figura 5.5 apresenta as superfícies de ruptura paras os cenários 1-A, 1-B, 1-C e 1-D, a partir dos recortes apresentados, pode-se perceber que o Cenário 1-A apresenta apenas quatro superfícies de ruptura. O Cenário 1-B apresenta um número de superfícies de ruptura um pouco maior que as encontradas no Cenário 1-A. Já os Cenários 1-C e 1-D apresentam um número considerável de superfícies quando comparadas aos outros dois cenários. Através da Figura 5.5 é possível visualizar como a baixa variabilidade dos parâmetros influencia diretamente na probabilidade de falha da estrutura. Este comportamento se repete para todos os outros cenários analisados.

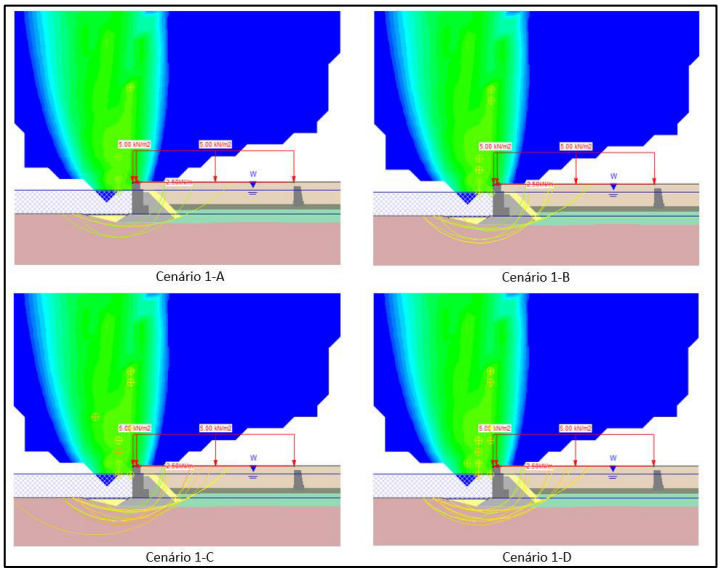


Figura 5.5: Superfícies de ruptura do Cenário 1.

Enquanto o Cenário 1 possui um solo arenoso como proteção da base do enrocamento, o Cenário 2 tem um solo argiloso como proteção do mesmo. Assim, com base nos resultados apresentados na Tabela 5.10, pode-se observar que os valores dos fatores de segurança são praticamente iguais aos valores encontrados para o Cenário 1. Nota-se também que os valores dos índices de confiabilidade para os Cenários 2-C e 2-D são muito próximos aos valores encontrados para os Cenário 1-C e 1-D, entretanto, percebe-se que os valores dos índices de confiabilidade para os Cenários 2-A e 2-B apresentam valores inferiores aos valores encontrados para os Cenários 1-A e 1-B esta diminuição dos índices de confiabilidade variam de 10% e 28%.

Ao analisar os resultados do Cenário 2 é possível observar o mesmo comportamento identificado no Cenário 1 no que se refere a variabilidade dos parâmetros do solo. Conforme considera-se uma grande variabilidade dos parâmetros menores são os valores dos índices de confiabilidade e maiores são as probabilidades de

falha. Ainda é possível observar que os valores dos fatores de segurança para os Métodos de Morgenstern & Price e Spencer são muito próximos apresentando diferença de valores apenas na segunda casa decimal, em contra partida o Método de Janbu Corrigido apresentou valores menores de aproximadamente 3,5% quando comparado aos outros dois métodos. A Figura 5.6 apresenta as superfícies de ruptura paras os cenários 2-A, 2-B, 2-C e 2-D.

Tabela 5.10: Resultados da análise probabilística para o Cenário 2.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
2-A	Morgenstern & Price	2,348	5E-32	>5
	Spencer	2,316	6E-32	>5
	Janbu Corrigido	2,234	2E-32	>5
2-B	Morgenstern & Price	2,354	2E-11	>5
	Spencer	2,322	2E-11	>5
	Janbu Corrigido	2,238	3E-11	>5
2-C	Morgenstern & Price	2,364	5E-06	4,428
	Spencer	2,332	5E-06	4,416
	Janbu Corrigido	2,364	5E-06	4,417
2-D	Morgenstern & Price	2,365	2E-05	4,066
	Spencer	2,333	3E-05	4,045
	Janbu Corrigido	2,245	3E-05	4,054

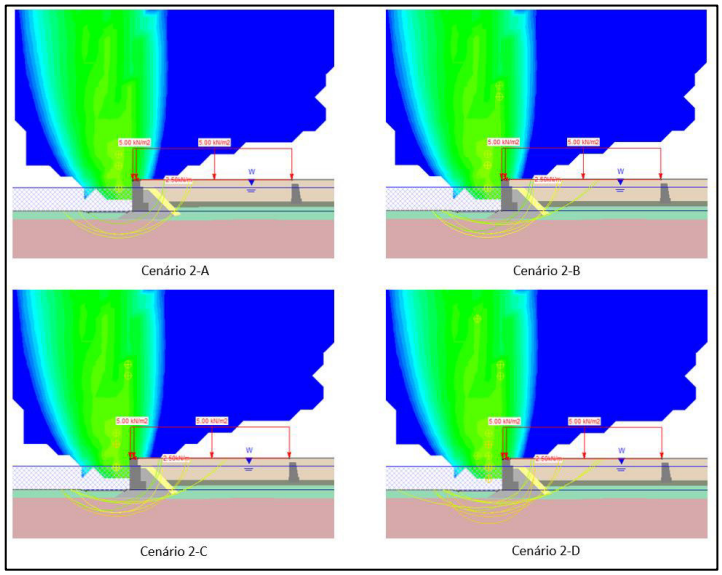


Figura 5.6: Superfície de ruptura do Cenário 2.

Conforme apresentado anteriormente, o Cenário 3 retrata a estrutura original do Cais assumindo que tenha ocorrido erosão do solo de proteção da base do enrocamento. Neste cenário é possível observar que a perda do solo de proteção influenciou significativamente no fator de segurança, nota-se uma diminuição destes valores. Os

Cenários 3-A e 3-B apresentam valores de fatores de segurança de aproximadamente 18% menores dos que os encontrados nos Cenários 2-A e 2-B. Já os Cenários 3-C e 3-D tem seus valores de fatores de segurança 15% menores dos que os encontrados nos Cenários 2-C e 2-D. A Tabela 5.11 apresenta os resultados da análise deste cenário.

Deve-se destacar que a perda do solo de proteção também influenciou nos valores dos índices de confiabilidade. Percebe-se uma diminuição significativa dos mesmos, de acordo com a Tabela 2.2, o nível de desempenho do Cenário 3, considerando uma variabilidade significativa dos parâmetros, é classificado como acima da média. A Figura 5.7 apresenta as superfícies de ruptura paras os cenários 3-A, 3-B, 3-C e 3-D.

Tabela 5.11: Resultados da análise probabilística para o Cenário 3.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
3-A	Morgenstern & Price	1,916	7E-25	>5
	Spencer	1,914	5E-24	>5
	Janbu Corrigido	1,846	1E-27	>5
3-B	Morgenstern & Price	1,92	7E-10	>5
	Spencer	1,918	6E-10	>5
	Janbu Corrigido	1,848	1E-09	>5
3-C	Morgenstern & Price	1,983	2E-04	3,518
	Spencer	1,979	2E-04	3,493
	Janbu Corrigido	1,873	2E-04	3,531
3-D	Morgenstern & Price	1,985	4E-04	3,355
	Spencer	1,98	4E-04	3,337
	Janbu Corrigido	1,874	5E-04	3,319

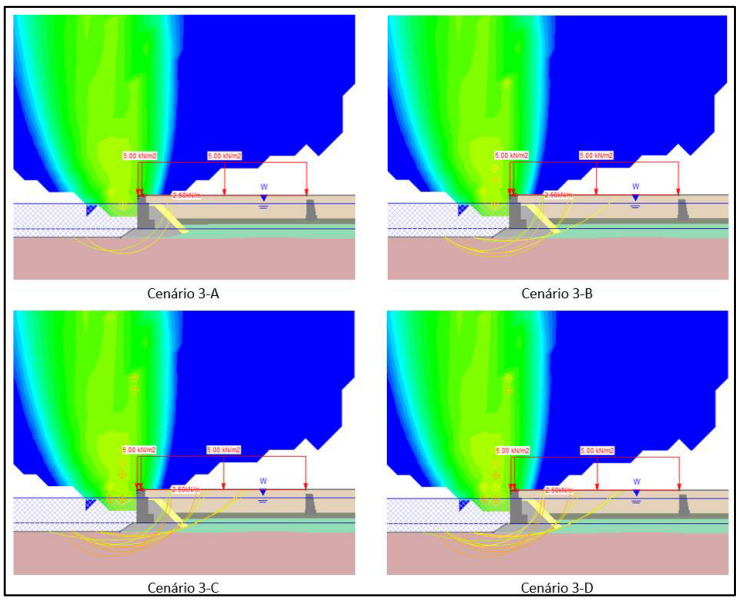


Figura 5.7: Superfície de ruptura do Cenário 3.

O Cenário 4 retrata uma evolução do Cenário 3, em que além da perda do solo de proteção do enrocamento também existe uma erosão da base do mesmo. Com base nos resultados encontrados, nota-se que os valores dos fatores de segurança apresentaram uma diminuição de aproximadamente 3% quando comparados aos resultados encontrados no Cenário 3. Quando esta comparação é feita com os índices de confiabilidade nota-se que esta redução varia de 2 a 8% para os Cenários 4-A e 4-B, correlacionados aos Cenários 3-A e 3-B. Já para os Cenários 4-C e 4-D esta redução é de aproximadamente 2%. Tabela 5.12 apresenta os resultados pertinentes a este cenário.

Tabela 5.12: Resultados da análise probabilística para o Cenário 4.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
4-A	Morgenstern & Price	1,913	2E-21	>5
	Spencer	1,910	1E-20	>5
	Janbu Corrigido	1,819	1E-24	>5
4-B	Morgenstern & Price	1,855	1E-09	>5
	Spencer	1,854	8E-10	4,980
	Janbu Corrigido	1,781	6E-09	>5
4-C	Morgenstern & Price	1,929	2E-04	3,491
	Spencer	1,924	3E-04	3,462
	Janbu Corrigido	1,826	3E-04	3,455
4-D	Morgenstern & Price	1,93	5E-04	3,300
	Spencer	1,926	5E-04	3,281
	Janbu Corrigido	1,827	6E-04	3,244

A Figura 5.8 ilustra as superfícies de ruptura do Cenário 4. Assim como nos demais cenários é possível observar que o Cenário 4-A apresenta poucas superfícies de ruptura, ao passou que conforme é considerada uma maior variabilidade dos parâmetros, nota-se um aumento das superfícies críticas de ruptura.

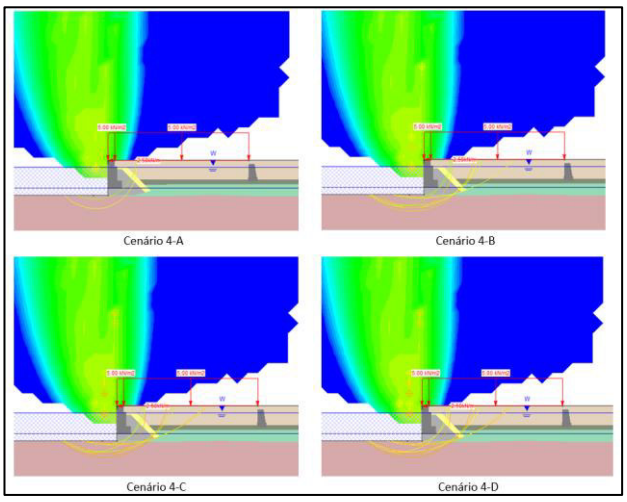


Figura 5.8: Superfícies de ruptura do Cenário 4.

Diferentemente dos demais cenários que retratam a estrutura original do Cais, o Cenário 5 representa a estrutura do Cais após a reforma de recuperação da base. Através dos resultados encontrados, pode-se perceber que o Cenário 5 apresentou valores de fatores de segurança maiores que os valores encontrados no Cenário 4, este aumento é de aproximadamente 2%. Entretanto, o Cenário 4 apresenta um valor de fator de segurança de aproximadamente 20% menores do que os encontrados no Cenário 1. No que diz respeito ao índice de confiabilidade, o Cenário 5 apresenta índices muito parecidos com os encontrados no Cenário 4, de modo que o Cenário 5-A apresenta um índice de confiabilidade de aproximadamente 8% maior que o Cenário 4-A. Já os Cenários 5-B, 5-C e 5-D apresentaram alguns índices de confiabilidade maiores que o Cenário 4 e alguns índices menores, sendo esta variação não maior que 1%. A Tabela 5.13 apresenta os resultados deste cenário e a Figura 5.9 as suas respectivas superfícies de ruptura.

Tabela 5.13: Resultados da análise probabilística para o Cenário 5.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
5-A	Morgenstern & Price	1,916	2E-34	>5
	Spencer	1,914	5E-35	>5
	Janbu Corrigido	1,846	8E-35	>5
5-B	Morgenstern & Price	1,961	2E-06	>5
	Spencer	1,956	2E-06	4,993
	Janbu Corrigido	1,853	1E-07	>5
5-C	Morgenstern & Price	1,969	1E-03	3,461
	Spencer	1,964	1E-03	3,467
	Janbu Corrigido	1,858	4E-04	3,473
5-D	Morgenstern & Price	1,97	5E-04	3,278
	Spencer	1,965	5E-04	3,314
	Janbu Corrigido	1,859	5E-04	3,278

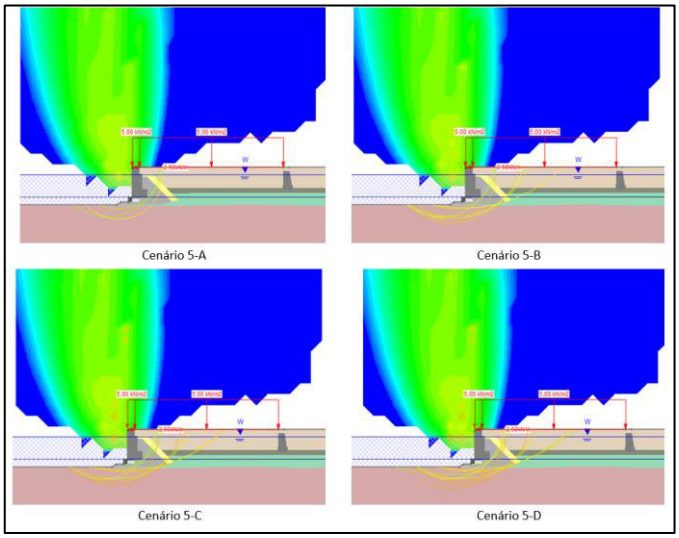


Figura 5.9: Superfície de ruptura do Cenário 5.

Em vista dos resultados apresentados, pode-se observar que todos os cenários apresentaram fatores de segurança superiores a 1,80. Os Cenários 3, 4 e 5 foram os que apresentaram os menores índices de confiabilidade, tendo estes valores de aproximadamente 3, que de acordo com a Tabela 2.2 classifica o nível de desempenho da estrutura como sendo acima da média. Sendo assim, pode-se entender que através do MEL, ao utilizar análise de confiabilidade adotando o método de Monte Carlo tem-se como resultado uma estrutura estável para todos os cinco cenários analisados. Além disto também pode-se observar que a perda do solo de proteção da base do muro provoca uma redução significativa do fator de segurança assim como no índice de confiabilidade.

Através da análise de Monte Carlo também foi possível observar, inclusive de forma visual, a influência que a variabilidade dos parâmetros tem sobre as superfícies de ruptura bem como a probabilidade de falha. Os cenários em que foram aplicadas pequenas variações dos parâmetros geotécnicos apresentaram poucas superfícies críticas de ruptura e altos valores de índice de confiabilidade, entretanto à medida que esta variabilidade vai aumentando os índices de confiabilidade diminuem.

5.5 Método de FOSM

Através do método de FOSM foi possível identificar não somente as probabilidades de falha e os índices de confiabilidade, como também identificar os parâmetros que tem maior influência sobre o fator de segurança. Sendo assim, a Tabela 5.14 apresenta os valores do Fator de Segurança para o Cenário 1, primeiramente pode-se observar que os resultados encontrados são muito próximos aos valores encontrados para o Cenário 1 aplicando o Método de Monte Carlo. Comparando os resultados dos índices de confiabilidade encontrados pelo Método de FOSM e Monte Carlo, pode-se observar que, para os Cenários 1-A e 1-B, os métodos de Morgenstern & Price e Spencer apresentaram no Método de FOSM valores superiores a 10%, já o Método de Janbu Corrigido esse aumento foi de 3%. Entretanto, quando se analisa os Cenário 1-C e 1-D, os métodos de Morgenstern & Price e Spencer apresentaram no Método de FOSM valores superiores a 6%, enquanto que o método do Janbu Corrigido apresenta uma diminuição do valor do índice de confiabilidade, podendo este chegar a 15%. De um modo geral, os valores dos fatores de segurança para o Método de FOSM apresentaram uma redução média de 2,4% enquanto que o índice de confiabilidade apresentou uma redução de 2%.

Tabela 5.14: Resultados da análise do Cenário 1.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
1-A	Morgenstern & Price	2,348	1E-42	>5
	Spencer	2,353	1E-44	>5
	Janbu Corrigido	2,204	5E-57	>5
1-B	Morgenstern & Price	2,348	2E-11	>5
	Spencer	2,353	4E-12	>5
	Janbu Corrigido	2,204	7E-15	>5
1-C	Morgenstern & Price	2,348	6E-06	4,379
	Spencer	2,353	3E-06	4,505
	Janbu Corrigido	2,204	2E-07	>5
1-D	Morgenstern & Price	2,348	9E-06	4,282
	Spencer	2,353	5E-06	4,429
	Janbu Corrigido	2,204	4E-07	4,936

A Tabela 5.15 apresenta a porcentagem de influência de cada parâmetro do solo para o Cenário 1. Pode-se observar que o peso específico e o ângulo de atrito do Solo 4 são os parâmetros que tem maior influência. Ao considerar a variabilidade do enrocamento (Cenário 1-D), nota-se que o ângulo de atrito possui uma contribuição de 4,18% sobre o fator de segurança.

Tabela 5.15: Relevância dos parâmetros para o fator de segurança.

Parâmetro	Cenário 1-A	Cenário 1-B	Cenário 1-C	Cenário 1-D
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	0,56%	1,20%	1,44%	1,38%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	0,04%	0,02%	0,01%	0,01%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	3,77%	8,05%	9,72%	9,30%
Solo 4 - Areia Compacta:Ângulo de Atrito (°)	95,34%	90,37%	88,42%	84,56%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	0,08%	0,17%	0,21%	0,20%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	0,21%	0,20%	0,19%	0,18%
Enrocamento: Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,19%
Enrocamento: Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	4,18%

Os resultados da análise do Cenário 2 são apresentados na Tabela 5.16. De acordo com os resultados encontrados pode-se notar que para todos os quatro cenários analisados os índices de confiabilidade apresentaram valores muito próximos aos encontrados pelo Método de Monte Carlo, entretanto para o Cenário 2-D, segundo o critério de Spencer, o índice de confiabilidade apresentou um valor de 6% menor do que o valor encontrado pelo método de Monte Carlo. Os demais valores dos índices de confiabilidade foram superiores, sendo que para os Métodos de Janbu (Cenário 2-A e 2-D) esses valores foram 23% superiores.

A Tabela 5.17 apresenta a relevância dos parâmetros para o fator de segurança. Pode-se observar que assim como o Cenário 1, no Cenário 2 o ângulo de atrito do solo 4 tem uma grande relevância, entretanto nesta configuração é possível observar que o segundo parâmetro a ter uma maior relevância sobre o fator de segurança é resistência não drenada do solo 3. Essa maior influência da argila sobre o fator de segurança se dá pelo fato de que neste cenário o solo de proteção da base do enrocamento é o solo 3. Posteriormente, o peso específico do solo 4 e do solo 3 são os parâmetros que tem maior influência, respectivamente.

Conforme a variabilidade dos parâmetros é aplicada, nota-se que a relevância dos parâmetros geotécnicos do solo 3 diminui ao passo que a relevância dos parâmetros do solo 4 (peso específico e ângulo de atrito) e do solo 1 (peso específico) aumenta. Além disto também é possível observar que ao considerar a variabilidade do enrocamento este passa a ter uma influência de 4,24% sobre o fator de segurança, esta porcentagem é muito parecida com a encontrada para o Cenário 1.

Tabela 5.16: Resultados da análise do Cenário 2.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
2-A	Morgenstern & Price	2,348	1E-42	>5
	Spencer	2,353	1E-44	>5
	Janbu Corrigido	2,204	5E-57	>5
2-B	Morgenstern & Price	2,348	2E-11	>5
	Spencer	2,353	4E-12	>5
	Janbu Corrigido	2,204	7E-15	>5
2-C	Morgenstern & Price	2,348	6E-06	4,379
	Spencer	2,353	3E-06	4,505
	Janbu Corrigido	2,204	2E-07	>5
2-D	Morgenstern & Price	2,289	2E-06	4,568
	Spencer	2,262	7E-05	3,812
	Janbu Corrigido	2,205	6E-08	>5

Tabela 5.17: Relevância dos parâmetros – Cenário 2.

Parâmetro	Cenário 2-A	Cenário 2-B	Cenário 2-C	Cenário 2-D
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	0,56%	1,30%	1,61%	1,54%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	0,03%	0,03%	0,03%	0,03%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	0,02%	0,04%	0,05%	0,05%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	1,58%	3,71%	4,57%	4,37%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	14,73%	5,99%	3,83%	3,66%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	1,75%	4,09%	5,05%	4,83%
Solo 4 - Areia Compacta:Ângulo de Atrito (°)	81,16%	84,49%	84,43%	80,70%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	0,13%	0,31%	0,38%	0,36%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	0,05%	0,05%	0,05%	0,05%
Enrocamento: Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,19%
Enrocamento: Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	4,24%

A Tabela 5.18 apresenta os resultados do Cenário 3, a partir dos valores encontrados percebe-se que a perda do solo de proteção da base do enrocamento resultou em uma diminuição de aproximadamente 20% do valor do fator de segurança, quando comparado aos valores obtidos para o Cenário 2. Esta proporção de redução é muito parecida com a encontrada no Cenário 3 para o Método de Monte Carlo.

Comparando os índices de confiabilidade entre os Cenários 3 e 2, observou-se que os resultados do Cenário 3 apresentaram uma redução de 5% para os Métodos de Morgenstern & Price e Spencer. Já o Método de Janbu Corrigido esse aumento foi de aproximadamente 12%. Os Cenários 3-C e 3-D, os métodos de Morgenstern & Price e Spencer apresentaram um aumento de até 11% enquanto que o Método de Janbu Corrigido esse aumento foi de aproximadamente 17%. Ao correlacionar os índices de confiabilidade encontrados para o Método de Monte Carlo e o Método de FOSM, pode-se observar que o valor do índice de confiabilidade do Método de FOSM apresentou um aumento de aproximadamente 20%.

A influência dos parâmetros sobre o fator de segurança, para o Cenário 3 é apresentada na Tabela 5.19. Assim como o Cenário 1, o Cenário 3 tem o peso específico e o ângulo de atrito do Solo 4 como as variáveis de maior influência sobre o fator de segurança. Conforme é considerada uma maior variabilidade dos parâmetros, nota-se que o peso específico do Solo 1 tem um aumento na sua influência. Ao considerar a variabilidade do enrocamento, pode-se identificar que o ângulo de atrito do mesmo tem uma parcela de 11,71% sobre o valor do fator de segurança.

Tabela 5.18: Resultados da análise do Cenário 3.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
3-A	Morgenstern & Price	1,915	1E-40	>5
	Spencer	1,912	4E-40	>5
	Janbu Corrigido	1,845	1E-44	>5
3-B	Morgenstern & Price	1,915	4E-11	>5
	Spencer	1,912	6E-11	>5
	Janbu Corrigido	1,845	5E-12	>5
3-C	Morgenstern & Price	1,915	9E-06	4,291
	Spencer	1,912	1E-05	4,258
	Janbu Corrigido	1,845	4E-06	4,490
3-D	Morgenstern & Price	1,915	3E-05	4,029
	Spencer	1,887	5E-05	3,992
	Janbu Corrigido	1,813	1E-05	4,416

Tabela 5.19: Relevância dos parâmetros – Cenário 3.

Parâmetro	Cenário 3-A	Cenário 3-B	Cenário 3-C	Cenário 3-D
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	0,49%	1,05%	1,27%	1,12%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	0,02%	0,02%	0,02%	0,02%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	0,08%	0,03%	0,02%	0,02%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	3,14%	6,75%	8,18%	7,22%
Solo 4 - Areia Compacta:Ângulo de Atrito (°)	96,08%	91,85%	90,17%	79,52%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	0,10%	0,22%	0,27%	0,23%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	0,08%	0,08%	0,08%	0,07%
Enrocamento: Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,11%
Enrocamento: Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	11,71%

Os resultados da análise do Cenário 4 são apresentados na Tabelas 5.20 em que se observa a relação dos fatores de segurança, a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade associado a cada um dos cenários. A partir destes, nota-se que o fator de segurança teve uma redução de aproximadamente 4% quando comparado com os valores encontrados para o Cenário 3. Já o índice de confiabilidade teve uma redução de aproximadamente 12%.

Ao comparar os resultados do Método de Monte Carlo com os resultados do Método de FOSM, pode-se observar que os valores do fator se segurança, para o Método de FOSM, tiveram uma redução média de 3%, enquanto que os valores dos índices de confiabilidade tiveram um aumento de médio de 15%.

Na Tabela 5.21 são retratados os resultados da relação de influência dos parâmetros geotécnicos sobre o fator de segurança. A partir destes é possível observar que o Cenário 4 apresenta a mesma ordem de relevância encontrada para os Cenários 1 e 3.

Tabela 5.20: Resultados da análise do Cenário 4.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
4-A	Morgenstern & Price	1,849	2E-30	>5
	Spencer	1,848	7E-33	>5
	Janbu Corrigido	1,778	3E-36	>5
4-B	Morgenstern & Price	1,849	1E-08	>5
	Spencer	1,848	3E-09	>5
	Janbu Corrigido	1,778	6E-10	>5
4-C	Morgenstern & Price	1,849	1E-04	3,694
	Spencer	1,848	6E-05	3,844
	Janbu Corrigido	1,778	3E-05	4,001
4-D	Morgenstern & Price	1,849	2E-04	3,540
	Spencer	1,848	1E-04	3,674
	Janbu Corrigido	1,784	3E-06	4,532

Tabela 5.21: Relevância dos parâmetros – Cenário 4.

Parâmetro	Cenário 4-A	Cenário 4-B	Cenário 4-C	Cenário 4-D
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	0,38%	0,82%	1,00%	0,92%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	0,11%	0,11%	0,11%	0,10%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,01%	0,01%	0,01%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	0,07%	0,07%	0,07%	0,06%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	0,29%	0,11%	0,07%	0,06%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	2,95%	6,39%	7,75%	7,12%
Solo 4 - Areia Compacta:Ângulo de Atrito (°)	96,10%	92,32%	90,79%	83,39%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	0,07%	0,16%	0,19%	0,17%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	0,02%	0,02%	0,02%	0,02%
Enrocamento: Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,13%
Enrocamento: Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	8,02%

O Cenário 5 retrata a estrutura do Cais após a obra de recuperação da base do muro, a Tabela 5.22 retrata os resultados do Método de FOSM para o presente cenário. Com base nos resultados pode-se observar que, em relação ao Cenário 4, o fator de segurança teve um aumento médio de aproximadamente 5%, entretanto o índice de confiabilidade teve uma redução média de 20%. Ao comparar os resultados dos Métodos de Monte Carlo e FOSM, nota-se que os valores dos fatores se segurança permaneceram muito parecidos, entretanto os índices de confiabilidade reduziram aproximadamente 8%.

Na Tabela 5.23 são apresentados a relação de influência dos parâmetros sobre o fator de segurança. Nota-se que para o presente cenário os parâmetros geotécnicos do solo 4 são os que tem maior relevância sobre o fator de segurança. Quando se considera a variabilidade dos materiais britados percebe-se que o enrocamento tem uma influência de 2,16%, valor este 50% menor do que o encontrado para os demais cenários. Além disto é possível identificar que os matéria utilizados na recuperação da base não apresentam influência sobre o fator de segurança.

Tabela 5.22: Resultados da análise do Cenário 5.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
5-A	Morgenstern & Price	1,951	2E-21	>5
	Spencer	1,946	9E-21	>5
	Janbu Corrigido	1,849	1E-24	>5
5-B	Morgenstern & Price	1,951	2E-06	4,575
	Spencer	1,946	3E-06	4,504
	Janbu Corrigido	1,849	4E-07	4,940
5-C	Morgenstern & Price	1,951	1E-03	3,015
	Spencer	1,946	2E-03	2,967
	Janbu Corrigido	1,849	6E-04	3,252
5-D	Morgenstern & Price	1,951	1E-03	2,977
	Spencer	1,946	2E-03	2,931
	Janbu Corrigido	1,849	7E-04	3,205

Tabela 5.23: Relevância dos parâmetros – Cenário 5.

Parâmetro	Cenário 5-A	Cenário 5-B	Cenário 5-C	Cenário 5-D
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	0,21%	0,44%	0,53%	0,52%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	0,04%	0,01%	0,01%	0,01%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	4,57%	9,70%	11,70%	11,43%
Solo 4 - Areia Compacta:Ângulo de Atrito (°)	95,09%	89,68%	87,57%	85,58%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	0,07%	0,14%	0,17%	0,17%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	0,02%	0,02%	0,02%	0,02%
Enrocamento: Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,12%
Enrocamento: Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	2,16%
Pedra de Mão - Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,00%
Pedra de Mão - Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	0,00%
Gabião -Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,00%
Gabião - Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	0,00%
Brita -Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,00%
Brita - Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	0,00%

A partir do apresentado entende-se que os resultados encontrados pelo Método de FOSM são muito parecidos com os valores obtidos pelo Método de Monte Carlo. Apesar de observar-se pequenas diferenças de valores, foi nota-se uma convergência dos resultados em função da resposta da estrutura à medida que é considerada a variabilidade dos parâmetros, assim como a variação do perfil do Cais.

Além disto, através do Método de FOSM foi possível identificar os parâmetros que tem maior influência sobre o fator de segurança, assim, de um modo geral, observou-se que os parâmetros do solo 4 detém a maior importância sobre o fator de segurança.

5.6 Método de Estimativas Pontuais

Ao analisar o Cenário 1 percebe-se que os valores dos fatores de segurança, para o Método de Estimativas Pontuais, apresentaram valores médios inferiores a 4% dosem relação aos valores encontrados para o Método de Monte Carlo. Quanto ao índice de confiabilidade, estes apresentaram valores muito parecidos entre os dois métodos, de modo que os valores resultantes para o método de Estimativas pontuais são aproximadamente 2% menores.

Relacionando os resultados da análise de Estimativas Pontuais com a análise do Método de FOSM, nota-se que o fator de segurança teve uma redução média de 1,9%, ao passo que o índice de confiabilidade apresentou valores diversificados variando entre 4 e 6%.

A Tabela 5.24 retrata os resultados da análise de Estimativas Pontuais para o Cenário 1.

Tabela 5.24: Resultados da análise do Cenário 1.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
1-A	Morgenstern & Price	2,352	1E-48	>5
	Spencer	2,352	1E-52	>5
	Janbu Corrigido	2,203	4E-59	>5
1-B	Morgenstern & Price	2,342	1E-12	>5
	Spencer	2,338	1E-12	>5
	Janbu Corrigido	2,181	9E-14	>5
1-C	Morgenstern & Price	2,318	2E-06	4,641
	Spencer	2,134	7E-07	4,830
	Janbu Corrigido	2,155	1E-06	4,674
1-D	Morgenstern & Price	2,309	1E-05	4,253
	Spencer	2,304	1E-05	4,212
	Janbu Corrigido	2,151	8E-06	4,322

A Tabela 5.25 apresenta os resultados do Método de Estimativas Pontuais para o Cenário 2. Destaca-se que o Cenário 2, assim como o Cenário 1, apresentou valores de fatores de segurança inferiores aos encontrados pelo Método de Monte Carlo, sendo esta redução médio de aproximadamente 3,8%. Os índices de confiabilidade, do Cenário 2, mostraram-se 8% superiores aos encontrados para o mesmo cenário segundo o Método de Monte Carlo

Ao comparar os resultados desta análise com os resultados do Método de FOSM, nota-se que o fator de segurança teve uma redução média de 2,6%. Já o índice de confiabilidade este apresentou valores diversificados variando entre 6 e 14%.

Tabela 5.25: Resultados da análise do Cenário 2.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
2-A	Morgenstern & Price	2,292	2E-47	>5
	Spencer	2,263	5E-48	>5
	Janbu Corrigido	2,187	9E-39	>5
2-B	Morgenstern & Price	2,284	1E-13	>5
	Spencer	2,254	3E-13	>5
	Janbu Corrigido	2,167	4E-12	>5
2-C	Morgenstern & Price	2,274	1E-06	4,687
	Spencer	2,245	1E-06	4,673
	Janbu Corrigido	2,150	2E-06	4,576
2-D	Morgenstern & Price	2,259	2E-05	4,133
	Spencer	2,230	2E-05	4,104
	Janbu Corrigido	2,143	2E-05	4,102

A evolução do Cenário 2 para o Cenário 3 resultou em uma redução média de 16% do valor do fator de segurança e 14% do valor do índice de confiabilidade. Os resultados desta análise são apresentados na Tabela 5.26.

Ao comparar os Métodos de Estimativas Pontuais com o Método de Monte Carlo, percebe-se que o fator de segurança teve uma redução média de 3% ao passo que o índice de confiabilidade teve um aumento de 13%. Ao comparar os resultados do Método de Estimativas Pontuais com o Método de FOSM, observou-se uma redução média de 2% do valor do fator de segurança e 10% para o índice de confiabilidade.

Tabela 5.26: Resultados da análise do Cenário 3.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
3-A	Morgenstern & Price	1,914	5E-34	>5
	Spencer	1,930	2E-36	>5
	Janbu Corrigido	1,842	8E-40	>5
3-B	Morgenstern & Price	1,905	1E-09	>5
	Spencer	1,902	2E-09	>5
	Janbu Corrigido	1,833	3E-10	>5
3-C	Morgenstern & Price	1,893	6E-05	3,834
	Spencer	1,745	6E-05	3,868
	Janbu Corrigido	1,815	6E-05	3,845
3-D	Morgenstern & Price	1,889	2E-04	3,552
	Spencer	1,888	2E-04	3,518
	Janbu Corrigido	1,799	2E-04	3,490

Os resultados dos Cenário 4 são apresentados na Tabela 5.27. É possível observar que o fator de segurança teve uma redução média de 4% em relação ao Cenário 3. Já os índices de confiabilidade resultaram um uma redução média de 6%. Comparando os resultados do Método de Estimativas Pontuais com o Método de Monte Carlo, percebe-se que o fator de segurança apresentou uma redução de 3,30% enquanto que o índice de confiabilidade apresentou um aumento médio de 10%.

Além disto, é possível verificar que o fator de segurança para o Método de Estimativas Pontuais é 1% maior dos que os valores encontrados para o Método de FOSM. Para o índice de confiabilidade, notou-se que os valores encontrados são aproximadamente 6% maiores do que os resultantes para o Método de FOSM.

Tabela 5.27: Resultados da análise do Cenário 4.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
4-A	Morgenstern & Price	1,847	1E-30	>5
	Spencer	1,845	2E-31	>5
	Janbu Corrigido	1,777	2E-33	>5
4-B	Morgenstern & Price	1,845	3E-08	>5
	Spencer	1,84	2E-08	>5
	Janbu Corrigido	1,771	3E-09	>5
4-C	Morgenstern & Price	1,832	1E-04	3,666
	Spencer	1,83	2E-04	3,599
	Janbu Corrigido	1,757	1E-04	3,644
4-D	Morgenstern & Price	1,830	3E-04	3,412
	Spencer	1,827	4E-04	3,381
	Janbu Corrigido	1,744	4E-04	3,335

Os fatores de segurança, do Cenário 5, apresentaram valores superiores médios a 5% daqueles encontrados no Cenário 4 e 2% maiores do que os apresentados no Cenário 3. O índice de confiabilidade do Cenário 5 é aproximadamente 8% menor do que os índices encontrados no Cenário 4 e 13% menor do que os índices apresentados no Cenário 3. A Tabela 5.28 apresenta os resultados desta análise de Estimativas Pontuais para o Cenário 5.

Tabela 5.28: Resultados da análise do Cenário 5.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
5-A	Morgenstern & Price	1,956	1E-20	>5
	Spencer	1,948	4E-21	>5
	Janbu Corrigido	1,85	2E-25	>5
5-B	Morgenstern & Price	1,941	3E-07	4,999
	Spencer	1,941	5E-07	4,881
	Janbu Corrigido	1,850	1E-07	>5
5-C	Morgenstern & Price	1,915	2E-04	3,547
	Spencer	1,915	2E-04	3,486
	Janbu Corrigido	1,828	2E-04	3,546
5-D	Morgenstern & Price	1,917	1E-05	3,331
	Spencer	1,916	1E-05	3,280
	Janbu Corrigido	1,819	8E-06	3,245

Com o objetivo de compreender, de uma forma mais abrangente, os resultados encontrados é apresentado nas Figuras 5.10 e 5.11, os resultados dos fatores de segurança em função dos três métodos de análise (Monte Carlo, FOSM e Estimativas Pontuais). Para isto, foi analisado os Cenários 1-C, 2-C, 3-C, 4-C e 5-C, para o Método de Morgenstern & Price.

A partir dos resultados apresentados nota-se que há uma convergência entre as três metodologias aplicadas. Os Cenários 1 e 2 apresentaram fatores de seguranças maiores

do que dois e índice de confiabilidade maiores que quatro, que de acordo com a Tabela 2.2 classifica a estrutura como um nível de desempenho bom.

A perda de solo de proteção do enrocamento provoca uma redução considerável do fator de segurança e rebaixa o nível de desempenho da estrutura para um nível acima da média. A perda de parte da base do enrocamento, Cenário 4, apresenta um nível de desempenho semelhante ao Cenário 3, já que a redução dos valores dos fatores de segurança e índice de confiabilidade são pequenas. Por fim, o Cenário 5, que representa a estrutura do Cais após a sua reforma, apresenta fatores de segurança e índices de confiabilidade muito parecidos com os encontrados para os Cenários 3 e 4.

Em todos os três métodos de análise pode-se observar que conforme é considerada uma maior variabilidade dos parâmetros geotécnicos menor são os índices de confiabilidade e maior são suas probabilidades de falha.

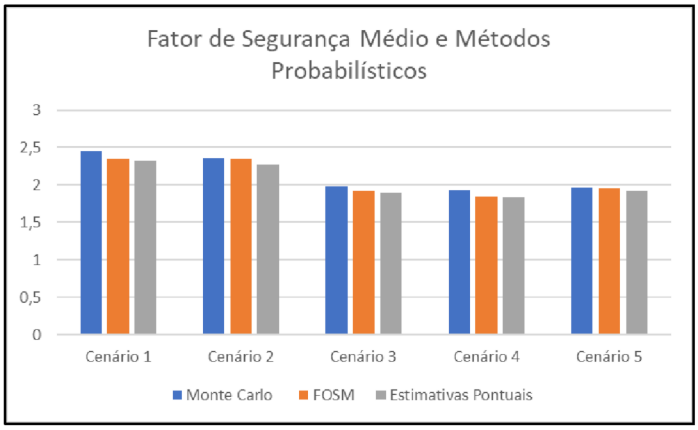


Figura 5.10: Gráfico do Fator de Segurança em Função dos Métodos de Probabilidade.

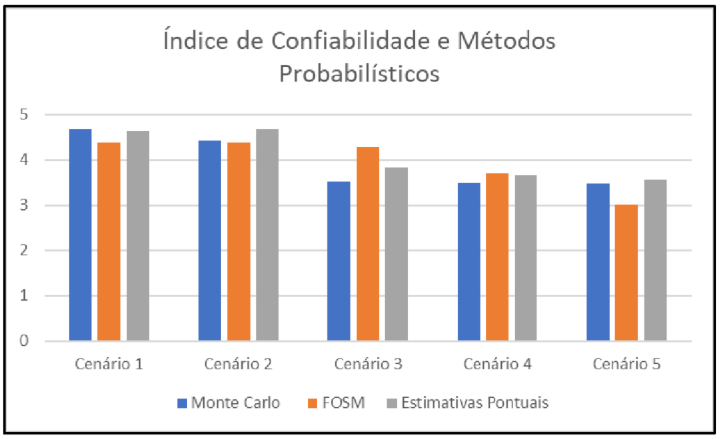


Figura 5.11: Gráfico do Índice de Confiabilidade em Função dos Métodos de Probabilidade.

6| Resultados do método de elementos finitos

6.1 Determinação dos Parâmetros de Projeto

Os parâmetros médios de projeto utilizados nesta análise foram os mesmos empregados para a análise do Método do Equilíbrio Limite, contudo para a presente análise é necessário ter-se o conhecimento dos valores do Módulo de Elasticidade e do Coeficiente de Poisson. Para a definição destes parâmetros foi aplicada a mesma metodologia apresentada no item 4.3. As Tabelas 6.1 e 6.2 apresentam os valores médios das propriedades envolvidas nesta análise.

Tabela 6.1: Parâmetros do Perfil Geotécnico.

Material	Valores Médios				
	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Resistencia Não-Drenada (Kpa)	Módulo de Elasticidade (kPa)	Coef. de Poisson
Solo 1 - Areia Fina	19	35	-	20,00E3	0,3
Solo 2 - Areia	18	29	-	15,00E3	0,3
Solo 3 - Argila	15	-	25	7000	0,4
Solo 4 - Areia Compacta	20	35	-	50,00E3	0,35
Solo 5 – Filtro (Material Não identificado)	18	29	-	15,00E3	0,3

Tabela 6.2: Parâmetros Médios da Estrutura do Cais.

Material	Valores Médios			
	Peso Específico (kN/m3)	Ângulo de Atrito (°)	Módulo de Elasticidade (kPa)	Coef. de Poisson
Enrocamento	30	45	1,56E+05	0,3
Blocos de Concreto Simples	24	-	2,57E+07	0,3

Quanto a variabilidade dos parâmetros, foi considerado os mesmos coeficientes de variação apresentados no item 5.1.1.

6.2 Método dos Elementos Finitos

6.2.1 Análise de Malha

Conforme explicado no item 4.7, o estudo de convergência de malha tem uma grande importância sobre os resultados da análise. Já que é através destes que se observa a conformidade dos resultados encontrados.

Através do estudo de malha foi possível identificar que as malhas finas e muito finas são as que apresentam os resultados mais assertivos, na Tabela 6.3 são retratados os resultados da análise de malha. O gráfico da Figura 6.1 ilustra a convergência da malha em função do número de elementos. Nota-se que apesar da malha muito grossa não apresentar convergência sobre o fator de segurança, a diferença entre o resultado obtido pela malha muito grossa e a malha muito fina, é menor do que 1%.

Tabela 6.3: Resultado do Estudo de convergência de malha.

Tipo de Malha	Número de Elementos	Fator de Segurança
Muito Gross	5351	1,658
Grossa	6665	1,656
Média	7787	1,649
Fina	10279	1,644
Muito Fina	14057	1,644

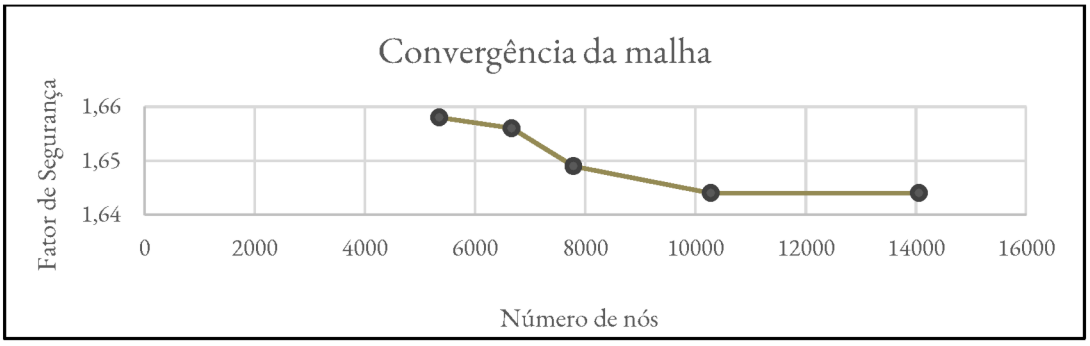


Figura 6.1: Gráfico do estudo de convergência de malha.

As Figuras 6.2 e 6.3 apresentam a configuração da malha para os cenários analisados.

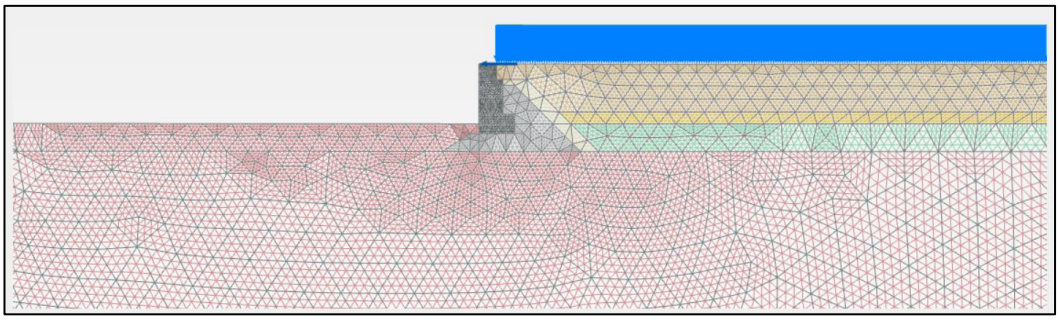


Figura 6.2: Malha para as análises dos Cenário 1,3 e 4.

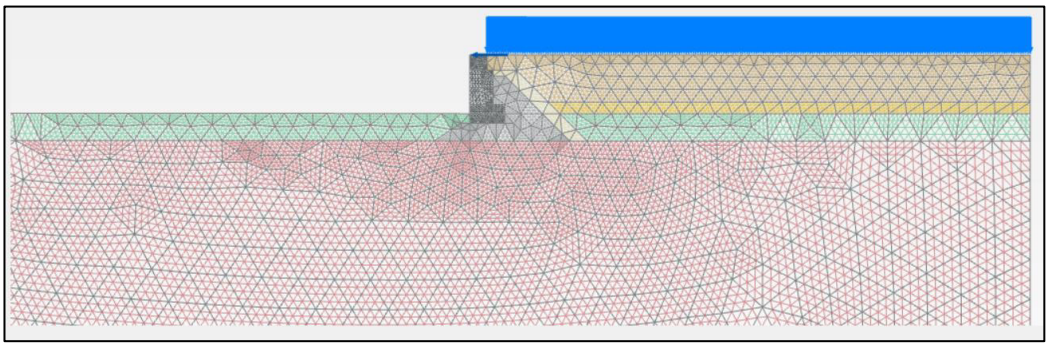


Figura 6.3: Malha para Análise do Cenário 2.

6.3 Análise Determinística

A análise determinística foi realizada com o auxílio do software PLAXI 2D, onde através do Método de Elementos Finitos foi calculado os Fatores de Segurança de cada um dos cenários estudados. Deve-se pontuar que ao longo da análise, percebeu-se que os valores dos fatores de segurança encontrados eram inferiores aos valores dos fatores de segurança encontrados pelo Método de Equilíbrio Limite. Com o objetivo de compreender o motivo de tal disparidade, foi realizada uma série de mudanças nos parâmetros de entrada a fim de identificar quais propriedades afetaria de modo significativo o fator de segurança, a seguir são apresentadas estas alterações no modelo:

- Inserção de interfaces de interação solo estrutura;
- Aumento exponencial dos módulos de elasticidade;
- Atualização da malha a cada nova etapa de análise;
- Remoção das cargas distribuída e pontual;
- Mudança do critério de resistência do enrocamento passando de Mohr-Coulomb para Linear Elástico;

Em vista de todas estas alterações, a única que repercutiu de forma significativa foi a mudança do critério de ruptura. A Tabela 6.4 apresenta um comparativo dos valores dos fatores de segurança encontrados considerando o critério de ruptura do enrocamento como sendo Mohr-Coulomb e Linear Elástico para o MEF. Na tabela em questão, também são apresentados os resultados da análise determinística do MEL. A Figura 6.4 apresenta as superfícies de ruptura dos Cenários 1,2 e 3 considerando o Método de Equilíbrio Limite e o Método dos Elementos Finitos, respectivamente.

A partir destes resultados, entende-se que o MEL, tem como premissa a definição do fator de segurança a partir do equilíbrio entre aos esforços solicitantes e os esforços resistentes desenvolvidos ao longo da análise. Em contra partida, o MEF, considera a interação entre os elementos da estrutura, de modo que estes respondem diretamente na relação de tenção- deformação da mesma. Portanto, ao adotar um critério de resistência do enrocamento como sendo Linear Elástico, é possível notar que o sistema se comporta de uma forma muito semelhante ao encontrado na análise de MEL, em vista que o critério de resistência linear elástico confere ao enrocamento uma rigidez muito grande, similar os que é reproduzido no software Slide, onde é realizada a análise do MEL, no qual não é levada em conta o módulo de deformação dos materiais, assim como a interação entre os mesmos.

Esta análise pode ser observada ao comparar os resultados dos fatores de segurança entre o MEL e o MEF (Linear Elástico). Nota-se que os valores são muito próximos, além disto, na Tabela 6.5 é possível verificar as zonas de ruptura da estrutura. Percebe-se que a superfície crítica de ruptura do MEL é muito próxima da zona de plastificação do MEF adotando o modelo Linear Elástico.

Ao adotar o critério de resistência do enrocamento como sendo Mohr-Coulomb, nota-se uma redução significativa do fator de segurança. Isso ocorre porque nesta análise, o enrocamento passa a ter critério de resistência mais realista, de modo que a carga referente ao esforço de amarração passa provocar um estado de tensão que repercute diretamente no valor do fator de segurança, o que não ocorre na análise do MEL.

Tabela 6.4: Resultados da análise determinística.

Método de Análise	Critério de Resistência	Fator de Segurança Cenário 1	Fator de Segurança Cenário 2	Fator de Segurança Cenário 3	Fator de Segurança Cenário 4
MEF	Mohr Coulomb	1,646	1,604	1,071	-
MEF	Linear Elástico	2,903	2,647	2,005	1,538
MEL	Morgenstern & Price	2,204	2,289	1,845	1,778

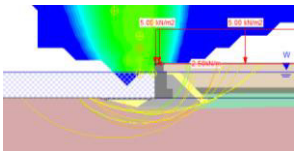
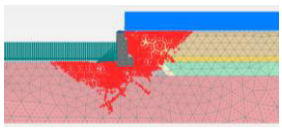
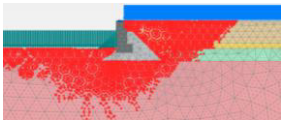
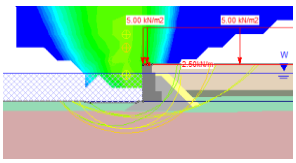
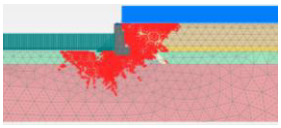
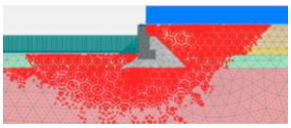
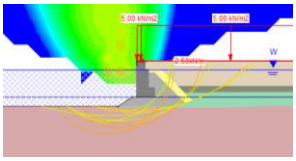
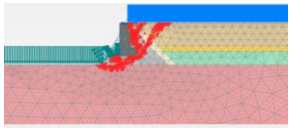
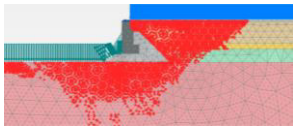
Cenário	Método do Equilíbrio Limite	Método de Elementos Finitos	
		Enrocamento Mohr-Coulomb	Enrocamento Linear Elástico
1			
2			
3			

Figura 6.4: Comparativo entre os MEL e MEF.

Sendo assim, entende-se que o software PLAXIS 2D, reproduz de forma satisfatória a análise de estabilidade da estrutura de modo que quando inferidos critérios de análises similares, os resultados encontrados são muito próximos aos calculados por meio do software SLIDE. Contudo deve-se destacar que as metodologias de análise são muito distintas, de modo que ao aplicar um critério de ruptura da estrutura mais realista, tem-se como resultado da análise, fatores de segurança que apresentam valores inferiores aos calculados pelo MEL. Isso ocorre pelo fato de que o MEF, considera uma gama maior de parâmetros na sua análise. Além disto, este método também leva em consideração os esforços horizontais atuantes na estrutura, o que não ocorre no MEL.

6.4 Método de FOSM

A fim de compreender como a variabilidade do solo influência sobre os fatores de segurança encontrados pelo MEF, realizou-se uma análise probabilística da mesma. É importante enfatizar que esta análise foi realizada a partir dos fatores de segurança calculados considerando o critério de resistência do enrocamento como Mohr-Coulomb.

A Tabela 6.5 a presenta os resultados da análise do Cenário 1. Nesta, nota-se que o fator de segurança da estrutura apresentado é aproximadamente 28% menor que o fator de segurança encontrado no Método de FOSM para o MEL. Entretanto para as duas análises é possível perceber que conforme é aplicada a variabilidade dos parâmetros geotécnicos observa-se uma redução do índice de confiabilidade. Ao relacionar os resultados da Tabela 6.5. com os resultados da análise de FOSM para o MEL, percebe-se

que o índice de confiabilidade apresenta uma redução média de 18%. Essa redução se dá pelo fato que o MEL não leva em consideração o estado de tensão-deformação da estrutura, pelo o mesmo motivo ocorre a redução do fator de segurança.

Tabela 6.5: Resultados do Método de FOSM para o Cenário 1.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
1-A	Phi/c-reduction	1,646	6E-38	12,830
1-B			2E-09	5,887
1-C			7E-05	3,799
1-D			7E-05	3,444

A Tabela 6.6 apresenta a relação de relevância dos parâmetros frente ao fator de segurança. A partir dos resultados percebe-se que os parâmetros que tem maior influência são o peso específico e o ângulo de atrito do Solo 4. Conforme aumenta-se a variabilidade dos parâmetros, nota-se que o Solo 1 passar a ter uma maior influência sobre o fator de segurança. Quando se considera a variabilidade do enrocamento, percebe-se que o ângulo de atrito do mesmo passa a ser o terceiro parâmetro de maior relevância sobre o fator de segurança. Esta mesma configuração é percebida para o Cenário 1 na análise de MEL.

Tabela 6.6: Relação de influência dos parâmetros sobre o fator de segurança para o Cenário 1.

Parâmetro	Cenário 1-A	Cenário 1-B	Cenário 1-C	Cenário 1-D
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	1,33%	2,51%	2,91%	2,39%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	1,19%	1,00%	0,94%	0,77%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	0,63%	0,21%	0,12%	0,10%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	13,94%	26,42%	30,56%	25,12%
Solo 4 - Areia Compacta:Ângulo de Atrito (°)	81,66%	68,77%	64,43%	52,97%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	0,04%	0,07%	0,09%	0,07%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	1,19%	1,00%	0,94%	0,77%
Enrocamento: Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,00%
Enrocamento: Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	17,79%

Os resultados da análise de FOSM para o Cenário 2 são apresentados nas Tabelas 6.7 e 6.8. Assim, como nos demais cenários analisados nota-se que a variabilidade dos parâmetros influencia diretamente no índice de confiabilidade e a probabilidade de falha. O fator de segurança desta análise é aproximadamente 29% menor do que o resultado encontrado para a análise do MEL. Quanto aos índices de confiabilidade, estes são 17% menores.

Tabela 6.7: Resultados do Método de FOSM para o Cenário 2.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
2-A	Phi/c-reduction	1,604	7E-27	>5
2-B			1E-10	>5
2-C			6E-06	4,392
2-D			6E-05	3,835

Diferentemente das demais análises, o Cenário 2-A pelo MEF, identificou a resistência não drenada do Solo 3 como parâmetro que tem maior influência sobre o fator de segurança. À medida que aumenta a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, nota-se que o ângulo de atrito do Solo 4 passa a ser o parâmetro de maior relevância na análise. Quando é considerada a variabilidade do enrocamento percebe-se que o ângulo de atrito do mesmo passa a ser o segundo parâmetro de maior importância para o fator de segurança.

Tabela 6.8: Relação de influência dos parâmetros sobre o fator de segurança para o Cenário 2.

Parâmetro	Cenário 2-A	Cenário 2-B	Cenário 2-C	Cenário 2-D
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	0,66%	2,11%	2,82%	2,15%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	0,46%	0,65%	0,70%	0,54%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,01%	0,02%	0,01%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	0,03%	0,04%	0,04%	0,03%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	5,33%	16,96%	22,61%	17,24%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	61,03%	33,69%	23,28%	17,75%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	0,26%	0,83%	1,10%	0,84%
Solo 4 - Areia Compacta:Ângulo de Atrito (°)	31,41%	44,39%	47,93%	36,54%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	0,09%	0,30%	0,40%	0,30%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	0,72%	1,02%	1,10%	0,84%
Enrocamento: Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,00%
Enrocamento: Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	23,74%

Os resultados da análise do Cenário 3 são apresentados na Tabela 6.9. Pontua-se o fato que o fator de segurança é 43% menor do que o valor encontrado nas demais análises. Segundo a análise do MEF, neste estágio a estrutura encontra-se na eminencia da ruptura, de modo que ao evoluir para o Cenário 4 a estrutura rompe, não sendo mais possível definir o fator se segurança. Os índices de confiabilidade dos cenários 3-A, 3-B e 3-C, são 9% menores do que os valores encontrados nas demais análises, entretanto, o índice de confiabilidade do Cenário 3-D é 68% menor que o índice definido pelo MEL.

Entende-se que esta redução abrupta se dá pelo fato que ao considerar a variabilidade do enrocamento, esta passa a configurar um cenário em que a estrutura passa apresentar um nível de desempenho insatisfatório. Esta relação pode ser observada na Tabela 6.10, na qual nota-se que o enrocamento tem uma influência de 12,04% sobre

o fator de segurança. Na tabela em questão também é possível observar que, e relação de relevância dos parâmetros é muito semelhante com a encontrada para o Cenário 3 para o MEL.

Tabela 6.9: Resultados do Método de FOSM para o Cenário 3.

Cenário	Método de Análise	Fator de Segurança Médio	Probabilidade de Falha	Índice de Confiabilidade
3-A	Phi/c-reduction	1,071	6E-38	>5
3-B			2E-09	>5
3-C			7E-05	3,799
3-D			9E-02	1,335

Tabela 6.10: Relação de influência dos parâmetros sobre o fator de segurança para o Cenário 3.

Parâmetro	Cenário 3-A	Cenário 3-B	Cenário 3-C	Cenário 3-D
Solo 1 - Areia Fina: Peso Específico (kN/m³)	1,33%	2,51%	2,91%	0,71%
Solo 1 - Areia Fina: Ângulo de Atrito (°)	1,19%	1,00%	0,94%	1,02%
Solo 2 - Areia: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,25%
Solo 2 - Areia: Ângulo de Atrito (°)	0,01%	0,01%	0,01%	0,06%
Solo 3 - Argila: Peso Específico (kN/m³)	0,00%	0,00%	0,00%	0,03%
Solo 3 - Argila: Resistência não drenada (kPa)	0,63%	0,21%	0,12%	0,25%
Solo 4 - Areia Compacta: Peso Específico (kN/m³)	13,94%	26,42%	30,56%	2,29%
Solo 4 - Areia Compacta:Ângulo de Atrito (°)	81,66%	68,77%	64,43%	80,04%
Solo 5 - Filtro: Peso Específico (kN/m³)	0,04%	0,07%	0,09%	0,18%
Solo 5 - Filtro: Ângulo de Atrito (°)	1,19%	1,00%	0,94%	3,11%
Enrocamento: Peso Específico (kN/m³)	-	-	-	0,02%
Enrocamento: Ângulo de Atrito (°)	-	-	-	12,04%

Sendo assim, a partir do apresentado, entende-se que o a relação dos índices de confiabilidade com os cenários analisados, para o MEF, apresenta valores muito semelhantes aos encontrados para o MEL. De modo que conforme aumenta-se a variabilidade dos parâmetros geotécnicos percebe-se uma redução dos índices de confiabilidade bem como um aumento da probabilidade de falha.

A aplicação do Método de FOSM sobre o MEF permite que se avalie a influência dos parâmetros sobre o fator de segurança. Assim, como na análise do MEL, nota-se uma convergência entre os parâmetros que tem maior influência sobre o fator de segurança.

Além disto, a presente análise permite compreender como o critério de resistência do solo influência sobre o fator de segurança, principalmente no que se refere ao enrocamento. Já que ao variar esta característica, tem-se como resultado uma mudança considerável tanto no valor do fator de segurança como na área de plastificação.

6.5 Deslocamentos da Estrutura

A Tabela 6.11 apresenta os valores dos deslocamentos calculados para cada um dos cenários analisados. Com o auxílio do Software PLAXIS 2D é possível quantificar não somente o deslocamento total como também os deslocamentos máximos e mínimos das direções x (horizontal) e y (vertical). É importante pontuar que a origem do sistema se encontra na extremidade inferior direita do layout em estudo. As Figura 6.5 e 6.6 apresentam os deslocamentos pertinentes aos Cenário 1 e 3, respectivamente.

Tabela 6.11: Deslocamentos da estrutura do Cais do Porto Velho.

Cenários	Deslocamento Total	Deslocamentos em X (m)		Deslocamentos em Y (m)	
		Máx.	Mín.	Máx.	Mín.
1	0,0506	0,8124x10-3	-9,924x10-3	0	-0,0506
2	0,05125	0,2832x10-3	-0,01157	4,605x10-3	-0,05125
3	0,07135	0	-0,0353	0,0112	-0,0683

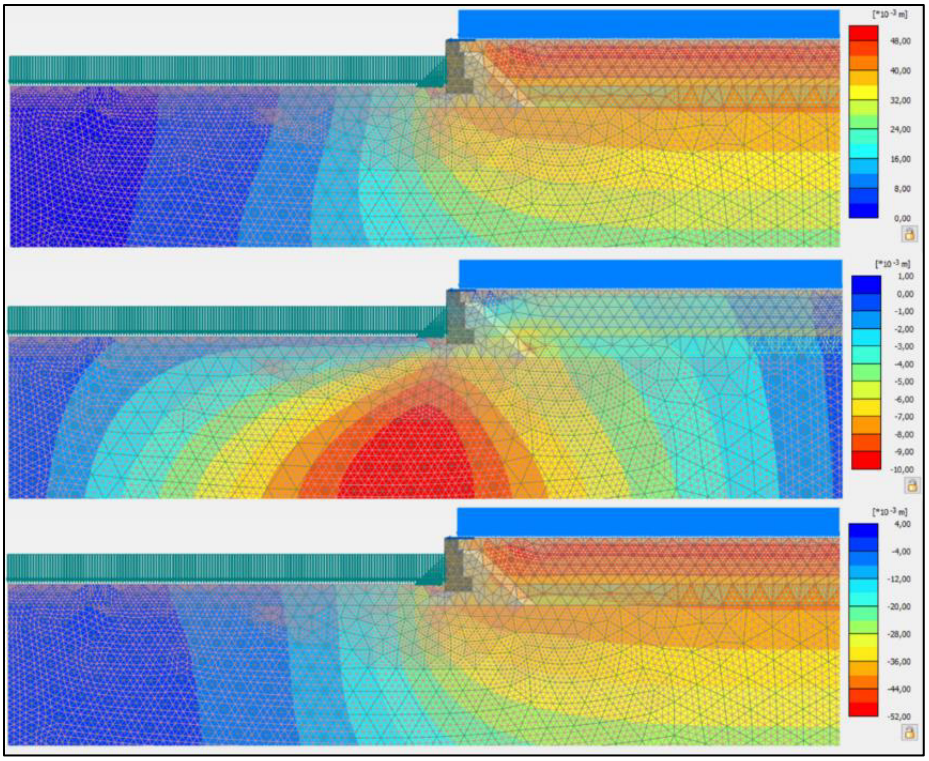


Figura 6.5: Deslocamento Total do Cenário 1 (a), deslocamento em x (b) e deslocamento em y (c).

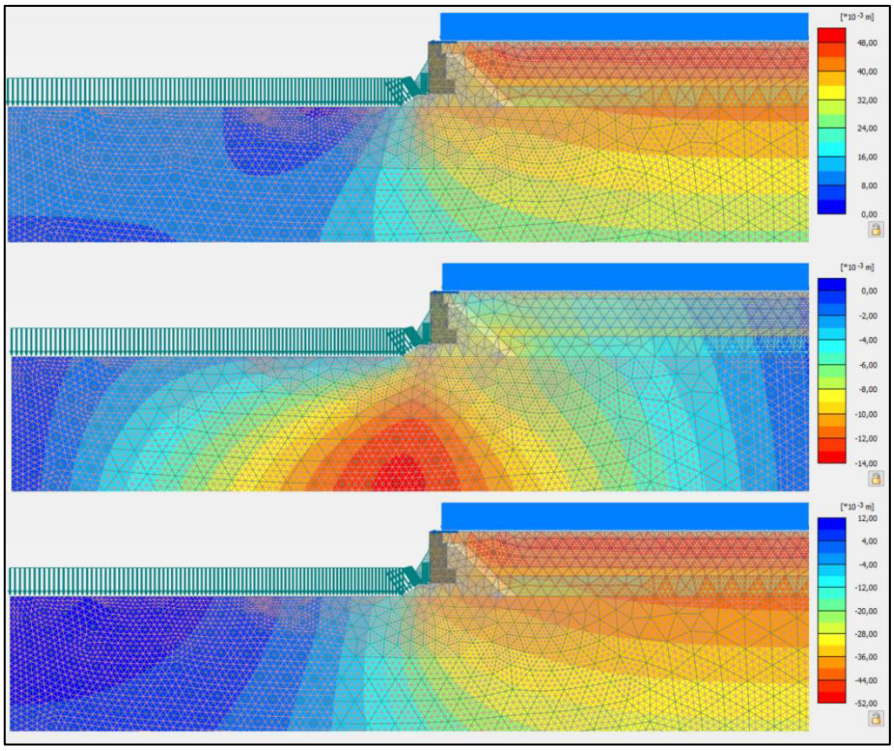


Figura 6.6: Deslocamento Total do Cenário 3 (a), deslocamento em x (b) e deslocamento em y (c).

A partir do exposto, percebe-se que as deformações dos cenários são muito pequenas, de modo que visualmente, as deformações dos Cenários 1 e 3 são muito parecidas.

A partir da Figura 6.5-b e 6.6-b, nota-se que a maior parte dos deslocamentos em x encontram-se na região do solo 4, este resultado vai ao encontro dos resultados da análise de FOSM, que apresentam o solo 4 como sendo aquele que tem maior relevância sobre o fator de segurança. Já Figura 6.5-c e 6.6-c nota-se que uma parte da carga vertical é descarregada sobre o enrocamento, portanto, entende-se que esta passa a desempenhar uma influência importante sobre o fator de segurança. Isso pode ser constatado através das análises de FOSM, de modo que quando é considerada a variabilidade do enrocamento, percebe-se que esta passa a desempenhar uma certa influência sobre o fator de segurança, entretanto, esta relevância é menor do que a encontrada para o Solo 4.

De um modo geral, os resultados das análises mostraram que o sistema apresenta deformações pequenas, entretanto, ao passo que o Cenário 3 evolui para o Cenário 4, perda da base do enrocamento, e estrutura entra em colapso e rompe. Este comportamento se assemelha muito ao encontrado no Cais do Porto Velho. Sendo assim, entende-se que o MEF, apesar de não considerar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos desenvolve, de uma forma promissora, uma análise de estabilidade da estrutura que apresenta valores muito representativos aqueles encontrados na área de estudo. No presente estudo, a falta de consideração da variabilidade do solo por parte do MEF foi suprida com a aplicação de métodos de análises probabilísticos indiretos, como

o Método de FOSM, que permitiu não somente identificar a probabilidade de ruptura da estrutura e o seu índice de confiabilidade, como também identificar os parâmetros de maior influência sobre o fator de segurança.

7| Conclusão

A partir do presente estudo é possível compreender como a estabilidade do Cais do Porto Velho é influenciada pela variabilidade dos parâmetros geotécnicos, baseado nos resultados da análise de estabilidade através do Método de Equilíbrio Limite, percebe-se que o Cenário 1 apresenta fatores de segurança maiores do que 2, índices de confiabilidade altos e probabilidades de falha baixas. O mesmo é observado para o Cenário 2. Entretanto, nota-se que a perda do solo de proteção da base do enrocamento (Cenário 3) resulta numa diminuição do fator de segurança, entretanto, estes valores variam entre 1,8 e 1,95, contudo já é possível identificar uma redução nos valores dos índices de confiabilidade. No que diz respeito ao Cenário 4, não se percebeu uma mudança drástica nos valores dos fatores de segurança ou mesmo dos índices de confiabilidade. Quando ao Cenário 5, este apresentou valores muito parecidos com os resultados encontrados para o Cenário 3.

Através da aplicação das análises de probabilidade para o Método do Equilíbrio Limite foi possível notar uma convergência entre os resultados encontrados para os Métodos de Monte Carlo, FOSM e Estimativas Pontuais. Além disto, pode-se notar que os parâmetros que tem maior influência sobre o fator de segurança são os parâmetros do Solo 4, os parâmetros do Solo 3 e o ângulo de atrito do Enrocamento.

Através da análise do Método dos Elementos Finitos foi possível notar que a adoção do método de resistência do enrocamento com sendo Linear Elástico resultou em uma área de plastificação muito parecida com as áreas das superfícies críticas de ruptura encontradas no Método do Equilíbrio Limite, além de apresentar valores de fatores de segurança muito próximos. Entretanto ao adotar o critério de resistência do enrocamento como sendo Mohr Coulomb os fatores de segurança apresentaram valores muito inferiores aos calculados pelo Método do Equilíbrio Limite. No que diz respeito ao Cenário 4, o MEF identificou a ruptura da estrutura neste estágio.

Ao realizar a análise probabilística pelo Método de FOSM para o MEF, pode-se notar que o enrocamento apresentou uma porcentagem maior de influência para o fator de segurança quando comparado as análises do MEL. Na análise em questão, também foi possível observar uma convergência entre os parâmetros, que tem maior influência sobre o fator de segurança, dos MEL e MEF.

Diante dos fatos expostos, pode-se notar que a variabilidade dos parâmetros influencia diretamente na probabilidade de falha da estrutura assim como no índice de confiabilidade da mesma. Além disto, pode-se entender que a estabilidade do Cais do Porto Velho é influenciada tanto pela perda do solo de proteção da base do enrocamento quanto pela erosão da base do enrocamento propriamente dito. Além disto, pode-se constatar que o Solo 4 tem uma grande influência sobre o fator de segurança, assim como o critério de resistência do enrocamento.

Através da presente pesquisa pode-se constatar que para a configuração da seção do Cais do Porto Velho, o Método de Elementos Finitos, apresentou resultados mais assertivos quando comparado aos resultados inferidos pelo Método de Equilíbrio Limite. Isto porque o MEF leva em consideração a interação entre os elementos assim como a rigidez dos mesmos. Através das análises realizadas e dos resultados apresentados, identificou-se que o critério de resistência do enrocamento apresenta uma grande influência sobre o fator de segurança.

Ademais o MEF identificou a ruptura da estrutura do cais, a partir do momento em que ocorre a perda da base do enrocamento. Esta conformação também é observada na estrutura existente do Cais do Porto Velho. Sendo assim, imagina-se que as deformações encontradas no local sejam oriundas da perda da base do enrocamento.

Referências

ARQUITETOS BRASILEIROS ASSOCIADOS (2000). Banner projeto de Revitalização do Porto Velho. Disponível em: https://arquitetosbrasileiros.com.br/portfolio-item/porto-velho-de-rio-grande-rs/ Acessado em: 12.08.2021

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR-11682: - Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT. (2009).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR-8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento Rio de Janeiro: ABNT. (2003). Versão corrigida 20004.

ASSOCIATION INTERNATIONALE DE NAVIGATION (PIANC). (2001). Seismic Design Guidelines for Port Structures.

ALFREDINI, P. e ARASAKI, E. (2009). Obras e Gestao de Portos e Costas–A Tecnica Aliada ao Enforque Logistico e Ambiental. Editora Blucher. São Paulo.

AGERSCHOU, H., DAND, I., ERNST, T., & GHOOS, H. (2004). Planning and Design of Ports and Marine Terminals. Londres: Thomas Telford.

ALVES, F. das N. (2008). Porto e Barra do Rio Grande: história, memória e cultura portuária. Porto Alegre: Corag, Volumes. I e II.

APAZA, M. A. F., & BARROS, J. D. C. (2014). Análise probabilística de estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo. In XVII COBRAMSEG-Congresso brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Goiânia, Goiás.

ASSUNÇÃO, B. A. N. B. D. C. (2010). Colunas de Brita e Pré-Carga em Solos de Fundação de Reservatórios de Betão Armado. Dissertação de Mestrado – Universidade do Porto.

BAECHER, G. B., CHRISTIAN, J. T. (2003).Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons.

BARROS, P. L. de A. (2008). Obras de Conteção – Manual Técnico. Maccaferri.

BITENCOURT, D.M.A. (2013). Apostila de Geotecnia II. PUC – Goiás.

CÁNOVAS Manoel Fernández. Patologia e terapia do concreto armado. Tradução de Maria Celeste Marcondes, Carlos W. F. dos Santos, Beatriz Cannabrava. São Paulo: Pini, 1988

CINTRA, J. C. A., et al. Tensão admissível em fundações diretas. Ed. Rima, São Carlos – SP. 2003.

COSTA, S.S. (2001). Análise de Estabilidade de Taludes Não Saturados, Anisotrópicos Considerando Ruptura Progressiva. Dissertação de Mestrado. PUC-RIO.

COSTA, Helder. Estruturas de Suporte de Terras – Muros de Gravidade e Cortinas. Disponível em: http://engenium.wordpress.com/2007/07/02/estruturas-de-suporte-de-terras-muros-degravidade-ecortinas/

CRESTANI, B. (2018). Análise Probabilística do Fator de Segurança de Taludes Através do Mmétodo de Monte Carlo. Universidade Federal de Santa Catarina. Trabalho de Conclusão de Curso.

Christian, J. T., Ladd, C. C., & Baecher, G. B. (1993). Reliability and probability in stability analysis. In Stability and performance of slopes and embankments II (pp. 1071-1111). Asce.

Da Re, G., GERMAINE, J. T, LADD, C. C. (2001) Physical Mechanisms Controlling the Pre-Failure Stress-Strain Behavior of Frozen Sand. Massachusetts Inst Of Tech Cambridge Dept Of Civil And Environmental Engineering

DA SILVA, D. L. (2019). Estudo Comparativo Entre Análises Probabilísticas E Determinísticas De Estabilidade De Talude De Um Depósito De Resíduos De Mineração. Projeto de Graduação apresentado ao curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Dell'Avanzi, E. (1995). Confiabilidade e probabilidade em análise de estabilidade de taludes. Tese de Mestrado - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC, 135 p.

Dias, C. R. R. et al. (2000). Uma Proposta de Solução Para a Recuperação do Cais do Porto Velho. Fundação Universidade Federal do Rio Grande. Departamento de Materiais e Construção.

Ducan, J. M., et al. (2014). Soil Strength and Slope Stability. 2ª Ed. Published by John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. Published simultaneously in Canada.

DZIEKANIAK, N. G. (2005). Remodelação de obras portuárias: fundações em estacas mistas no porto novo do Rio Grande. Dissertação de Mestrado. Fundação Universidade Federal do Rio Grande.

FABRÍCIO, J. V. F. Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

FALCÃO, P. R. (2018). Análise da Confiabilidade em Aterro Sobre Solos Moles-Estudo de Caso da Duplicação da Br-470. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

FERREIRA, J. L. F. (2012). Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer. Dissertação de mestrado. Faculdade De Engenharia Da Universidade Do Porto.

FERREIRA, G. R. M. (2016). Cem anos do Porto do Rio Grande? Dias, C. R. R.: memória e esquecimento de um Porto Velho e de uma "Barra Diabólica". Dissertação de Mestrado em Memória Social e Patrimônio Cultural – Programa de Pós-Graduação em Memória Social e Patrimônio Cultura, Instituto de Ciências Humanas. Universidade Federal de Pelotas, Pelotas.

FLORES, E. A. F. Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

GAYTHWAITE,J. (2016). Design of marine facilities : engineering and design of port and harbor structures. 3rd ed. | Reston, VA: American Society of Civil Engineers.

GERSCOVICH, D. M. S. (2012). Estabilidade de Taludes. 2. ed. ed. São Paulo: Oficina de Textos.

GLOBOPLAY (2018). Orla Rio Grande é realizado para movimentar centro histórico da cidade. Materia do Jornal do Almoço – Rio Grande. Exibição 10 de dezembro de 2018. Disponível em: https://globoplay.globo.com/v/7222490/ Acesso em:12.8.2021

GUEDES, M.C.S. (1997). Considerações sobre análise probabilística da estabilidade de taludes Tese de Mestrado - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. (1983). Estabilidade de taludes naturais e de escavação. 2ª ed., São Paulo/SP: Editora Edgard Blücher Ltda.

JESUS, L. G. S. (2015). Análise Probabilística De Estabilidade De Taludes De Barragem De Terra. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 56 p.

LEONARDS, G. A. Investigation of failures. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 108(No. GT2): pp. 187–246, 1975.

LOW, B. K. RELIABILITY-BASED DESIGN APPLIED TO RETAINING WALLS. GEOTECHNIQUE, V. 55, N. 1, P. 63-75, 2005.

LUSTOSA, P. R. B.; PONTE, V. M. R.; DOMINAS, W. R. (2004). Simulação. In: CORRAR, L. J.; THEÒPHILO, C. R. (Orgs.). Pesquisa Operacional para decisão em contabilidade e administração. São Paulo: Atlas, 2004.

MASSAD, F. (2010). Obras de terra: curso básico de geotecnia. Oficina de textos.

MEIRELLES M. C. (2008). Determinação da resistência ao cisalhamento de enrocamento da UHE Machadinho através de ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

MIRANDA, M. F. (2005). Avaliação da Estabilidade de Contenções através de Métodos Probabilísticos. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminence Darcy Ribeiro.

MORALES, M.S.T. (2013). Análise de confiabilidade de taludes em condições saturadas- não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático. Tese de Doutorado. PUC-Rio.

MOORE, J. H.; WEATHERFORD, L. R. (2001). Decision Modeling With Microsoft Excel. 6th ed. New Jersey: Prentice Hall.

NGUYEN, V.U. & CHOWDHURY, R.N. Probabilistic analysis of mining special piles–Two techniques compared. Int J Rock Mechanics and Min Science, 21: 303–312. 1984. NGUYEN, V.U. & CHOWDHURY, R.N. Risk analysis with correlated variables. Geotechnique, 35 :47–59. 1985.

PACHECO, P. G. M. (2005). Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro-RJ. PUC-Rio. pp54-59).

PIRES, R. P. R. (2011). Estruturas de acostagem: estudo comparativo de soluções em função de cotas e das características geotécnicas dos fundos. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto.

PHOON K. K. & KULHAWY F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. Canadian Geotechnical Journal.

RIBEIRO JUNIOR, C. A. (2010). Análise numérica de escorregamento em encostas. Rio de Janeiro: Dissertação Mestrado – UERJ.

RECOMENDACIONES PARA OBRAS MARÍTIMAS, ROM 0.2.-90 (1990). Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Norma Espanhola.

SANDOVAL, M. A. P. (2012). Análise probabilística e determinística da estabilidade de taludes. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica - PUC-RIO

Sandroni, S. S., & Sayão, A. S. F. J. (1992). Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. In 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes, Rio de Janeiro, ABMS (Vol. 2, pp. 523-535).

SANTOS, P. J. (2010). Análise da Interacção de Navios com Dispositivos de Acostagem e Amarração. Estudo em Modelo Físico do Posto "A" do Terminal de Petroleiros do Porto de Leixões - Volume 1. Porto: FEUP.

SANTOS, M. (2004). Pensando o espaço do homem. 5. ed. São Paulo: Edusp.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. Ensaio de campo e suas aplicações á Engenharia de fundações. 2ª Edição.fion São Paulo: Oficina de textos, 2012.

SILVA, C. C. (2015). Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia - NUGEO.

SILVEIRA, M. D. da. (20114). Os portos que habitam o lugar: percepção e revitalização do “Porto Velho” do Rio Grande. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pelotas.

SOUZA, W.J. (2000). Estudo da Estabilidade de Taludes da Mina da Casa de Pedra, Congonhas (MG). Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa.

TEIXEIRA, A. C. Reliability and cost models of axial pile foundations. Tese de Doutorado. Departamento de engenharia civil. Universidade do Minho UMINHO, Guimarães, 2012.

TELLES, A. C. M. Análise de estabilidade de um talude rompido na rodovia RJ130, Teresópolis, RJ. [s.l.] Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

TSINKER, G. P. (2004). Port Engineering: Planning, Construction, Maintenance and Security. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc.

THORESEN, C. A. (2003). Port Designer's Handbook: Recommendations and Guidelines. Londres: Thomas Telford.

TONUS, BP de A. Estabilidade de taludes: Avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da serra do mar paranaense. PPGCC–UFPR, Curitiba, PR, 2009.

TORRES, L. H. (2009). Memórias de um cais: Porto Velho do Rio Grande. FURG. Disponível em:https://docs.google.com/viewer?a=v&pid=sites&srcid=ZGVmYXVsdGRvbWFpbnxtZW1vcmlhc2RvY2Fpc3JnfGd4OjExMTVkZjNiZjI4YWNiMzU. Acessado em: 02.03.2020.

TORRES, R. de O. (2010). "... e a modernidade veio a bordo: Arqueologia histórica do espaço marítimo oitocentista na cidade do Rio Grande/RS". Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Memória Social e Patrimônio Cultural. Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, RS.

UNIFIED FACILITIES CRITERIA, UFC 4 -152 -01. (2017). Design: Piers and Wharves. Norma Americana.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). (1970). Slope Stability.

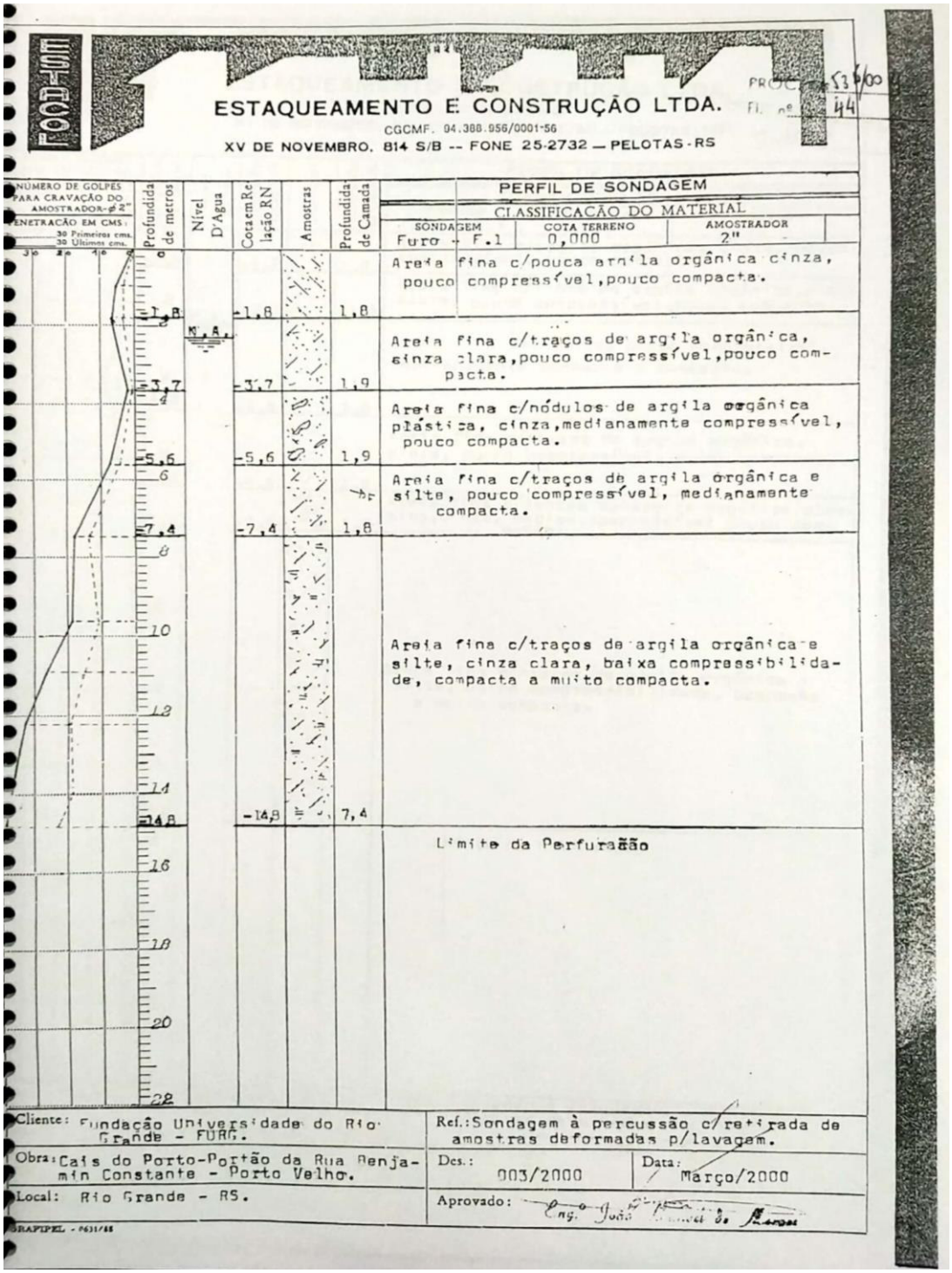
VILLELA, R. J. (2017). A influência do módulo de deformação das camadas de solo em análises de estabilidade. Dissertação de Mestrado Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

YU, H. S., SALGADO, R., Sloan, S. W. & KIM, J. M. Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998.

ZHU, D.Y., LEE C.F. & JIANG H.D. Generalized framework of limit equilibrium methods for the stability analysis. Géotechnique 53, Nº.4, 2003, 377-395. 2003.

ZUCCOLO, P. L. (2016). Procedimento para estimativa da confiabilidade geotécnica a partir de simulações numéricas: aplicação a um talude de solo não saturado. Dissertação de doutorado. Universidade de São Paulo.

Anexo A



FOD-UM

ESTAQUEAMENTO E CONSTRUÇÃO LTDA.

CGCMF. 94.388.956/0001-56

XV DE NOVEMBRO, 814 S/B -- FONE 25-2732 — PELOTAS-RS

PROC. nº 53/00

Fl. nº 44

PERFIL DE SONDAGEM

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

SONDAGEM	COTA TERRENO	AMOSTRADOR
Furo - F.1	0,000	2"

NÚMERO DE GOLPES PARA CRAVAÇÃO DO AMOSTRADOR-ϕ 2"

PENETRAÇÃO EM CMS:
30 Primeiros cms.
30 Últimos cms.

Profundidade de metros	Nível D'Água	Cotas em Relação RN	Amostras	Profundidade de Camada	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
0					
-1,8	N.A.	-1,8		1,8	Areia fina c/pouca argila orgânica cinza, pouco compressível, pouco compacta.
-3,7		-3,7		1,9	Areia fina c/traços de argila orgânica, cinza clara, pouco compressível, pouco compacta.
-5,6		-5,6		1,9	Areia fina c/nódulos de argila orgânica plástica, cinza, medianamente compressível, pouco compacta.
-7,4		-7,4		1,8	Areia fina c/traços de argila orgânica e silte, pouco compressível, medianamente compacta.
					Areia fina c/traços de argila orgânica e silte, cinza clara, baixa compressibilidade, compacta a muito compacta.
-14,8		-14,8		7,4	
					Limite da Perfuração

Cliente: Fundação Universidade do Rio Grande - FURG.

Obra: Cais do Porto-Portão da Rua Benjamin Constante - Porto Velho.

Local: Rio Grande - RS.

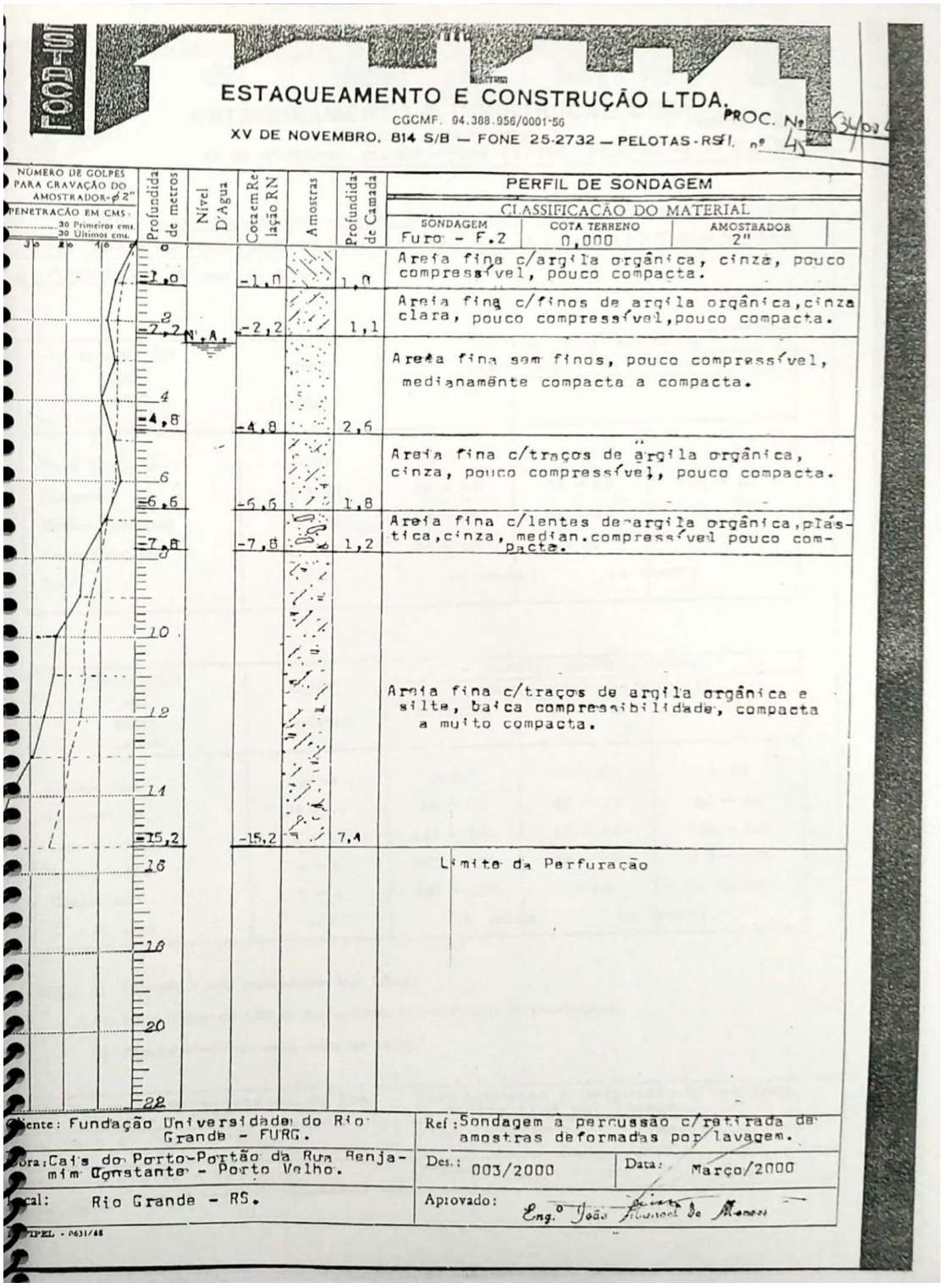
Ref.: Sondagem à percussão c/retirada de amostras deformadas p/lavagem.

Des.: 003/2000

Data: Março/2000

Aprovado: Eng. João [illegible]

GRAPIPEL - 9631/88



ESTAQUEAMENTO E CONSTRUÇÃO LTDA.

CGCMF. 04.388.956/0001-56

XV DE NOVEMBRO, 814 S/B — FONE 25-2732 — PELOTAS-RS

PROC. Nº 434/02

Fl. nº 4

PERFIL DE SONDAGEM

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

SONDAGEM	COTA TERRENO	AMOSTRADOR
Furo - F.2	0,000	2"

Profundidade em metros	Nível D'Água	Cota em Relação RN	Amostras	Profundidade de Camada	Classificação do Material
0					
-1,0		-1,0		1,0	Areia fina c/argila orgânica, cinza, pouco compressível, pouco compacta.
-2,2	N.A.	-2,2		1,1	Areia fina c/finos de argila orgânica, cinza clara, pouco compressível, pouco compacta.
-4,8		-4,8		2,6	Areia fina sem finos, pouco compressível, medianamente compacta a compacta.
-6,6		-6,6		1,8	Areia fina c/traços de argila orgânica, cinza, pouco compressível, pouco compacta.
-7,8		-7,8		1,2	Areia fina c/lentes de argila orgânica, plástica, cinza, median. compressível pouco compacta.
-15,2		-15,2		7,4	Areia fina c/traços de argila orgânica e silte, baixa compressibilidade, compacta a muito compacta.
					Limite da Perfuração

Número de golpes para gravação do amostrador-ϕ2"

Penetração em cms.: 30 Primeiros cms. / 30 Últimos cms.

Cliente: Fundação Universidade do Rio Grande - FURG.

Obra: Cais do Porto-Portão da Rua Benjamim Constante - Porto Velho.

Local: Rio Grande - RS.

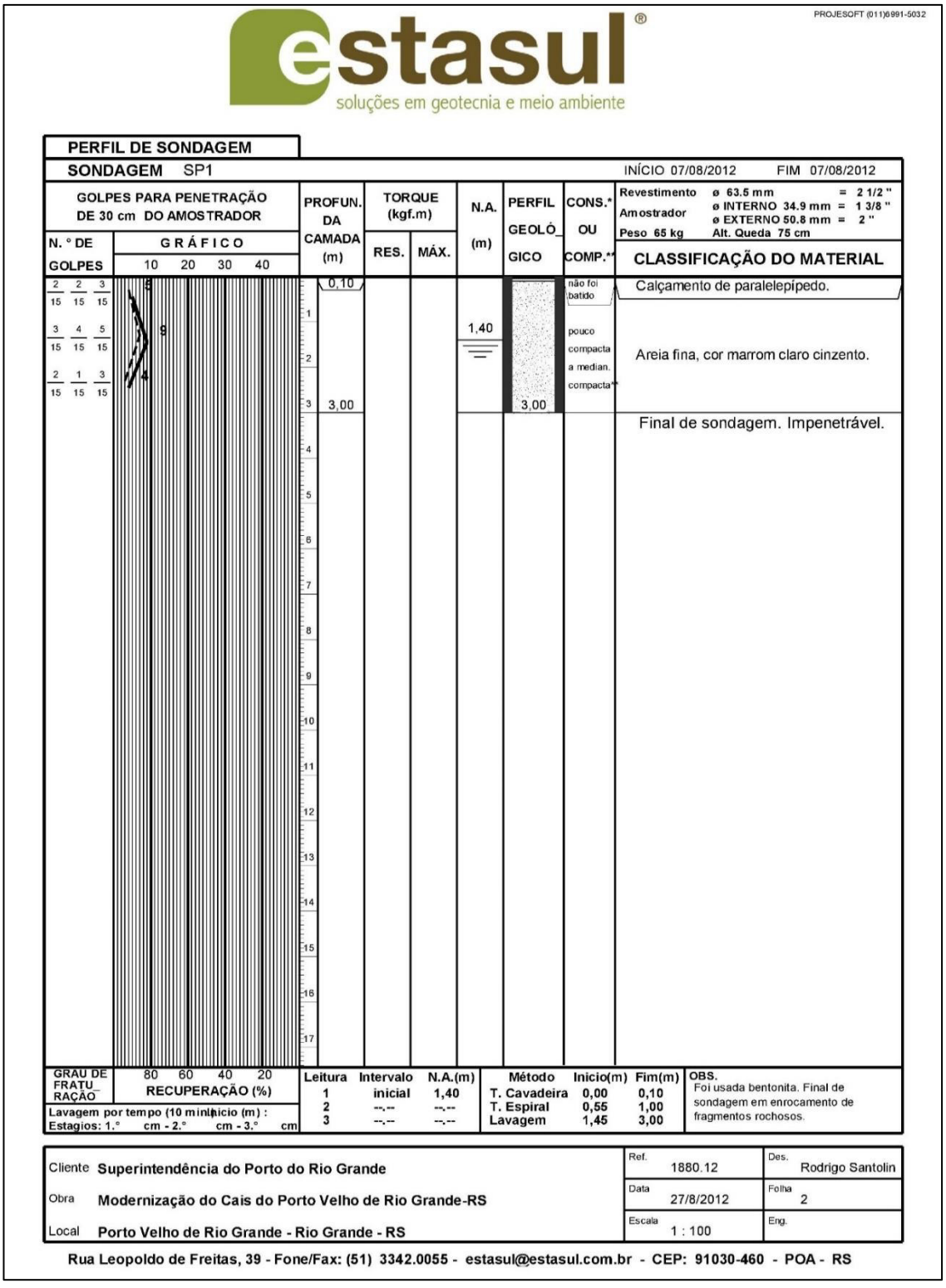
Ref.: Sondagem à percussão c/retirada de amostras deformadas por lavagem.

Des.: 003/2000

Data: Março/2000

Aprovado: Eng.º João [illegible] de Moraes

IPEL - 0631/88


PROJESOFT (011)8991-5032
estasul
soluções em geotecnia e meio ambiente
PERFIL DE SONDAGEM
SONDAGEM SP1
INÍCIO 07/08/2012 FIM 07/08/2012
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR
N.° DE GOLPES
GRÁFICO
10 20 30 40
PROFUN. DA CAMADA (m)
TORQUE (kgf.m)
RES.
MÁX.
N.A. (m)
PERFIL GEOLÓGICO
CONS.* OU COMP.**
Revestimento ø 63.5 mm = 2 1/2 "
Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 "
ø EXTERNO 50.8 mm = 2 "
Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
2 2 3
15 15 15
3 4 5
15 15 15
2 1 3
15 15 15
0,10
3,00
1,40
3,00
não foi batido
pouco compacta a median. compacta**
Calçamento de paralelepípedo.
Areia fina, cor marrom claro cinzento.
Final de sondagem. Impenetrável.
GRAU DE FRATURAÇÃO
80 60 40 20
RECUPERAÇÃO (%)
Lavagem por tempo (10 min)
Início (m) :
Estagios: 1.° cm - 2.° cm - 3.° cm
Leitura Intervalo N.A.(m)
1 inicial 1,40
2 --.-- --.--
3 --.-- --.--
Método Inicio(m) Fim(m)
T. Cavadeira 0,00 0,10
T. Espiral 0,55 1,00
Lavagem 1,45 3,00
OBS.
Foi usada bentonita. Final de sondagem em enrocamento de fragmentos rochosos.
Cliente Superintendência do Porto do Rio Grande
Obra Modernização do Cais do Porto Velho de Rio Grande-RS
Local Porto Velho de Rio Grande - Rio Grande - RS
Ref. 1880.12
Des. Rodrigo Santolin
Data 27/8/2012
Folha 2
Escala 1 : 100
Eng.
Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.0055 - estasul@estasul.com.br - CEP: 91030-460 - POA - RS

PROJESOFT (011)6991-5032

estasul®
soluções em geotecnia e meio ambiente

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM SP1A — INÍCIO 08/08/2012 — FIM 08/08/2012

GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR	PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
N.° DE GOLPES / GRÁFICO (10 20 30 40)		RES.	MÁX.				
2 4 5 / 15 15 15 3 3 5 / 15 15 15 2 2 4 / 15 15 15 1 / 15	0,10 3,15			1,40	3,00	não foi batido pouco compacta a median. compacta**	Calçamento de paralelepípedo. Areia fina, cor marrom claro cinzento. Final de sondagem. Impenetrável.

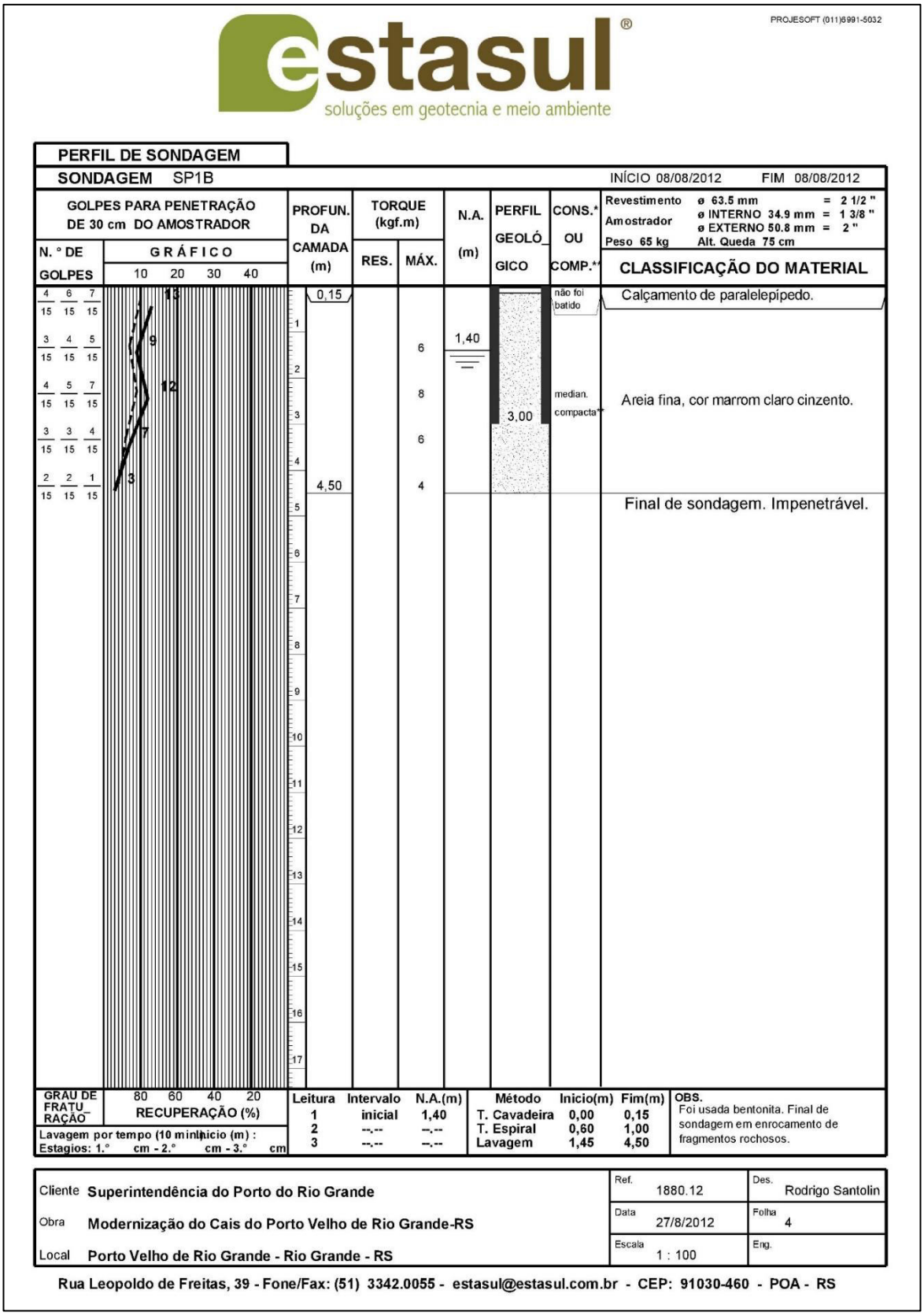
GRAU DE FRATURAÇÃO / RECUPERAÇÃO (%) (80 60 40 20)	Leitura	Intervalo	N.A.(m)
Lavagem por tempo (10 min) Início (m) :	1	inicial	1,40
Estagios: 1.° cm - 2.° cm - 3.° cm	2	--.--	--.--
	3	--.--	--.--

Método	Inicio(m)	Fim(m)
T. Cavadeira	0,00	0,10
T. Espiral	0,55	1,00
Lavagem	1,45	3,15

OBS.
Foi usada bentonita. Final de sondagem em enrocamento de fragmentos rochosos.

Cliente	Superintendência do Porto do Rio Grande	Ref. 1880.12	Des. Rodrigo Santolin
Obra	Modernização do Cais do Porto Velho de Rio Grande-RS	Data 27/8/2012	Folha 3
Local	Porto Velho de Rio Grande - Rio Grande - RS	Escala 1 : 100	Eng.

Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.0055 - estasul@estasul.com.br - CEP: 91030-460 - POA - RS



PROJESOFT (011)6991-5032

estasul®
soluções em geotecnia e meio ambiente

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM SP1B — INÍCIO 08/08/2012 — FIM 08/08/2012

GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m)		N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	Revestimento ø 63.5 mm = 2 1/2 " Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 " ø EXTERNO 50.8 mm = 2 " Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm	
N. ° DE GOLPES	GRÁFICO 10 20 30 40		RES.	MÁX.					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
4 6 7 / 15 15 15	13	0,15					não foi batido		Calçamento de paralelepípedo.
3 4 5 / 15 15 15	9			6	1,40				
4 5 7 / 15 15 15	12			8			median. compacta**		Areia fina, cor marrom claro cinzento.
3 3 4 / 15 15 15	7			6		3,00			
2 2 1 / 15 15 15	3	4,50		4					Final de sondagem. Impenetrável.

GRAU DE FRATURAÇÃO — RECUPERAÇÃO (%) 80 60 40 20

Lavagem por tempo (10 min) Início (m) :
Estagios: 1.° cm - 2.° cm - 3.° cm

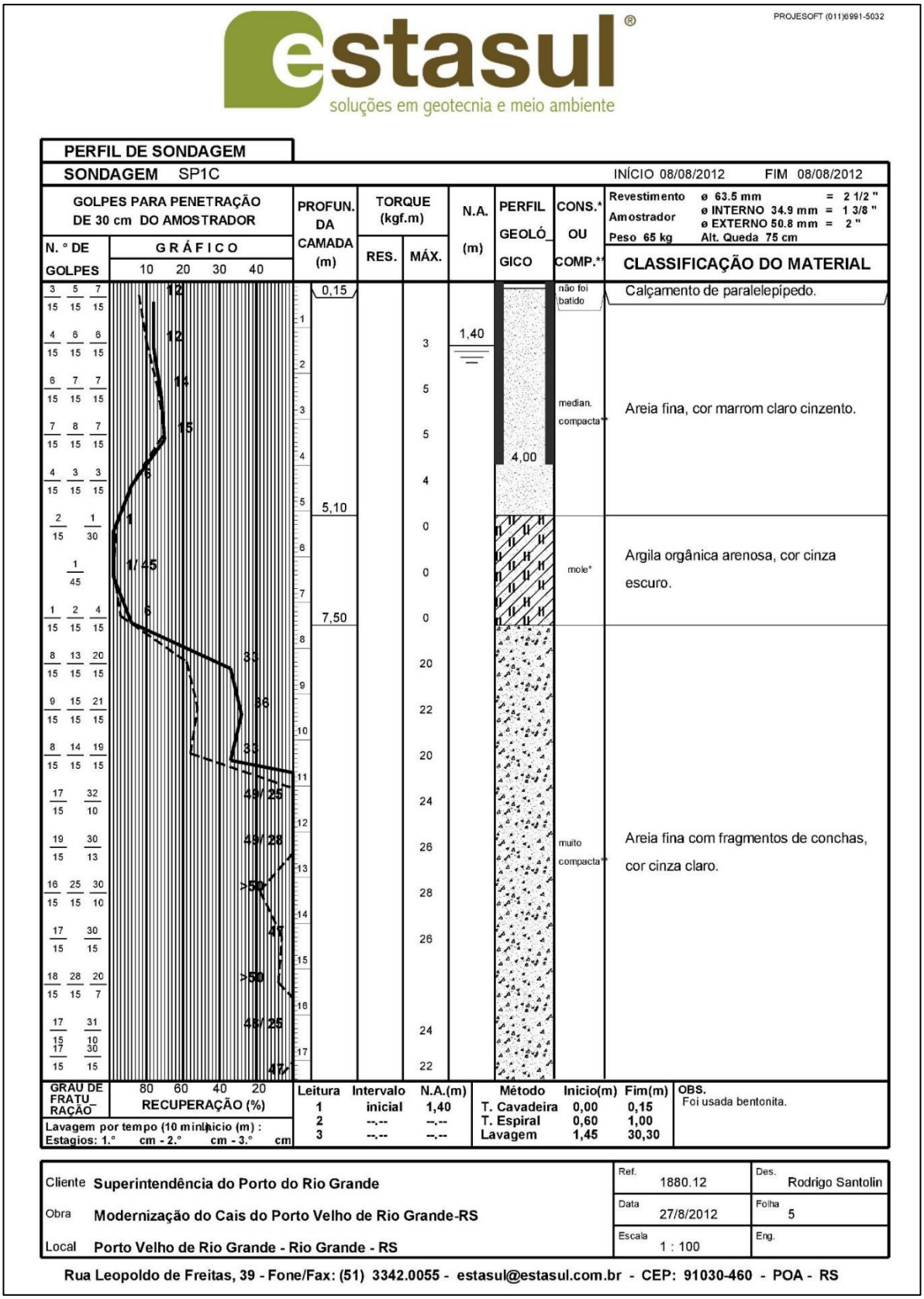
Leitura	Intervalo	N.A.(m)
1	inicial	1,40
2	--.--	--.--
3	--.--	--.--

Método	Inicio(m)	Fim(m)
T. Cavadeira	0,00	0,15
T. Espiral	0,60	1,00
Lavagem	1,45	4,50

OBS. Foi usada bentonita. Final de sondagem em enrocamento de fragmentos rochosos.

Cliente	Superintendência do Porto do Rio Grande	Ref. 1880.12	Des. Rodrigo Santolin
Obra	Modernização do Cais do Porto Velho de Rio Grande-RS	Data 27/8/2012	Folha 4
Local	Porto Velho de Rio Grande - Rio Grande - RS	Escala 1 : 100	Eng.

Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.0055 - estasul@estasul.com.br - CEP: 91030-460 - POA - RS


PROJESOFT (011)6991-5032
estasul
soluções em geotecnia e meio ambiente
PERFIL DE SONDAGEM
SONDAGEM SP1C
INÍCIO 08/08/2012 FIM 08/08/2012
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR
N. ° DE GOLPES
GRÁFICO
10 20 30 40
PROFUN. DA CAMADA (m)
TORQUE (kgf.m)
RES.
MÁX.
N.A. (m)
PERFIL GEOLÓGICO
CONS.* OU COMP.**
Revestimento ø 63.5 mm = 2 1/2 "
Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 "
Peso 65 kg ø EXTERNO 50.8 mm = 2 "
Alt. Queda 75 cm
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
0,15
5,10
7,50
1,40
4,00
não foi batido
Calçamento de paralelepípedo.
median. compacta**
Areia fina, cor marrom claro cinzento.
mole*
Argila orgânica arenosa, cor cinza escuro.
muito compacta**
Areia fina com fragmentos de conchas, cor cinza claro.
GRAU DE FRATURAÇÃO
80 60 40 20
RECUPERAÇÃO (%)
Lavagem por tempo (10 min) Início (m) :
Estagios: 1.° cm - 2.° cm - 3.° cm
Leitura Intervalo N.A.(m)
1 inicial 1,40
2 --,-- --,--
3 --,-- --,--
Método Inicio(m) Fim(m)
T. Cavadeira 0,00 0,15
T. Espiral 0,60 1,00
Lavagem 1,45 30,30
OBS.
Foi usada bentonita.
Cliente Superintendência do Porto do Rio Grande
Obra Modernização do Cais do Porto Velho de Rio Grande-RS
Local Porto Velho de Rio Grande - Rio Grande - RS
Ref. 1880.12
Des. Rodrigo Santolin
Data 27/8/2012
Folha 5
Escala 1 : 100
Eng.
Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.0055 - estasul@estasul.com.br - CEP: 91030-460 - POA - RS

PROJESOFT (011)6991-5032

estasul®
soluções em geotecnia e meio ambiente

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM SP1C — INÍCIO 08/08/2012 — FIM 08/08/2012

N.° DE GOLPES	GRÁFICO (10 20 30 40)	PROFUN. DA CAMADA (m)	TORQUE (kgf.m) RES.	TORQUE (kgf.m) MÁX.	N.A. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
7 8 4 / 15 15 15	12	18,30		6			muito compacta**	Areia fina com fragmentos de conchas, cor cinza claro.
9 18 20 / 15 15 15	38	19,20		12			median. compacta**	Areia fina pouco agilosa, cor cinza escuro.
11 20 26 / 15 15 15	46			24				
6 31 / 15 15	37			20				
19 29 20 / 15 15 5	>50			22				
20 28 / 15 9	48/ 24			24				
18 30 / 15 15	48			26			muito compacta**	Areia fina com fragmentos de conchas, cor cinza médio.
19 28 22 / 15 15 7	>50			26				
17 25 30 / 15 15 10	>50			22				
20 29 20 / 15 15 6	>50			28				
22 32 / 15 15	>50			26				
21 31 / 15 15	>50							
22 29 / 15 15	>50	30,30						Final de sondagem. A pedido do cliente.

Revestimento ø 63.5 mm = 2 1/2 "
Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8 "
ø EXTERNO 50.8 mm = 2 "
Peso 65 kg Alt. Queda 75 cm

GRAU DE FRATURAÇÃO — RECUPERAÇÃO (%) (80 60 40 20)

Lavagem por tempo (10 min) Início (m) :
Estagios: 1.° cm - 2.° cm - 3.° cm

Leitura	Intervalo	N.A.(m)
1	inicial	1,40
2	--.--	--.--
3	--.--	--.--

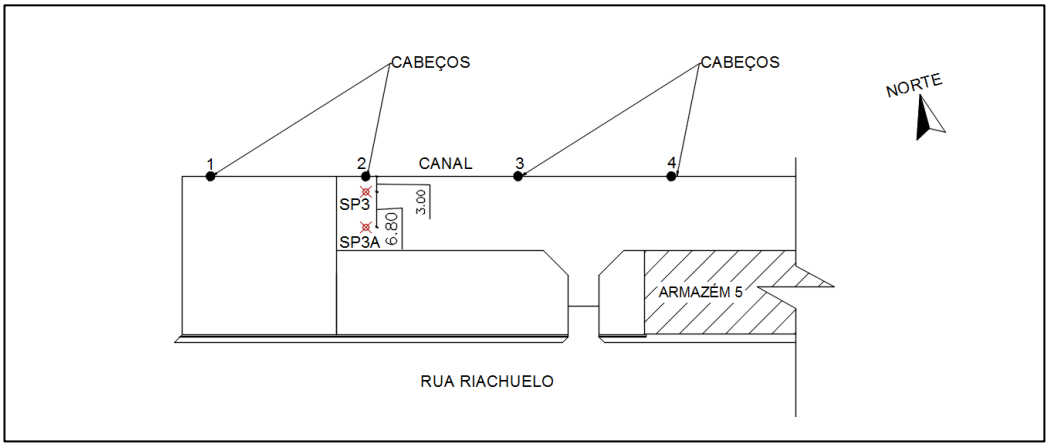
Método	Inicio(m)	Fim(m)
T. Cavadeira	0,00	0,15
T. Espiral	0,60	1,00
Lavagem	1,45	30,30

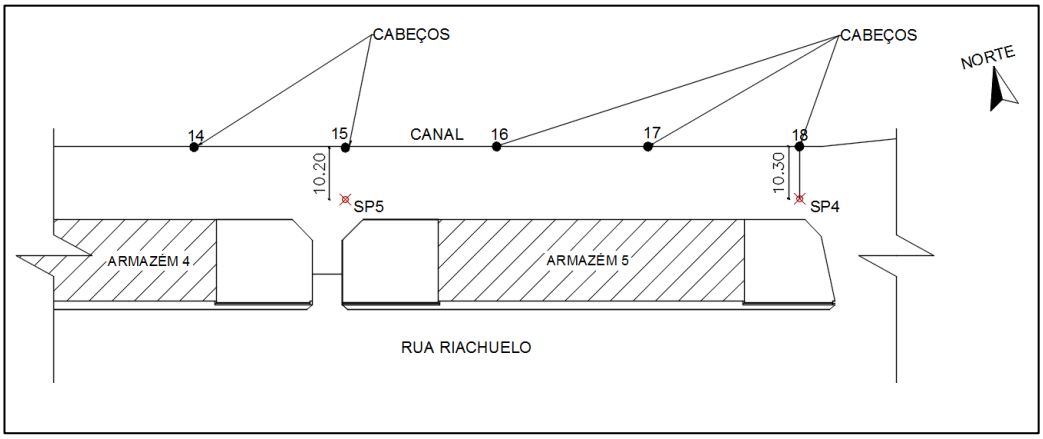
OBS. Foi usada bentonita.

Cliente	Superintendência do Porto do Rio Grande	Ref. 1880.12	Des. Rodrigo Santolin
Obra	Modernização do Cais do Porto Velho de Rio Grande-RS	Data 27/8/2012	Folha 5B
Local	Porto Velho de Rio Grande - Rio Grande - RS	Escala 1 : 100	Eng.

Rua Leopoldo de Freitas, 39 - Fone/Fax: (51) 3342.0055 - estasul@estasul.com.br - CEP: 91030-460 - POA - RS

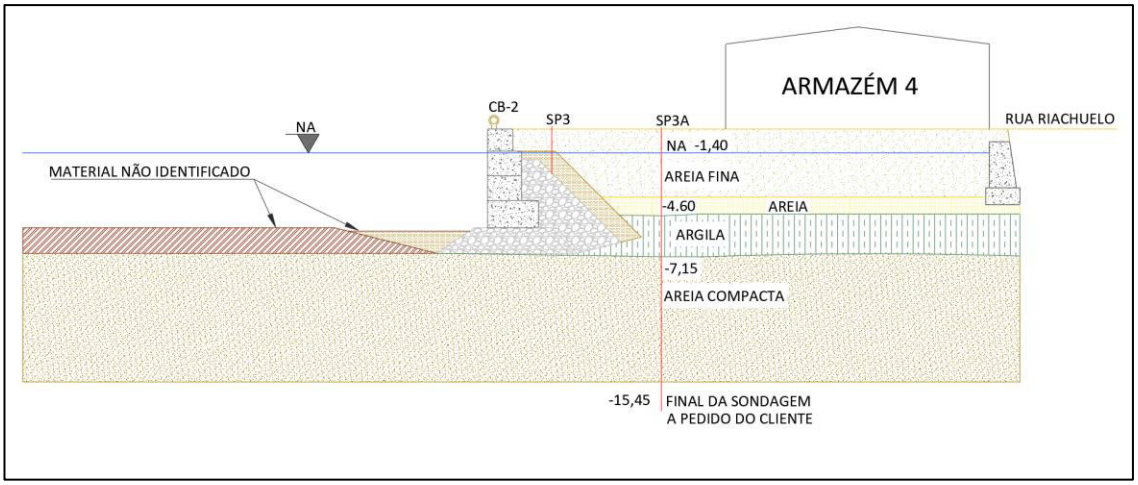
Apêndice A - croquis de locação os ensaios de sondagem



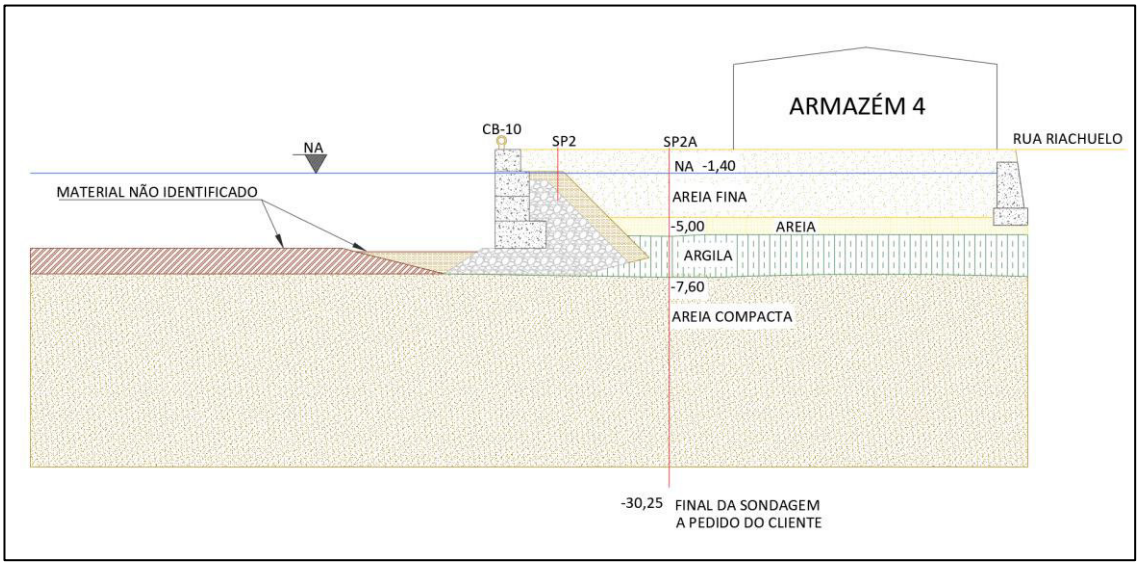


Apêndice B - croquis de locação os ensaios de sondagem

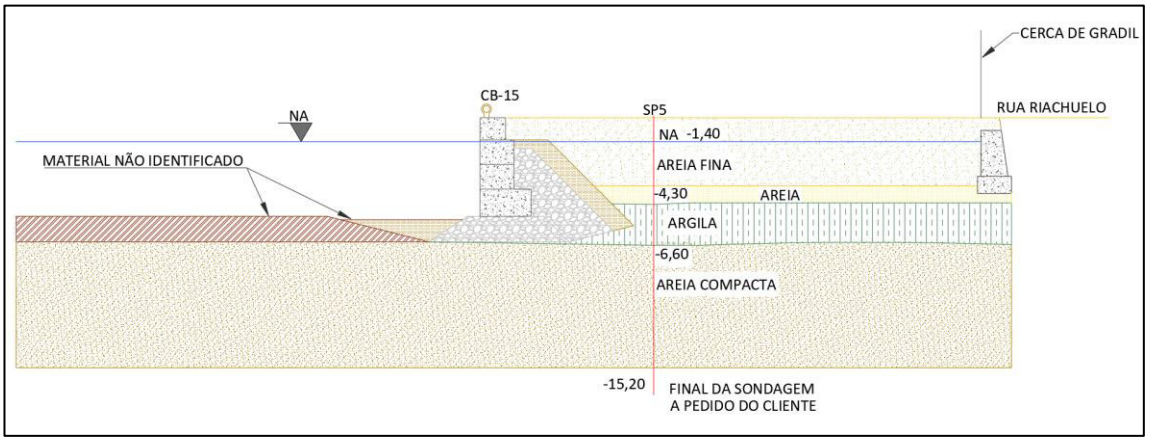
Perfil Geotécnico – Cabeço 2



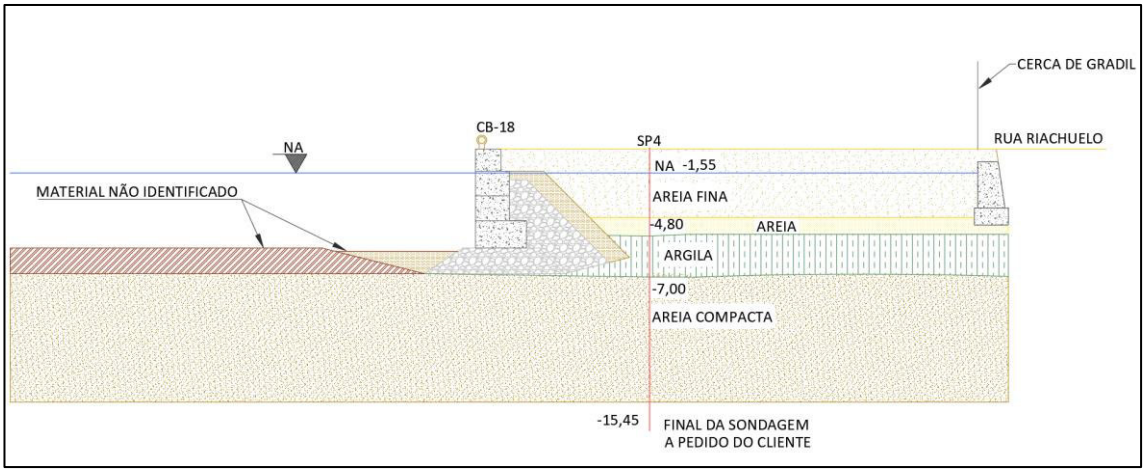
Perfil Geotécnico – Cabeço 10



Perfil Geotécnico – Cabeço 15

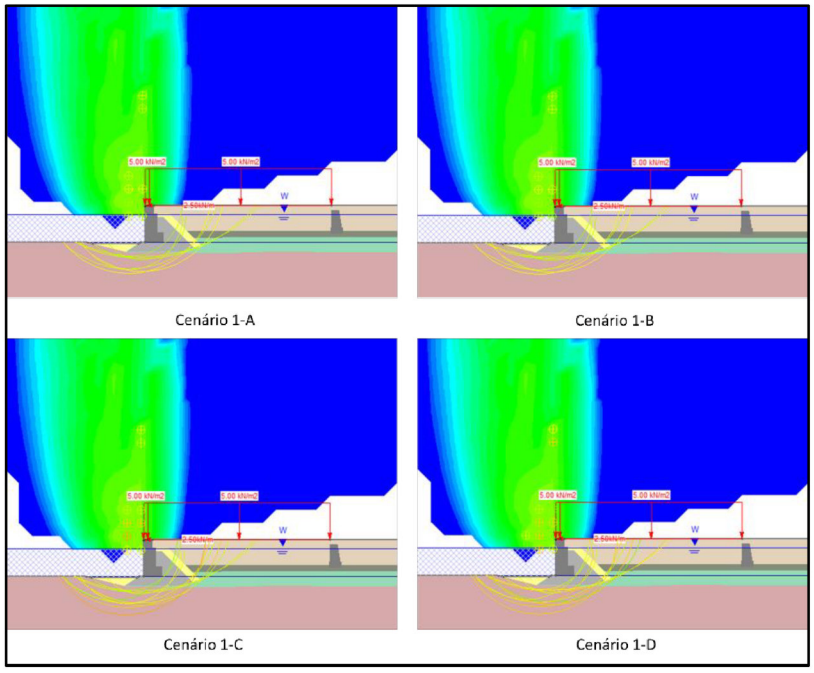


Perfil Geotécnico – Cabeço 18

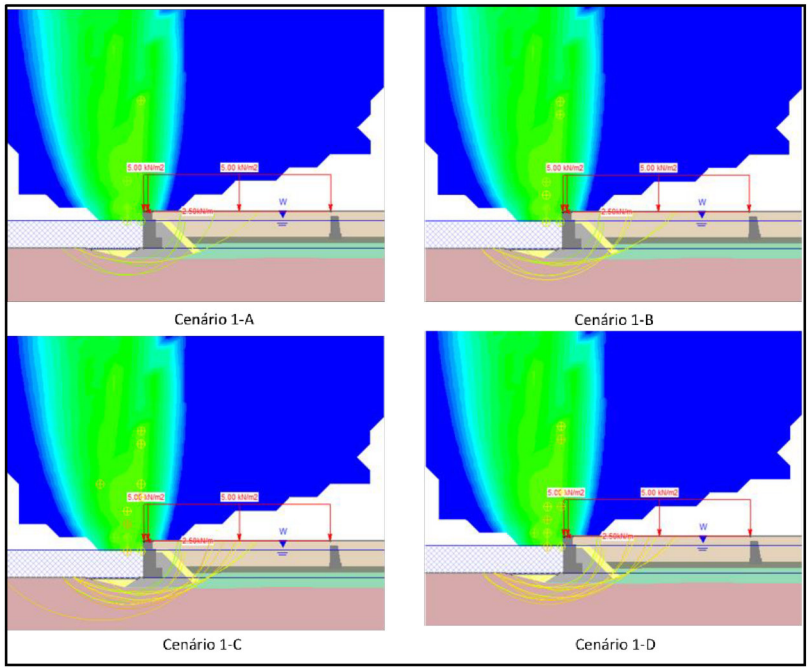


Apêndice C – superfície de ruptura método de Monte Carlo

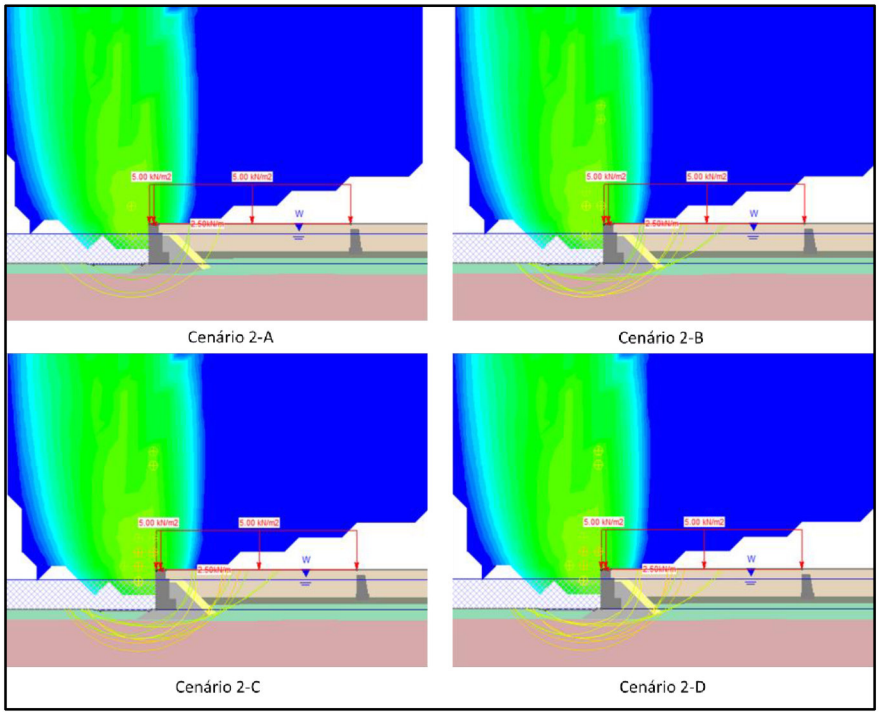
Cenário 1 – Janbu Corrigido



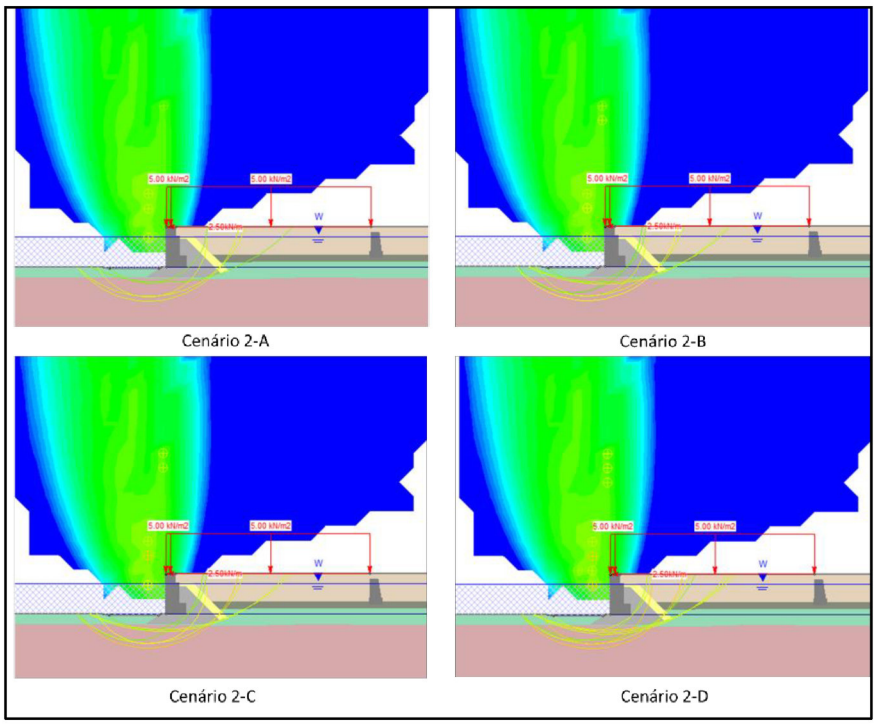
Cenário 1 – Spencer



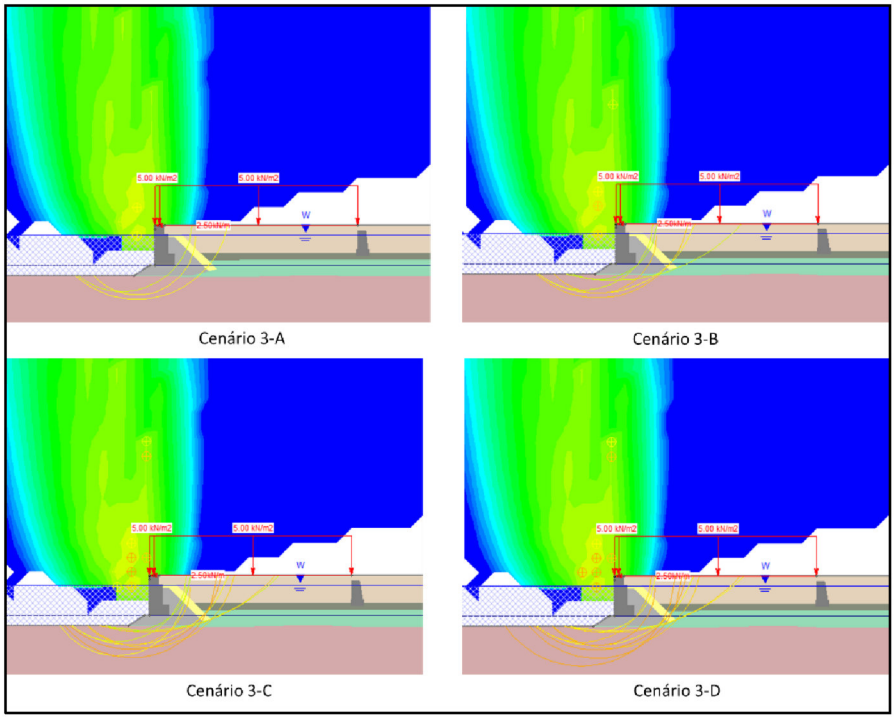
Cenário 2 – Janbu Corrigido



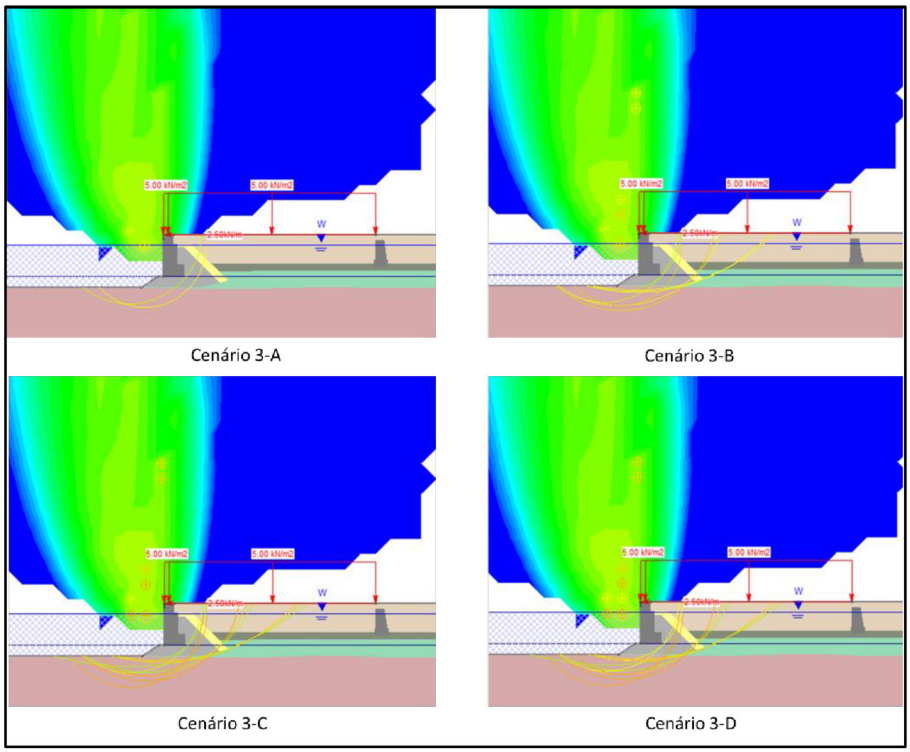
Cenário 2 – Spencer



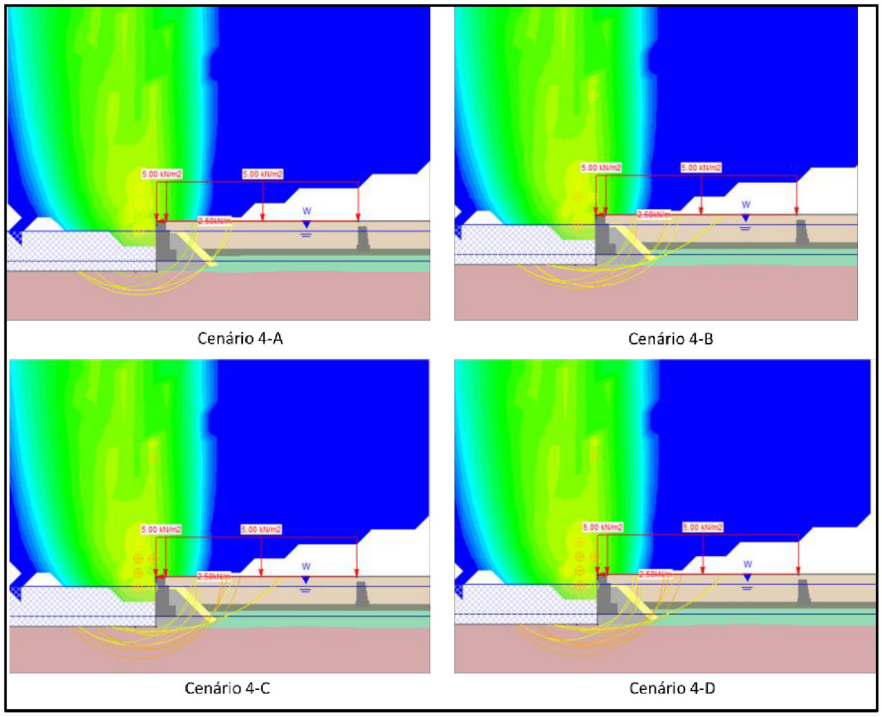
Cenário 3 – Janbu Corrigido



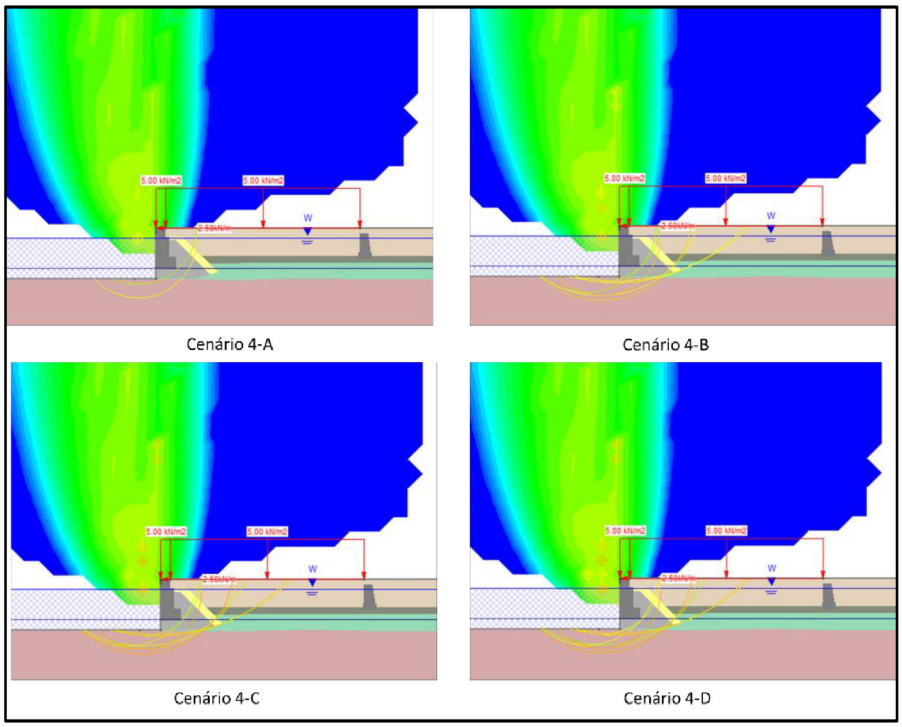
Cenário 3 – Spencer



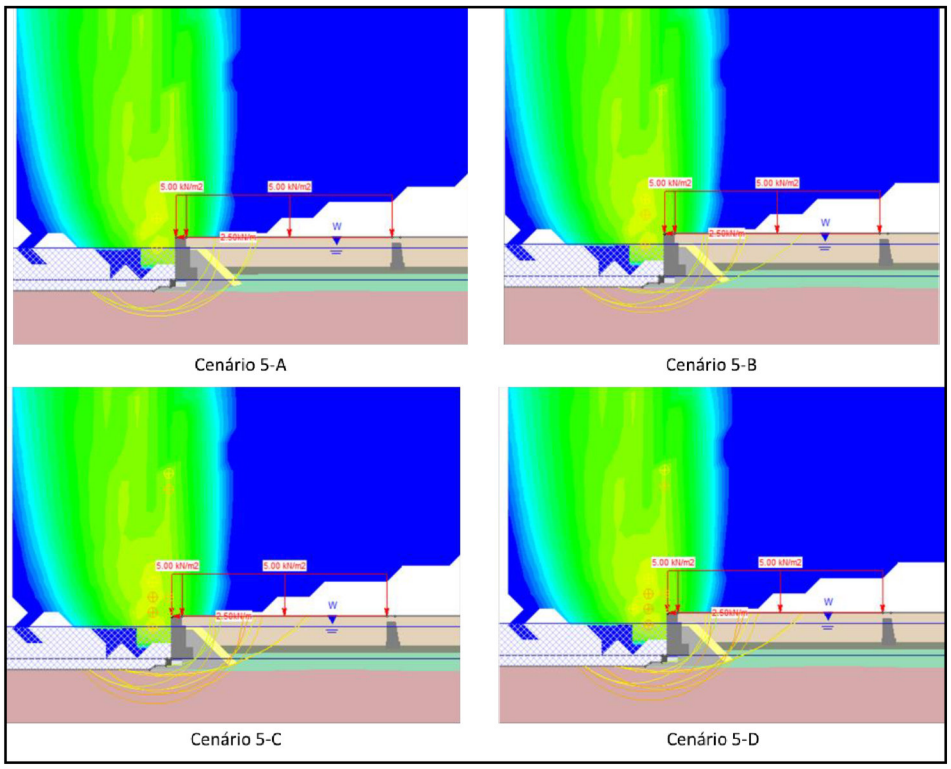
Cenário 4 – Janbu Corrigido



Cenário 4 – Spencer



Cenário 5 – Janbu Corrigido



Cenário 5 – Spencer

