



**GERENCIAMENTO DE RISCO GEOTÉCNICO APLICADO A
INFRAESTRUTURAS PORTUÁRIAS**

ALUNO: ERICH WOLFF

ORIENTADOR: PROF. ANDRÉ PACHECO ASSIS, PhD.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

BRASÍLIA, DEZEMBRO DE 2014

FICHA CATALOGRÁFICA

WOLFF, ERICH

Gerenciamento de Risco Geotécnico Aplicado a Infraestruturas Portuárias, 2014.

xiv, 90p. (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2014).

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Gerenciamento de Risco	2. Porto
3. Deslizamento	4. Infraestrutura
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

WOLFF, E. (2014). Gerenciamento de Risco Geotécnico Aplicado a Infraestruturas Portuárias. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-248/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 90p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Erich Wolff

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Gerenciamento de Risco Geotécnico Aplicado a Infraestruturas Portuárias.

GRAU / ANO: Mestre em Geotecnia / 2014

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de Mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de Mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Erich Wolff

SCEN Tr. 1, Conj. 36, Bl. D, Apt. 105

70800-904 - Brasília/DF - Brasil

wolff.erich@gmail.com

**Dedicado a meus pais, por serem meus
exemplos de dedicação e amor desde sempre.**

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos pelo apoio técnico, troca de experiências, boa vontade, comunicação e auxílio no desafio de acessar informações que pudessem tornar esse trabalho mais consistente a Dax Andrade, Eduardo Queiroz, Patrícia Gravina, Julio Cesar de Sousa Dias e Aglair Cruz de Carvalho (ANTAQ); Marco Antônio Oliveira e Renê Luzardo (CPRM); Wallace Roque (ANTT); Nilton Campelo (UFAM); Mariana Pescatori e Antônio Maurício Ferreira (SEP/PR); Noris Diniz, Newton Moreira de Souza e principalmente ao meu orientador, André Pacheco de Assis (UnB).

Agradecimentos à Universidade de Brasília, aos seus mestres e demais funcionários, aos programas de fomento científico e ao povo brasileiro pela bolsa de estudos e por terem sido responsáveis pela minha formação acadêmica, espero poder retribuir tudo o que recebi e contribuir com muito mais.

Agradecimentos por fazerem parte da minha vida a meus pais, Sílvia Sousa Wolff e Maria Lúcia Meira Wolff, a minha família, em especial a meu primo Mateus Meira Lima, a amigos recentes e de longa data, a amigos-irmãos, a mestres da vida escolar, mestres da vida cotidiana, autores, inspirações, amores e todos que tenham se identificado e dividido parte de suas vivências comigo, tendo assim construído quem sou hoje. Sintam-se também parte fundamental desse trabalho. A concretização desse projeto não é minha, esse trabalho foi feito por nós.

RESUMO

O estudo consiste na busca e utilização de um método que permita o gerenciamento de riscos no caso específico de ocorrências cujos condicionantes são de natureza fundamentalmente geotécnica em infraestruturas portuárias. A proposta utiliza um método de gerenciamento baseado nos princípios aceitos internacionalmente apresentados pela ISO 31000 (2009) para fins de tomada de decisões e controle ou mitigação de riscos. Para tanto, são abordados os condicionantes do sistema portuário brasileiro relevantes para o estudo, as especificidades geotécnicas de áreas costeiras e em margens de rios, além da fundamentação teórica sobre risco e gerenciamento. Em segundo momento, o modelo de gerenciamento de risco é aplicado a uma situação baseada em uma ocorrência real, ocorrida no terminal privado de Chibatão, em Manaus, com o propósito de servir como exemplo de utilização da ferramenta. São levantados e debatidos fatores do contexto portuário e geotécnico envolvidos que tenham influência no gerenciamento de riscos, ao passo que são feitas as conclusões, sugestões para futuros aprofundamentos e considerações finais sobre a aplicação do método.

ABSTRACT

This study consists in searching and using a method that can be applied for risk management in case of damaging geotechnical occurrences in port infrastructures. The process uses a management method based on the internationally accepted principles presented by ISO 31000 (2009), used for decision-making and risk control and mitigation. Therefore, the relevant information about the Brazilian port system is discussed and geotechnical elements in coastal areas and river banks are analyzed, in addition to the theory related to risk and management. Then, the risk management model is applied to a situation based in a real occurrence, the landslide at TUP Chibatão, in order to serve as an example of the possibilities of using this tool. Aspects of ports and the geotechnical context involved in risk management are discussed while conclusions are made, and suggestions for future studies on the application of the method are presented.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1.Motivação.....	2
1.2. Objetivos e Justificativa.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Conceitos relacionados ao Gerenciamento de Risco.....	5
2.1.1. Risco.....	5
2.1.2. Vulnerabilidade e consequência esperada.....	7
2.1.3. Probabilidade de ocorrência de ameaça	9
2.1.4. Confiabilidade	10
2.1.5. Outros conceitos.....	10
2.2. Risco em áreas portuárias	11
2.3. Cálculo de capacidade.....	13
3. METODOLOGIA	17
3.1. Estabelecimento do contexto.....	18
3.2. Identificação de ameaças.....	19
3.3. Análise de risco	19
3.4. Avaliação de risco	21
3.5. Tratamento de risco.....	22
4. ESTUDO DE CASO DE PROCESSO DE GERENCIAMENTO DE RISCO EM PORTOS BRASILEIROS	23
4.1. Estabelecimento do contexto.....	24
4.2. Identificação de ameaças.....	27
4.3. Análise de risco	32
4.3.1. Cálculo de probabilidade de ocorrência de deslizamento	34
4.3.2. Cálculo de capacidade portuária dinâmica anterior à ocorrência.....	64

4.3.3. Cálculo de capacidade portuária dinâmica posterior à ocorrência.....	69
4.3.4. Cálculo de capacidade portuária estática anterior à ocorrência	71
4.3.5. Cálculo de capacidade portuária estática posterior à ocorrência.....	74
4.4. Avaliação de risco	75
4.5. Tratamento de risco	80
5. CONCLUSÕES SOBRE O GERENCIAMENTO DE RISCOS EM ÁREAS PORTUÁRIAS	85
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Consequências diretas e indiretas ao porto e ao cliente consideradas na análise.....	32
Tabela 2: Correlações aproximadas entre parâmetros geotécnicos do solo e o NSPT na região de Manaus (Campelo, 2001).	54
Tabela 3: Parâmetros geotécnicos adotados no modelo para representação dos solos locais..	55
Tabela 4: Resultados da análise no <i>software</i> realizada para diferentes poropressões internas.	58
Tabela 5: Resultados da análise no <i>software</i> realizada para diferentes poropressões internas, considerando carregamento de contêineres constante de pilhas de 5 m.	61
Tabela 6: Quantidade de atracções, de contêineres movimentados (em TEUs e unidades) e peso total da carga bruta em toneladas atendida pelo terminal de Chibatão nos meses de 2010. (SIG/ANTAQ).....	65
Tabela 7: Quantidade de contêineres movimentados (em TEUs e unidades), tempo total de operação e produtividade média (prancha média) do porto nos meses de 2010 anteriores ao deslizamento, considerando os 4 berços ativos (SIG/ANTAQ).....	66
Tabela 8: Quantidade de atracções, tempos médio de estadia, atracado, de espera para atracção, de preparação para a operação, de operação e de preparação para a desatracção em horas no porto nos meses de 2010 considerando os ciclos atendidos nos berços ativos (SIG/ANTAQ).....	67
Tabela 9: Resumo dos dados referentes aos tempos do ciclo da embarcação.....	68
Tabela 10: Quantidade de escalas e movimentação de TEUs, associada por intervalo de tempo, considerando ocupação de 100%.	68
Tabela 11: Resumo dos dados referentes à capacidade de movimentação estimada do terminal antes do deslizamento considerando as filas.	69
Tabela 12: Quantidade de contêineres movimentados (em unidades e TEUs), tempo total de operação e produtividade média (prancha média) do porto nos meses de 2010 considerando o berço BRAM0060011 - BERÇO EXT1.....	69
Tabela 13: Quantidade de contêineres movimentados (em unidades e TEUs), tempo total de operação e produtividade média (prancha média) do porto nos meses de 2010 considerando o berço BRAM0060021 - BERÇO INT1. (SIG/ANTAQ).....	70
Tabela 14: Resumo dos dados referentes aos tempos do ciclo da embarcação.....	70

Tabela 15: Resumo dos dados referentes à capacidade de movimentação estimada do terminal considerando as filas.	71
Tabela 16: Tempo médio de estadia de contêineres no TUP Chibatão de acordo com suas características, de acordo com o Plano Mestre de Manaus. (SEP/PR 2013)	73
Tabela 17: Porcentagem de contêineres no TUP Chibatão de acordo com suas características, de acordo com o Plano Mestre de Manaus. (SEP/PR 2013)	73
Tabela 18: Comparação entre os coeficientes de segurança e probabilidades de falha antes e depois da consideração dos carregamentos nos cálculos.	76
Tabela 19: Consequências diretas e indiretas ao porto e ao cliente consideradas na análise... ..	79
Tabela 20: Resultados da análise no <i>software</i> realizada para diferentes proporções internas, considerando que a camada de argila orgânica foi substituída por material com as mesmas propriedades do aterro.	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema simplificado para cálculo de capacidade considerando componentes dinâmicos e estáticos.....	14
Figura 2: Processo de gerenciamento de risco de acordo com a ISO 31000 (2009), <i>Risk Management – Principles and Guidelines</i>	17
Figura 3: Foto aérea do TUP Chibatão. (site do TUP Chibatão).	24
Figura 4: Foto do TUP Chibatão, em 2010 antes da ocorrência, com indicação da área diretamente afetada pelo deslizamento. (CPRM, 2010).....	26
Figura 5: Classificação genérica adotada para analisar os perfis geotécnicos. (Roque, 2006).29	
Figura 6: Localização dos pontos de sondagens SPT do terminal de Chibatão e vista superior da área anterior ao deslizamento.	30
Figura 7: Foto aérea do pátio de estocagem de contêineres do TUP Chibatão, em 2010, pouco tempo após o deslizamento. (CPRM, 2010).....	31
Figura 8: Distâncias relevantes em Manaus – Terminal Chibatão (A), Superterminais (B) e Distrito Industrial (C).	33
Figura 9: Vista superior do TUP com linha delimitando a ruptura. (Cavero et al., 2010).....	35
Figura 10: Mapa hipsométrico e perfis topográficos da região. (Cavero et al., 2010).....	36
Figura 11: Mapa de unidades geotécnicas de Manaus. (Roque, 2006, modificado).....	37
Figura 12: Perfil típico de terreno predominantemente identificado como encosta convexa. (Roque, 2006).....	38
Figura 13: Perfil típico de terreno predominantemente identificado como fragmento de platô. (Roque, 2006).....	39
Figura 14: Perfil típico de terreno predominantemente identificado como fundo de vale. (Roque, 2006).....	40
Figura 15: Locação dos furos de sondagem existentes e seção escolhida para o perfil da modelagem. (Elaboração própria)	42
Figura 16: Histórico do nível do Rio Negro nas maiores vazantes registradas. (Cavero et al., 2010, CPRM)	43
Figura 17: Croqui da delimitação das camadas do subsolo na região do TUP Chibatão de acordo com os relatórios de sondagem. (Elaboração própria)	44
Figura 18: Histórico das cotas de cheias e vazantes máximas de cada ano registradas em Manaus. (Cavero <i>et al.</i> , 2010, CPRM).....	45

Figura 19: Esquema representando a geometria do talude e a cota do rio no dia do deslizamento (14,7 m).....	48
Figura 20: Esquema representando a geometria do talude e a cota do rio 2 meses antes do deslizamento (25 m).....	49
Figura 21: Representação esquemática das camadas na região do TUP Chibatão, de acordo com a pedologia. (Cavero <i>et al.</i> , 2010)	50
Figura 22: Funções de densidade de probabilidade e de distribuição acumulada do coeficiente de segurança geradas pelo <i>software</i> . Referentes ao talude com poropressões internas equivalentes à cota de 23 m sem carregamentos de contêineres.....	56
Figura 23: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 15 m.....	58
Figura 24: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 19 m.....	59
Figura 25: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 23 m.....	59
Figura 26: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 25 m.....	60
Figura 27: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 15 m, com carregamento.	62
Figura 28: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 19 m, com carregamento.	62
Figura 29: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 23 m, com carregamento.	63
Figura 30: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 25 m, com carregamento.	63
Figura 31: Exemplo de gráfico para obtenção de fila (índice de ocupação) esperada, de acordo com o número de berços e tempo de ciclo de atendimento das embarcações.....	65
Figura 32: Nova cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 15 m, com carregamento e substituição da camada de argila orgânica.	83
Figura 33: Nova cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 19 m, com carregamento e substituição da camada de argila orgânica.	83

Figura 34: Nova cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 23 m, com carregamento e substituição da camada de argila orgânica.	84
Figura 35: Nova cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 25 m, com carregamento e substituição da camada de argila orgânica.	84
Figura 36: Representação esquemática do processo de gerenciamento de riscos.....	86

LISTA DE SÍMBOLOS

ANTAQ – Agência Nacional de Transportes Aquaviários.

Cemaden/MCTI - Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais/
Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação.

CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais/Serviço Geológico do Brasil.

EIA/RIMA – Estudo de Impacto Ambiental/Relatório de Impacto Ambiental.

MEXE - *Military Engineering Experimental Establishment*.

MPT – Ministério Público do Trabalho.

NSPT - Número de golpes do *Standard Penetration Test*.

PIM – Polo industrial de Manaus.

PUCE - *Pattern, Unit, Component, Evaluation*. Avaliação de padrão, unidade e componente.

SEP/PR – Secretaria de Portos da Presidência da República.

SIG/ANTAQ – Sistema de Informações Gerenciais da Agência Nacional de Transportes Aquaviários.

SPT - *Standard Penetration Test*.

TEU - *Twenty Foot Equivalent Unit*. Unidade equivalente ao volume de contêiner de vinte pés de comprimento por 8 de largura e 8 de altura. Unidade equivalente ao volume de um contêiner padrão de aproximadamente 39 m³.

TUP – Terminal de uso privativo.

1. INTRODUÇÃO

O Brasil é um país de proporções notadamente continentais, de economia crescente e, por consequência, um mercado cuja atividade comercial tem perspectiva de expansão, de acordo com as análises econômicas. Embora não haja consenso sobre quão elevada será a taxa de crescimento da economia brasileira no futuro, indubitavelmente há necessidades de melhorias em termos de capacidade e confiabilidade das infraestruturas de transportes, muitas vezes consideradas insuficientes até mesmo para as demandas atuais.

O panorama internacional de demanda por alimentos e insumos para a atividade industrial e a tendência de safras recordes impulsionadas pelos avanços da área plantada e da tecnologia agrícola reiteram o Brasil como importante ente exportador de *commodities*. Da mesma forma, há potencial de alta também no campo das importações. A expansão do mercado consumidor nacional fomentada pelo aumento do poder de compra da população e ensejo por bens diferenciados, de maior complexidade é perceptível.

Para garantir que as novas necessidades de importação brasileiras sejam atendidas, assim como facilitar o escoamento da produção exportada, de forma que seja competitiva internacionalmente, é fundamental que haja uma rede de infraestrutura de transportes adequada, com elos confiáveis e capazes de atender às necessidades de movimentação de carga do País. Cabe então a análise, planejamento e controle dos elementos logísticos do País, incluindo tanto a rede quanto seus pontos de entrada, mudança de modal e saída.

Sabe-se que o transporte de cargas no Brasil é majoritariamente rodoviário, apesar das grandes potencialidades de utilização de outros modais. As razões históricas, econômicas e políticas para a prevalência desse modal são perceptíveis, mas muitas vezes ignoradas, apesar de ser amplamente divulgada a maior adequabilidade das alternativas ferroviária e hidroviária para o transporte de cargas brasileiras em grande parte dos casos, principalmente quando se trata de *commodities*. Observa-se um processo natural, ainda que incipiente, de mobilização da iniciativa privada e governamental para modificar essa matriz de modo que se torne mais equilibrada no futuro. Tenta-se atualmente aumentar a participação ferroviária e hidroviária, tanto interior, quanto de longo curso e cabotagem, na movimentação de cargas, porém os atuais gargalos na infraestrutura limitam esse processo.

Surge então um contexto de urgência quando se trata de iniciar novos empreendimentos na área de transportes, o que gera uma situação que em certos casos pode contribuir para a falta de controle de qualidade nos projetos, execuções e operações de novas infraestruturas. O atual cenário do setor indica que a demanda por obras portuárias será intensificada no País com a nova posição governamental de tentar incentivar o investimento privado, seja por meio de promoção de arrendamentos em áreas de portos públicos, seja por meio do novo procedimento para requisição de autorizações para construções de terminais de uso privativo (TUPs).

Apesar da situação de pressa em realizar novos empreendimentos na área de transportes, é sempre necessário ter em mente que quaisquer ampliações e investimentos em infraestrutura devem ser feitos de acordo com métodos racionais, orientados pela boa engenharia, primando pela eficiência, segurança, confiabilidade e o retorno do investimento.

1.1.Motivação

Principalmente por causa da recorrência de grandes deslizamentos de terra no País, em diversas localidades e com diferentes proporções, verifica-se que os estudos de risco ganharam espaço nas políticas do Governo Federal. Ultimamente foram empreendidas iniciativas diretamente relacionadas à mitigação e prevenção de desastres no Brasil. Destacam-se a criação do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (Cemaden/MCTI) em 2011 e investimentos nos órgãos de defesa civil, obras de drenagem e contenção de taludes, contidos no PAC. Além disso, trazendo o foco para as ocorrências que impactam a infraestrutura estratégica de transportes, há preocupação crescente com o custo logístico das movimentações de carga e a competitividade em âmbito global das empresas brasileiras. Interrupções podem ter danos de grandes proporções podendo incorrer em perdas de contrato e prejuízos elevados que impactam diretamente no crescimento do País e na geração de empregos.

Enquadram-se nesse âmbito as instalações portuárias, pois são construídas em áreas costeiras e margens de rios, locais onde é comum a ocorrência de fenômenos potencialmente destrutivos de diversos tipos, como quedas de blocos, escorregamentos de solos, corridas de detritos, tombamentos de rochas ou inundações. Em infraestruturas importantes tais ocorrências podem

produzir altas perdas econômicas, impactos ambientais e fatalidades. Muitas vezes se percebe planejamento insuficiente, falta de investigações que subsidiem a elaboração de projetos e não observação de riscos com o aprofundamento necessário. Assim, ressalta-se que uma ferramenta de grande importância muitas vezes subutilizada é o processo de gerenciamento de riscos, tanto para a tomada de decisões quanto para a elaboração de medidas de prevenção e mitigação de desastres naturais.

1.2. Objetivos e Justificativa

Deslizamentos e outras ocorrências são muitas vezes, no Brasil, relacionados a situações naturais imprevisíveis. Precipitação intensa e fatores geológicos e geotécnicos não identificados anteriormente são por vezes apontados como as causas. No entanto, sugere-se que é comum haver inadequações de projeto e operação, seja na investigação e identificação de condicionantes importantes, seja na simplificação demasiada dos problemas, seja nas limitações dos modelos utilizados, seja na operação da infraestrutura. Em outras palavras, muitas vezes é pouco avaliada a variabilidade dos parâmetros aceitos inicialmente como determinísticos, ignorando a natureza probabilística ligada às condições de deflagração do fenômeno. Especificamente, em se tratando de portos, podem ser citados como importantes fatores a ser considerados em projeto ou operação, por exemplo, a disposição de carregamentos, a variação das marés e a presença de possíveis descontinuidades geológicas do maciço, por exemplo.

Acredita-se que a utilização do gerenciamento de risco, abrangendo as probabilidades, consequências e limites máximos aceitáveis de risco em conjunto com análise probabilística das variabilidades, constitui relevante ferramenta para subsidiar projetos em áreas de margens de rios ou costas de forma geral, incluindo terminais portuários. Pode-se dizer, ainda, que projetistas que se preocupam com os riscos no devido tempo são capazes de identificar ameaças e prever obras de mitigação de fenômenos naturais potencialmente danosos ainda em fase de estudo de viabilidade, garantindo menores incertezas de custos e elevando a confiabilidade e eficiência das infraestruturas executadas. Contudo, de acordo com Hidalgo (2013), atualmente não existe método completamente aceito que permita avaliar o risco por deslizamentos em infraestruturas.

Objetiva-se, então, aplicar o processo de gerenciamento de risco proposto pela ISO 31000 (2009), *Risk Management – Principles and Guidelines*, de forma adaptada, organizada e clara, em uma análise de caso prático abordando, a título de estudo, as condições prévias à ocorrência de uma situação danosa relevante. Espera-se, com isso, que esse trabalho possa ser útil em futuras obras e planejamentos portuários, tão necessárias para os sistemas logísticos do País.

Propõe-se também, como objetivo específico, na etapa de análise de riscos do processo de gerenciamento, abordar o custo indireto ao gestor do porto por meio de estimação de capacidade de movimentação de carga. Parte-se do pressuposto que a limitação imposta pela ocorrência à redução da movimentação tem por consequência perda potencial de receita, ou seja, custo indireto.

É importante frisar que não se pretende elaborar laudo técnico, nem investigação de causas do acidente estudado. O estudo e detalhamento do acidente escolhido, o ocorrido no TUP de Chibatão tem por objetivo evidenciar a importância do estudo, demonstrando as condições de muitos terminais brasileiros e os custos envolvidos nesse tipo de acidente. E principalmente, o estudo de caso deve servir como exercício de demonstração prática do gerenciamento de riscos. Ressalta-se que a situação proposta foi inevitavelmente simplificada, tendo sido representada por meio de um modelo. A necessidade de utilização dessa forma de análise se deu em decorrência da disponibilidade de informações e para se adequar aos objetivos aqui previstos.

A expectativa de demanda por novas obras portuárias similares nos próximos anos, reafirma a validade do estudo de caso abordado. Ressalta-se a necessidade da observância dos riscos envolvidos em cada caso o quanto antes, se possível em etapa inicial de concepção do projeto, para a instalação de uma política de gerenciamento de riscos efetiva.

Por fim, objetiva-se também gerar sugestões de estudos futuros mais aprofundados e melhorias que possam trazer avanços na política de gerenciamento de riscos realizada no Brasil. Espera-se que o método de gerenciamento desenvolvido sirva como guia e estimule futuros estudos visando a tomada de decisões de engenharia, como escolha entre alternativas de projeto ou elaboração de planos de mitigação de risco.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Conceitos relacionados ao Gerenciamento de Risco

É comum o *trade off* na engenharia entre custo e segurança. Em teoria, é possível garantir probabilidades de acidentes praticamente nulas gastando o suficiente em prevenção. No entanto, não se pode esquecer que a engenharia deve atender ao princípio da viabilidade econômica e, por isso, os gastos para aumento do fator de segurança devem ser condizentes com a importância de um empreendimento. A hipótese é que o gerenciamento de risco pode ser utilizado para identificar situações em que é necessária e viável a intervenção geotécnica. A avaliação de risco deve ser capaz de mostrar que a infraestrutura apresenta risco acima do aceitável, caso em que interrupções do uso, restrições ou obras preventivas são indicadas. Em outras palavras, deseja-se com o estudo verificar se o método de gerenciamento de risco é capaz de fornecer resultados relevantes para o controle de obras e operação de infraestruturas portuárias.

2.1.1. Risco

Antes de tudo, deve ser bem definido o processo de gerenciamento de risco e os conceitos relacionados. Risco é, de acordo com a ISO 31000 (2009), o efeito das incertezas para o alcance dos objetivos, ou seja, a intensidade do desvio da condição de serviço causado por uma situação regida por leis probabilísticas. Deve ser interpretado como um indicador da combinação da probabilidade e gravidade de um efeito negativo a uma estrutura, meio ou até à saúde de indivíduos decorrente de um acidente.

O risco associado à perda de vidas, por exemplo, deve considerar para um determinado local e tempo, os tipos de possíveis acidentes. Para cada situação identificada deve-se estabelecer a probabilidade que um fenômeno fatal ocorra e a magnitude dos efeitos sobre as pessoas potencialmente atingidas, em outras palavras, caso a ocorrência venha a ser real, qual o número de mortes esperado. Para o estudo de risco incidente sobre bens físicos palpáveis, estima-se normalmente a probabilidade de existência de uma perda, ou necessidade de reconstrução, entrando na análise, posteriormente, o custo estimado caso a intervenção se concretize.

Em sua forma mais simples, é determinado comumente em diversos campos do conhecimento baseado na multiplicação de dois fatores: a probabilidade de que um efeito negativo ocorra e a gravidade de suas consequências. Assim, o risco pode ser dito linearmente crescente proporcionalmente ao aumento da probabilidade de existência de um evento e do dano resultante dele. Matematicamente é expresso por:

$$R = P(A) \times C$$

Sendo:

R é o risco associado à ameaça e ao sistema em estudo;

P(A) é a probabilidade de ocorrência de uma ameaça, ou seja, um fenômeno danoso de intensidade e características determinadas;

C é a consequência de o sistema ser afetado pela ameaça em questão.

Ressalta-se a importância do conceito de risco como ferramenta de apoio a decisões de engenharia: a multiplicação de probabilidades e consequências potenciais é útil tanto para identificar situações inapropriadas do ponto de vista de geração de riscos, quanto para comparar opções de projeto de infraestruturas que exijam confiabilidade elevada e até para estudar a viabilidade de intervenções de engenharia que tenham como propósito reduzir riscos. A comparação entre projetos e o estudo de viabilidade podem ser feitos pelo cálculo do risco em cada situação e comparação delas. Caso haja alternativas de projeto, pode-se calcular o risco esperado em cada um deles e optar pelo que ofereça menores riscos, por exemplo. Caso se deseje estudar sugestões de obras de redução de riscos, a diferença entre o risco antes e depois da execução de uma possível intervenção representa o valor máximo que poderia custar a obra e ainda assim ser viável do ponto de vista econômico.

No entanto, realizar as estimativas de consequências e de probabilidades se apresentam como desafios para o gestor de infraestruturas por sua grande complexidade. A determinação de consequências deve abordar danos diretos e indiretos, cujos custos podem atingir uma quase infinidade de agentes em diferentes graus com interdependências dificilmente mensuráveis entre si e com o meio. Já a complexidade de obtenção de uma probabilidade de ocorrência se dá pelo grande número de parâmetros que podem influenciar na deflagração do fenômeno ao longo do tempo e suas variabilidades.

Cabe, ao estudar risco e seus conceitos correlatos, realizar uma revisão de definições, haja vista que não há consenso claro quanto às nomenclaturas. É comum encontrar divergências entre autores sobre significados associados aos termos mais importantes da área, principalmente, em se tratando de textos de outros campos do conhecimento. Sugere-se, por isso, sempre buscar entender a que conceito cada texto se refere com cada termo ao invés de se fixar em definições exatas, que de maneira geral não são universalmente aceitas. No entanto, há normas e pareceres de organizações internacionais cujas definições são sugeridas. A escolha das definições a serem usadas nesse texto baseou-se nas definições apresentadas no texto da ISO 31000 (2009), *Risk Management – Principles and Guidelines*.

2.1.2. Vulnerabilidade e consequência esperada

Do ponto de vista da previsão dos possíveis efeitos de uma dada situação, é importante que se compreenda o conceito de vulnerabilidade e se saiba diferenciá-lo das consequências esperadas, com o objetivo de utilizar o mais apropriado para a avaliação do risco posteriormente. Enquanto as consequências esperadas são amplas, complexas e de difícil mensuração em grande parte dos casos de engenharia que abordam condicionantes ambientais, econômicos e sociais, a vulnerabilidade tende a ser usada nas análises de risco para delimitar um escopo e facilitar o estudo de sistemas por meio do enfoque na potencialidade dos danos. No entanto, a estimativa de consequências esperadas é mais precisa e portanto pode possibilitar análises mais aprofundadas.

Sendo assim, a vulnerabilidade deve ser vista, de acordo com os princípios da ISO 31000 (2009), como uma probabilidade secundária desvinculada da probabilidade de ocorrência. A vulnerabilidade deve ser definida na verdade como a chance de efetivação dos danos no caso em que a ocorrência já se concretizou. Mesmo não sendo sinônimo de consequência esperada, a vulnerabilidade é um indicativo da gravidade das consequências e por isso é muitas vezes utilizada em sua substituição.

A vulnerabilidade poderia ser usada no estudo de risco, por exemplo, com a mensuração da possibilidade que existam danos fatais a indivíduos em dada localidade sabendo que ocorreu um fenômeno de deslizamento com proporções definidas. Para a obtenção da probabilidade que haja fatalidades em um deslizamento, pode-se considerar a propensão de indivíduos da população potencialmente atingida fugirem ao perceber a iminência da ocorrência ou a robustez das edificações, por exemplo. Nesse caso, a previsão dos danos, cujo cálculo exigiria estimativa da área afetada, número de edificações e custo da reconstrução, é complexa. Assim, a

vulnerabilidade, apesar de ser diferente da consequência esperada em número de mortes ou prejuízo econômico, poderia sugerir que áreas em que a chance de fatalidades é maior devam ser tratadas prioritariamente.

Do ponto de vista histórico, pode-se dizer que o conceito de vulnerabilidade evoluiu ao longo do tempo desde sua criação, tornando-se atualmente um dos principais indicadores de sustentabilidade e propensão ao risco em um sistema. Inicialmente, a palavra vulnerabilidade era utilizada nas ciências humanas para a avaliação de riscos de desastre nos anos 70 (Schneiderbauer e Ehrlich, 2004). Cita-se como exemplo Hewitt (1971), que afirmou que a vulnerabilidade é um fenômeno social proveniente da interação humana com o meio, intimamente relacionada ao risco causado pela ação conjunta de diversos fatores e que sua existência possibilitaria a ocorrência dos desastres.

Já Watts e Bohle (1993), que trouxeram esse estudo ao campo da geologia, definiram vulnerabilidade como dependente de três pontos principais: a probabilidade de exposição de um sistema ao dano, a incapacidade de lidar com ele e a facilidade de propagação e geração de impactos subsequentes dele. Após realizar revisão sobre as considerações do que é vulnerabilidade pela ótica de diferentes autores, pode-se dizer que não há consenso, no entanto, algumas abordagens são mais comuns. Entre elas destaca-se o trabalho de Cardona (1999), que diferencia exposição física de fragilidade. A primeira gera dano físico classificado como dano pesado e a segunda evidencia a fraqueza de um sistema quanto a seus elementos socioeconômicos, ou seja, dano leve. A vulnerabilidade, de acordo com a literatura referente diretamente à área de engenharia, é também diferentemente interpretada de acordo com o pesquisador estudado.

O conceito de Watts e Bohle (1993) é interessante e complementar ao associado à vulnerabilidade atualmente, enquanto as definições de Cardona (1999) serão aqui também utilizadas, porém serão classificadas como dano direto e indireto, os danos físico (pesado) e socioeconômico (leve), respectivamente. No caso de deslizamento de taludes sobre infraestrutura de transportes, por exemplo, há um dano direto representado pelo custo de reconstrução do elemento afetado para uma condição de operação equivalente à original, além de danos indiretos adicionais a trabalhadores, usuários não atendidos ou meio ambiente, por exemplo.

Portanto, o potencial de efetivação e gravidade das consequências provenientes de uma ocorrência é associado ao conceito de vulnerabilidade, enquanto as consequências esperadas são estimativas mais diretas dos danos causados. Em muitos casos as consequências esperadas podem

ser obtidas pela monetarização dos impactos, limitando-se a abordar custos diretos, indiretos ou ambos.

2.1.3. Probabilidade de ocorrência de ameaça

A probabilidade de ocorrência de uma ameaça, também chamada de perigo em alguns textos, como no guia do Ministério das Cidades “Prevenção de Riscos de Deslizamentos de Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais” (2006) é basicamente a chance que haja uma ocorrência dentro do universo de todas as possibilidades. Expressa matematicamente quanto provável é a ocorrência do fenômeno, utilizando para tanto um valor entre zero e um, com zero indicando impossibilidade de ocorrência e um indicando certeza absoluta. Quase sempre é considerada atrelada a uma localidade e período de tempo, como o ano ou o período de chuvas, no caso de fenômenos deflagrados pela água.

A probabilidade de ocorrência pode ser determinada por meio de uma grande quantidade de métodos, pode exigir dados históricos, modelagem ou instrumentação. No contexto da análise de risco, muitas vezes é determinada através de métodos probabilísticos com base em dados históricos ou utilização de árvores de eventos. A modelagem requer dados locais com relativa precisão, ou ao menos consideração de suas variabilidades, e é usada quando se conhece os mecanismos de geração do fenômeno, parâmetros importantes como a geometria, características geotécnicas, fluxos de água, geologia e geomorfologia associados, por exemplo.

As árvores de eventos são ferramentas bastante comuns para análises de fenômenos de difícil modelagem, em que se pode facilmente identificar relações de dependências ou não entre situações isoláveis necessárias para a deflagração do fenômeno final. Por princípio, o cálculo da probabilidade de ocorrência da situação principal será o resultado da interação entre as probabilidades de existência dos fenômenos componentes.

2.1.4. Confiabilidade

Tendo definido os elementos pertinentes do gerenciamento de riscos, é importante observar que esse é um processo muitas vezes abordado em conjunto com outro conceito, interpretado como seu objetivo, a confiabilidade. Portanto, para a satisfatória definição de um torna-se indispensável o conhecimento do outro, assim como suas associações.

A confiabilidade pode ser muitas vezes mal interpretada e compreendida equivocadamente como o oposto da consequência esperada, mas a relação não é simplesmente de oposição e esse fato deve ser claramente entendido, já que os dois conceitos são indicadores de interesse para controle e análise de sistemas críticos de infraestrutura. De maneira simples, mas adequada para o presente estudo, a confiabilidade pode ser explicada como a probabilidade de um dado sistema se manter funcional em qualquer momento, ou seja, mede a chance de que um elemento continue em correto funcionamento ou conectado a uma rede.

Alcançar alta confiabilidade implica em reduzir probabilidade de ocorrência de interrupções de serviço e tornar os danos potenciais controláveis e mais facilmente recuperáveis, portanto se correlaciona com os princípios do gerenciamento de risco. Existe uma grande gama de conceitos pertinentes comumente utilizados relacionados à manutenção de condições satisfatórias de serviço, cuja definição cabe aqui ser feita ao menos superficialmente.

2.1.5. Outros conceitos

De acordo com Park (2010), características desejáveis do ponto de vista da confiabilidade incluem flexibilidade, conhecida como a capacidade de atenuar mudanças repentinas amortecendo suas consequências ao longo do tempo, sem que haja impacto abrupto, e robustez, a capacidade de resistir a impactos, ou seja, receber muito dano antes que se perceba mudança considerável da condição de serviço. Na mesma linha, a resiliência indica a habilidade que um elemento ou sistema tem de se recuperar, após receber certo dano que o afete, e retornar à condição equivalente à anterior ao ocorrido. A tolerância é a característica que permite a diversificação, equipamentos mais tolerantes devem ser compatíveis com uma variedade maior de situações, a diversificação, por sua vez, é relativa à atenuação de impactos por meio da não dependência apenas de uma

condição específica. Em outras palavras, abertura de outras formas de operação reduz impactos caso haja uma limitação na forma habitual. A característica de estabilidade é conferida a sistemas em que o impacto recebido tende a ser dissipado sem modificar decisivamente a condição geral, há tendência de assimilação de danos e manutenção da condição atual. Sua falta favorece o recebimento do dano com consequências imprevisíveis e tendência a grande alteração das condições até que se atinja condição de estabilidade posterior. A adaptabilidade se mostra uma definição fundamental, também, pois é indicativa da velocidade de resposta de um sistema a uma ocorrência danosa, sendo desejável sua existência para encurtar o tempo de propagação dos danos para outros elementos.

Fora do âmbito das características dos sistemas, há também discordância entre autores de vocabulário utilizado para se referir às ocorrências, esses conceitos podem causar equívocos de acordo com as fontes utilizadas, portanto serão aqui padronizados para fins de clareza desse texto. De acordo com Serviço Geológico do Brasil (2007), um acidente é caracterizado por um evento geológico ocorrido com perdas e danos sociais e econômicos. Similarmente, um desastre é uma ocorrência natural ou não, sobre uma área determinada que provoque comprometimento importante das funções de uma sociedade, incluindo perdas humanas, materiais ou ambientais. A intensidade dos danos deve ser superior à capacidade da sociedade de assimilá-los com seus próprios recursos, para que um fenômeno seja classificado como desastre. Já um evento, se trata de um fato ocorrido sem consequências sociais, econômicas ou ambientais relevantes.

Por fim, como os conceitos serão aplicados a infraestruturas de grande relevância, considera-se útil definir que um elemento crítico é uma entidade relevante, que fornece bens comerciáveis ou serviços que são tão vitais em utilidade ou importância que sua incapacitação ou interrupção teria um efeito debilitador mensurável na sociedade em seus diversos âmbitos, estado, região ou país, de acordo com Gheorghe (2004).

2.2. Risco em áreas portuárias

Portos são claramente elos essenciais da cadeia logística. Apesar de suas dimensões pontuais em comparação com a rede de transportes, que apresenta enormes distâncias e possibilidades de trajeto para a movimentação de cargas e pessoas, sem o correto funcionamento do porto não há adequada transposição de cargas entre os modais terrestres e hidroviários. Além de cumprir a função de transposição em trajetos com pelo menos dois

trechos expressivos em terra, em alguns casos, como na região norte do Brasil cumprem função de destino praticamente final das cargas. Os deslocamentos em terra na Amazônia são de dimensão quase irrelevante quando comparados com os trechos por hidrovias para grande parte das cargas, o que potencializa a importância dos portos. Da mesma forma, ocorrências com danos graves em portos trazem consequências proporcionalmente relevantes.

Pode-se dizer que as consequências resultantes de uma possível interrupção de um terminal portuário permitem a classificação dos mais importantes portos do Brasil como infraestruturas críticas. De forma geral, casos de deslizamentos em portos podem incorrer em relevantes danos ambientais, consequências financeiras como quebras de contrato, perda de mercadorias, gastos adicionais com frete de embarcações e até danos sociais consideráveis como isolamento temporário de comunidades ribeirinhas, além dos custos diretos de reconstrução da instalação. Justifica-se assim a análise e o gerenciamento de risco dessas infraestruturas de transporte essenciais.

De acordo com Rodrigue (2006) pode-se afirmar que o modal hidroviário, em especial, apresenta como marcante desvantagem em relação ao transporte rodoviário a impossibilidade de realização de operações de carga e descarga ou embarque e desembarque de grande porte fora de instalações devidamente equipadas. Sendo assim, pode-se dizer que o porto é visivelmente um gargalo nas possibilidades de traçado das cadeias logísticas, já que normalmente a próxima opção de porto se encontra à distância considerável. Portanto, sem o correto funcionamento das atividades portuárias, a movimentação de mercadorias e pessoas, principalmente em certas regiões do País altamente dependentes do transporte hidroviário, é severamente limitada. A necessidade de replanejamento do percurso para a próxima infraestrutura adequada para receber o carregamento pode incidir em grande aumento de custos logísticos ou até impossibilidade de realização da movimentação.

As consequências de uma ocorrência severa em uma instalação crítica de transportes possuem uma parcela física, normalmente direta, e uma parcela operacional, indireta, relacionada à logística prejudicada, podendo ter cada uma delas influência maior ou menor dependendo da situação. Em infraestruturas com baixa taxa de utilização, por exemplo, um deslizamento pode ter maiores prejuízos considerando o custo da reconstrução do que prejuízos em termos de receita de serviços perdidos. Em contraponto, uma greve de longa duração no Porto de Santos, por exemplo, poderia não ter custos de reconstrução envolvidos, mas elevadíssimos prejuízos logísticos em interrupção dos fluxos, custos adicionais de

estocagem e perda de cargas perecíveis. Ressalta-se que para infraestruturas críticas da rede de transporte como portos, os custos logísticos e os físicos podem ser bastante expressivos.

Os custos indiretos, provenientes da limitação da capacidade operacional serão avaliados quanto a diferentes agentes, de diferentes pontos de vista com distintos interesses econômicos. Marcadamente, o terminal portuário se preocupa com a perda de receita consequente da queda de potencial de movimentação de carga, ou seja, redução da capacidade de operar e, portanto, receber pelo serviço prestado, enquanto o cliente do serviço tem interesses logísticos de ter a movimentação de sua carga atendida. Sendo assim, para a análise de custos indiretos pela ótica do cliente deve ser estudada a distância até o próximo terminal e os custos envolvidos. Em contraponto, pela ótica do administrador do porto, propõe-se nesse trabalho, que os custos indiretos devem ser estudados por meio da estimação da redução de capacidade e determinação dos custos resultantes.

2.3. Cálculo de capacidade

Há ampla discussão na literatura relacionada a projeto de portos e gestão de infraestrutura portuária sobre como estabelecer valores precisos de capacidade de movimentação de cargas por equipamentos portuários. Para fins de padronização do procedimento e confiabilidade dos resultados a serem aqui obtidos, decidiu-se por adotar o método abordado pela Secretaria de Portos da Presidência da República (SEP/PR, 2012). Como defendido no documento do Plano Nacional de Logística Portuária (PNLP) referente ao método de cálculo de capacidades portuárias, não se deve relacionar a capacidade apenas às instalações físicas disponíveis, tanto de processamento de fluxo quanto de armazenamento, mas também à forma de operação, com consideração do nível de serviço, produtividade prevista e utilização plausível.

A capacidade dita dinâmica é relacionada aos componentes de processamento de fluxo, ou seja, elementos de transferência de cargas entre modais, e depende grandemente da produtividade dos equipamentos. Já a outra divisão habitual da capacidade portuária na literatura, chamada de capacidade estática, se refere aos componentes de armazenamento. Depende, é claro, da carga a ser utilizada, disponibilidade de armazenamento para essa carga especificamente e da forma de operação das instalações. Ambas são consideradas dentro do método a ser descrito, de acordo com o detalhado pela SEP/PR (2012).

Deve-se, para determinar a capacidade operacional do porto, seguir um método definido e organizado, representado na Figura 1, que engloba o levantamento e detalhamento das instalações de transferência e de armazenamento, posterior cálculo de suas capacidades e, por fim, consideração dos gargalos no processo que limitam a capacidade máxima.

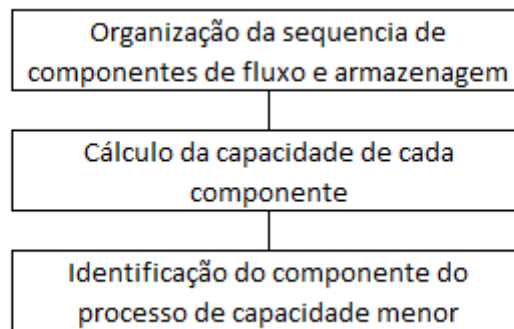


Figura 1: Esquema simplificado para cálculo de capacidade considerando componentes dinâmicos e estáticos.

A primeira etapa, de observação e definição da sequência de componentes, deve ser feita por análise dos equipamentos disponíveis, sendo feita seleção dos elementos em operação. Devem ser observadas suas condições de conservação, buscando subsídios para a próxima etapa de cálculo da capacidade, então deve ser feito o mapeamento do caminho da carga no porto, tanto na situação de carregamento da embarcação quanto de descarregamento, sendo estabelecida a sequência real do processo.

Quanto à etapa de cálculo da capacidade dos componentes, sugere-se a utilização de uma fórmula algébrica que represente as condições reais de operação da instalação. Pode ser usado também método estatístico, em complemento ou não às informações históricas de capacidade dos equipamentos. É fundamental, para a correta análise de capacidade portuária, se adotar um modelo que descreva bem o processo de chegadas e atendimentos de embarcações. Na maioria das situações, sugere-se na literatura especializada o uso de modelos baseados na teoria de filas, deve ser feita contagem de berços e realização de teste estatístico (comparando a média e o desvio padrão, além de verificação da aderência ao modelo exponencial) para se identificar qual modelo é o mais adequado a cada situação. Também é determinante na escolha do modelo estabelecer-se a quantidade de variedades de produtos movimentados pelo mesmo cais.

No presente trabalho será utilizado o método previsto pela SEP/PR (2012), com análise do índice de ocupação (ρ), que será calculado. É importante ressaltar que ele dependerá do tempo de espera para as embarcações atracarem, normalmente escolhido pelo analista de acordo com a relevância da carga. Será utilizada a seguinte fórmula:

$$\text{Capacidade do cais} = \rho \times \left(\frac{\text{Ano operacional}}{\text{Tempo médio serviço}} \right) \times \text{Lote médio} \times N^{\circ} \text{ berços}$$

Onde ρ é o índice de ocupação.

O tempo médio de espera para atracar sugerido pela SEP/PR (2012), usado para o cálculo do índice de ocupação (ρ), é de 6 h para terminais de transporte de contêineres e 12 h para outras cargas. Pode ser utilizada para essa definição uma função de primeiro grau, correspondendo a porcentagens determinadas de índice de ocupação, dependendo das possibilidades de posições de atracação do cais, no caso de cargas não containerizadas.

O tempo médio de serviço é obtido pela soma de alguns intervalos de tempo associados ao processo de operação, atracação e desatracação, considerando a pré-operação, a movimentação de cargas propriamente dita, a pós-operação e o tempo ocioso entre atracações sucessivas no berço.

$$\begin{aligned} & \text{Tempo médio serviço} \\ &= \text{tempo médio pré operação} + \text{tempo médio operação} \\ &+ \text{tempo médio pos operação} + \text{tempo médio entre atracações} \end{aligned}$$

O tempo médio de operação é proveniente do cálculo que relaciona o lote médio e a produtividade média.

$$\text{Tempo médio operação} = \frac{\text{Lote médio}}{\text{Produtividade média}}$$

Os outros tempos médios podem ser calculados por métodos estatísticos ou amostragem, no presente trabalho serão feitos utilizando-se base de dados histórica. A utilização de dados históricos apresenta uma vantagem importante de acordo com a SEP/PR (2012). Ao utilizar dados históricos de tempos médios entre atracações e preparação antes e após operação, obtém-se maior fidelidade da representação da realidade. Nesse caso, caso fosse feita previsão desses tempos por outro método poderiam não ser consideradas especificidades de difícil modelagem, principalmente atrasos na atracação por diversos motivos, como problemas na praticagem, marés ou condições climáticas inadequadas.

Há também possibilidade de interferências nos tempos coletados por causa dos equipamentos de movimentação, que podem ter sua produtividade reduzida por questões climáticas, turnos dos funcionários ou pausas exigidas pelo próprio mecanismo dos equipamentos.

O número de berços deve ser obtido fazendo o levantamento da disposição e medida dos cais e comparação com o comprimento médio dos navios.

$$\text{Número de berços} = \frac{\text{Comprimento disponível de cais}}{\text{Comprimento das embarcações}}$$

O lote médio, também chamado de consignação média das embarcações que frequentaram uma instalação portuária, é obtido fazendo o levantamento da quantidade de carga movimentada pelo cais e divisão pelo número de embarcações que as transportaram.

$$\text{Lote médio} = \frac{\text{Carga total movimentada}}{\text{Número de embarcações atendidas}}$$

A fila equivalente obtida (índice de ocupação) depende da quantidade de berços disponíveis e tempo de ciclo de navio, sendo maior em caso de mais berços com embarcações de ciclos mais reduzidos. Índice de 100% indicaria eficiência máxima, utilização total da capacidade do porto, logo, mais berços e menor tempo de atendimento aproximam o terminal dessa condição ideal.

3. METODOLOGIA

Poucos estudos de análise de risco foram encontrados para os portos brasileiros. Dentre eles, a maior parte aborda o gerenciamento de riscos ambientais ou ocupacionais dos funcionários portuários. No entanto, a análise de risco de interrupção do serviço portuário e por consequência do transporte de carga pelas hidrovias é fundamental para criar uma política de prevenção e remediação de ocorrências. Por sua vez, essa política deve prever o estabelecimento de padrões de confiabilidade mínimos aceitáveis, propor métodos de avaliação e mapear áreas de maior probabilidade de ocorrência de deslizamentos, para orientação da disposição espacial de infraestrutura crítica. Por fim, devem ser levantadas melhorias que influenciem diretamente na redução de probabilidades de ocorrência, consequências esperadas ou ambos, quando constatada a necessidade.

O procedimento de estudo de probabilidades e consequências esperadas é amplamente utilizado internacionalmente para zoneamento de riscos, é estruturado e bem definido pela literatura. Sua finalidade é sugerir propostas de remediação de danos, determinar áreas de risco elevado e orientar a ocupação e priorização de investimentos que mantenham os riscos de um empreendimento dentro de limites aceitáveis. O método proposto a ser utilizado para atender os objetivos é esquematizado na Figura 2.

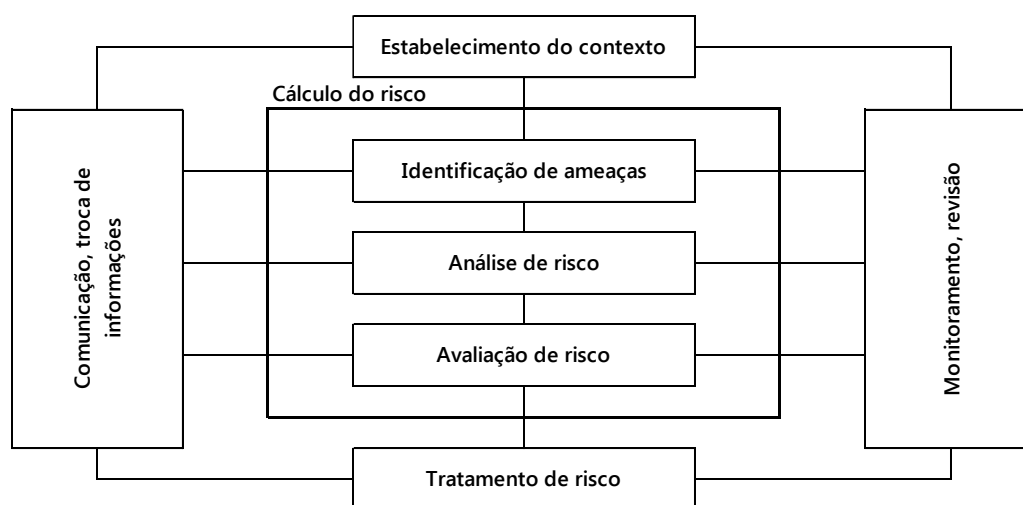


Figura 2: Processo de gerenciamento de risco de acordo com a ISO 31000 (2009), *Risk Management – Principles and Guidelines*.

Basicamente, a fonte de dados principal para subsidiar o presente trabalho foi a consulta a laudos, relatórios, análises e estudos prévios do TUP Chibatão, em busca de informações de sondagens, batimetria ou quaisquer outros que pudessem auxiliar a análise do fenômeno e seus condicionantes. Não foram realizados novos ensaios de campo para o desenvolvimento do trabalho, o tratamento e as conclusões são provenientes da simulação do fenômeno por meio de *software*, modelando o sistema para verificar a condição de estabilidade, por meio da obtenção do coeficiente de segurança mais baixo dentre os calculados e da probabilidade de falha.

3.1. Estabelecimento do contexto

Como se sabe, a interação entre o ambiente modificado pelo homem para servir aos seus propósitos e os fenômenos naturais é de alta complexidade. A dificuldade de modelar esse sistema exemplifica a necessidade de, antes de todo o estudo, levantar dados suficientes para uma boa compreensão do contexto da análise. O sistema de transporte, com suas infraestruturas portuárias, é sujeito a diversas ocorrências com magnitudes variáveis, por isso, no gerenciamento do risco deve estar prevista a identificação de agravantes e atenuantes das consequências em um sistema.

Uma grande quantidade de elementos é capaz de interferir nas ocorrências e seus danos potenciais, alguns são característicos do meio, outros dependentes de especificidades da infraestrutura, ou influenciados pela ação humana. No entanto, embora tais fatores culturais, ambientais, logísticos, econômicos ou de qualquer outra natureza sejam dificilmente identificados em sua totalidade, podem ser, dentro do possível, considerados no estudo, já que quanto melhores as caracterizações das ocorrências, melhores tendem a ser os resultados. Destaca-se, então, a necessidade de execução cautelosa e detalhada da etapa de definição do contexto com levantamento de dados sobre o elemento estudado: sua condição padrão de operação, importância em nível local e regional, ameaças possíveis, histórico de ocorrências, entre outros fatos relevantes para a caracterização de forma geral.

Partindo do pressuposto que infraestruturas portuárias são localizadas em áreas com influência enorme dos condicionantes geológicos, hidrológicos, geotécnicos e morfológicos, deve ser feita descrição satisfatória da situação, com ensaios de caracterização pertinentes,

pesquisa em campo, ou ao menos revisão de trabalhos anteriores, caso a área já seja bem conhecida. A discussão dos dados físicos será abordada na etapa de contextualização e complementando a etapa de identificação das ameaças.

3.2. Identificação de ameaças

A delimitação do contexto de estudo deve ser seguida, naturalmente, pela identificação mais aprofundada das possíveis ameaças causadoras das ocorrências. Condicionantes geológicos ou hidrológicos são muitas vezes responsáveis por fenômenos danosos, mas é essencial associar as características do local ao fenômeno correto, de forma que sua compreensão seja a mais completa possível. Espera-se assim, também, que a determinação da probabilidade se depare com áreas sujeitas a fenômenos semelhantes, permitindo ao analista correlacionar territórios com fenômenos e ameaças. Deve ser ainda feito o detalhamento, descrição e mapeamento das ameaças, de forma a minimizar possíveis enganos relacionando fenômenos diferentes a uma mesma probabilidade, por exemplo.

É importante dizer que o gerenciamento é voltado para uma dada infraestrutura exposta a determinado fenômeno geotécnico, dessa forma, sugere-se que outro estudo seja feito com a consideração das devidas especificidades caso se deseje estudar outro mecanismo de ruptura, por exemplo. O mesmo pode ser dito no caso da alteração do elemento possivelmente afetado: deve ser realizado outro levantamento, com devida determinação da geometria e condicionantes envolvidos no desencadeamento da ameaça no novo ente suscetível ao dano.

3.3. Análise de risco

Encontra-se frequentemente na literatura, a estratégia de simplificação da complexidade do estudo de risco por meio da sua divisão em estudos de consequências e de probabilidade de ocorrências, a serem relacionados na etapa de análise de risco. É importante deixar bem claro que o trabalho desenvolvido nessa etapa compreende essencialmente duas atividades distintas, o cálculo da probabilidade de falha por meio da modelagem da estabilidade do maciço e o cálculo do prejuízo decorrente do deslizamento, estimado utilizando formulação baseada em princípios da logística portuária.

A habilidade de um modelo de reproduzir os efeitos e probabilidades de um fenômeno de maneira mais próxima possível do que aconteceria na realidade pode auxiliar enormemente o planejamento de infraestruturas, a elaboração de planos de recuperação pós-desastres e identificação de infraestruturas críticas. Considerando as definições relacionadas a risco apresentadas anteriormente, assim como o contexto de infraestruturas de transporte críticas, torna-se útil a criação de cenários hipotéticos de ocorrências geotécnicas em portos, para a estimação de consequências e probabilidades.

Supondo, por exemplo, que haja um deslizamento que danifique tanques de armazenamento de combustível em um terminal portuário de granéis líquidos, as consequências podem ser diversas. Potenciais consequências indiretas podem ser estimadas pela previsão de impacto no meio ambiente, considerando meio biótico e físico, somada aos prejuízos causados a todos os envolvidos, desde o dono da mercadoria, os revendedores e os potenciais consumidores finais do produto que podem sofrer com a escassez de abastecimento. Podem ainda existir danos indiretos sociais manifestados na saúde pública, por exemplo, decorrentes de inalação de solventes e ingestão acidental de água contaminada. Como se pode perceber, os danos são amplos e atingem diversos agentes, sendo necessária, portanto, a delimitação dos limites da análise de consequências para manter o foco do estudo.

Na etapa de análise de risco, quando se estudam consequências, é aconselhado, antes de tudo, selecionar quais os agentes mais vulneráveis com relevância para o analista e a natureza direta ou indireta do dano potencial. Sugere-se que o estabelecimento das prioridades de cada agente no contexto do gerenciamento de risco seja realizado durante a etapa de avaliação do risco, posteriormente.

De modo simplificado, o custo logístico da interrupção, ou seja, a consequência indireta esperada ao porto, pode ser interpretado como proporcional à demanda provável de movimentação não atendida durante o período de limitação do serviço e recuperação do sistema para sua condição de funcionamento normal. Pode ser feita análise da movimentação de cargas nas instalações portuárias e da alteração da capacidade para estimar o prejuízo logístico de uma interrupção hipotética.

Como percebido durante a leitura dos laudos descritivos do deslizamento em questão, espera-se que o fluxo de água tenha grande relevância, principalmente por causa da variação elevada da cota do rio. Para tanto, será utilizado o *software* (SEEP/GEOSTUDIO) para estimar as poropressões e a importância do rebaixamento da água.

Considerando as descrições da ocorrência e os parâmetros geotécnicos esperados para os materiais do local, foi modelada a hipótese que a redução da cota da vazante do rio não é acompanhada na mesma velocidade pela dissipação das poropressões internas do maciço. Foi então estudada a estabilidade do talude no *software* (*SLOPE/GEOSTUDIO*) considerando diferentes cenários com diferentes possibilidades de poropressões internas calculadas pelo *SEEP*.

Os coeficientes de segurança calculados deterministicamente foram transformados em probabilidade de deslizamento quantitativo por meio da ferramenta probabilística do *software*, que utiliza o método de Montecarlo. Por meio dele, a variabilidade esperada dos parâmetros geotécnicos é considerada no modelo. São geradas análises até que a função de densidade de probabilidade do coeficiente de segurança se mostre contínua e satisfatória, e então determina-se a porcentagem dos testes que retornaram coeficiente de segurança menor que 1, o que representa a probabilidade de falha.

3.4. Avaliação de risco

Posteriormente deve ser realizada a avaliação de risco para determinar se há aceitabilidade ou não da situação estudada. Ou seja, deve ser estudada a necessidade de tomar medidas que mitiguem possíveis danos ou minimizem a probabilidade de ocorrência de fenômenos nocivos ao porto. Essa é a penúltima etapa do gerenciamento de risco.

Nessa etapa, deve-se buscar a introdução de aspectos que considerem as características da operação, do meio e de distribuição de cargas. Apesar de elevar a complexidade da análise, tenta-se com isso reduzir as divergências de análises entre o modelo e a situação real.

Assim, devem ser previstos quais riscos são aceitáveis ou inaceitáveis por meio da avaliação conjunta das consequências diretas e indiretas de danos aos elementos e da probabilidade de ocorrências. O intuito é verificar se os elementos são críticos e gerar considerações sobre as ameaças e sobre a probabilidade de acidentes em portos em diferentes cenários.

3.5. Tratamento de risco

Propõe-se a utilização de um processo de gerenciamento de risco para controlar situações propícias ao dano em obras portuárias, no entanto, sem o tratamento do risco pouca aplicabilidade tem o estudo. Acredita-se que podem ser tomadas medidas de prevenção de danos ou simplesmente interrupção ou restrição do uso com base no tratamento proposto pelo analista, esse é o objetivo dessa etapa.

Sendo a última etapa do gerenciamento de risco antes de realimentar-se o processo, o tratamento consiste basicamente em uma intervenção no risco. Algumas possibilidades de tratamento de risco são propostas de obras físicas de redução da probabilidade de ocorrências, como contenções ou estabilização de taludes, por exemplo, ou a sugestão de medidas operacionais de redução de danos. Entre eles, pode haver um plano de contingência para o caso de acidentes, cujo objetivo primordial é reduzir danos, fatalidades ou propagações em cascata de efeitos negativos. Outra possibilidade de intervenção não física é a elaboração de orientações para a operação do terminal de forma a tornar seu funcionamento mais responsável do ponto de vista de redução de riscos.

4. ESTUDO DE CASO DE PROCESSO DE GERENCIAMENTO DE RISCO EM PORTOS BRASILEIROS

Como discutido introdutoriamente, é visível o caráter de urgência muitas vezes conferido pelas autoridades às obras de infraestruturas, principalmente de transportes, atualmente executadas no Brasil. Há grande interesse por parte do governo, preocupado em reduzir os custos logísticos das exportações brasileiras, em promover investimentos que facilitem o escoamento da produção de *commodities*. As ações públicas voltadas para melhorias de portos ainda são de pequeno vulto quando comparadas aos valores destinados para modais terrestres, no entanto há indícios de que um novo panorama, com aumento da participação hidroviária e marítima na movimentação de cargas brasileiras, já está se consolidando. Observa-se com a nova legislação da área, Lei 12.815/2013 e Decreto 8.033/2013, uma histórica tentativa de incentivo à participação privada nos investimentos portuários.

As obras de terminais de uso privados - TUPS, estações de transbordo de cargas – ETCs e melhorias previstas nos portos públicos pelos anúncios de arrendamentos exigirão grande quantidade de mão de obra especializada, conhecimento técnico e organização de políticas de fiscalização e acompanhamento. Situações em que se evidenciou falta desses fatores já aconteceram, com grandes prejuízos em instalações portuárias no Brasil.

Amplamente divulgado na mídia, ocorreu em 2010 o deslizamento de grande parte do terminal portuário de uso privado de Chibatão, em Manaus. O caso teve como consequências diretas grandes prejuízos, já que o pátio de estocagem de contêineres foi o maior afetado pela ocorrência. Houve lançamento no rio de grande quantidade de mercadorias de alto valor agregado, provenientes do Polo Industrial de Manaus, como eletrônicos e eletrodomésticos.

Seguindo o método do processo de gerenciamento de riscos, será elaborada a seguir, a aplicação do procedimento ao terminal portuário de Chibatão nas suas condições prévias ao acidente de 2010. As etapas serão cumpridas utilizando os dados disponíveis, para ilustrar e gerar considerações sobre a validade de utilização do método nesse contexto, não se objetiva realização de laudo técnico de engenharia do empreendimento.

4.1. Estabelecimento do contexto

No presente trabalho, foram escolhidas as condições prévias ao acidente de deslizamento ocorrido no dia 17 de outubro de 2010 no TUP de Chibatão, em Manaus, para a realização do estudo de caso. Considerou-se o caso passível de ser estudado por haver disponibilidade de informações considerada satisfatória, além de ser de relevância, por representar um fenômeno e contexto de obra portuária comum, principalmente na região norte do Brasil.

É importante afirmar que cada caso possui suas especificidades, e portanto, a adequada definição do contexto estudado exige levantamento de informações gerais relativas ao elemento exposto ao risco. O terminal, mostrado na Figura 3, está localizado na margem esquerda do Rio Negro, abrange 217.000 m² e faz parte do Complexo Portuário de Manaus, o quinto maior em movimentação de contêineres do País em 2011, de acordo com o Plano Mestre do Porto de Manaus (SEP/PR, 2013). O Terminal foi, de acordo com o Anuário da ANTAQ, responsável pela movimentação de 95.212 unidades de contêineres em 2011, apesar do acidente no ano anterior.



Figura 3: Foto aérea do TUP Chibatão. (site do TUP Chibatão).

Deve ser atribuída relevância em nível regional aos TUPs do complexo de Manaus, pois a operação, principalmente de cargas containerizadas de cabotagem e longo curso, atende a importantes indústrias locais. Por isso, pode-se dizer que as cargas movimentadas dessa forma possuem valor agregado consideravelmente maior do que a maioria das cargas transportadas no País, como minérios e grãos, produtos brutos normalmente com menor processamento (*commodities*).

O transporte de contêineres possui, ainda, suas especificidades: com o objetivo de padronização de dimensões para facilitar as operações logísticas, essa modalidade de transporte vem ganhando espaço dentre as outras formas de transporte de carga, como carga geral solta e granel, não só no Brasil, mas em todo o mundo. Essa tendência é perceptível no mercado e é justificada pela maior praticidade fornecida por esse equipamento, existem inclusive contêineres especializados por tipo de carga, como os refrigerados para o transporte de produtos frigorificados.

A unidade normalmente utilizada no meio técnico para referenciar o peso (massa) da carga containerizada é em toneladas, no entanto, mais comum ainda é se referir aos volumes transportados em termos de TEU (*Twenty Foot Equivalent Unit*). A utilização dessa unidade indica a quantos contêineres padrão de 6 m (20 pés) o volume referido equivale, já que os contêineres normalmente encontrados são de 6 ou 12 m (20 ou 40 pés), sendo portanto limitados a transportar 1 e 2 TEUs respectivamente. Para um dado período e porto, com determinados produtos normalmente sendo transportados, é possível estabelecer-se uma correspondência média entre toneladas e TEUs. Embora possa ser extremamente variável em função dos produtos em questão, essa correlação tende a ser próxima de 10 a 15 toneladas/TEU, no caso do terminal de Chibatão, esse valor será calculado mais adiante, no mesmo momento em que se pretende calcular lotes médios e carga total transportada anualmente.

A carga containerizada requer equipamentos de movimentação específicos, mas em contrapartida, muitas vezes apresenta ganho em termos de eficiência na transferência e garantia da segurança e integridade da carga sobre as outras formas de transporte. Pode também ser empilhada em pátios, devendo ser observada a carga admissível e disposição dos elementos. É importante ressaltar que esse armazenamento deve ser controlado para evitar sobrecarga, contudo, é mais prático, por exemplo, que o controle requerido pelas pilhas de minério. No caso de granéis minerais, o ângulo de atrito deve ser estudado, pois varia de

acordo com o material, além de poder causar deslizamentos, caso não seja considerado durante a definição dos padrões de operação e armazenamento de cargas.

Para a movimentação de cargas containerizadas, o TUP Chibatão conta com dois cais, cada um com dois berços, como mostrado na Figura 4. No entanto, a observação do histórico de 2010 dos atendimentos a embarcações revela que apenas dois deles são amplamente utilizados, ou seja, há visível priorização de berços, mesmo que em certos casos tenha sido verificada a utilização dos secundários. Sugere-se, que a explicação para essa configuração seja por questões de maior facilidade de manobra na corrente por um lado do cais e diferença de calado admissível. Como essas condições são de difícil modelagem, considerou-se que em caso de ocorrência que incapacite certos berços, os demais podem ser considerados totalmente capazes de atender a embarcações de mesmas dimensões e nas mesmas condições.



Figura 4: Foto do TUP Chibatão, em 2010 antes da ocorrência, com indicação da área diretamente afetada pelo deslizamento. (CPRM, 2010).

De acordo com o Estudo de Impacto Ambiental (EIA) do Porto do PIM, localizado nas proximidades, elaborado pela Gestão Arqueológica Consultoria em Patrimônio Cultural LTDA EPP (2012), a região de Manaus se encontra na Bacia Sedimentar do Amazonas, uma formação de idade paleozoica com 500.000 km². A área é caracterizada geologicamente por sequências sedimentares continentais, marinhas, marinhas rasas e fluviais além de rochas

intrusivas (Almeida et al, 1997). A última das sequências deposicionais do local, de natureza continental, foi responsável pela Formação Alter do Chão do período cretáceo superior, há ainda depósitos coluvionares e aluvionares quaternários localizados nos vales de drenagem (Milani & Zalán, 1999).

Ainda de acordo com o EIA Porto do PIM (2012), o município de Manaus e especificamente o local de interesse desse estudo, onde se encontra o terminal de Chibatão, estão dentro da área associada geologicamente ao domínio de rochas sedimentares fanerozóicas do grupo Trombetas, de idade cretácea, intemperizadas. De acordo com relatório de visita técnica à obra, feito pela CPRM em 2011, o porto do Chibatão se encontra no sopé de uma escarpa erosiva, com altura aproximada de 30 m. A encosta é caracterizada por presença de camadas horizontais de arenitos, siltitos e argilitos da Formação Alter do Chão. Essa formação apresenta arenitos avermelhados, pela presença de óxido de ferro, silificados, com granulação fina a média, intercalados com níveis argilosos, caulíníticos e arenitos inconsolidados, provenientes de depósitos de ambiente flúvio-lacustre a fluvial (Cunha et al., 1994).

A rocha mais conhecida, localmente utilizada na construção civil, é o Arenito Manaus, encontrado assim como outras rochas da região com estratificações tabulares, cruzadas e plano-paralelas, contendo fósseis, fragmentos vegetais e biológicos. Superficialmente, essas rochas são recobertas por detritos lateríticos e uma camada caulínítica de cor clara, visível em vários taludes na cidade (EIA Porto do PIM, 2012).

Na margem imediata do rio existem depósitos aluvionares de sedimentos arenosos e argilosos de coloração cinza e marrom. A dinâmica local é de constante incorporação ao local de areia fina, lama, matéria orgânica e entulho e tal camada inconsolidada já pode ser considerada profunda, com mais de 50 m de espessura em alguns pontos (CPRM, 2011).

4.2. Identificação de ameaças

Portos são obrigatoriamente localizados em áreas propícias à ação dinâmica da água: ondas, erosão, sedimentação, entre outros fenômenos. Não se pode negar que a água, tanto superficialmente quanto em termos de percolação em diferentes condições ou profundidades, é um agente reconhecidamente ativo em termos geomorfológicos. As ações de marés, ondas e

a ativação de fenômenos de movimento de terra e rocha são fundamentais para a compreensão da ameaça que se pretende analisar nesse texto. Da mesma forma, o conhecimento do subsolo, seus horizontes, origem e a posterior compreensão dos mecanismos de formação e desenvolvimento dos solos é imprescindível.

Como dito na metodologia, a coleta de dados (referentes à pedologia, estratigrafia, morfologia e demais propriedades locais) deve ser feita idealmente por meio de pesquisas e ensaios de campo, no entanto, podem ser utilizadas informações provenientes de caracterizações anteriores, caso a área seja bem conhecida e abordada por outros trabalhos confiáveis com enfoque similar realizados previamente. A comparação e correlação com outros estudos tem como benefícios permitir a compatibilização, conferência de dados e até extrapolação para áreas maiores com características similares.

Sendo assim, considerou-se impreciso afirmar que o município de Manaus é uma unidade indivisível e homogênea do ponto de vista geotécnico. Tendo em mente a variabilidade de propriedades dos solos da região, a homogeneização das propriedades em larga escala poderia incorrer em extrapolação enganosa de características de outro ponto da cidade para o local do porto, possivelmente distinto em termos geológicos e geotécnicos. Justificou-se, então, consultar o zoneamento do município e estudar sua compartimentação baseada em critérios geotécnicos, com o objetivo de estudar as especificidades da área do terminal de Chibatão isoladamente.

Com esse intuito, considerou-se pertinente correlacionar os dados obtidos de sondagens do local com a abordagem feita por Roque (2006), cuja dissertação se propôs a estudar e determinar unidades geotécnicas no município de Manaus. O zoneamento feito nesse trabalho compartimentou o município com base em dados morfológicos e físicos, identificando áreas com características semelhantes e agrupando-as em unidades geotécnicas. Como foram considerados o MNT (modelo numérico do terreno), o mapa de declividades, as curvaturas do terreno além de fotointerpretação de imagens e identificação de *landforms*, a similaridade dessas propriedades dentro de uma mesma unidade permite assumir similaridade em outras características relacionadas. Foram assim identificados perfis aproximados, correspondentes às unidades geotécnicas estabelecidas, variantes de um perfil básico genérico apresentado na Figura 5.

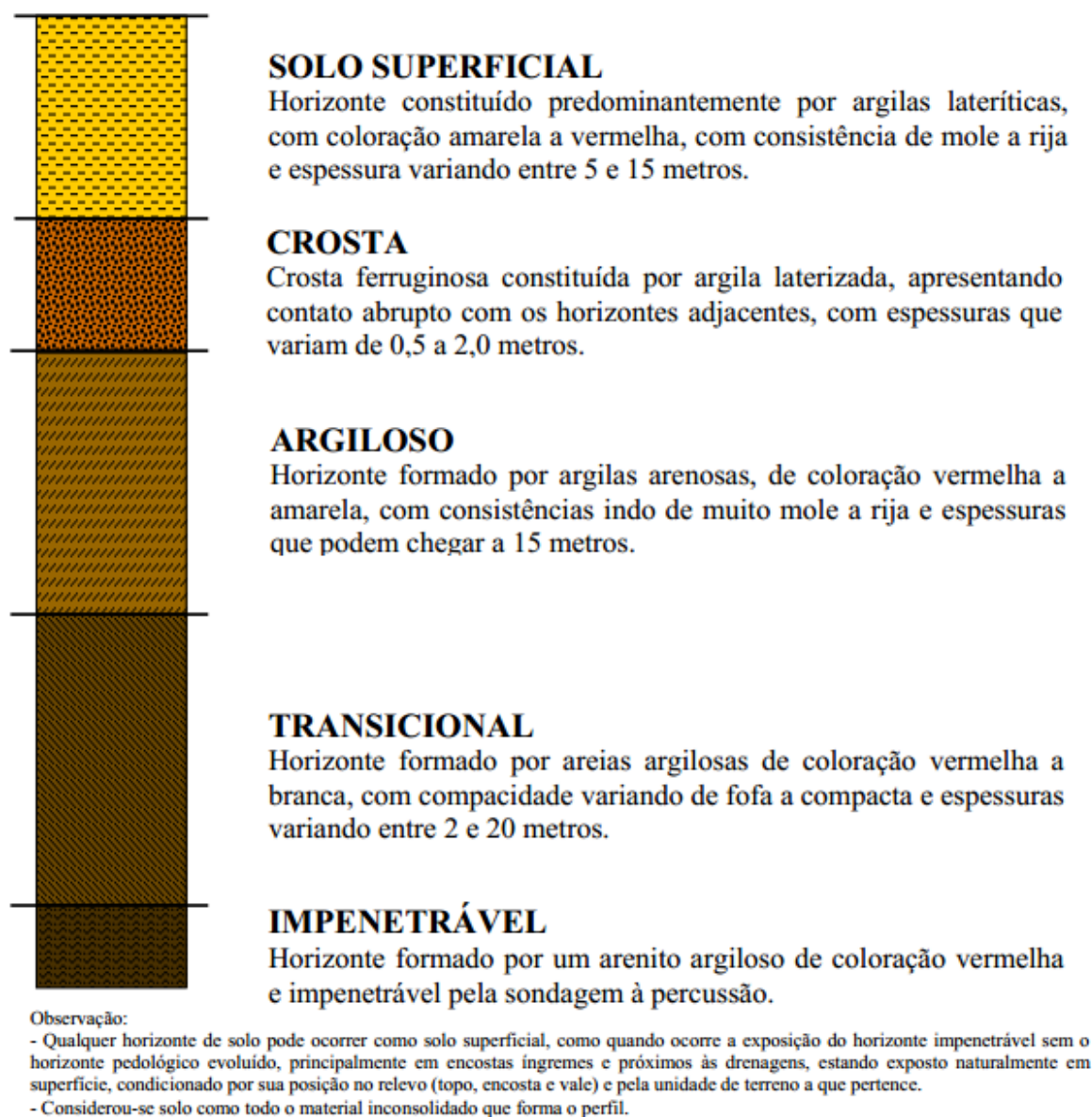


Figura 5: Classificação genérica adotada para analisar os perfis geotécnicos. (Roque, 2006).

Ainda sobre o trabalho de Roque (2006), embasado nas metodologias PUCE (*Pattern, Unit, Component, Evaluation*) e MEXE (*Military Engineering Experimental Establishment*), o autor chegou a prever um perfil de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) aproximadamente esperado para cada unidade determinada. Foram estipulados também valores máximos e mínimos de NSPT (Número de golpes do *Standard Penetration Test*) esperados para cada profundidade, em cada perfil típico de unidade geotécnica, com base em dados de sondagens SPT de Manaus disponibilizadas para a dissertação.

A associação das unidades geotécnicas localizadas espacialmente, com os horizontes pedológicos e perfis de SPT esperados feita por Roque (2006), permite a comparação com outros relatórios de SPT da área do terminal de Chibatão obtidos para o presente trabalho. A comparação pode facilitar a divisão estratigráfica com critérios pedológicos e implicações mecânicas para uma melhor modelagem computacional. Além disso, o conhecimento prévio do comportamento esperado do solo a uma sondagem SPT permite a ratificação da similaridade geotécnica dos locais de furos de sondagens com as unidades correspondentes. A confirmação ajuda a validar a qualidade dos dados de SPT obtidos e pode fornecer mais informações sobre o histórico pedológico e morfológico local. As localizações dos pontos de sondagem obtidos são apresentadas na Figura 6.



Figura 6: Localização dos pontos de sondagens SPT do terminal de Chibatão e vista superior da área anterior ao deslizamento.

Os perfis encontrados da área de relevância do TUP de Chibatão se encontram anexados ao final do trabalho e por serem poucos reafirmam a importância da análise conjunta considerando as características já estudadas por Roque (2006). Os relatórios de sondagens

apresentam de forma geral grandes profundidades com baixos valores de NSPT, solos lateríticos bastante intemperizados, muitas vezes inconsolidados com estratigrafia definida. Os pontos indicados com as marcações SP 9, SP 8, SP 4 e SP 5 foram selecionados para integrar o perfil a ser modelado por estarem alinhados e bem definidos dentro das unidades geotécnicas.

A descrição contida no laudo elaborado por equipe da CPRM à época afirma que o acidente se passou em dia sem chuva em que o rio se encontrava em plena vazante no nível de 14,71 m. Ocorreu ruptura do talude do aterro local, mostrada na Figura 7, que era mantido por muro de contenção, formando uma superfície semicircular de 100 m, o que configura uma ruptura rotacional. Ainda de acordo com o mesmo documento, são listados como fatores condicionantes prováveis: o fato de o aterro estar construído sobre material inconsolidado do depósito trazido pelo rio; a condição de vazante, que promove redução do empuxo e da sucção do terreno; a possibilidade de existência de erosão interna identificada por vertentes de água na encosta e a sobrecarga causada pelos contêineres.

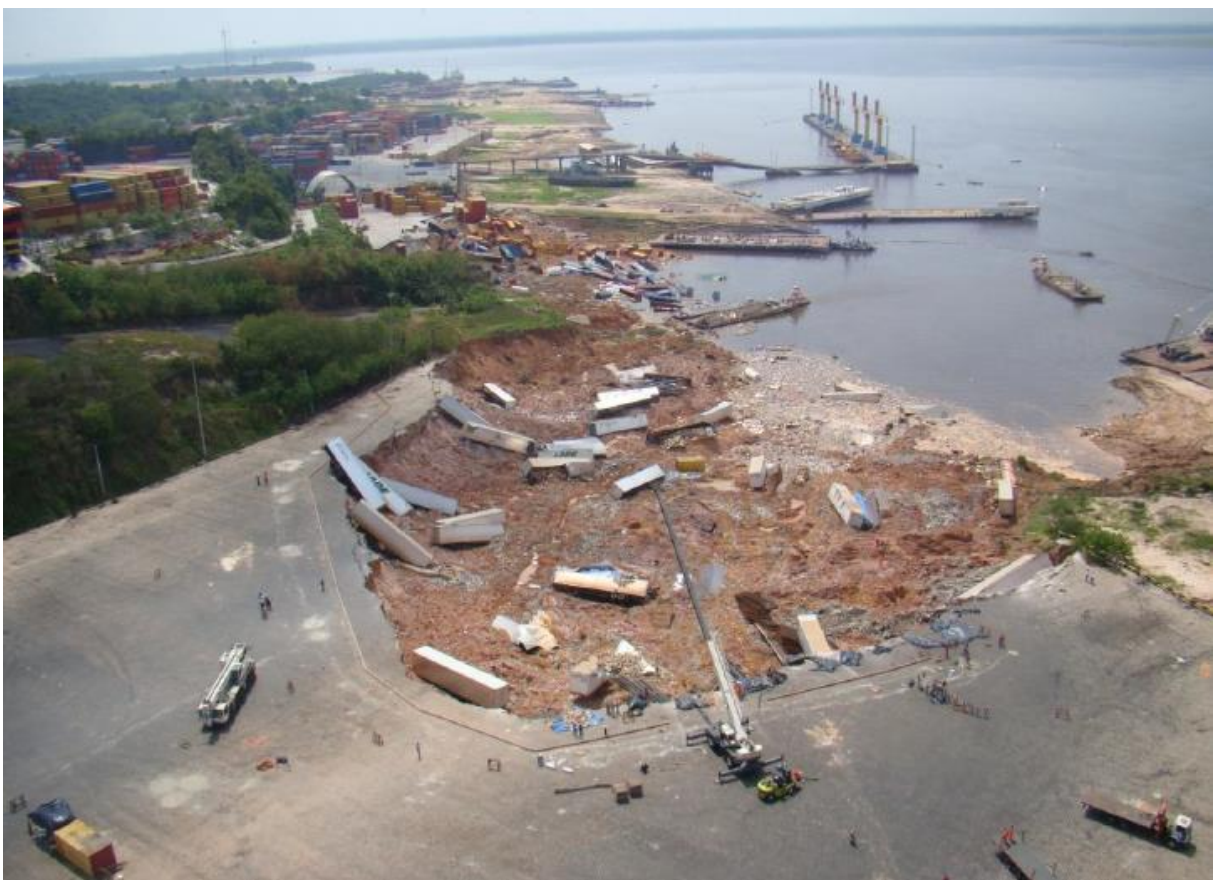


Figura 7: Foto aérea do pátio de estocagem de contêineres do TUP Chibatão, em 2010, pouco tempo após o deslizamento. (CPRM, 2010).

4.3. Análise de risco

A análise de risco contém os cálculos efetivamente direcionados para a determinação dos potenciais efeitos provenientes de ocorrências sobre os serviços, associados às incertezas existentes relativas a cada cenário. Para tanto, são abordados nessa etapa, todos os passos da determinação das probabilidades de ocorrência e consequências esperadas ou vulnerabilidades.

Como explicado anteriormente, consequências são reconhecidamente de complexa obtenção, dependem de diversos fatores e devem ser estudadas com relação a diferentes agentes e quanto à natureza, direta ou indireta. As importâncias dadas pelo analista aos potenciais danos a cada um dos envolvidos devem ser ponderadas de acordo com a propensão e objetivos do estudo.

No presente trabalho decidiu-se por estudar as consequências diretas e indiretas com relação aos clientes e aos gestores do porto, mostradas na Tabela 1. Ou seja, considerou-se que os agentes aos quais mais interessa o gerenciamento de risco são os responsáveis pelos contratos de movimentação de cargas tanto em sentido de exportação quanto importação (os armadores) e os proprietários ou administradores do porto. Em outros casos ou análises mais aprofundadas, pode ser importante verificar a vulnerabilidade ambiental e social considerando a comunidade afetada de forma geral, entre outros elementos que podem ser prejudicados, como as consequências à imagem dos envolvidos.

Tabela 1: Consequências diretas e indiretas ao porto e ao cliente consideradas na análise.

Consequências	Direta	Indireta
Porto	Prejuízos ambientais, físicos e trabalhistas relacionados	Custo associado à perda de receita causada pela limitação da capacidade
Cliente	Custo total das cargas de sua propriedade perdidas	Custo adicional associado às operações logísticas para garantir que suas cargas cheguem aos destinos

Todavia, sugere-se avaliar a situação detalhadamente em outras ocorrências similares, já que é possível, em muitos casos, que não haja outras opções de transferência de cargas entre modais nas proximidades, o que faria os custos indiretos ao cliente ganharem grande dimensão. Podem ocorrer até casos em que o custo logístico ao cliente é o maior deles, nesses, aconselha-se ao cliente firmar parceria com o terminal, de forma a gerar repartição dos prejuízos indiretos, ficando o porto responsável por parte deles.

No caso em questão, no entanto, há custo indireto ao cliente apenas para o frete de transporte dos contêineres até o próximo pátio disponível, o que se espera, no caso, não ser considerável.

A consequência esperada direta do porto é dada pelo custo de reconstrução dos equipamentos danificados, prejuízos ambientais e multas, por exemplo. Pode também, em muitos casos, ser a mais importante parcela das consequências. Depende imensamente da evolução tecnológica dos equipamentos do porto, normalmente proporcional ao preço deles.

A consequência indireta esperada é representada pelo valor estimado de receita que deixará de ser recebida por conta da ocorrência, ou seja, é o valor que não será arrecadado em consequência das possíveis ocorrências. A determinação desse valor envolve estudos mais elaborados, de estimativa de capacidade: deve-se estimar a capacidade de movimentação de carga da instalação portuária antes e depois de receber o dano, a comparação entre elas e a demanda por serviços portuários indicará a receita perdida pelos gestores do porto.

4.3.1. Cálculo de probabilidade de ocorrência de deslizamento

A probabilidade de ocorrência de um deslizamento será aqui tratada com base em detalhes das condições geológicas e geotécnicas locais, em outras situações em que tais dados não estejam disponíveis sugere-se que o cálculo seja feito baseado em árvores de falha, correlações com outros casos, dados históricos ou modelagens simplificadas.

No entanto, sugere-se que maior aprofundamento nas condições geológicas, geotécnicas e geomorfológicas seja feito caso haja a disponibilidade de dados e ensaios. Para tanto, será realizada uma modelagem e análise geotécnica de estabilidade do talude do TUP para determinar coeficientes de segurança e probabilidades mais representativos da realidade.

Sabe-se que a linha de ruptura a ser modelada, coincidente com a nova configuração da margem do rio após a ocorrência, é a delimitada na Figura 9.



Figura 9: Vista superior do TUP com linha delimitando a ruptura. (Cavero et al., 2010)

Com o intuito de modelar a situação a que o porto foi submetido, torna-se necessário estudar e determinar as condições do terreno, subsolo local e simular as propressões e tensões existentes. Antes de tudo, almeja-se obter o perfil topográfico do terreno, de modo a conhecer as declividades e altitudes, dados fundamentais para a criação do modelo. O laudo elaborado por Cavero *et al.* (2010) contém perfis topográficos em duas direções da região do porto de Chibatão e hipsometria, aqui apresentados apenas como referências na Figura 10.

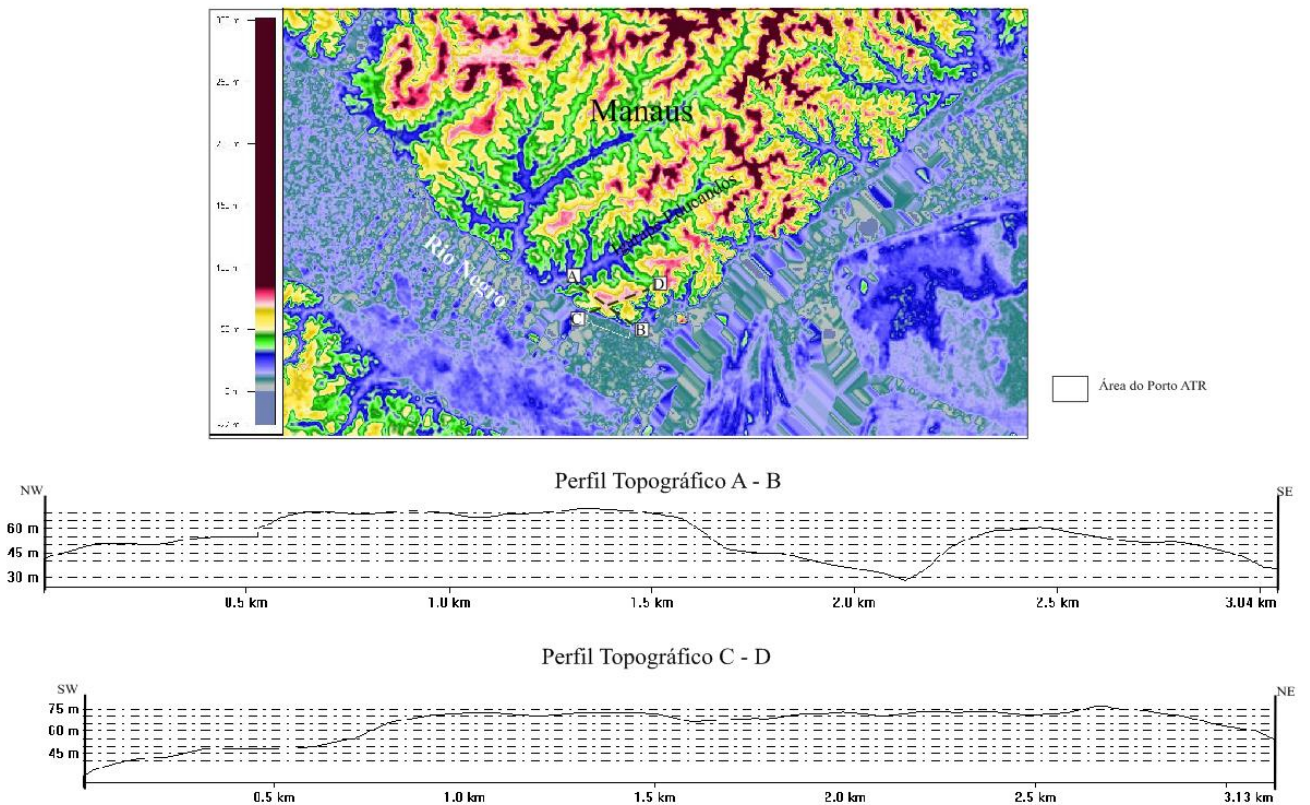


Figura 10: Mapa hipsométrico e perfis topográficos da região. (Cavero et al., 2010)

Como subsídio para a modelagem da topografia, foram utilizadas as cotas das bocas de furo de sondagem, cujos relatórios se encontram em anexo, já que suas localizações são conhecidas espacialmente. Os dados para delimitação das camadas do subsolo no modelo foram determinados com base na estratificação e características observadas nas sondagens SPT, como citado na etapa de identificação das ameaças. Tais informações foram confrontadas com o mapa de unidades geotécnicas de Roque (2006), apresentado na Figura 11, com destaque para a área do TUP Chibatão ao sul.

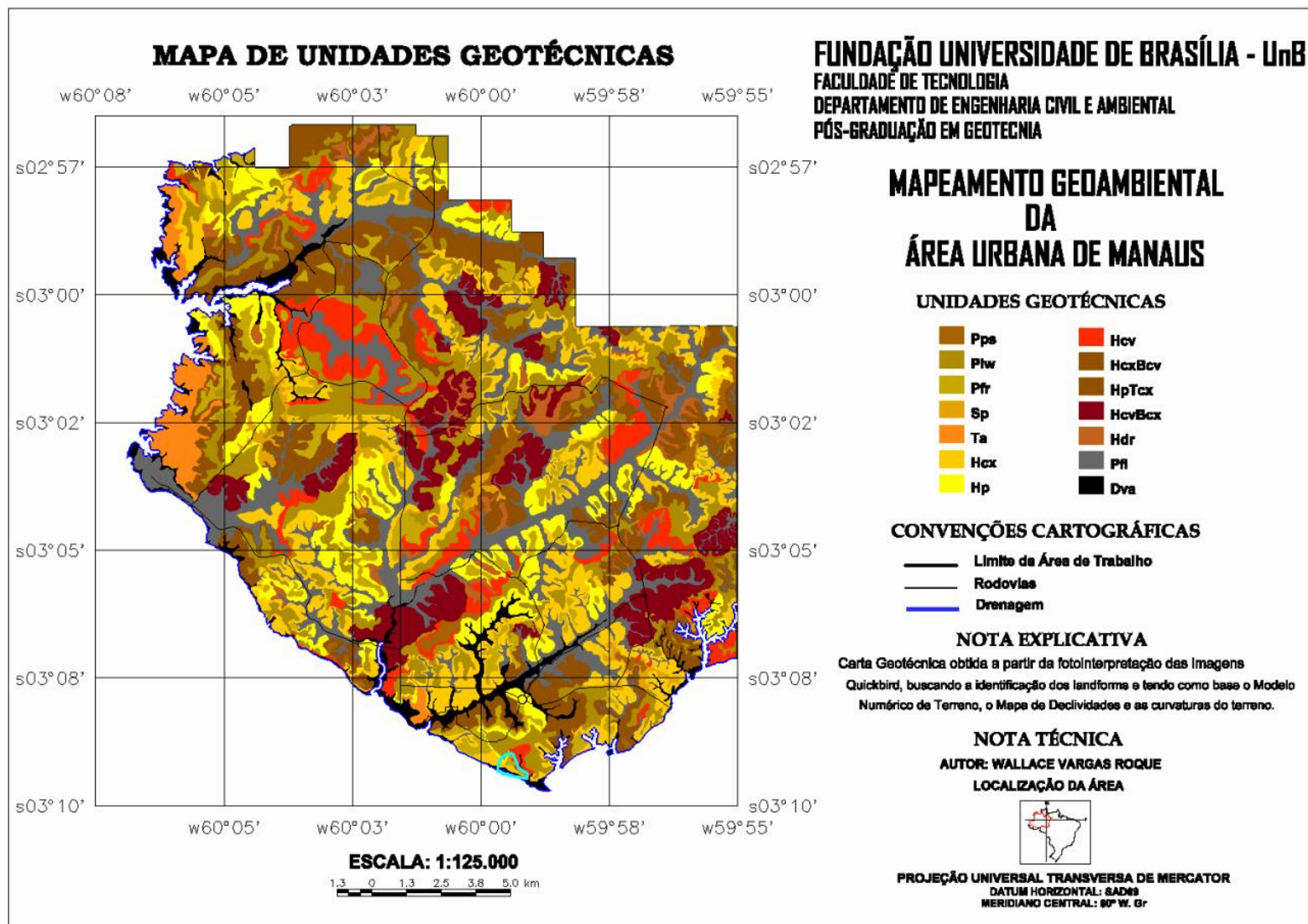


Figura 11: Mapa de unidades geotécnicas de Manaus. (Roque, 2006, modificado)

A área do terminal Chibatão está apresentada em destaque no mapa de unidades geotécnicas, praticamente no extremo sul da área urbana do município de Manaus. Como pode ser visto, há predomínio das unidades identificadas por Hcx e Pfr, nomeadas por Roque (2006) como encosta convexa e fragmento de platô, respectivamente.

Com base nos perfis típicos e localização, a unidade geotécnica definida como encosta convexa foi identificada como a mais importante para o local do terminal de Chibatão. Ela é representativa do talude mais íngreme ao longo do qual o terminal se encontra, imediatamente antes da faixa de terra baixa orgânica que margeia o rio e seu perfil típico é mostrado na Figura 12.

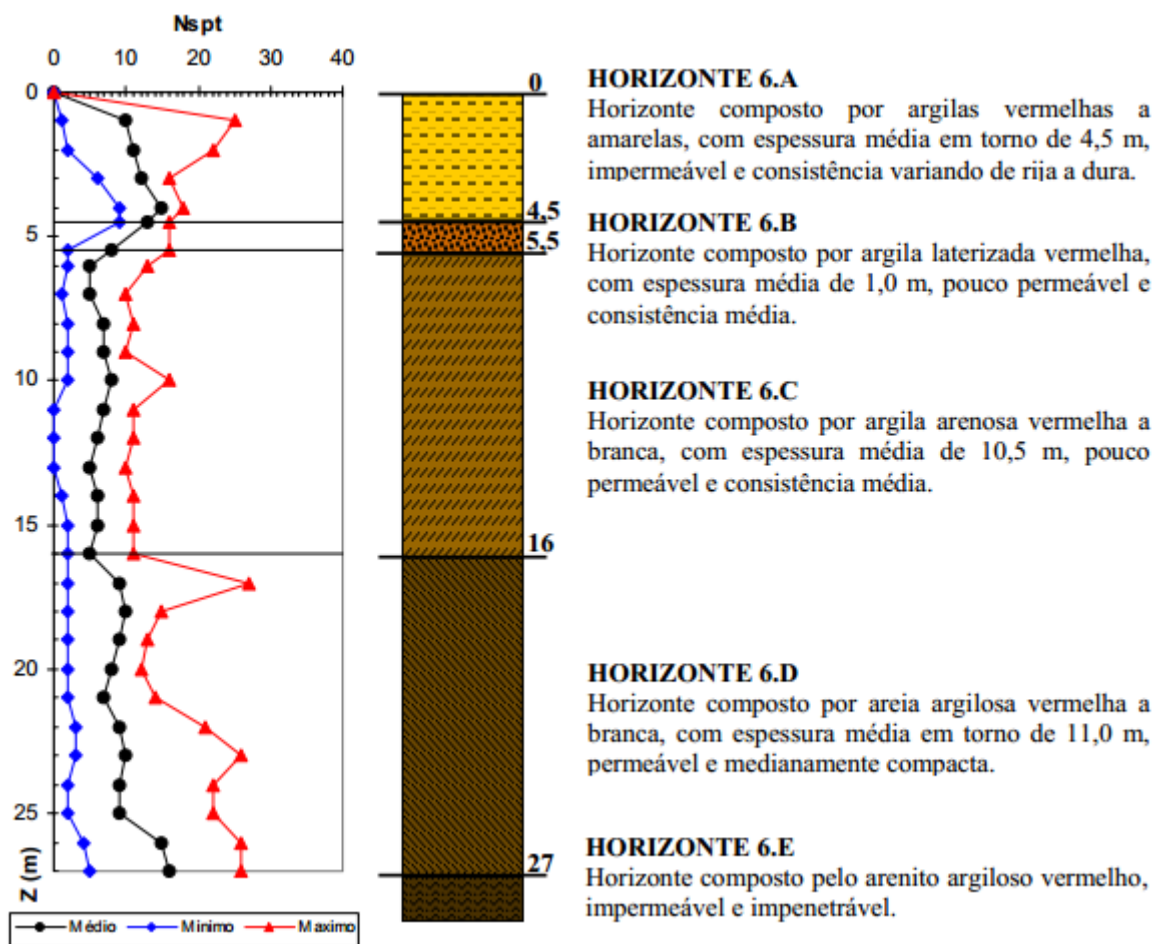


Figura 12: Perfil típico de terreno predominantemente identificado como encosta convexa. (Roque, 2006)

No entanto, percebeu-se também proximidade de alguns pontos com o perfil esperado da unidade nomeada fragmento de platô, representada na Figura 13. A localização pouco mais distante da margem do rio e as características dos perfis de sondagem dos furos SPT09 e SPT08 favorecem tal classificação com solos menos intemperizados, já com características reconhecíveis de arenito, ainda que em algo grau de deterioração, a profundidades entre 10 e 20 m.

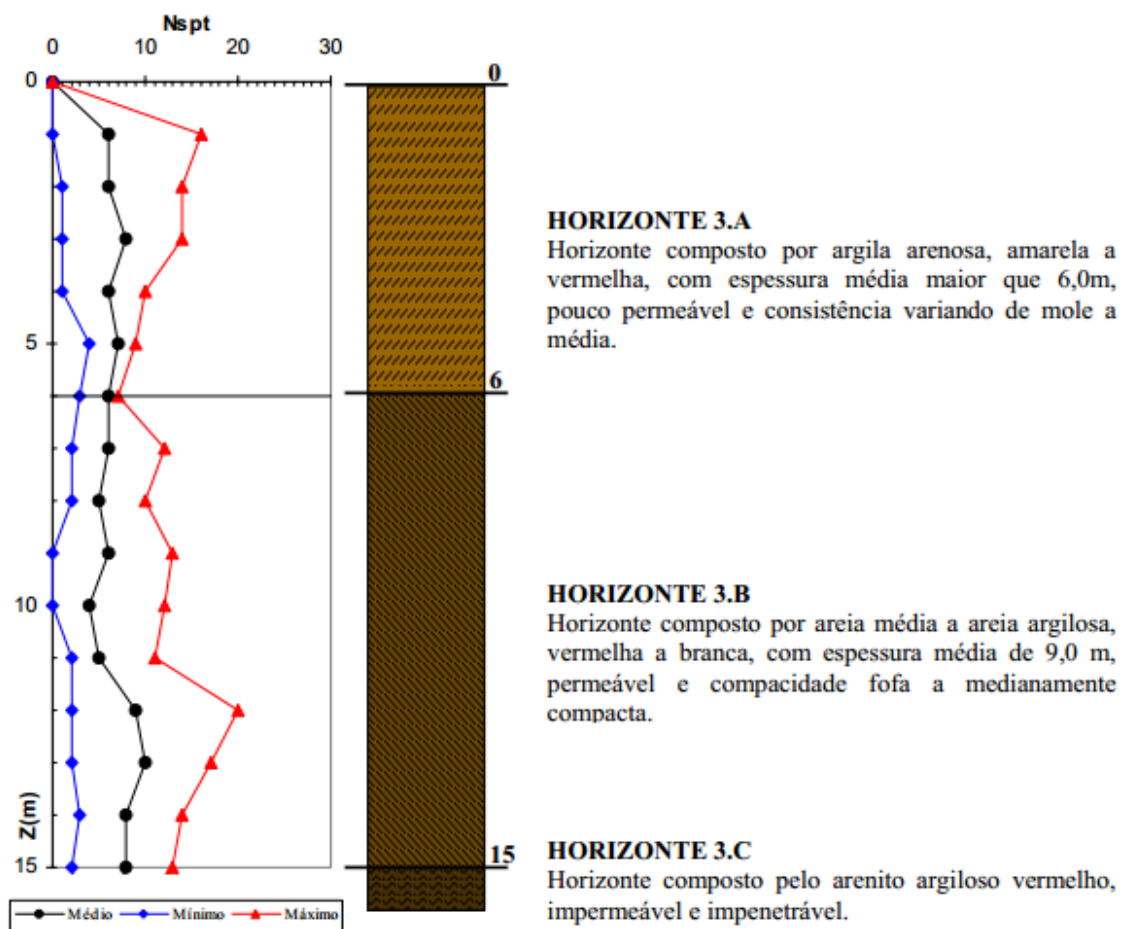


Figura 13: Perfil típico de terreno predominantemente identificado como fragmento de platô. (Roque, 2006).

Há ainda, em contato direto com a margem do rio, a unidade representada no mapa de unidades geotécnicas com a cor preta, identificada com as letras Dva, correspondente ao perfil típico chamado de fundo de vale. Ainda que não tenha sido obtido nenhum relatório de furo

de sondagem dessa unidade para a presente análise, o estudo de Roque (2006) permite tirar algumas conclusões sobre as profundidades das camadas e características esperadas para esse local. Sobre esse perfil, exemplificado na Figura 14, há sempre expectativa que se observe a deposição de matéria orgânica proveniente dos detritos naturais e lançados pelo homem no rio.

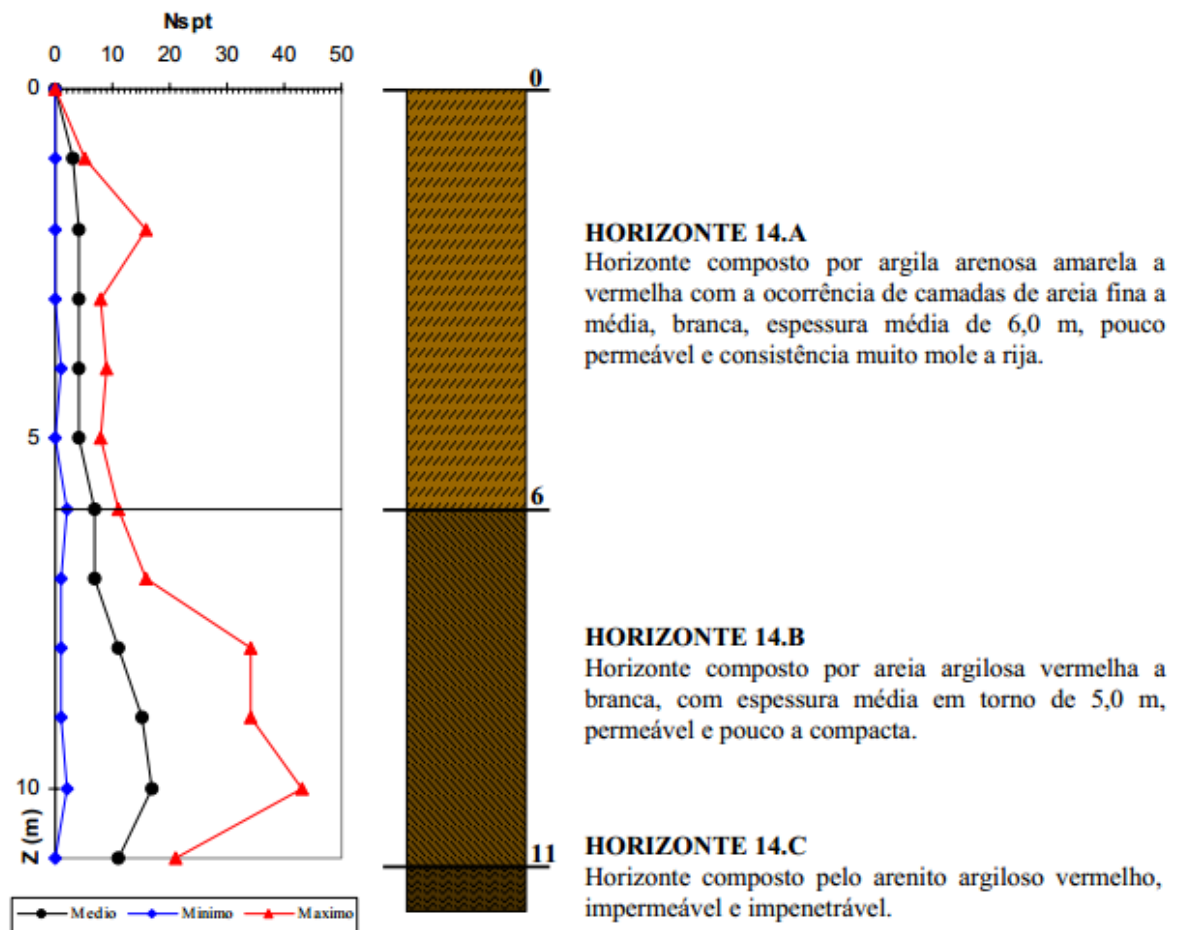


Figura 14: Perfil típico de terreno predominantemente identificado como fundo de vale. (Roque, 2006).

Por fim, mais a leste há um projeto de expansão do TUP Chibatão em execução. No caso, pretende-se incorporar uma área contígua pertencente à FRIGOMASA com 242.000 m², a serem utilizados para ampliar o pátio de contêineres. Sugere-se que um estudo futuro possa ser desenvolvido para avaliar a viabilidade técnica e econômica da intervenção, assim como identificar a necessidade de projetos ou soluções de engenharia mais arrojados. Pela

localização e de acordo com o mapa de unidades geotécnicas de Roque (2006), espera-se que o terreno seja classificado como encosta côncava, com diferentes propriedades, exigindo diferente estudo e modelagem. A convexidade ou concavidade da encosta de forma geral é representativa da propensão a intemperização e erosão das camadas constituintes do talude.

A identificação das unidades geotécnicas correspondentes aos pontos sondados permite a afirmação que suas propriedades são comuns ou ao menos similares às das áreas adjacentes ou próximas que pertencem à mesma unidade. A análise de um fenômeno por meio de um modelo do terreno associado a uma unidade geotécnica favorece que sejam feitas comparações e avaliações de outras sondagens em pontos distintos, talvez até distantes, mas que compartilhem das mesmas propriedades relacionadas à forma, geologia, hidrologia, comportamento mecânico e histórico pedológico do local. Por outro lado, impede que sondagens muito próximas, mas pertencentes a outra unidade geotécnica e por isso com outras características, sejam consideradas no modelo e possam confundir ou incluir dados inconsistentes para representar o fenômeno.

Com a proximidade dos modelos típicos de Roque (2006) e as sondagens estudadas, foi ratificada a interpretação feita das sondagens e confirmada a validade do perfil considerado na simulação computacional. O método utilizado de comparação com perfis típicos também viabilizou a utilização dos dados de todas as sondagens disponíveis para fins de comparação e extrapolação. Ainda que as cotas de boca de furo de sondagem colineares 9, 8, 4 e 5 sejam as principais ferramentas usadas para descrever o relevo, a não consideração dos dados de subsolo dos outros pontos poderia resultar em um modelo com menos informações e portanto mais sujeito a erros e simplificações prejudiciais à análise.



Figura 15: Localização dos furos de sondagem existentes e seção escolhida para o perfil da modelagem. (Elaboração própria)

O perfil, cuja representação é mostrada na figura 17, foi traçado a partir da linha destacada na figura 15. Sua obtenção é resultante da análise dos valores de NSPT e compartimentação do solo em camadas identificadas como similares às dos perfis típicos previamente levantados. Para a definição das camadas também foram observadas a consistência do solo, a coloração e a granulometria descritas nos relatórios de sondagem. Como exemplificação do método, o modelo simplificado obtido do subsolo do local, é representado mais a seguir na figura 17. A cota do nível de água foi representada inicialmente em 15 m, condizente com a cota média do rio na segunda quinzena de outubro de 2010, data em que os furos foram feitos. A variação do nível do rio foi estudada pela CPRM e está descrita para alguns anos selecionados, incluindo 2010, na Figura 16.

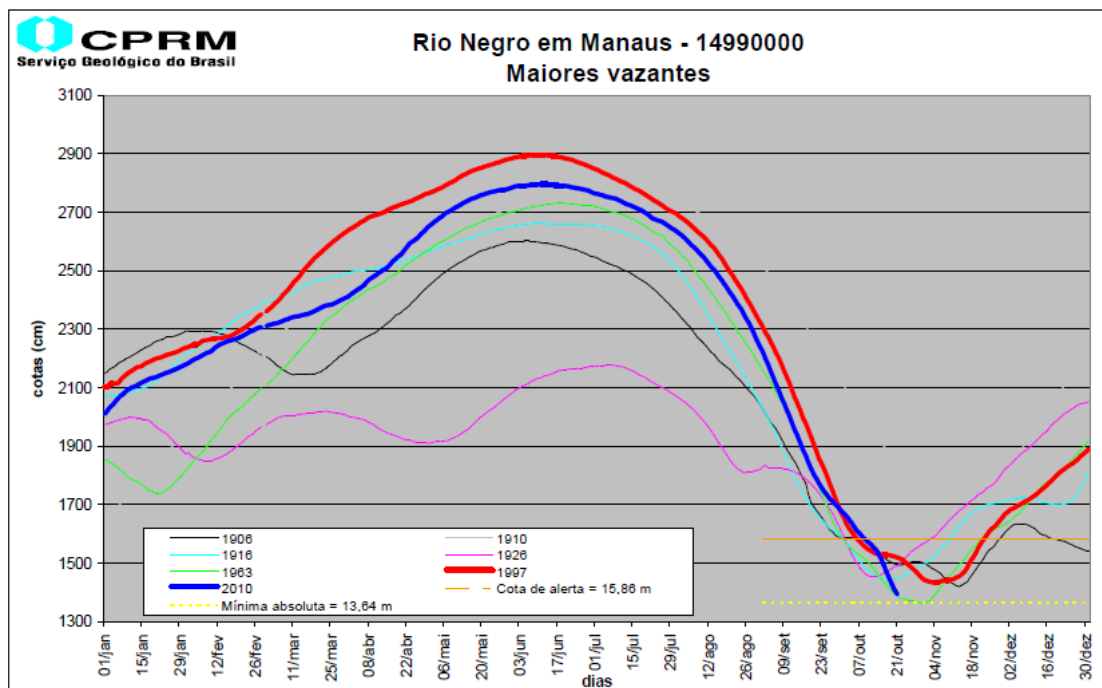
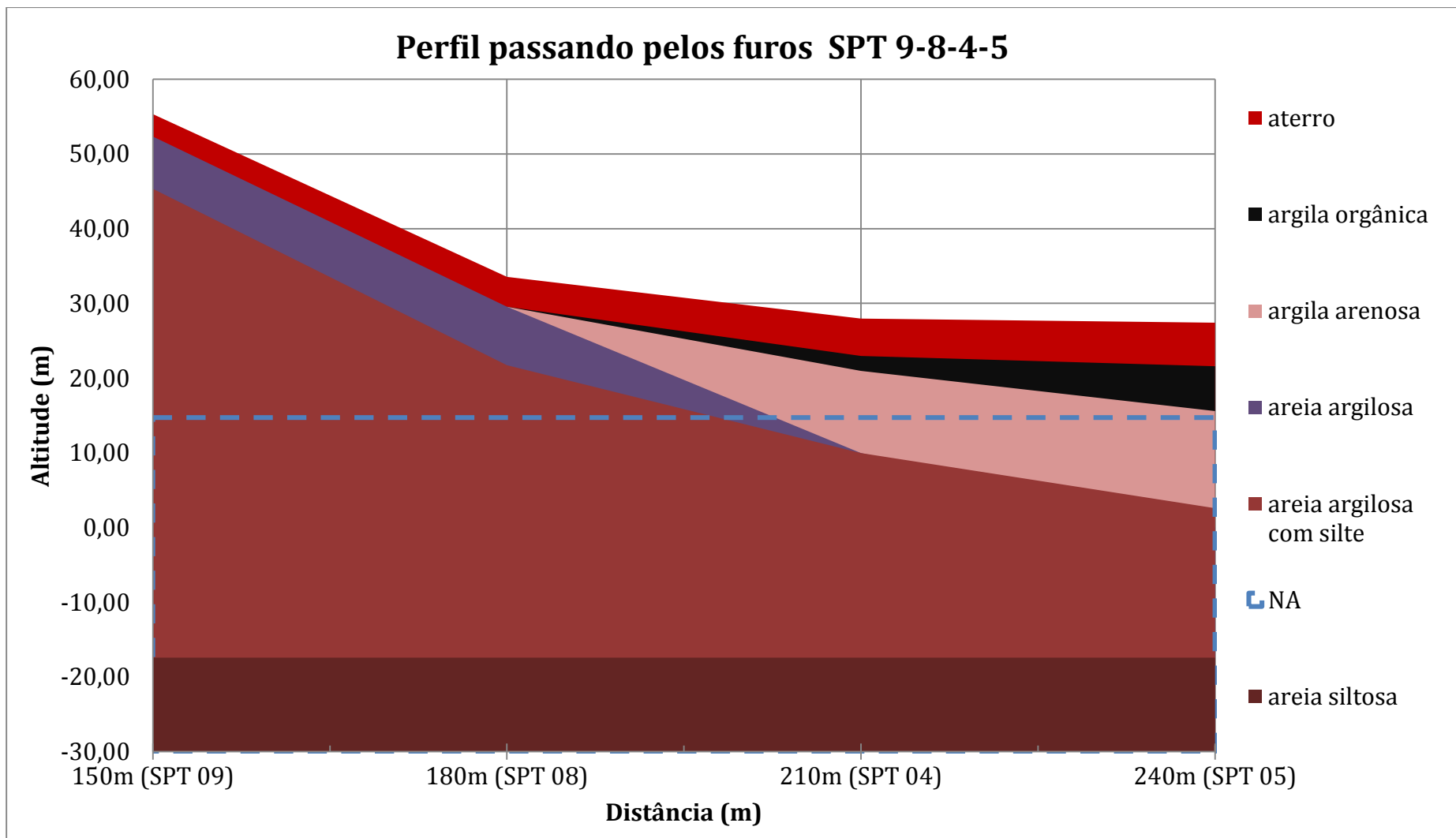


Figura 16: Histórico do nível do Rio Negro nas maiores vazantes registradas. (Cavero et al., 2010, CPRM)

Embora se acredite que o modelo é consistente com a realidade e tenha sido comprovada sua compatibilidade com o estudo de Roque (2006), não se pode esquecer que o propósito da análise é unicamente servir como subsídio para aplicação ao exemplo de gerenciamento de risco estudado. Sendo assim, aproximações e considerações foram inevitavelmente feitas para simular a realidade, de forma a evitar extremo detalhamento que levasse a uma fuga do escopo previsto para o trabalho. Por fim, chegou-se ao perfil simplificado apresentado na Figura 17, sobre o qual convém reafirmar o caráter estritamente acadêmico.



**Figura 17: Croqui da delimitação das camadas do subsolo na região do TUP Chibatão de acordo com os relatórios de sondagem.
(Elaboração própria)**

A seguir, tornou-se necessário realizar uma previsão factível do restante do perfil, de forma que o deslizamento pudesse ser completamente modelado. Para tanto, buscou-se subsídio para validar o prolongamento das condições do subsolo ao longo do mesmo plano do perfil. Com o estudo de unidades geotécnicas de Roque (2006), uso do perfil de elevações topográficas do *Google Earth* e o perfil apresentado por Cavero *et al.* (2010) contendo as elevações do terreno em duas direções, pode-se afirmar que não há grandes variações para as condições do subsolo adjacente ao perfil obtido pela análise dos furos. Logo, o prolongamento das camadas se deu naturalmente, seguindo as tendências observadas nos relatórios de sondagem, com o limite do aterro conhecido. Na margem imediata do rio, portanto, torna-se exposta a camada de solo argiloso com grande teor de matéria orgânica.

Para a execução da modelagem e obtenção do fator de segurança, e conseqüentemente da probabilidade de ruptura do talude, deve ser considerado o lençol freático e sua dinâmica. Espera-se que se mostre como um importante fator de deflagração do fenômeno o fato de ocorrerem rápidas variações do nível da água, com consequência para a geração de elevadas variações de poropressão. Para tal análise, buscou-se estudar a variação histórica de nível do rio, na Figura 18, com seus máximos e mínimos apresentados durante as cheias e vazantes, em conjunto com a variação ao longo do ano de 2010 já mostrada anteriormente.

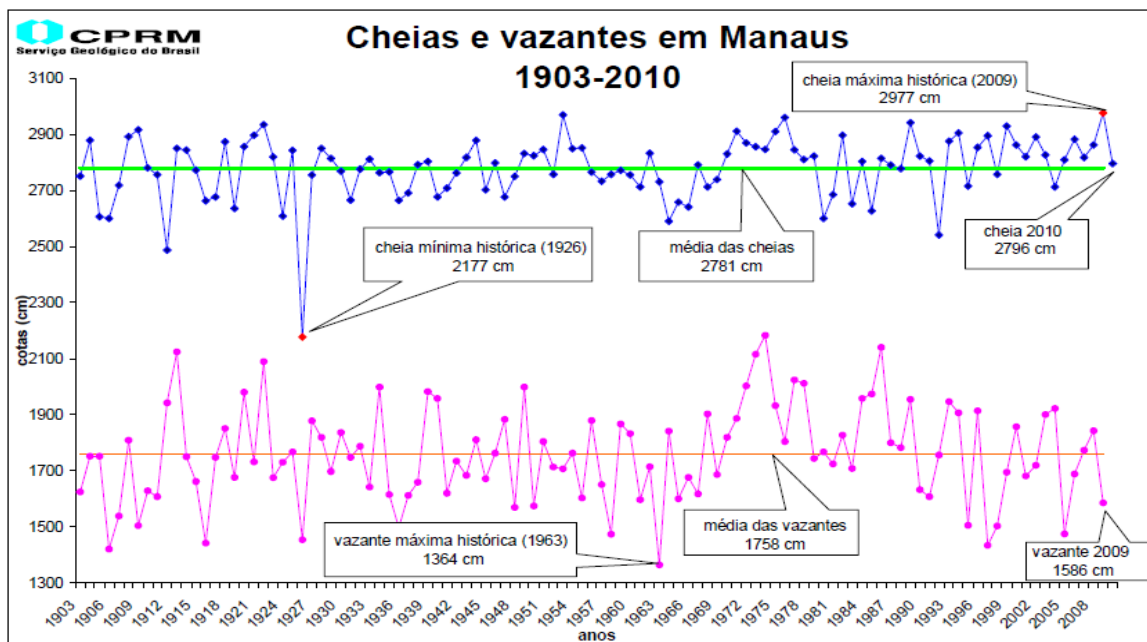


Figura 18: Histórico das cotas de cheias e vazantes máximas de cada ano registradas em Manaus. (Cavero *et al.*, 2010, CPRM).

A cheia do Rio Negro em 2009, em Manaus, bateu o recorde histórico, alcançando a cota de 2977 cm, no entanto a cota de 2010 foi apenas de 2796 cm. Destaca-se, no entanto, que embora a cota da cheia de 2010 tenha sido bastante próxima da cota média das cheias anteriores, de 2781 cm, a variação ao longo do ano foi excepcionalmente rápida. Traçada com linha azul no gráfico da figura 16, é possível observar que o decréscimo do nível do rio em 2010 foi fortemente acentuado nos meses de agosto, setembro e outubro. Esse período de variação tende a ser o mais crítico para a geração de poropressões elevadas que podem comprometer a resistência do maciço, pois faz a transição do período de cheia, normalmente em junho ou julho, para o período habitual da vazante extrema, entre outubro e novembro. Em 2010, contudo, a variação foi especialmente elevada, sugerindo a imortância desse fator para a deflagração do deslizamento. Por isso, é importante ressaltar que a probabilidade de falha calculada aqui levou em conta as condições ocorridas nesse ano, devendo ser ainda multiplicada pela probabilidade que outro ano de condições hidrológico similar ocorra, cujo cálculo é possível utilizando o conceito de período de retorno.

Sobre o fenômeno, pode-se supor que ao ser barrado pela baixa permeabilidade das argilas, que formam as camadas mais próximas ao rio, o fluxo da água dentro do maciço poderá possivelmente gerar caminhos preferenciais. Assim, o maciço anteriormente sob a água, que possivelmente sofreu erosão de sua base submersa, agora experimenta redução repentina do empuxo. Ainda pode-se dizer que o solo tem seu peso específico seco aumentado pela água contida no solo e sofre poropressões elevadas causadas pela dificuldade de escoamento da água interna. Tais efeitos que minam a resistência do solo são agravados pela falta de coesão das areias constituintes das camadas superiores.

A observação da cota do rio ao longo do ano revela que o comportamento esperado do sistema é a queda gradativa do nível da água em julho, mais acentuada em agosto e setembro e estabilização em outubro. Em 2010, a cota variou acentuadamente em agosto e setembro, tendeu a cair mais gradualmente em outubro, mas, diferentemente dos outros anos não se estabilizou, voltando a apresentar grande queda nos dias anteriores ao deslizamento. Pode-se afirmar que a variação da cota do rio na primeira quinzena de outubro de 2010 foi de pelo menos 2 m. Quando considerada apenas a variação na semana do deslizamento, pode-se dizer que a redução do nível da água foi superior a 1 m.

Caso se avalie a geração de poropressões provenientes da redução do nível do rio em intervalos de tempo maiores, é ainda mais perceptível a proporção da incomum vazante do ano 2010. Ao longo do período de um mês antes do deslizamento, o decréscimo da água foi de aproximadamente 4 m, enquanto nos dois meses anteriores da ocorrência em Chibatão, pode-se dizer que a cota caiu até 10 m. Sugere-se assim, que qualquer dificuldade em dissipar as poropressões dentro do maciço possa significar importante fator deflagrador do deslizamento.

O croqui do perfil com prolongamento suave do terreno tanto na direção da terra quanto na direção do rio é apresentado nas Figuras 19 e 20. A cota do rio é representada em duas situações, de acordo com os relatos do dia do deslizamento, por volta dos 15 m, e em seu nível máximo, por volta dos 25 m. Deve-se ter em mente que apesar da cota do rio chegar a 14,71 m, as poropressões internas acumuladas no maciço sem dúvidas correspondem a cotas de água maiores, entre 25 e 15 m.

Esquema do Perfil no dia do deslizamento (furos SPT 9-8-4-5)

NA de 14,71m

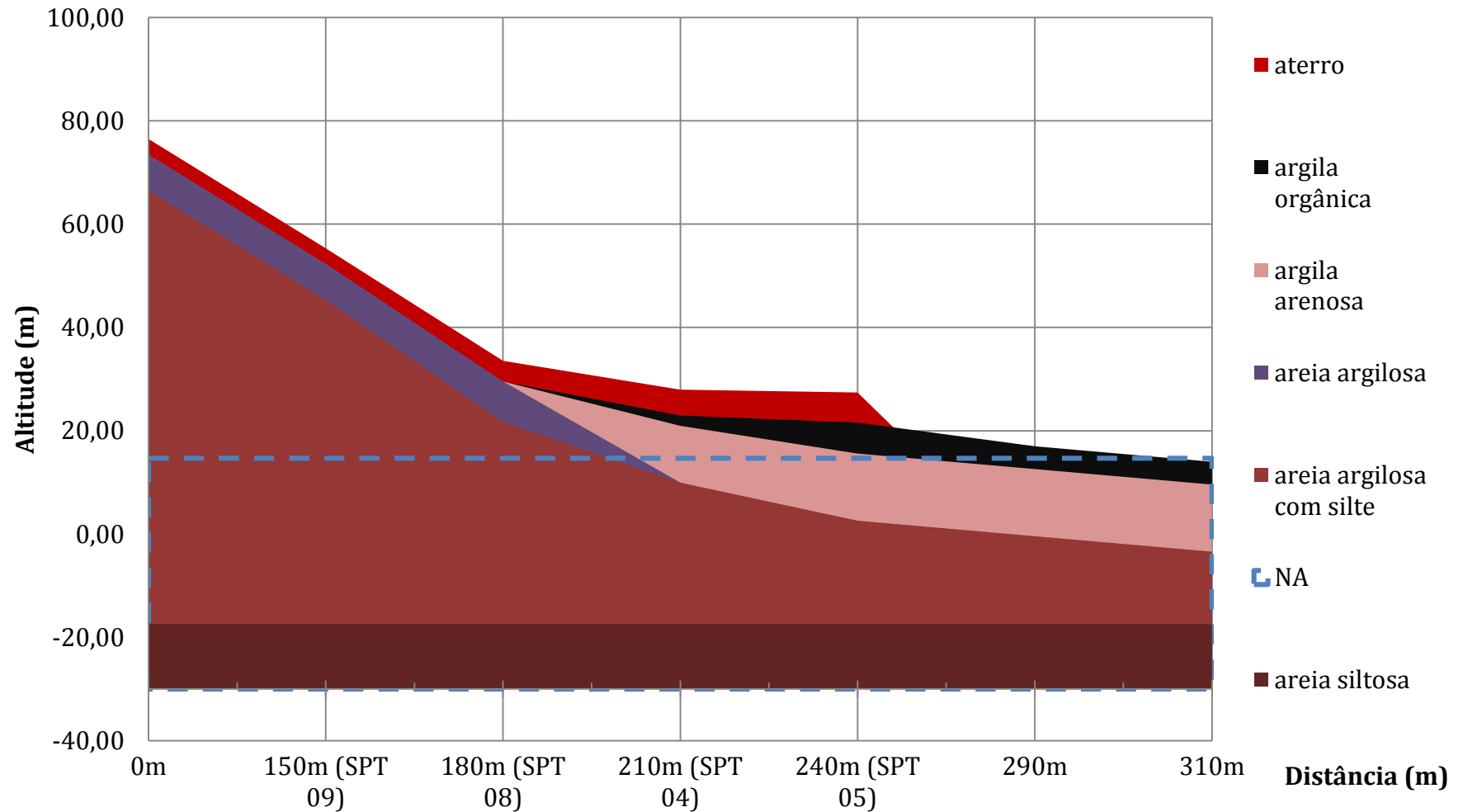


Figura 19: Esquema representando a geometria do talude e a cota do rio no dia do deslizamento (14,7 m).

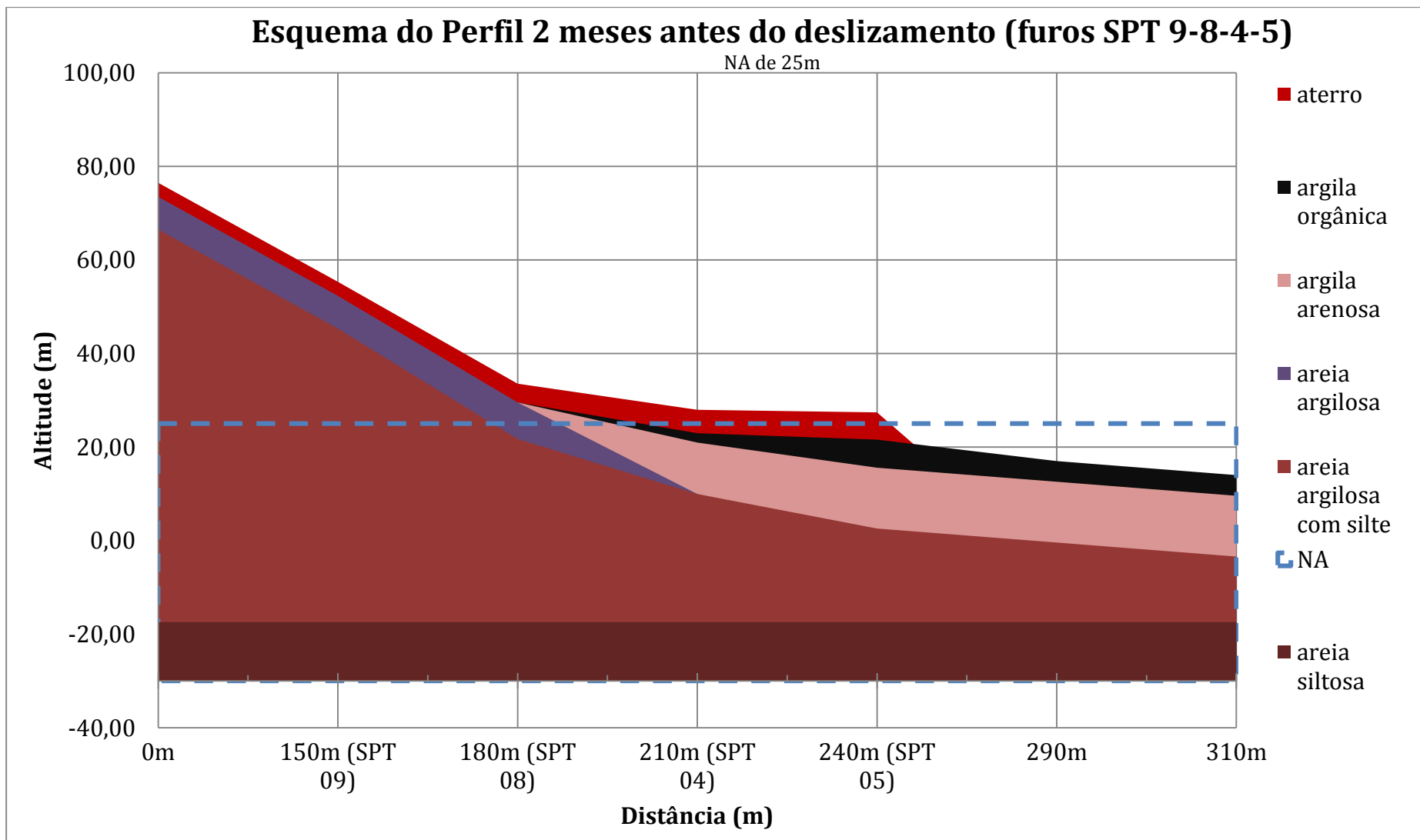


Figura 20: Esquema representando a geometria do talude e a cota do rio 2 meses antes do deslizamento (25 m).

Na análise, além da representação das camadas devem ser consideradas informações importantes não apenas do ponto de vista quantitativo, diretamente aplicado à entrada de dados para a modelagem, mas também do ponto de vista qualitativo, que permitam maiores considerações sobre a validade, vantagens e limitações do método. A abordagem qualitativa dos aspectos observados nos relatórios de sondagem também é aplicável na confirmação das hipóteses iniciais quanto ao fenômeno e mecanismos da ocorrência.

A correlação com o perfil previsto para a região favoreceu, como esperado, a criação do modelo e permitiu o entendimento das características e origem dos solos. Pedologicamente, o esquema da Figura 21, retirado de Cavero *et al.* (2010) apresenta o período e a origem das camadas dispostas no local.

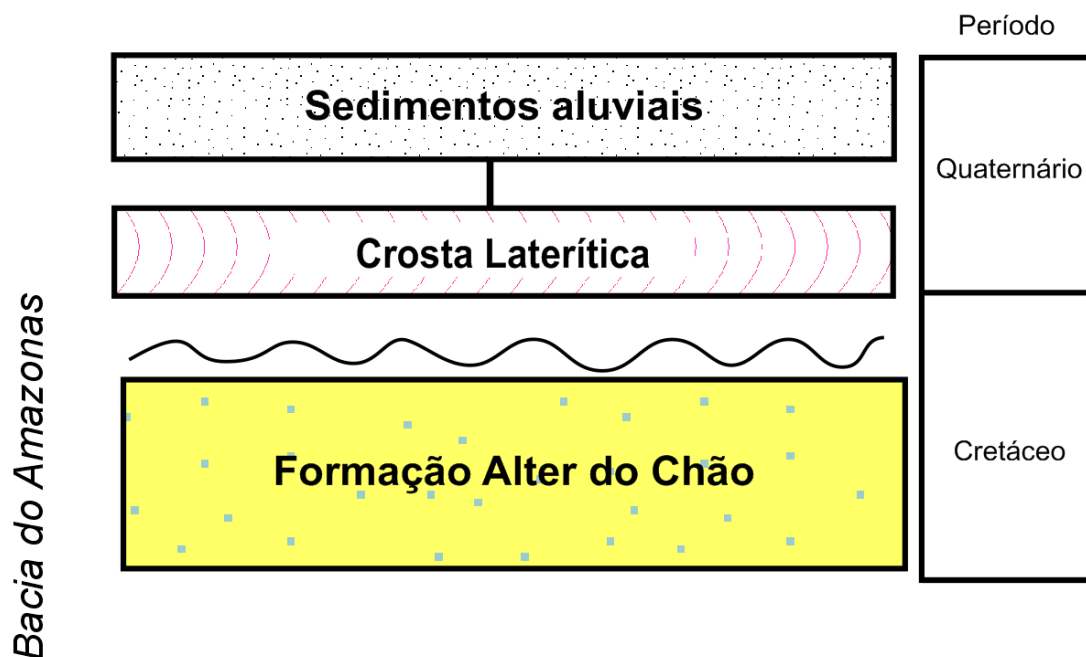


Figura 21: Representação esquemática das camadas na região do TUP Chibatão, de acordo com a pedologia. (Cavero *et al.*, 2010)

De acordo com Cavero *et al.* (2010), as camadas superiores da Formação Alter do Chão, que fazem parte da Bacia Sedimentar do Amazonas, são do quaternário. Dentre elas incluem-se os sedimentos trazidos pelo rio e, mais abaixo, o perfil de solo laterítico com crosta rígida. Sob o sedimento aluvial e a crosta existe solo laterítico transicional e por fim encontra-se a formação Alter do Chão, do Cretáceo.

Inicialmente, pode-se dizer que, como previsto anteriormente, o modelo do perfil se configura estratigraficamente como uma sucessão de camadas predominantemente de argila e areia, características da região amazônica e da ação do intemperismo e dinâmica fluvial sobre a formação Alter do Chão. O porto encontra-se acima de aterro lançado sobre camadas de depósitos de sedimentos pouco consolidados, majoritariamente compostas de areias, argilas e material orgânico.

O aterro sobre o qual o terminal está diretamente assentado é descrito nos relatórios como uma argila arenosa de coloração vermelha e consistência média, pouco se sabe a respeito de sua origem e pedologia. É importante destacar que apresenta resistência a penetração e consistência quase sempre igual ou pouco superior em comparação com as camadas imediatamente abaixo, ainda que baixas, pois seu NSPT varia em torno de 5 a 10. A aparente maior resistência provavelmente se dá em decorrência da compactação durante a realização do aterro e formação de concreções típicas de solos lateríticos.

Acredita-se que um elemento importante para a caracterização do modelo é a identificação da camada inferior ao aterro visível nos furos de sondagem 4 e 5. A sua inexistência nos furos 9 e 8 e a pouca espessura no relatório de sondagem do furo 4 indicam que sua espessura é maior com a maior proximidade do rio, o que sugere sua origem na deposição de detritos fluviais. Essa camada está disposta na transição do aterro para o solo natural local, porém apresenta propriedades bastante distintas conferidas pela presença de material orgânico. Trata-se de uma camada de argila pouco arenosa orgânica de coloração escura e consistência entre mole e média. O NSPT muito baixo da camada permite sua associação como uma importante fonte de instabilização do talude. A sua existência está de acordo com o descrito pelo laudo da CPRM (2011), que afirma ser uma das possíveis causas do deslizamento a construção do aterro sobre material inconsolidado.

Abaixo do aterro construído e da camada de argila orgânica sobre o qual foi assentado, encontram-se camadas de argila e areia, predominantemente de areia nos furos 9 e 8, mas com teor maior de argila nos furos 4 e 5. Como se sabe, o presente modelo em camadas grossas bem definidas com limites exatos é uma simplificação para facilitar a análise, sendo assim, deve-se ter em mente que ocorre nessa profundidade uma sucessão de camadas alternadas de argila e areia de consistências variando de média a mole com coloração variável. Optou-se por representar a complexa estratigrafia em duas camadas principais, ainda que se possa

considerar todas as variações até mesmo como uma única grande camada, partindo-se do pressuposto que as características das camadas são similares, incluindo o NSPT.

O agrupamento das pequenas camadas existentes nesse intervalo de profundidade em uma ou duas camadas principais é justificado por sua pedologia, altamente dependente da deposição de sedimentos e dinâmica fluvial, o que lhes confere propriedades heterogêneas porém similares em toda a sua extensão. A decisão de compartimentação em duas camadas foi feita principalmente pois se julgou que a variação observada com a proximidade do rio possui importância para o comportamento mecânico do maciço, mais especificamente para descrever a diferença da granulometria dos sedimentos predominantes e suas características associadas. As camadas mais próximas ao rio, mais argilosas, possuem cor mais tendente para o vermelho, com consistência mole à média e NSPT entre 5 e 10, menor quanto mais próximo ao rio. As camadas mais distantes do rio, mais arenosas, também possuem cor avermelhada, mas consistência variando entre média e rija e NSPT entre 10 e 15, com presença de alguns picos que podem chegar a 20. Acredita-se, também, que existam diferenças importantes quanto ao comportamento no que diz respeito à resistência ao cisalhamento, visto que areias possuem ângulo de atrito maior e pouca coesão, enquanto argilas possuem tendência de maior coesão e ângulo de atrito menor. As frações granulométricas constituintes do solo, portanto, ao variarem em proporção são responsáveis por variações nos parâmetros geotécnicos.

A seguir, abaixo dessa camada, encontra-se solo mais preservado, com características mais próximas à rocha matriz. Há acréscimo gradual perceptível na resistência à penetração do amostrador SPT com o aprofundamento da sondagem, sendo que há identificação da fração granulométrica silte em proporção mais significativa nessa camada. A coloração não apresenta grande alteração com relação às camadas superiores, sendo majoritariamente vermelha.

A última camada identificada, constituída em grande parte de areia e silte, é a única em que se pode dizer dentre elas que há mais resistência à penetração do amostrador padrão do SPT. Pode-se dizer que trata-se de um solo mais compacto e menos intemperizado. Na última camada, a coloração também se mostra mais próxima à coloração da rocha, já que em alguns furos foi relatada a existência de veios acinzentados em meio à areia avermelhada antes da interrupção da sondagem.

A compreensão qualitativa das propriedades dos solos analisados por camada nos parágrafos anteriores é importante, pois pode-se fazer um paralelo com o fenômeno comum

na região amazônica, conhecido informalmente como “Terras Caídas”. Nesse fenômeno, há grande influência das diferenças entre as propriedades das areias e argilas na instabilização de áreas nas margens dos rios. O fenômeno das terras caídas é comum na margem de rios com grande quantidade de sedimentos não consolidados, ocorrendo naturalmente como parte da dinâmica do rio. Sendo assim, não se configura totalmente no TUP Chibatão, cujos taludes sofreram intervenção humana, porém não há dúvidas que o mecanismo do deslizamento é análogo ou ao menos relacionado.

Quanto aos parâmetros geotécnicos a serem utilizados para a modelagem, partiu-se do pressuposto que a qualidade das informações poderia afetar drasticamente a validade do estudo final, ainda que se trate de um exemplo para fins acadêmicos. Como não havia disponibilidade de dados específicos, como o ângulo de atrito, peso específico e permeabilidade dos solos em questão, sugeriu-se que a análise dos valores de NSPT poderia fornecer boas indicações do comportamento do solo. No entanto, é necessário frisar que muitas correlações entre parâmetros geotécnicos usuais e resultados de ensaios SPT podem apresentar conclusões limitadas, principalmente se forem utilizados como base estudos feitos em outros lugares do mundo com solos diferentes. Sabe-se que há grande chance de falha ao se tentar correlacionar o comportamento de solos tropicais com parâmetros observados em solos saprolíticos, ou temperados, por meio de experimentos feitos em outros países. Sendo assim, buscaram-se estudos mais próximos da realidade do terminal de Chibatão, englobando solos tropicais, com características lateríticas similares.

Campelo (2001), em publicação que analisa estabilidade de taludes fluviais de Manaus, relata que os solos da região, por serem lateríticos em sua predominância, revelam peculiaridades do ponto de vista geotécnico. As argilas de Manaus, que passaram por processos de intemperismo avançados, possuem ângulos de atrito maiores que os esperados e coesão, contrariamente, menor do que o imaginado para essa classe granulométrica. Supõe-se que a facilidade de formação de concreções lateríticas as aproximam do comportamento de solos com maior granulometria, por isso, tais solos manifestam comportamento geotécnico intermediário entre argilas e areias. Ainda de acordo com Campelo (2001), a Tabela 2 demonstra esse fenômeno e é comumente utilizada em estudos de solos às margens do Rio Negro em Manaus, pois é fruto de inúmeras observações de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais ao longo dos anos.

Tabela 2: Correlações aproximadas entre parâmetros geotécnicos do solo e o NSPT na região de Manaus (Campelo, 2001).

Classificação do solo	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Areia argilosa	< 10	< 15	< 5	< 25
	10 a 20	15 a 17	5 a 15	25 a 30
	20 a 30	17 a 19	15 a 25	30 a 34
	> 30	20	30	35
Argila arenosa	< 10	< 13	< 10	< 15
	10 a 20	13 a 15	10 a 30	15 a 27
	20 a 30	15 a 18	30 a 55	15 a 27
	> 30	19	60	28

Os solos identificados nos relatórios de sondagem SPT, então, foram correlacionados pela tabela de acordo com sua parcela granulométrica majoritária, considera-se, assim, que os parâmetros adotados representam satisfatoriamente as características dos solos no TUP Chibatão. Os parâmetros do solo orgânico e encontrados a maiores profundidades, assim como do material utilizado para o aterro, são dificilmente determináveis sem a realização de ensaios. Como não foram encontrados laudos ou avaliações mais precisas desses materiais, buscou-se referência na literatura para tornar o modelo mais factível.

Em análise de estabilidade de talude realizada pela ENVIX Engenharia Ltda. (2011) para o empreendimento Super Terminais Comércio e Indústria Ltda., vizinho ao TUP Chibatão, adotaram-se valores também condizentes com Campelo (2001). Ainda que o solo empregado no aterro do outro terminal possa ter sido proveniente de qualquer lugar de empréstimo em Manaus e não necessariamente do mesmo local de onde veio o solo utilizado na obra vizinha, considerou-se adequado utilizar os valores sugeridos. Para os solos profundos menos

intemperizados foram utilizados valores baseados no esperado para areias compactas, que mantém características relativamente próximas a da rocha matriz (Campelo, 2005). Já a argila orgânica teve seus parâmetros sugeridos pelo analista e pela comunicação pessoal com Nilton Campelo.

Em paralelo, os valores entrados na modelagem do fenômeno referentes à permeabilidade foram estimados com base no esperado pelo analista e comunicação pessoal com o Professor Nilton Campelo. Adotou-se que a permeabilidade varia entre 1×10^{-8} m/s para solos mais argilosos e 1×10^{-4} m/s para solos mais arenosos. Os valores adotados para os parâmetros das camadas são apresentados resumidamente na Tabela 3.

Tabela 3: Parâmetros geotécnicos adotados no modelo para representação dos solos locais.

Descrição do Solo/ Camada	Peso específico (γ) (KN/m ³)	Coesão (c') (KPa)	Ângulo de Atrito (Φ) (°)	Permeabilidade (k) (m/s)
Aterro	16	10	25	1×10^{-8}
Areia Argilosa	15	5	25	1×10^{-6}
Argila arenosa	15	10	20	1×10^{-7}
Areia argilosa siltosa	18	10	20	1×10^{-5}
Areia siltosa	20	5	30	1×10^{-4}
Argila orgânica	14	15	10	1×10^{-8}

Sabendo da variabilidade intrínseca dos solos tropicais, acredita-se ser inapropriado considerar deterministicamente os parâmetros geotécnicos principais para a avaliação da estabilidade. De forma a não fugir do escopo, partiu-se então do pressuposto que o ângulo de atrito e a coesão dos solos locais variariam de acordo com a distribuição normal, embora na realidade possam estar associados a qualquer outra distribuição desconhecida. O coeficiente de variação adotado para os parâmetros dos materiais foi de até 40% do valor determinístico da coesão e 10% do ângulo de atrito, sugeridos por Lee e Harington (1971).

É importante frisar que ao adotar a distribuição normal é necessário truncar a função em alguns casos, principalmente quando o coeficiente de variação é mais elevado, como é o caso de 40% do valor determinístico assumido para a coesão. O truncamento é fundamental para impedir que seja feito o cálculo de estabilidade considerando parâmetros com valor negativo, já que esses não teriam validade física. Uma opção que poderia ser utilizada em outros estudos é considerar a distribuição desses parâmetros como log-normal, pois dessa forma a própria função impediria a modelagem com valores negativos.

Tendo a definição geométrica da situação, referências determinísticas para os parâmetros e considerações para a variabilidade do material, mostra-se viável a utilização do método de Montecarlo para gerar uma análise probabilística. Dentro do *software* (GEOSLOPE/GEOSTUDIO) é possível a realização de uma grande quantidade de análises de estabilidade do talude com utilização de parâmetros variáveis de acordo com as especificações feitas. O número de análises se torna satisfatório quando a função de densidade de probabilidade do coeficiente de segurança mostrar-se contínua e estável como na Figura 22.

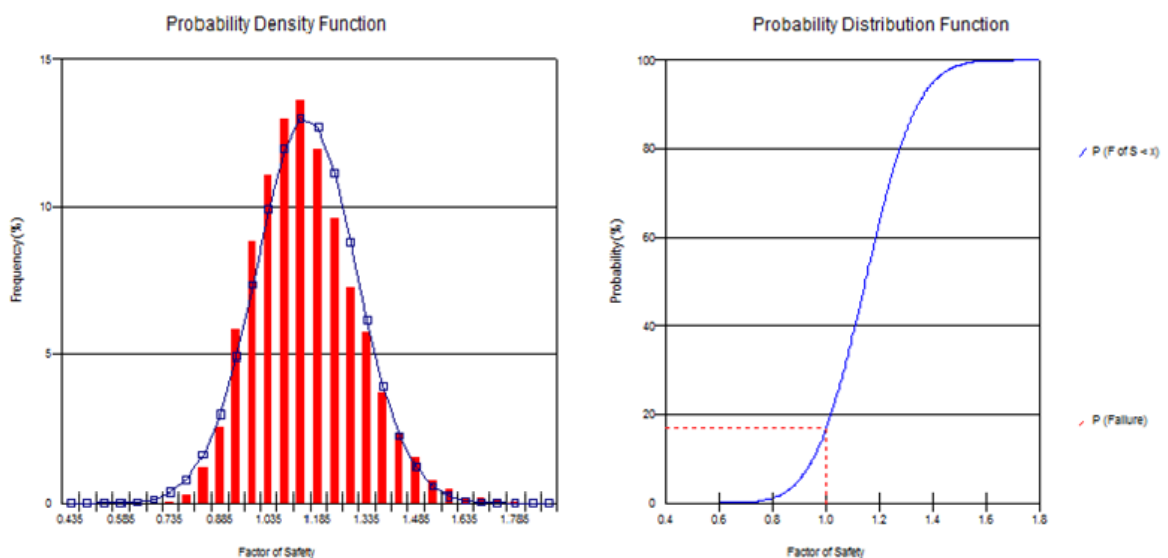


Figura 22: Funções de densidade de probabilidade e de distribuição acumulada do coeficiente de segurança geradas pelo *software*. Referentes ao talude com poropressões internas equivalentes à cota de 23 m sem carregamentos de contêineres.

Sugere-se realizar a quantidade de análises que se considerar adequada e comparar seus resultados com as estatísticas geradas ao se fazer um número ainda maior de iterações, caso não haja diferença relevante entre elas, pode-se considerar que o número de análises escolhido inicialmente já fornecia resultado estável. No presente estudo os resultados foram considerados satisfatórios com a realização de 10.000 análises.

As estatísticas das modelagens feitas pelo *software* fornecem importantes resultados, pois informam a influência da variabilidade adotada sobre a estabilidade do maciço. Obtém-se a porcentagem dos testes realizados que retornaram coeficiente de segurança menor que 1, o que em outros termos representa a probabilidade de falha. Gera-se também um coeficiente de segurança médio, nem sempre coincidente com o determinístico, principalmente nos casos de alta probabilidade de deslizamento. Por fim, são informados ainda o desvio padrão e os coeficientes de segurança máximo e mínimo identificados dentre todas as análises feitas.

Dentro da linha de raciocínio da hipótese levantada anteriormente, que haveria grande influência das poropressões acumuladas internamente no maciço para a deflagração da instabilidade, o modelo foi testado em diferentes condições. Inicialmente, para investigar a importância das poropressões, considerou-se a cota do rio ao ar livre constante e igual à cota no dia do deslizamento, por volta de 15 m de altura e calculou-se o coeficiente de segurança para diferentes poropressões internas. As poropressões às quais o maciço foi submetido foram escolhidas de acordo com as cotas alcançadas pelo rio no período de até 2 meses antes do deslizamento, tomando como fonte o histórico das cotas no local apresentado anteriormente. Utilizaram-se as cotas de 15, 19, 23 e 25 m, respectivamente, as cotas aproximadas da ruptura no dia 17 de Outubro de 2010, um mês antes da ruptura, um mês e meio antes e dois meses antes. Os resultados são mostrados na Tabela 4.

Tabela 4: Resultados da análise no *software* realizada para diferentes poropressões internas.

Poropressão interna equivalente à cota (em m)	Coefficiente de Segurança	Coefficiente de Segurança médio	Desvio Padrão	Probabilidade de falha (%)	Coefficiente de Segurança mínimo	Coefficiente de Segurança máximo
15	1,570	1,566	0,239	0,8	0,65	2,71
19	1,423	1,422	0,232	3,51	0,66	2,56
23	0,996	1,148	0,153	16,87	0,75	1,78
25	0,704	0,835	0,152	85,52	0,48	1,49

Apresentam-se nas Figuras 23 a 26 as cunhas de ruptura observadas para cada poropressão interna testada. O número em destaque representa o menor coeficiente de segurança determinístico dentre os encontrados e se refere à cunha de ruptura apresentada. Foram traçadas isolinhas nas figuras, determinando regiões com coeficientes de segurança próximos, destoando entre si no máximo em 0,05.

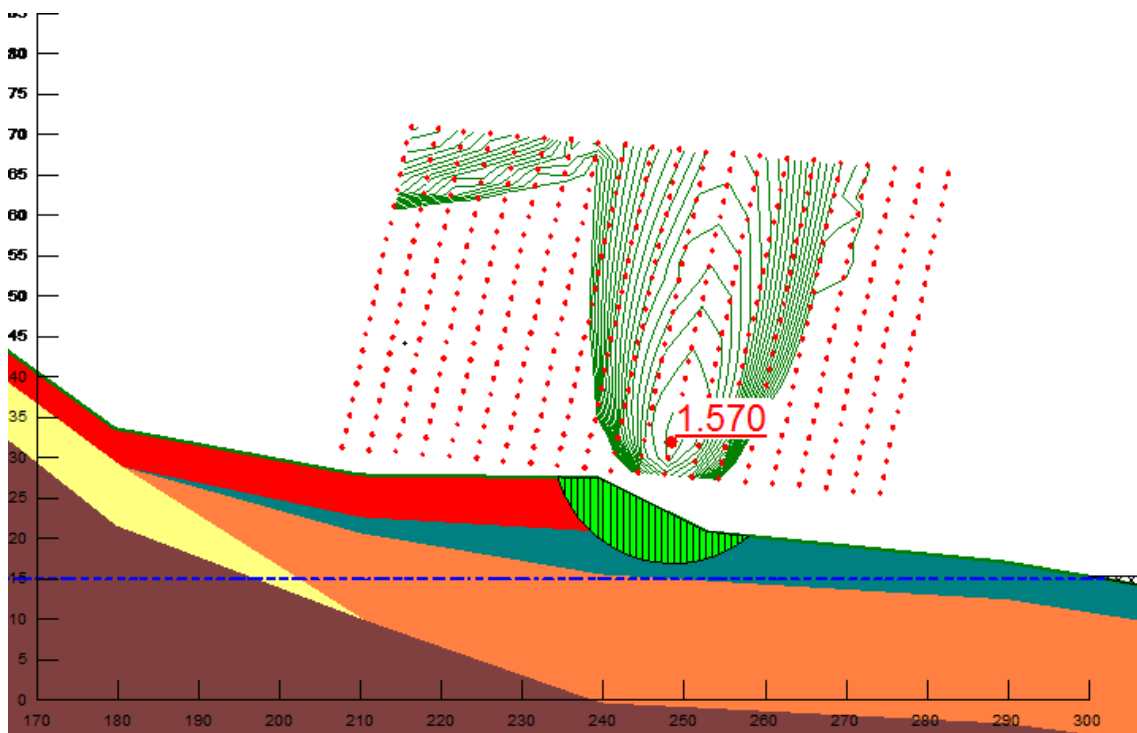


Figura 23: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 15 m.

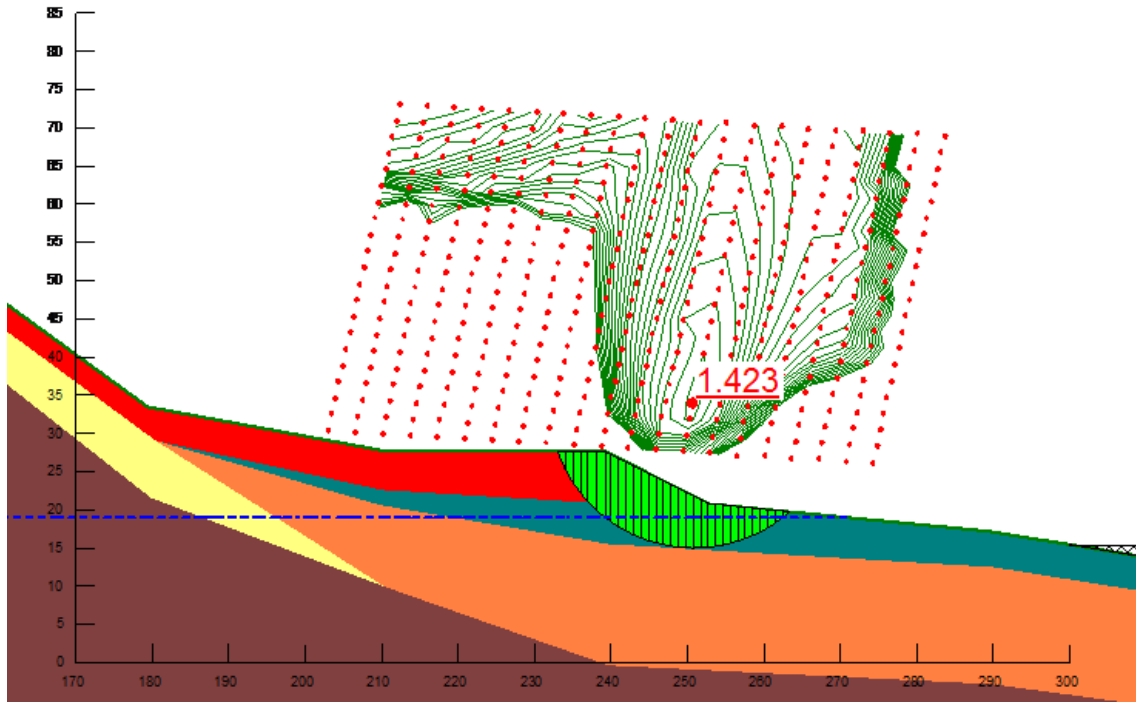


Figura 24: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 19 m.

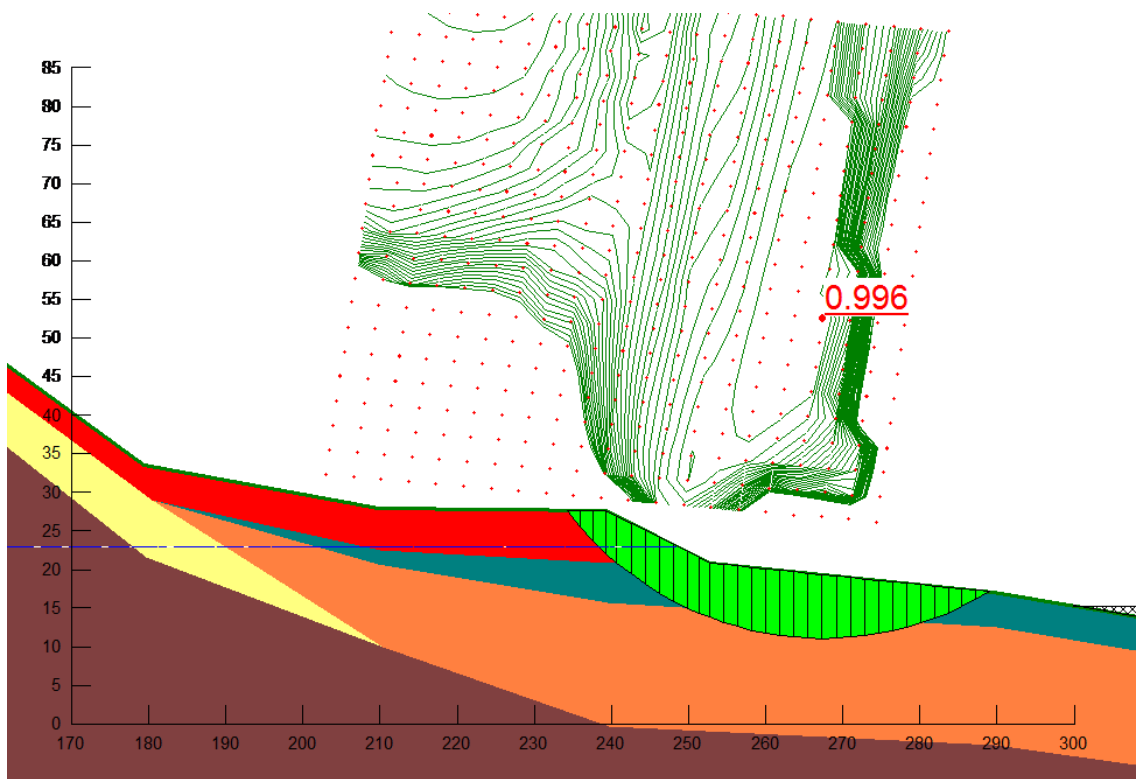


Figura 25: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 23 m.

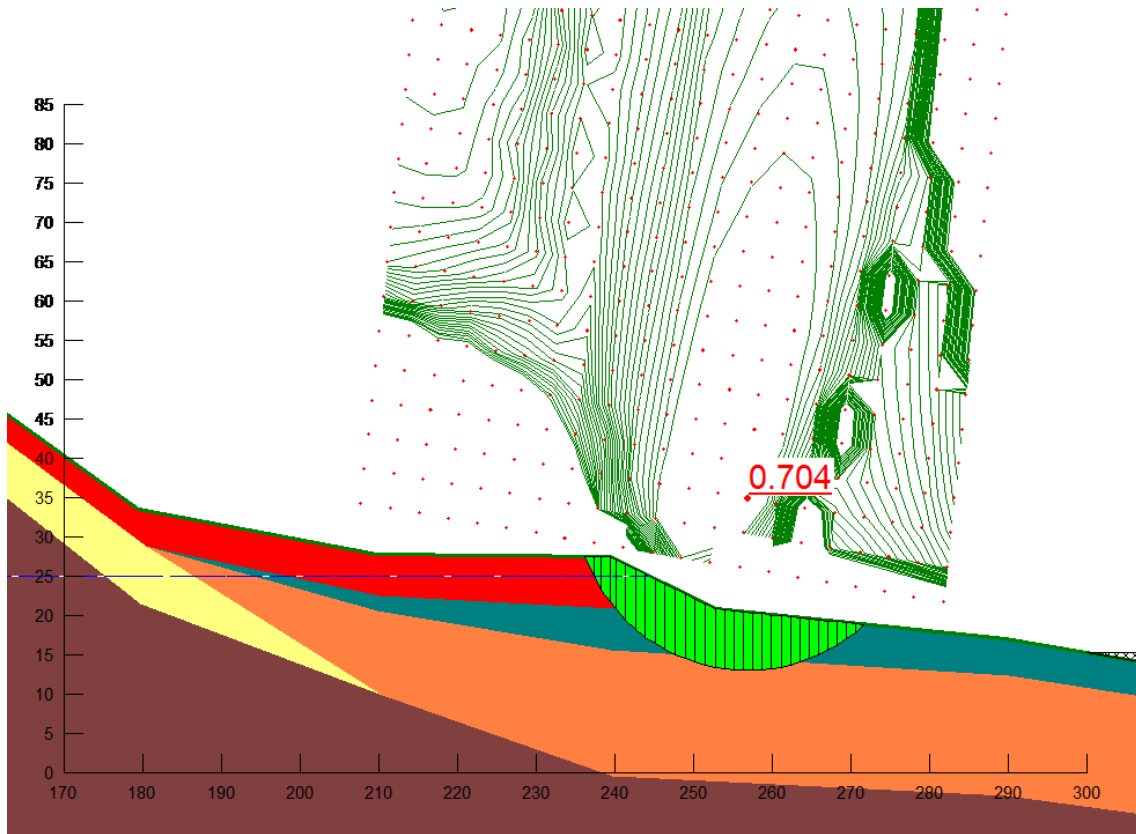


Figura 26: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 25 m.

Em análise mais aprofundada, sugeriu-se também que a sobrecarga de contêineres no pátio do terminal possa ter sido decisiva para o aumento da probabilidade de falha. Calcula-se a carga máxima a ser posicionada sobre o talude considerando as características observadas nos contêineres movimentados no local. Sabe-se que o volume de um TEU é padronizado e igual a 39 m³, já a massa transportada em cada TEU varia de acordo com o carregamento transportado. O cálculo realizado para chegar ao valor de aproximadamente 10,32 toneladas por TEU será detalhado na etapa de determinação da capacidade portuária.

$$\frac{10,32\text{Ton}/\text{TEU}}{39\text{m}^3/\text{TEU}} = 0,2646 \text{ Ton/m}^3 = 2,6 \text{ KN/m}^3$$

O carregamento calculado foi disposto sobre a área do pátio de contêineres do perfil, tendo sido distribuído igualmente até uma altura de 5 m acima do piso do pátio em todos os testes realizados que consideraram os contêineres. Ressalta-se que na realidade o carregamento pode ser considerado pouco diferente desse e variável, já que o espaço não está integralmente ocupado pelos contêineres. O pátio abarca também corredores para a passagem de veículos e maquinário além de outras estruturas portuárias de peso variável ou concentrado, por vezes distribuído sobre fundações específicas, como guindastes e pórticos. Ainda que inicialmente se perceba o carregamento dos contêineres como pequeno adicional de peso, decidiu-se testá-lo em todos os cenários de poropressões internas, sempre considerando a cota do rio constante em 15 m e o carregamento constante equivalente a pilhas de 5 m de altura. Os resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5: Resultados da análise no *software* realizada para diferentes poropressões internas, considerando carregamento de contêineres constante de pilhas de 5 m.

Poropressão interna equivalente à cota (em m)	Coefficiente de Segurança	Coefficiente de Segurança médio	Desvio Padrão	Probabilidade de falha (%)	Coefficiente de Segurança mínimo	Coefficiente de Segurança máximo
15	1,474	1,475	0,215	1,3	0,78	2,62
19	1,324	1,323	0,213	6,73	0,59	2,34
23	0,943	1,079	0,131	28,5	0,69	1,78
25	0,695	0,821	0,144	88,49	0,44	1,46

As representações das cunhas de deslizamento, assim como o menor coeficiente de segurança determinístico e as isolinhas de coeficiente para cada poropressão interna testada, agora considerando carregamento de contêineres, são apresentadas nas Figuras 27 a 30.

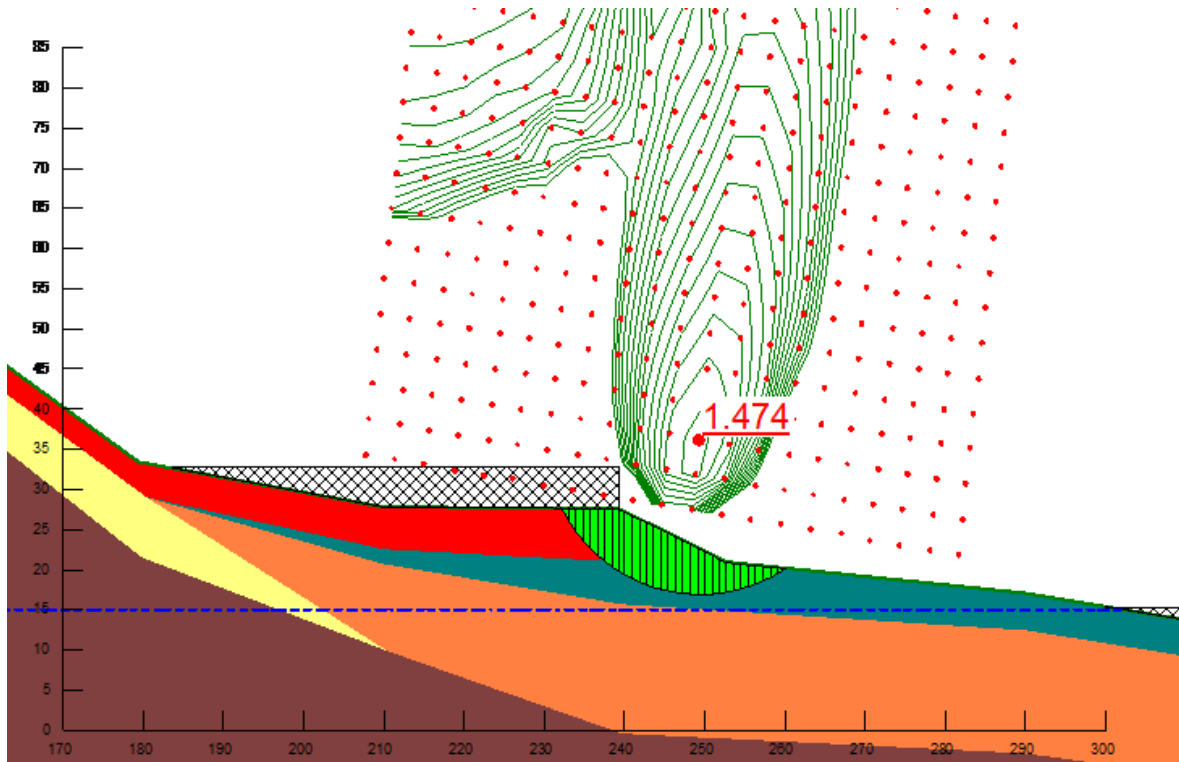


Figura 27: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 15 m, com carregamento.

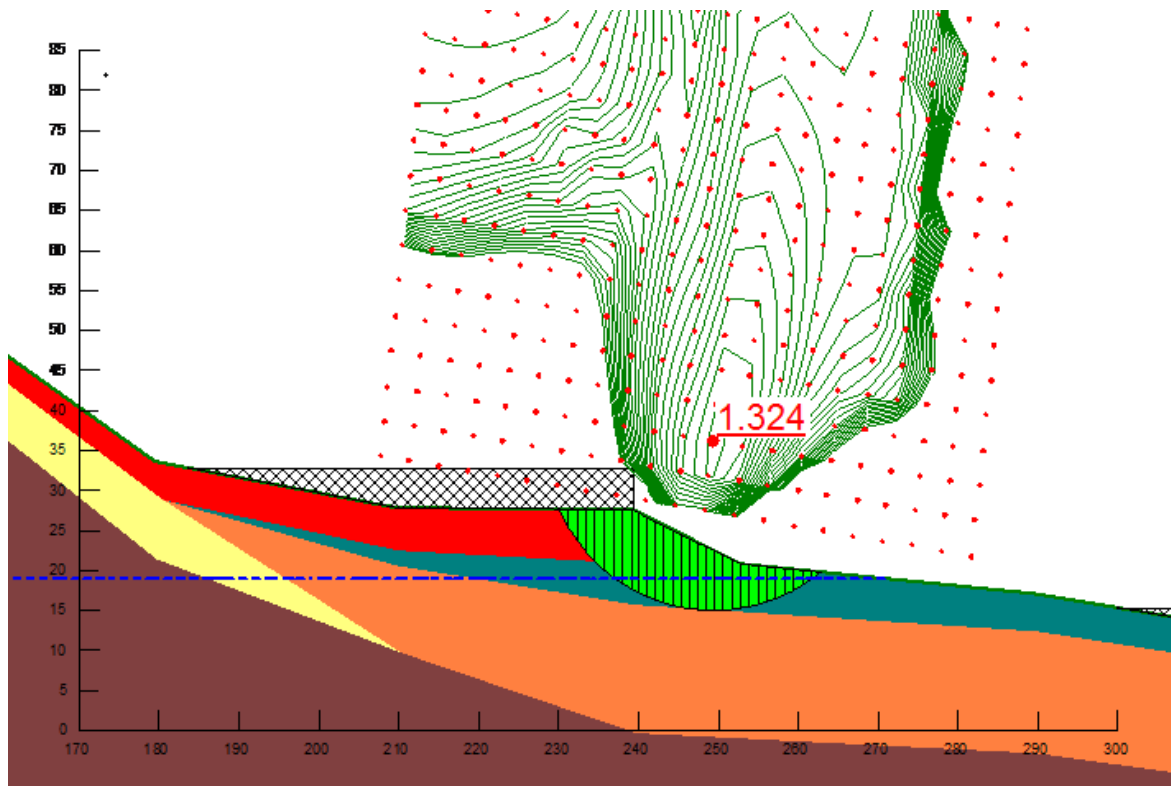


Figura 28: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 19 m, com carregamento.

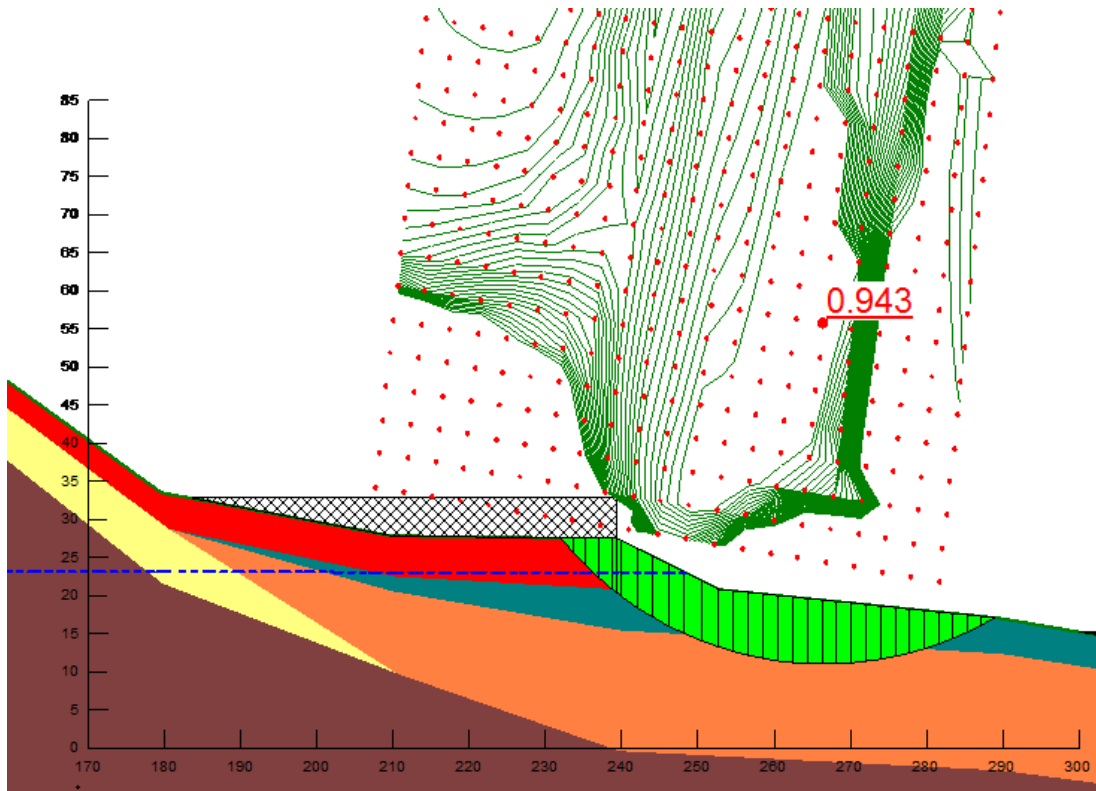


Figura 29: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 23 m, com carregamento.

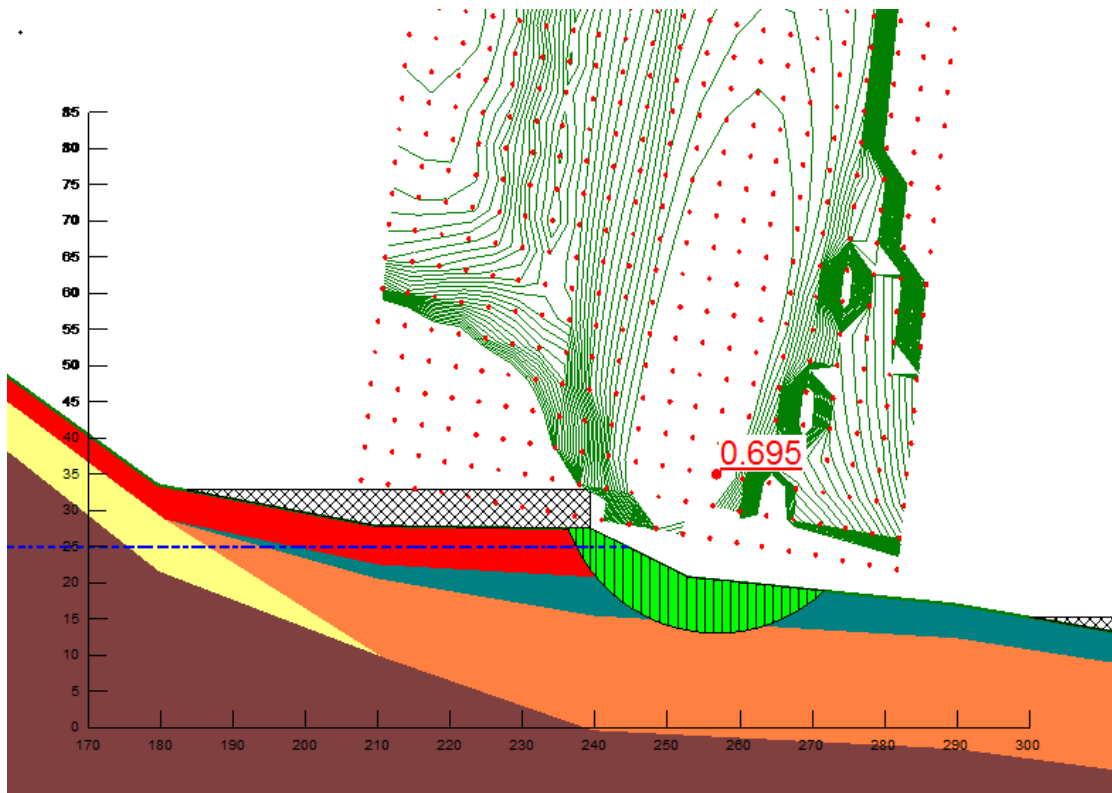


Figura 30: Cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 25 m, com carregamento.

4.3.2. Cálculo de capacidade portuária dinâmica anterior à ocorrência

A análise de capacidades portuárias não é de simples obtenção, no entanto, o problema é abordado recorrentemente na literatura especializada. É importante se perceber que esse estudo não pode ser restrito simplesmente à adoção dos valores nominais de produtividade dos equipamentos portuários, já que eles não se encontram em operação na totalidade do tempo.

A atividade no porto e suas etapas devem ser consideradas no cálculo, como o tempo decorrido para a atracação, para preparação para início da movimentação de cargas e posteriormente para preparação para a desatracação, além do tempo entre embarcações atendidas sucessivamente. Sendo assim, o estudo de capacidade requer a utilização de um modelo que descreva adequadamente o processo de chegadas e atendimentos de embarcações, para isso, sugere-se a aplicação de princípios da teoria de filas. Em especial, no caso de transporte de contêineres, como estudado no presente trabalho, a SEP/PR (2012) e outras aplicações indicam claramente o uso do modelo de filas M/Ek/c.

A bibliografia da SEP/PR (2012) afirma que os atendimentos de navios porta-contêineres são adequadamente representados pela distribuição de Erlang, com solução aproximada usando o parâmetro k igual a 5 ou 6. Utilizando-se a aproximação de Allen/Cunnen podem-se obter curvas, como as apresentadas na Figura 31, que permitam a estimação do índice de ocupação correlacionando o tempo médio de espera, o número de berços e o tempo médio de atendimento.

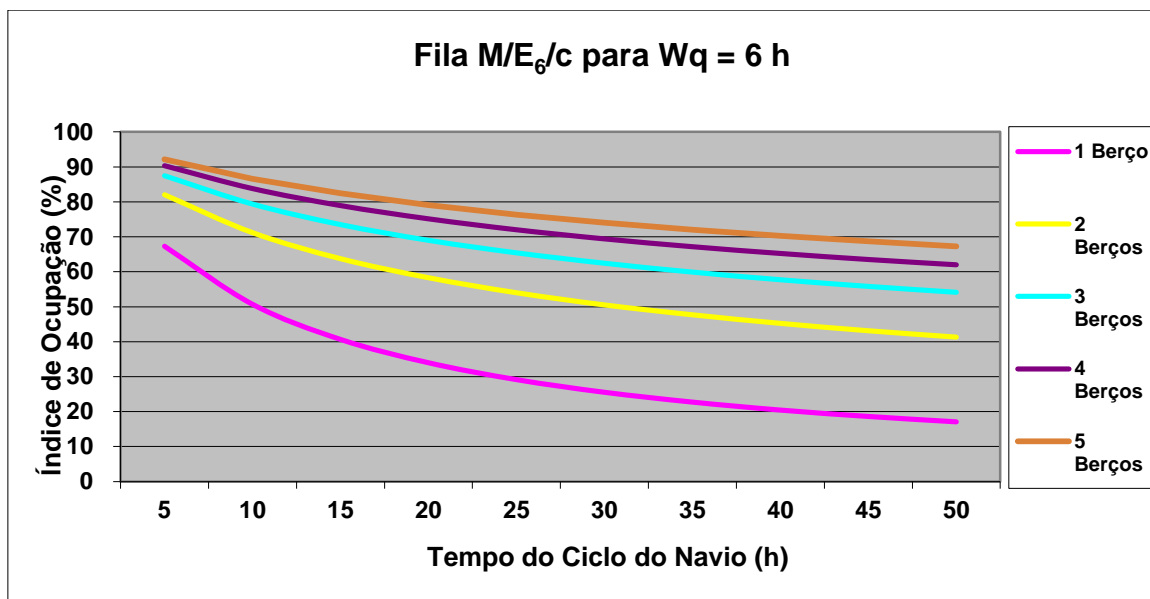


Figura 31: Exemplo de gráfico para obtenção de fila (índice de ocupação) esperada, de acordo com o número de berços e tempo de ciclo de atendimento das embarcações.

Sabe-se que para estimar a capacidade do terminal é necessário o cálculo da capacidade dinâmica e estática dos equipamentos de movimentação e de armazenagem, respectivamente. Os dados utilizados para essa estimativa, apresentados na Tabela 6, foram retirados do SIG/ANTAQ (Sistema de informações gerenciais da Agência Nacional de Transportes Aquaviários) referentes ao ano de 2010, ano de ocorrência do deslizamento.

Tabela 6: Quantidade de atracações, de contêineres movimentados (em TEUs e unidades) e peso total da carga bruta em toneladas atendida pelo terminal de Chibatão nos meses de 2010. (SIG/ANTAQ).

Mês	Quantidade de Atracações (u)	Quantidade de Contêineres (TEU)	Peso Carga Bruta (t)	Quantidade de Contêineres (u)
Janeiro	8	12.464	130.954	7.547
Fevereiro	4	9.699	112.413	5.995
Março	4	10.129	123.751	6.416
Abril	6	12.132	139.935	7.485
Mai	4	10.983	113.450	6.742
Junho	5	12.067	121.755	7.279
Julho	7	11.065	119.493	6.829
Agosto	10	15.775	161.412	9.747
Setembro	9	14.019	137.070	8.370
Outubro	13	23.511	207.637	14.359
Novembro	6	9.277	83.100	6.078
Dezembro	8	13.123	140.844	8.166
Total	84	154.244	1.591.814	95.013

A partir desses dados, foi possível calcular o peso médio em toneladas dos contêineres transportados no terminal de Chibatão em 2010. O valor encontrado dividindo a carga bruta total pelo número de TEUs movimentados, foi de 10,32 toneladas/TEU. Sendo assim, é possível calcular o lote médio das embarcações atendidas no terminal de Chibatão em 2010 em toneladas e TEUs. O valor do lote é aproximadamente de 18.950 toneladas por embarcação, o equivalente a 1.836 TEUs, em média, transportados em cada uma das 84 escalas atendidas pela instalação no ano.

Para o cálculo da capacidade, além do tipo de carga e dos lotes médios, deve-se ter conhecimento sobre a disponibilidade e eficiência de equipamentos de movimentação, principalmente o número de berços e a produtividade do porto em termos de quantidade de carga movimentada a cada hora por embarcação, dados apresentados na Tabela 7. Como deseja-se calcular a capacidade prévia e posterior à ocorrência, considerou-se que o número de berços prévio à ocorrência é de quatro e, de acordo com os laudos verificados, o deslizamento incapacitou um cais inteiro, ou seja, os berços disponíveis no cenário final da análise são apenas dois.

Tabela 7: Quantidade de contêineres movimentados (em TEUs e unidades), tempo total de operação e produtividade média (prancha média) do porto nos meses de 2010 anteriores ao deslizamento, considerando os 4 berços ativos (SIG/ANTAQ).

Mês	Quantidade de Contêineres (u)	Tempo Total de Operação (h)	Prancha Média (TEU/h)	Quantidade de Contêineres (TEU)
Janeiro	7547	339	36,8	12464
Fevereiro	5995	270	35,9	9699
Março	6416	271	37,4	10129
Abril	7485	356	34,1	12132
Maiο	6742	281	39,1	10983
Junho	7279	345	35,0	12067
Julho	6829	385	28,7	11065
Agosto	9747	498	31,7	15775
Setembro	8370	334	42,0	14019

A produtividade anterior ao acidente, a ser utilizada para os cálculos iniciais, considera de Janeiro a Setembro de 2010 e abrange dados de movimentação dos quatro berços em operação, sendo em média de 35,62 TEUs por hora de operação dos equipamentos. Foi

percebida queda na produtividade por berço após a ocorrência, mesmo considerando apenas os dois berços ainda operacionais.

Torna-se necessário, também, obter os tempos do ciclo de operação das embarcações, abordados na Tabela 8, para se estimar as filas e conseqüentemente as capacidades de terminais. Principalmente os tempos ociosos são relevantes para o presente estudo, como os tempos em que não há movimentação de cargas e entre atracações em situação em que há filas no porto.

Tabela 8: Quantidade de atracações, tempos médio de estadia, atracado, de espera para atracação, de preparação para a operação, de operação e de preparação para a desatracação em horas no porto nos meses de 2010 considerando os ciclos atendidos nos berços ativos (SIG/ANTAQ).

Mês	Quantidade de Atracações (u)	Tempo Médio de Estadia (h)	Tempo Médio Atracado (h)	Tempo Médio de Espera p/ Atracação (h)	Tempo Médio de Espera p/ Início de Operação (h)	Tempo Médio de Operação (h)	Tempo Médio de Desatracação (h)
Janeiro	8	61,4	60,2	1,2	11,7	42,4	6,1
Fevereiro	4	85	85	0	15,4	67,6	2,1
Março	4	78,3	78,3	0	7	67,8	3,4
Abril	6	76,5	76,5	0	5	59,3	12,2
Maio	4	85,9	79,9	6	7,2	70,3	2,4
Junho	5	90,3	90,3	0	16,4	69	4,9
Julho	7	93,7	93,5	0,2	1,1	54,9	37,5
Agosto	10	58,4	54,1	4,3	2,4	49,8	1,9
Setembro	9	49,7	49,7	0	9	37,1	3,6
Outubro	13	112,1	100,1	12	2,8	93,1	4,3
Novembro	6	97,1	73,1	24	4,6	60	8,5
Dezembro	8	55,9	55,9	0	4,1	46,7	5

O tempo médio de estadia é a soma do tempo médio atracado com o tempo médio de espera para atracar. O tempo médio atracado é a soma do tempo médio de início de operação, de operação e de desatracação. O tempo médio de espera para atracação no terminal entre os meses anteriores ao acidente, de janeiro a setembro, é de 1,3 h, enquanto o tempo médio de espera para início de operação e de espera para desatracação são bastante próximos, de 8,35 e 8,25 h respectivamente. A soma da espera para operar e desatracar resulta no tempo de preparação para operação e é de 16,6 h em média. Prossegue-se o cálculo somando os tempos calculados com os coletados acima da base do SIG/ANTAQ. O tempo médio de movimentação de cargas do navio é a divisão do lote médio pela produtividade dos berços

disponíveis, no caso é de 69,4 h por embarcação. O resumo dos valores de tempos médios utilizados é apresentado na Tabela 9.

Tabela 9: Resumo dos dados referentes aos tempos do ciclo da embarcação.

Ciclo do Navio				
Tempo no Berço (h)			Espera para atracar (h)	Total do ciclo (h)
Movimentação	Preparação	Total		
51,5	16,6	68,1	1,3	69,4

Com base nessas informações é possível calcular o número de escalas em um berço por semana e por ano, considerando que os berços funcionem ininterruptamente, ou seja, com taxa de ocupação de 100%. Dividindo o número de horas contidas no ano e na semana pela duração da escala média descobre-se quantas escalas podem ser feitas nesses intervalos de tempo. Multiplicando o número de escalas a 100% de ocupação pela consignação (lote médio), encontra-se a capacidade de movimentação de cargas no caso de ocupação máxima, desconsiderando o efeito de filas. Os valores são mostrados na Tabela 10.

Tabela 10: Quantidade de escalas e movimentação de TEUs, associada por intervalo de tempo, considerando ocupação de 100%.

Por semana		Por mês		Por ano	
Escalas	Movimentação de TEUs	Escalas	Movimentação de TEUs	Escalas	Movimentação de TEUs
2,42	4.442,39	10,37	19.038,80	124,44	228.465,54

O índice de ocupação (fila) foi calculado por meio da teoria de filas, de acordo com o procedimento descrito previamente. Foi adotado padrão de serviço desejável de tempo de espera médio de 6 h, como proposto na bibliografia consultada e de acordo com a SEP/PR. Para quatro berços e 69,4 h de ciclo o índice de ocupação encontrado foi de 56,64%.

Como é de se esperar, a multiplicação da capacidade à 100% de ocupação de um berço pelo número de berços e pelo índice calculado de ocupação, estimado de acordo com a expectativa de fila, fornece a capacidade de movimentação de contêineres pelo terminal, resumida na Tabela 11..

Tabela 11: Resumo dos dados referentes à capacidade de movimentação estimada do terminal antes do deslizamento considerando as filas.

Número de Berços	Índice de Ocupação	Escalas por Ano	Capacidade de transporte de TEUs por Ano	Capacidade de transporte de TEUs por mês
4	56,64%	285	523.408,77	43.617,40

4.3.3. Cálculo de capacidade portuária dinâmica posterior à ocorrência

Analogamente, com base nas informações coletadas após o deslizamento, principalmente a modificação da disponibilidade de berços, de quatro para dois, e queda de produtividade perceptível dos berços ainda ativos, cujos dados são apresentados nas Tabelas 12 e 13, foi possível determinar a nova fila esperada.

Tabela 12: Quantidade de contêineres movimentados (em unidades e TEUs), tempo total de operação e produtividade média (prancha média) do porto nos meses de 2010 considerando o berço BRAM0060011 - BERÇO EXT1.

BRAM0060011 - BERÇO EXT1					
Mês	Quantidade de Contêineres (u)	TEUs	Tempo Total de Operação (h)	Prancha Média (u/h)	Prancha Média (TEU/h)
Janeiro	3.957	6.424	184	21,55	34,91
Fevereiro	5.995	9.732	270	22,18	36,05
Março	3.409	5.534	134	25,38	41,30
Abril	6.116	9.929	265	23,07	37,47
Maiο	4.859	7.888	203	24,00	38,86
Junho	5.589	9.073	258	21,66	35,17
Julho	5.550	9.010	233	23,78	38,67
Agosto	4.132	6.708	197	21,01	34,05
Setembro	4.252	6.903	146	29,19	47,28
Outubro	6.533	10.606	416	15,72	25,49
Novembro	4.031	6.544	225	17,93	29,08
Dezembro	6.124	9.942	271	22,56	36,69

Tabela 13: Quantidade de contêineres movimentados (em unidades e TEUs), tempo total de operação e produtividade média (prancha média) do porto nos meses de 2010 considerando o berço BRAM0060021 - BERÇO INT1. (SIG/ANTAQ).

BRAM0060021 - BERÇO INT1					
Mês	Quantidade de Contêineres (u)	Quantidade de Contêineres (TEUs)	Tempo Total de Operação (h)	Prancha Média (u/h)	Prancha Média (TEU/h)
Abril	30	49	34	0,90	1,43
Novembro	1.384	2.247	84	16,41	26,75

A prancha média (produtividade) após o acidente nos dois berços não diretamente afetados nos meses de Outubro e Novembro de 2010 foi de 27,11 TEUs por hora de operação dos equipamentos de movimentação. Embora a queda de produtividade seja algo não esperado à primeira vista, estudo mais aprofundado do caso demonstra que houve restrição na operação de todos os berços. Houve redução de peso admissível de carregamentos transportados e limitação da utilização de rampas, no porto de forma geral após o acidente, o que indubitavelmente responde por queda da produtividade dos berços não diretamente afetados.

Percebeu-se também, a alteração dos tempos do ciclo de operação das embarcações, o que traz reflexos para a formação de filas, como mostrado na Tabela 14. Os tempos de preparação, para o início da operação e para a desatracação, que são parte do tempo total atracado da embarcação, apresentaram queda provavelmente pela urgência dada ao atendimento para tentar minimizar o impacto da restrição de berços. Contudo, o tempo de espera para atracação apresentou crescimento elevado ficando em média em 18 h por embarcação. De acordo com os dados do SIG/ANTAQ já apresentados anteriormente, em outubro e novembro de 2010, no TUP Chibatão, o tempo de aguardo para início da operação e para desatracação registrados foram de 3,7 e 6,4 h respectivamente, somando 10,1 h por atendimento, alterando a duração do ciclo de atendimento.

Tabela 14: Resumo dos dados referentes aos tempos do ciclo da embarcação.

Ciclo do Navio após Ocorrência				
Tempo no Berço (h)			Espera para atracar (h)	Total do ciclo (h)
Movimentação	Preparação	Total		
67,7	10,1	77,8	18,0	95,8

O novo ciclo de atendimento associado à configuração resultante do deslizamento, que só permitiu o uso de dois berços, equivale, aplicando o mesmo procedimento, a um índice de ocupação de 38,31%. Novamente, multiplicando-se a quantidade berços capazes de atender embarcações pelo número de escalas previstas caso a ocupação fosse de 100% pelo índice de ocupação obtido encontra-se a capacidade de transporte do terminal, nesse caso, após a limitação, como apresentado na Tabela 15.

Tabela 15: Resumo dos dados referentes à capacidade de movimentação estimada do terminal considerando as filas.

Número de Berços	Índice de Ocupação	Escalas por Ano	Capacidade de transporte de TEUs por Ano	Capacidade de transporte de TEUs por mês
2	38,31%	70	128.249,72	10.687,48

4.3.4. Cálculo de capacidade portuária estática anterior à ocorrência

Como se imagina intuitivamente, para uma instalação portuária é de pouca utilidade que haja equipamentos de movimentação de cargas, se não existir área e infraestrutura de apoio com função de estocagem e manipulação de cargas dentro do porto. Em outras palavras, pode-se demonstrar que a capacidade dinâmica, relativa aos equipamentos e berços, deve acompanhar, idealmente, a capacidade estática, associada à infraestrutura de armazenagem. Pode-se dizer que divergências grandes entre as capacidades resultam em capacidade ociosa, ou seja, dependendo da situação, se traduzem em equipamentos sofrendo deterioração, berços subutilizados ou valiosa área dentro do perímetro portuário não aproveitada, por exemplo.

A atividade portuária, em especial, pode ser claramente estruturada em um processo com etapas em série, sendo assim, é facilmente perceptível que a capacidade de um equipamento em que se investiu para o funcionamento de um terminal, na realidade, pode ser estrangulada por limitações de outros elementos do processo. De nada serve para o gerenciamento de risco, então, o cálculo apenas da capacidade dinâmica do terminal nas situações estudadas. A capacidade efetiva depende da capacidade dinâmica e estática da instalação, sendo, simplificadamente, equivalente à menor entre elas.

A capacidade de armazenamento de contêineres no TUP Chibatão anterior ao deslizamento requer que se conheça como parâmetro mais importante a área do pátio de cargas

containerizadas. No caso de estudo abordado, a área do referido terminal é de aproximadamente 220.000 m², de acordo com o Plano Mestre de Manaus (SEP/PR, 2013). Considerando que nessas dimensões estão incluídas áreas de apoio, como espaço para deslocamento de empilhadeiras e outros veículos, além do espaço ocupado por infraestruturas de suporte estrutural e operacional dos equipamentos, existe um valor a ser adotado nos cálculos referente à área útil efetivamente utilizada do pátio diretamente voltada para a armazenagem. Essa porcentagem da área total do pátio efetivamente voltada unicamente para o armazenamento foi fixada em 70%, valor considerado em estudos consultados de capacidade portuária elaborados pela SEP/PR (2012).

Quanto às configurações do armazenamento, que podem variar de porto para porto, são dados necessários para a estimativa de capacidade estática: a altura da pilha de contêineres praticada habitualmente no terminal e a quantidade de TEUs por unidade de área adotada na operação padrão de armazenagem. A altura da pilha pode variar de acordo com a tensão admissível na estrutura do pátio, a ser prevista pelo projetista de acordo com as condições de cada instalação, no caso, foi adotada pilha de 5 m, de acordo com estudo da SEP/PR feitos em outras instalações focadas em transporte de cargas containerizadas. A concentração de TEUs por m², por sua vez, pode variar de acordo com as dimensões dos contêineres normalmente movimentados no terminal, em Chibatão, o valor considerado para determinação da capacidade estática foi de 276 TEUs/hectare, ou seja, 0,0276 TEUs/m² valor obtido dos estudos consultados de capacidade portuária elaborados pela SEP/PR (2012).

A área total do terminal multiplicada pela porcentagem da área útil fornece a área disponível para armazenamento, a qual multiplicada pela altura da pilha admissível e pela quantidade de TEUs comportados por unidade de área determina a capacidade estática nominal da infraestrutura. No TUP Chibatão, chegou-se ao valor de 21.252 TEUs considerando os dados apresentados. A capacidade estática efetiva é ponderada em 70%, considerando que os cálculos matemáticos não representam as pequenas imprevisibilidades e variabilidades do empilhamento, terreno e equipamentos da realidade. O valor é o mesmo utilizado em estimativas de capacidade realizadas pela SEP/PR (2012).

Sabendo quantos contêineres podem ser comportados no pátio, com base em dados de configuração de empilhamento, disposição e espaço, ainda não se pode estipular um valor para a capacidade estática. Há ainda que se considerar a taxa em que as cargas saem do terminal após armazenamento, deve-se conhecer, em outras palavras, a quantidade

equivalente de vezes que o pátio foi esvaziado e reutilizado em dado intervalo fixo de tempo. Esse parâmetro, chamado de giro é calculado por meio da divisão do tempo total potencialmente operacional do pátio pela estadia média dos contêineres no terminal.

O número de dias de estadia no porto depende do sentido da movimentação e se os contêineres se encontram cheios ou vazios, esses valores são apresentados na Tabela 16. De acordo com o Plano Mestre de Manaus (SEP/PR, 2013), os seguintes valores de tempo de estadia são correspondentes ao terminal de Chibatão.

Tabela 16: Tempo médio de estadia de contêineres no TUP Chibatão de acordo com suas características, de acordo com o Plano Mestre de Manaus. (SEP/PR 2013)

Tempo médio de Estadia no TUP Chibatão	
Importados liberados no porto	10 dias
Importados não liberados no porto	1 dia
Exportados	7 dias
Embarque cabotagem	3 dias
Desembarque cabotagem	2 dias
Transbordo	-
Vazios	3 dias

A classificação de cargas em perfis referentes à direção e ao tipo da movimentação dos contêineres é usada para ponderar o tempo médio de estadia por classe, chegando-se ao valor médio de duração da estadia geral de todas as cargas movimentadas no porto. De acordo com o anuário portuário da ANTAQ de 2011, a distribuição das cargas é a mostrada na Tabela 17.

Tabela 17: Porcentagem de contêineres no TUP Chibatão de acordo com suas características, de acordo com o Plano Mestre de Manaus. (SEP/PR 2013)

Breakdown para fins de armazenagem	
Importados	21,9%
Exportados	0,4%
Embarque cabotagem	24,0%
Desembarque cabotagem	30,3%
Transbordo	0,0%
Vazios	23,4%

O valor final do tempo médio de estadia para os importados, que se dividem entre liberados no porto e não liberados no porto, depende visivelmente da proporção dos contêineres que são nacionalizados no próprio terminal. De acordo com o Plano Mestre de Manaus (SEP/PR, 2013), 80% das cargas importadas são nacionalizadas no próprio terminal de Chibatão, ou seja, são liberadas no porto, o restante parte para postos de liberação em outros locais.

Sendo assim, a estadia dos contêineres na instalação portuária de Chibatão, considerando os tempos médios de estadia coletados para cada perfil de contêiner e a distribuição de perfis entre as cargas, foi estimada em média em 3,9 dias. Dividindo a estadia média pelo tempo total de operação no ano, obtém-se que o número de giros de carga no terminal em 2011 foi de 95.

A multiplicação da capacidade estática efetiva pelo número de giros ocorridos em um ano fornece a capacidade de armazenagem do pátio em estudo. Em Chibatão, o valor encontrado previamente à ocorrência foi de 1.409.701 TEUs/ano.

4.3.5. Cálculo de capacidade portuária estática posterior à ocorrência

Foram registradas alterações não apenas na capacidade referente à disponibilidade de berços e equipamentos com o deslizamento ocorrido em 2010, mas também na capacidade estática de movimentação de carga no TUP de Chibatão. Ressalta-se entre as limitações impostas ao terminal, antes de tudo, a limitação de espaço de armazenagem, já que houve deslocamento físico de grande quantidade de material da área do porto para dentro do Rio Negro. De acordo com o laudo apresentado pela CPRM (2010), a cunha de ruptura apresentou raio de aproximadamente 100 m, além de fissuras abertas ativas ao redor de toda a área afetada.

Os laudos exigiam limitação imediata da armazenagem e retirada das cargas para alívio de carregamentos em toda a área abrangida pela cunha de ruptura, pela fissura e pelo menos nos 10 m adjacentes ainda em área do pátio não visivelmente afetada. Sendo assim, chegou-se ao valor aproximado de incapacitação para operação de ao menos 40.000 m² da área original do pátio. Nos cálculos para a capacidade de armazenagem após o deslizamento, então, a área disponível foi adotada em 180.000 m².

Adicionalmente, houve também modificação das condições de armazenagem, ao menos temporariamente, será estabelecida nova altura máxima para a pilha de contêineres em 3 m, para simular a ordem expedida pelas autoridades responsáveis de realizar urgentemente alívio do sobrepeso. Considerados constantes os demais fatores, chegou-se ao valor de capacidade estática de 10.433 TEUs e capacidade estática efetiva do pátio após o deslizamento, de 7.303 TEUs.

Caso não haja variação dentro da área ainda operacional dos perfis atendidos e se mantenham as outras condições, ou seja, não haja mudança da estadia média nem do número de giros, a nova capacidade de armazenagem calculada é de 692.035 TEUs/ano.

4.4. Avaliação de risco

Do ponto de vista físico, tomando por base o gráfico histórico das cotas e os valores baixos de permeabilidade esperados para os materiais locais, a poropressão interna equivalente a uma cota de 23 m é considerada a mais próxima da que efetivamente existia durante o deslizamento. Portanto, serão considerados na presente avaliação os resultados da cota interna de 19 m como otimistas, por considerarem poropressões menores, e os da cota de 25 m como pessimistas, por considerarem as piores poropressões possíveis. As análises geradas para o caso em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 15 m são associadas à situação ideal.

A validade dos modelos é ratificada pelo fato das isolinhas geradas estarem contínuas e fechadas ao redor dos pontos de menor coeficiente em todas as análises, demonstrando que todos os coeficientes próximos ao mínimo encontrado foram avaliados. Durante os estudos, em ocasiões em que a isolinha encontrada não se mostrava satisfatória, modificou-se a malha de posicionamento dos pontos geradores de potenciais cunhas de ruptura de forma a garantir que não houvessem outras possibilidades de cunha mais propensas a instabilização.

Como foi percebido deterministicamente, as cunhas de ruptura encontradas são coerentes e apesar de similares mostram profundidades e extensões maiores variando de acordo com a influência na estabilidade gerada pelas poropressões de cada cenário. As cunhas mais extensas foram observadas exatamente na análise realizada com poropressões equivalentes à água a 23 m de altura, vista como a mais realista.

Percebeu-se que as rupturas determinadas ocorrem preferencialmente passando pela camada de argila orgânica, como esperado desde o princípio. Esse fato demonstra que efetivamente esse material é um importante contribuinte para a instabilidade do talude e a construção da infraestrutura portuária sobre ele não é recomendada. Há relevante redução do coeficiente de segurança e elevação perceptível da probabilidade de ruptura ao se aumentar as poropressões internas nas análises, sugerindo que há efetivamente grande importância de drenagem nas obras portuárias.

Ainda que a existência do carregamento de contêineres não seja percebida como grande fator deflagrador do deslizamento em casos em que a instabilidade já era constatada, como a análise feita com poropressões internas equivalentes à cota do rio de 25 m, para outros cenários mostrou-se relevante. Para o caso das poropressões internas à cota de 23 m, observou-se crescimento da probabilidade de falha de 16,87 para 28,5, um crescimento em quase 70% do valor inicial da probabilidade de falha, apenas pela inclusão do carregamento. Uma tabela resumo com comparativo entre os coeficientes de segurança determinísticos e estatísticos além das probabilidades de falha antes e depois da consideração dos carregamentos é apresentada na Tabela 18.

Tabela 18: Comparação entre os coeficientes de segurança e probabilidades de falha antes e depois da consideração dos carregamentos nos cálculos.

Poropressão interna equivalente à cota (em m)	Coeficiente de Segurança sem carregamento	Coeficiente de Segurança com carregamento	Coeficiente de Segurança médio sem carregamento	Coeficiente de Segurança médio com carregamento	Probabilidade de falha sem carregamento (%)	Probabilidade de falha com carregamento (%)
15	1,570	1,474	1,566	1,475	0,8	1,3
19	1,423	1,324	1,422	1,323	3,51	6,73
23	0,996	0,943	1,148	1,079	16,87	28,5
25	0,704	0,695	0,835	0,821	85,52	88,49

Destaca-se que as probabilidades de falha encontradas pelas análises são extremamente elevadas, porém refletem a realidade, visto que as instabilizações de talude no local são comprovadas e recorrentes, ainda que o modelo represente apenas um exercício acadêmico. É importante frisar que a probabilidade considerada mais realista, associada à poropressão interna equivalente aos 23 m, pode não ser representativa da maioria dos anos, já que se

percebe que o ano do deslizamento teve características hidrológicas excepcionais com vazante incomum. Mais aprofundamento no cálculo para a apuração da probabilidade real no local deve abordar em complemento com os estudos aqui realizados o estudo do tempo de retorno.

No entanto, mesmo com essa consideração, deve-se afirmar que tamanhos riscos encontrados na modelagem se comprovados na realidade claramente não seriam recomendados para obras de engenharia, devendo ser condenados os projetos que não garantissem drenagem muito eficiente do local. Do ponto de vista de uma avaliação de risco, os valores calculados de probabilidade de falha para esse talude devem ser julgados totalmente intoleráveis.

Do ponto de vista logístico, a capacidade dinâmica do terminal é limitante para sua operação tanto na situação anterior ao deslizamento quanto posterior. Tal fato já era esperado, pois no próprio Plano Mestre do Porto de Manaus (SEP/PR, 2013), que abordou estudos dos TUPs adjacentes, havia sido percebido que a área de armazenagem não era considerada um “gargalo” para a movimentação portuária de nenhum dos portos do complexo portuário de Manaus.

Dessa forma, em nenhum dos casos a capacidade de armazenagem (estática) calculada foi inferior à capacidade de movimentação (dinâmica), portanto, a capacidade final calculada do terminal a ser considerada para a análise e avaliação é igual à capacidade dinâmica. Logo, a ocorrência aqui simulada teria impacto de redução da capacidade portuária de 43.617 TEUs/mês, como mostrado na tabela 11, para 10.687 TEUs/mês, como mostrado na tabela 15. A redução absoluta de capacidade do terminal foi de 32.930 TEUs/mês, o equivalente a mais de 75% de queda da capacidade original da instalação portuária.

Utilizando-se dados retirados do Plano Mestre de Manaus (SEP/PR, 2013), é possível estabelecer um valor médio para a receita obtida pelo terminal a cada TEU de carga containerizada transportada já considerando impostos, pagamento de funcionários, insumos, eletricidade e outras despesas. No entanto, a tarifa cobrada pelo terminal para a utilização da infraestrutura aquaviária para movimentação de carga é de R\$ 12 para unidade de contêiner transportado pela modalidade cabotagem e R\$ 15 por navegação de longo curso. Ainda existe valor cobrado por hora de acostagem de embarcação, no entanto, esse se mostra muito inferior sendo considerado até mesmo irrelevante, variando entre R\$ 0,14 e R\$ 0,25 por hora ou fração a cada metro de comprimento da embarcação.

Seria necessário estender o estudo do orçamento do porto, além do escopo desse trabalho, para avaliar quais custos são fixos e quais são variáveis de acordo com a quantidade de carga operada para utilizar os valores de receita presentes no Plano Mestre. Logo, optou-se por utilizar nos cálculos de prejuízos causados pelo deslizamento o valor da tarifa cobrada ao usuário por contêiner apenas.

Calculou-se, então, o valor médio recebido pelo porto diretamente do cliente por movimentação de um TEU. Considerou-se 1,623 a média de TEUs por unidade de contêiner no referido terminal, valor obtido da divisão do total de TEUs pelo número de contêineres operados no terminal, de acordo com os valores da tabela 6, retirada do SIG/ANTAQ. Convertendo o preço cobrado pela operação de uma unidade de contêiner em preço cobrado por TEU, ou seja, dividindo os preços de movimentação de contêiner por 1,623, chega-se ao resultado que a tarifa cobrada pelo porto é de R\$ 7,4 para contêineres provenientes de cabotagem e de R\$ 9,2 quando provenientes de navegação de longo curso. Foi levada em conta a porcentagem das cargas proveniente de cada modalidade de transporte também proveniente do SIG/ANTAQ e as tarifas diferenciadas para suas movimentações, referidas poucos parágrafos acima. O valor final para a tarifa média cobrada em 2010 no TUP Chibatão para movimentação de um TEU foi de aproximadamente R\$ 8,02.

A multiplicação da limitação de capacidade encontrada nos cálculos pela tarifa a ser recebida por TEU transportado possibilita a análise da perda de receita proveniente da ocorrência. Multiplicando a capacidade inicial e final do terminal pelo preço cobrado pela movimentação, percebe-se que enquanto o terminal arrecadaria mensalmente quase R\$ 350.000,00 anteriormente, após a ocorrência o valor recebido correspondente à capacidade disponível é de quase R\$ 86.000,00, sendo então a perda de arrecadação estimada em R\$ 264.000,00/mês, ou R\$ 3.168.000,00/ano, se as limitações persistirem.

É importante ressaltar que perdas relativas ao dano causado à imagem da empresa perante a sociedade em geral e em especial perante os clientes, que serão obrigados a utilizar outro terminal após a ocorrência, não foram aqui estudadas. A limitação temporária da capacidade que incentiva os clientes a utilizarem o terminal concorrente pode se transformar em real perda de mercado futuramente. Tal fato é possível pois a empresa será associada à falta de confiabilidade.

De acordo com o Portal Amazônia (2012), o prejuízo decorrente diretamente da perda das cargas causada pelo deslizamento em 2010, ou seja, o custo dos contêineres e respectivos

carregamentos danificados foi estimado em R\$ 45.000.000,00. Já do ponto de vista trabalhista, o MPT (Ministério Público do Trabalho) afirma que o terminal de Chibatão foi obrigado a pagar multa de R\$ 500.000,00 por danos morais à sociedade. A multa foi motivada também por constatação de culpa da administração do TUP com relação às condições de trabalho e funcionários vitimados na ocorrência. Por fim, do ponto de vista ambiental, de acordo com o portal G1 (2012), a multa por danos ao meio ambiente contra o porto de Chibatão foi da ordem de R\$ 5.000.000,00.

A probabilidade de ocorrência obtida é comum a todos os entes vulneráveis, já que não há chance de que apenas um deles seja afetado independentemente, na condição de operação normal do porto. Os cálculos aqui apresentados e valores veiculados pelos noticiários logo após o deslizamento permitem agora preencher a Tabela 1, de consequências, relacionando a dimensão dos prejuízos causados aos respectivos afetados, gerando a Tabela 19. Tendo em mente a imprevisibilidade do período de interrupção do funcionamento do porto decorrente do deslizamento, adotou-se genericamente o período provável de um ano. Acredita-se que seja um tempo bastante razoável, pois na situação real o ano posterior à ocorrência foi marcado por sucessivas proibições de funcionamento decorrentes de ações judiciais e trabalhistas alternadas com períodos de funcionamento instável e reconstrução da infraestrutura.

Tabela 19: Consequências diretas e indiretas ao porto e ao cliente consideradas na análise.

Consequências	Direta	Indireta
Porto	R\$ 5.500.000,00 + reconstrução	R\$ 3.168.000,00/ano.
Cientes	R\$ 45.000.000,00.	Irrelevante no caso.

O total de danos causados pela ocorrência a todos os envolvidos, portanto, é superior a R\$ 53.668.000,00, considerando que a ocorrência limite a capacidade por um ano inteiro. Aos clientes individualmente o prejuízo estimado é pouco maior que R\$ 45.000.000,00 e, ao porto, o valor é de R\$ 8.668.000,00, na hipótese de as limitações se estenderem por mais de um ano. Apesar da maioria dos prejuízos ser efetivamente referente aos clientes, deve-se perceber que

a administração portuária é apenas um ente que arcará com mais de 15% dos prejuízos totais, sem contar com os custos de reconstrução, enquanto os clientes são mais numerosos e estão totalmente cobertos por seguros das transportadoras.

4.5. Tratamento de risco

Com base no caso apresentado e valores obtidos da mídia e dos cálculos feitos, é possível afirmar que aos clientes, ou às suas respectivas seguradoras, se torna proveitoso que exista algum tipo de parceria com o terminal portuário. Foi percebido que as consequências esperadas que afetam os clientes são muito elevadas, como previsto anteriormente, por se saber que os carregamentos continham bens de valor, destinados ao polo industrial de Manaus. Logo, um mecanismo que repartisse os riscos com o terminal portuário seria vantajoso para que maiores investimentos pudessem ser feitos para minimizar a probabilidade e talvez até a potencialidade de futuras ocorrências.

Baseado nas definições consultadas da bibliografia e apresentadas na revisão teórica, a multiplicação da probabilidade pelo custo das consequências esperadas, ou dano potencial, fornece o valor do risco convertido em termos monetários. No caso, baseando-se na estimativa de probabilidade de falha considerada realista, com as poropressões a 23 m e carregamento de contêineres, o valor do risco aos clientes do porto é da ordem de R\$ 12.825.000,00 enquanto o risco ao terminal é de aproximadamente R\$ 2.470.380,00.

Para viabilizar o tratamento, é necessário que o custo das intervenções de mitigação implique em redução igual ou maior do custo do risco em termos monetários. Lembrando que o risco antes e após uma obra de mitigação é dado pela multiplicação das probabilidades e consequências potenciais em ambos os casos. Sendo assim, após conhecer consequências e probabilidades, já calculados nas etapas anteriores, o cálculo feito nessa etapa considera que a diferença entre o risco inicial e o novo risco após a realização de uma obra de intervenção é o valor máximo que a obra de mitigação de risco pode custar e ainda ser vantajosa. Embora o montante viável a ser investido por parte do terminal sozinho já seja expressivo, considerando que suas consequências individualmente já são elevadas, um acordo entre clientes e administração para repartir riscos poderia aumentar consideravelmente a capacidade de investimento em intervenções de engenharia.

Naturalmente, baseado na análise logística que sustenta que a capacidade de armazenamento não é uma limitação à capacidade final de movimentação do terminal, a medida imediata mais fácil e eficiente a ser tomada no caso é a redução dos carregamentos. A distribuição mais espaçada dos contêineres ao longo de todo o pátio, alívio dos carregamentos na proximidade do talude e redução da altura das pilhas são estratégias práticas e muito baratas em comparação com as outras possibilidades de tratamento sugeridas mais adiante. Ainda que haja implicações logísticas, a redução da probabilidade de ruptura do talude é considerada urgente e pode ser bastante amenizada imediatamente com a simples redução das cargas, como se demonstrou ao se constatar que há variação de probabilidade de falha relevante com o carregamento, de 16,87% para 28,5%, como visto na tabela 18.

A primeira sugestão de engenharia a se tomar para minimizar os riscos por meio da minimização da probabilidade de falha do talude é a adoção de soluções de drenagem eficiente. Pode-se calcular aproximadamente o valor viável para essa intervenção partindo do pressuposto que uma drenagem hipoteticamente realizada no terminal conseguisse acelerar a dissipação das poropressões internas do maciço de forma que elas destoassem minimamente da cota do rio externa. Nesse caso, ao invés das poropressões internas refletirem uma cota equivalente de 23 m, elas refletiriam os 15 m do rio, no dia 17 de Outubro de 2010, quando ocorreu o deslizamento. A probabilidade de falha, então, passaria de 28,5% para 1,3%, como mostrado na tabela 18, o que seria viável caso a instalação dos drenos custasse menos que R\$ 14.597.696,00 aproximadamente aos clientes e ao porto conjuntamente.

A segunda possibilidade de tratamento sugerida busca intervir na estabilidade do talude por meio da alteração dos parâmetros geotécnicos das camadas. Reforços da estabilidade como injeção de cimento ou até a substituição da camada da argila orgânica devem possivelmente trazer grandes ganhos na redução da probabilidade de falha. Para testar essa hipótese realizou-se um novo conjunto de análises com o pressuposto que o solo orgânico tenha sido completamente substituído ou tenha suas características equiparadas ao solo do aterro. Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 20.

Tabela 20: Resultados da análise no *software* realizada para diferentes poropressões internas, considerando que a camada de argila orgânica foi substituída por material com as mesmas propriedades do aterro.

Poropressão interna equivalente à cota (em m)	Coefficiente de Segurança	Coefficiente de Segurança médio	Desvio Padrão	Probabilidade de falha (%)	Coefficiente de Segurança mínimo	Coefficiente de Segurança máximo
15	1,876	1,885	0,313	0,13	0,85	3,37
19	1,876	1,887	0,326	0,14	0,84	3,62
23	1,369	1,521	0,188	0,14	0,72	2,40
25	1,390	1,623	0,249	0,13	0,75	2,93

Os resultados obtidos dessa proposta mostram que as poropressões tem importância secundária na instabilização do maciço quando comparadas com a influência da camada argilosa orgânica. O potencial dessa camada de aumentar a probabilidade de falha é tão grande que sua substituição reduz drasticamente a chance de deslizamentos elevando muito os coeficientes de segurança para todos os cenários de poropressão. Considerando a queda da probabilidade de falha de 28,5% para 0,14% aproximadamente, independentemente da poropressão atuante no maciço ao final, o custo ainda considerado viável para essa intervenção é de R\$ 15.220.245,00 conjuntamente para todos os interessados. As análises com substituição da camada orgânica e consideração de diferentes poropressões são mostradas nas Figuras 32 a 35.

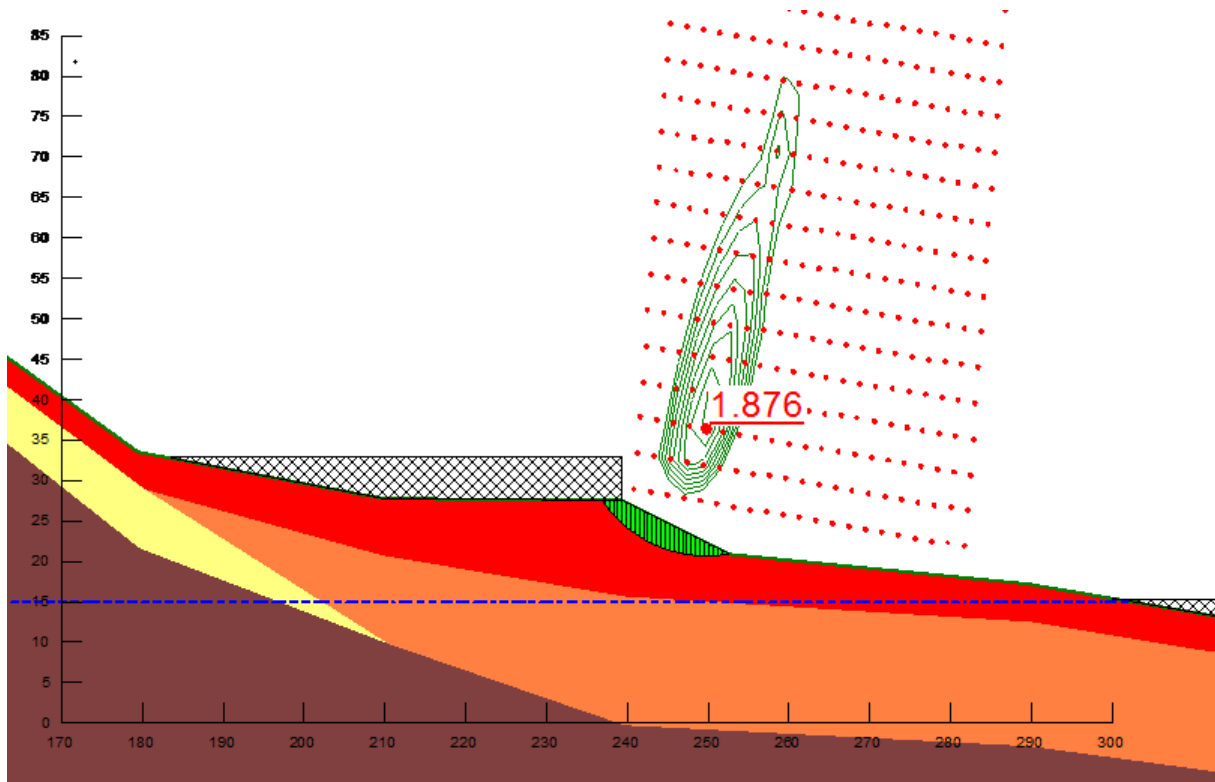


Figura 32: Nova cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 15 m, com carregamento e substituição da camada de argila orgânica.

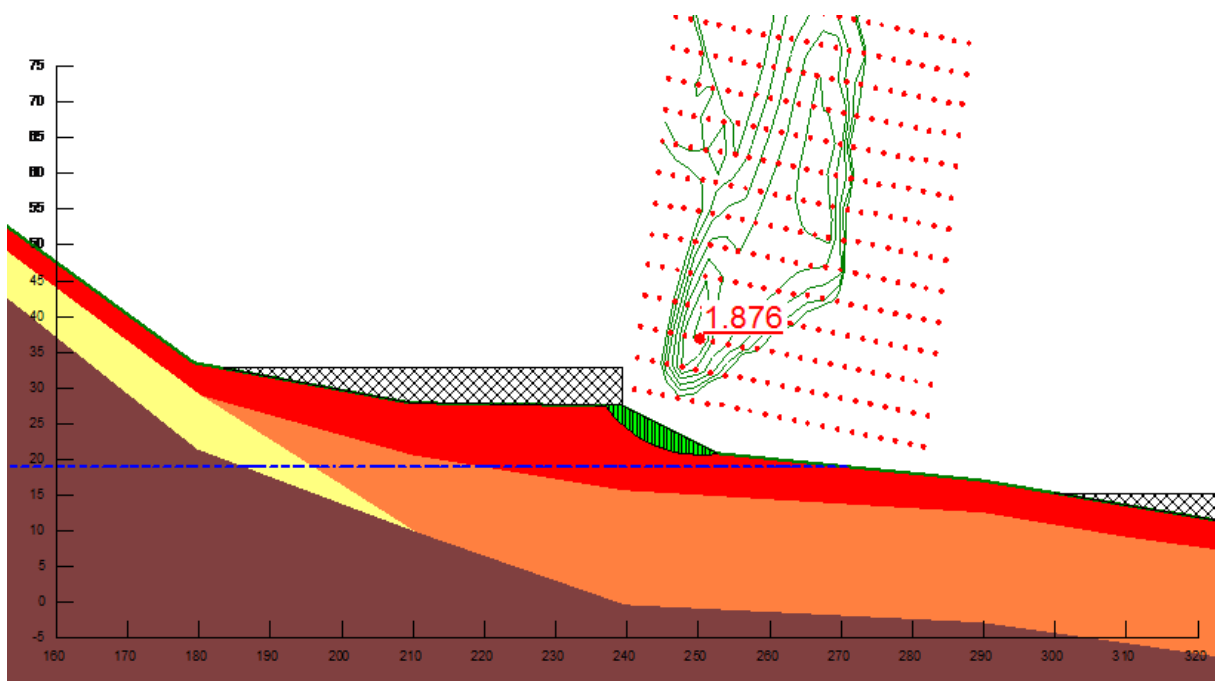


Figura 33: Nova cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 19 m, com carregamento e substituição da camada de argila orgânica.

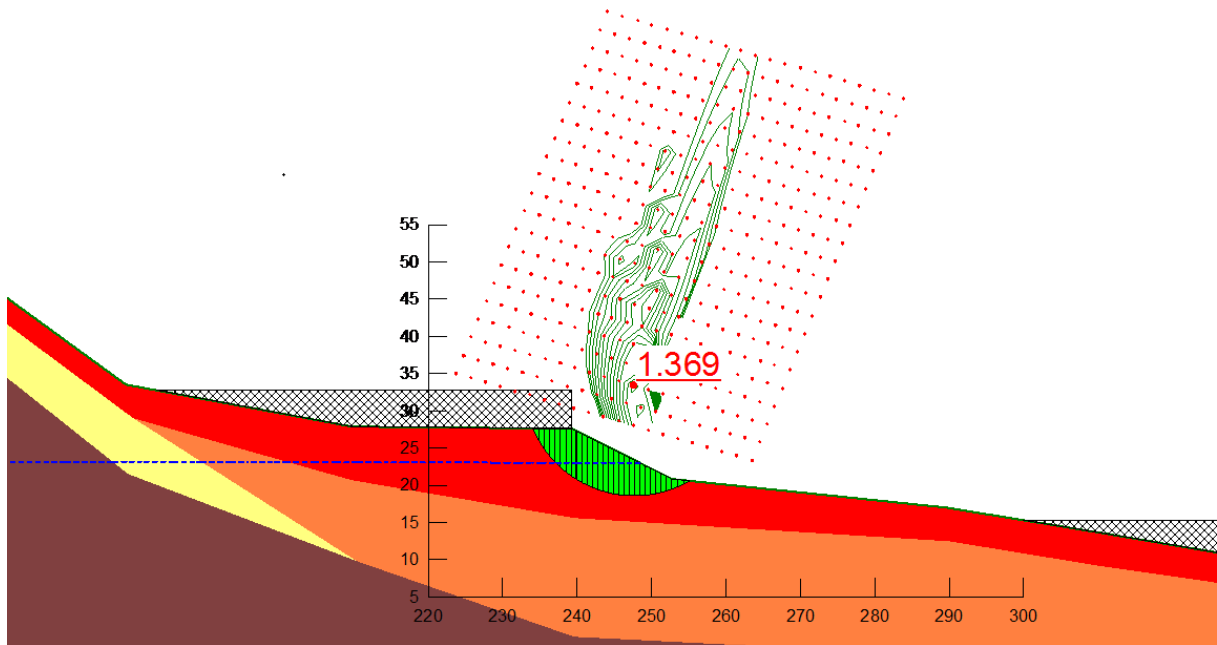


Figura 34: Nova cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 23 m, com carregamento e substituição da camada de argila orgânica.

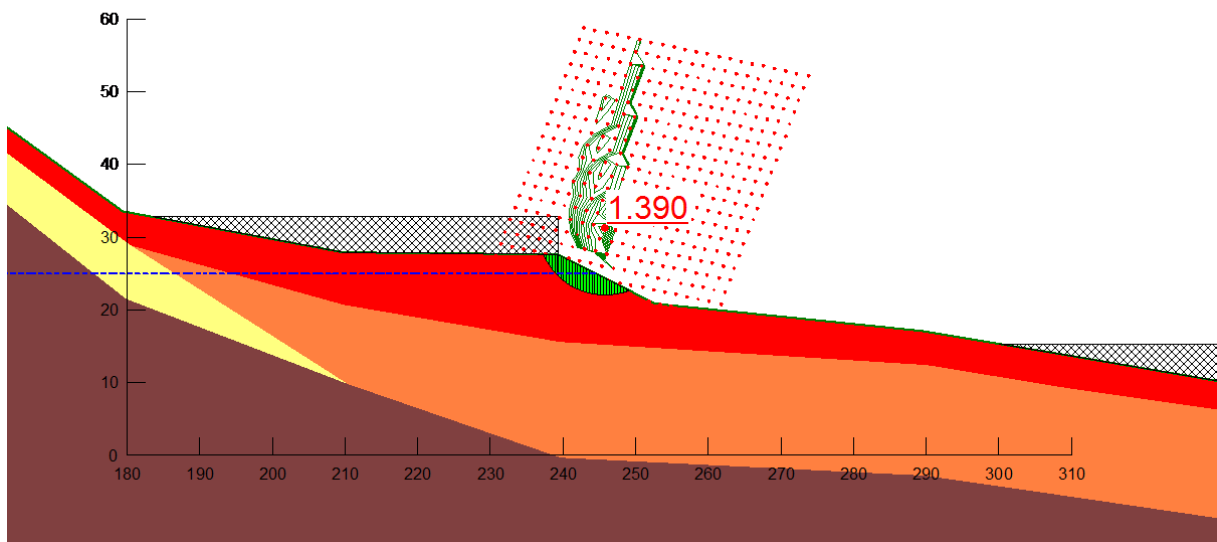


Figura 35: Nova cunha de ruptura, coeficiente de segurança e isolinhas para a situação em que as poropressões internas são equivalentes à cota de 25 m, com carregamento e substituição da camada de argila orgânica.

5. CONCLUSÕES SOBRE O GERENCIAMENTO DE RISCOS EM ÁREAS PORTUÁRIAS

Como dito anteriormente, o estudo de caso aqui abordado não teve finalidade investigativa, nem almeja apuração de responsabilidades em qualquer ocorrência ou qualquer outra medida nesse sentido. Deve-se entender o estudo de caso como sendo apenas baseado nos deslizamentos ocorridos no terminal de Chibatão, já que o caso foi utilizado unicamente como fonte de dados para a realização da modelagem do fenômeno e suas implicações dentro do âmbito de um exercício acadêmico.

O fato de se utilizar de informações reais corrobora a importância da análise por meio do modelo geotécnico e logístico da situação real, ainda que seja reconhecidamente simplificada. Além disso, justifica-se a validade do estudo por se tratar de aplicação do método de gerenciamento de riscos utilizando um exemplo baseado em retro análise de uma situação real que pode ser possivelmente observada em outras instalações portuárias no País. O formato da superfície de ruptura se mostra extremamente similar ao esperado e descrito nos laudos realizados pela CPRM logo após a ruptura, demonstrando a validade do modelo e das considerações feitas, ainda que se trate apenas de um exercício com propósitos acadêmicos.

Sendo assim, as conclusões tecidas da aplicação de gerenciamento de risco no estudo de caso em questão não devem ser encaradas como diagnósticos dessa situação especificamente, mas como sugestão de modelo para futuras análises similares. Considerando a sugestão de substituição da camada de argila orgânica por aterro, por exemplo, mesmo que se mostre cara e inviável nesse caso em que o porto já se encontra em operação, acredita-se ser importante destacar os importantes resultados desse cenário, de forma a recomendar que em novos projetos de terminais na região não se executem pátios de contêineres da mesma forma. Na mesma linha de raciocínio, também é útil o conhecimento de valores estimados para os prejuízos e para intervenções viáveis que proponham a realização de investimentos preventivos, não só nesse caso mas em outras ocasiões.

Os valores de intervenções de engenharia determinados indicam o limite máximo de investimento em obras mitigadoras de risco ainda válidos, do ponto de vista econômico, com base nos custos vivenciados na ocorrência de 2010 e na probabilidade estimada. No entanto, é importante saber que a alocação de recursos para máxima eficiência em condições normais tende a não ser coincidente com alocação de recursos para assegurar confiabilidade elevada.

Há, sem dúvidas, maiores custos envolvidos, na maior parte dos casos, em assegurar resistência a impactos de situações adversas que em favorecer a operação com o custo benefício máximo. Para elevadas confiabilidades, inevitavelmente deve haver folga de capacidade operacional, que para o dia a dia das situações não excepcionais pode ser traduzido em capacidade ociosa, indesejável de acordo com princípios da gestão eficiente. Portanto, deve-se ter em mente que a busca por confiabilidade implica em custos. Um gerenciamento adequado de riscos deve ser capaz de identificar possibilidades de redução de risco e suas respectivas necessidades de investimento.

Considerou-se que o método aqui discutido apresentou com racionalidade passos claros e objetivos que podem guiar o gestor portuário na tomada de decisão quanto a necessidade ou não de investir em mitigação de riscos. Ainda, com o conhecimento da probabilidade de ocorrência e dos potenciais custos pode-se ter noção mais clara da proporção que cada fator, direto ou indireto, ao porto ou ao usuário, tem na composição dos prejuízos totais. Assim, podem ser previstas parcerias e sugeridos valores limites para avaliação de viabilidade de projetos. O método utilizado, considerando o método da ISO 31000 (2009) apresentado na figura 2, incluindo as especificidades do presente estudo de caso e deixado como proposta para futuros estudos é esquematizado na Figura 36.

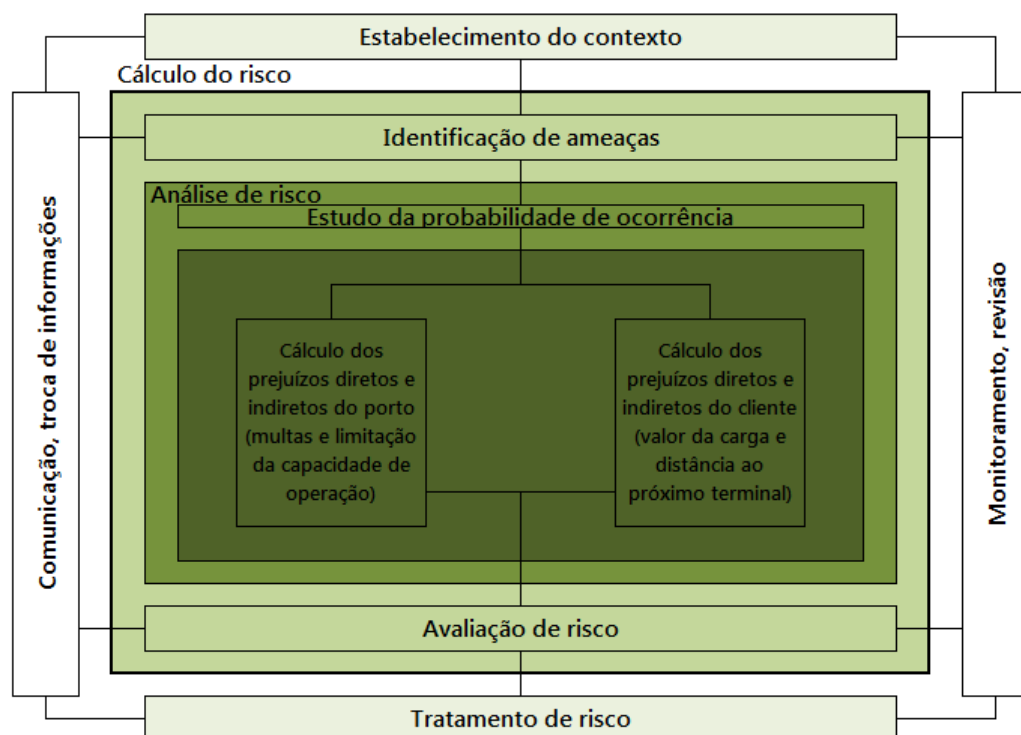


Figura 36: Representação esquemática do processo de gerenciamento de riscos.

Oportunidade de grande potencial para o uso desse método é a previsão de ampliação do terminal de Chibatão, por exemplo. Como aqui demonstrado, propõe-se que estudo semelhante a esse seja elaborado, considerando as especificidades da nova área. O gerenciamento de risco, no caso, poderia evitar rotinas operacionais equivocadas para o terminal, como a concentração excessiva de carregamentos, ou soluções de projeto menos adequadas, como falta de drenagem satisfatória, já que o método se apresenta como ferramenta para verificação prévia da viabilidade da expansão do empreendimento.

Acredita-se, portanto, que o gerenciamento de riscos de modo geral e mais especificamente o método aqui descrito, voltado a portos, são eficientes ferramentas disponíveis ao poder público, ao empreendedor e à sociedade para contornar a variabilidade da natureza e suas implicações ao homem. Dessa forma, o conhecimento dos riscos e a aplicação do processo de gerenciamento deles são sugeridos às empresas cujas atividades lidem com infraestruturas críticas, com claros ganhos em confiabilidade e redução de custos, já que altera-se a postura organizacional de um viés reativo para um viés preventivo. Analogamente, o processo de gerenciamento de risco deve ser integrado também às políticas públicas direcionadas a atividades de grande interesse estratégico e econômico para a sociedade, como os transportes, a distribuição de energia e o abastecimento de bens de primeira necessidade.

Embora a complexidade de fenômenos naturais deflagrados pela ação antrópica seja inegável, a modelagem probabilística dos fenômenos e posterior análise relacionando probabilidades e consequências potenciais podem ser consideradas importantes contribuições para o controle da segurança e confiabilidade de empreendimentos. Principalmente quando se trata de infraestruturas críticas como portos, o método aplicado, que contém monitoramento, revisão, comunicação, análise e avaliação dos riscos, se mostra de grande valia para os órgãos de fiscalização do governo, pois é de grande interesse para a segurança do trabalho, competitividade econômica, abastecimento das cidades e planejamento estratégico em caso de guerras ou desastres naturais, por exemplo.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CAMPELO, N. S.; et al. Estabilidade de taludes naturais localizados na orla do rio Negro e no Pólo Industrial de Manaus. In: III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 2001, Rio de Janeiro. III COBRAE. Rio de Janeiro: ABMS, 2001.
- CAMPELO, N. S.; et al. Estudo da estabilidade global de três taludes, localizados no distrito industrial de Manaus. In: IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 2005, Salvador. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. São Paulo: ABMS/NE, 2005. v. II. p. 591-601.
- CARDONA, O.D., 1999. *Environmental management and disaster prevention: Two related topics: A holistic risk assessment and management approach*. Natural Disaster Management, Ingleton, J. IDNDR-Tudor Rose, London, UK.
- CARVAJAL, H. M.; GUERRERO, J. E.; ASSIS, A. P. (2012) Análise e gestão do risco. Capítulo 22, Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Série Geotecnia Universidade de Brasília, Volume 4, 2012. 643 p.
- CAVERO, B. A. S. et al. (2010) Laudo do Acidente Chibatão, QVF.
- CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL (2010) Laudo de Vistoria Técnica do Porto de Chibatão – Manaus AM, Out./2010. 9 p.
- DAS, I. C. (2011) Spatial Statistical Modelling for Assessing Landslide Hazard and Vulnerability. University of Twente, The Netherlands. ITC dissertation number 192. Disponível em: www.itc.nl/library/papers_2011/phd/das.pdf.
- ERATH, A. L. (2011) Vulnerability Assessment of Road Transport Infrastructure. Dissertation Submitted to the ETH Zurich for the degree of Doctor of Sciences. Zurich, Switzerland: ETH, 2011. 145 p.
- ERENER, A.; DÜZGÜN, H.S.B. (2009) A GIS and RS-based quantitative vulnerability assessment for rainfall triggered landslides. Part of PhD study of Erenner, 2009. Disponível em: www.isprs.org/proceedings/2011/isrse-34/211104015Final00454.pdf.
- FANG, Z. (2012) Spatiotemporal analysis of critical transportation links based on time geographic concepts: a case study of critical bridges in Wuhan, China. *Journal of Transport Geography* 23(2012) 44-59. Disponível em: www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0966692312000816.
- GHEORGUE, A.; MILI, L. (2004) Editorial: In risk management, integrating the social, economic and technical aspects of cascading failures across interdependent critical infrastructures. *Int. Journal Critical Infrastructures*, Vol 1, No. 1, 2004.
- HIDALGO-MONTOYA, C. A. (2013). Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento em Estradas. Tese de Doutorado, Publicação G.DM-081/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 250 p.

- HIGASHI, R. R., DIAS, R. D.(2002) Interpretação de dados cartográficos como subsídio ao planejamento urbano do município de Tubarão. Universidade Federal de Santa Catarina, 7p.
- ISO 31000:2009.(2009) Norma Internacional: Gestão de Riscos. Primeira edição 2009-11-15. Disponível em: www.iso.org/iso/home/standards/iso31000.htm.
- JENELIUS, E. (2007) Approaches to Road Network Vulnerability Analysis. Licentiate Thesis in Infrastructure with Specialisation in Transport and Location Analysis. November 2007. Royal Institute of Technology. Disponível em: home.abe.kth.se/~jenelius/vulnerability/Jenelius_Kappa.pdf.
- KIDOKORO, T. et al. (Eds.). (2008) Vulnerable Cities: Realities, Innovations and Strategies. cSUR-UT Series: Library for Sustainable Urban Regeneration Volume 8. Tokyo, Japan: Springer. 330 p.
- LEE, I. K, HERRINGTON, J. R.(1971) Stresses beneath granular embankments. 1st Australia-N.Z. Conf. Geomech., Melbourne, 1 : 291-297.
- MINISTÉRIO DAS CIDADES (2006) Prevenção de Riscos de Deslizamentos de Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENRGIA, COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS/SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL CPRM/SGB (2007) Comunidade mais segura: mudando hábitos e reduzindo os riscos de movimentos de massa e inundações, 27 p.
- MURRAY, A. T.; GRUBESIC, T. H. (Eds.). (2007) Critical Infrastructure: Reliability and Vulnerability. Advances in Spatial Science. Tokyo, Japan: Springer. 313 p.
- NAYAK, J.(2010) Landslide risk assessment along a major road corridor based on historical landslide inventory and traffic analysis. Thesis submitted to the Institute for Geo-information Science and Earth Observation. Disponível em: www.itc.nl/library/papers_2010/msc/aes/nayak.pdf.
- PASCALE, S.; SDAO, F.; SOLE, A. (2010) A model for assessing the systemic vulnerability in landslide prone areas. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 10, 1575-1590. Disponível em: www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/10/1575/2010/nhess-10-1575-2010.html.
- PELLING, M. (2003) The Vulnerability of Cities: Natural Disasters and Social Resilience. London: Earthscan Publications Ltd. 224 p.
- RODRIGUE, J. (2006). The Geography of Transport Systems. New York: Routledge. 284 p.
- ROQUE, W.V. (2006). Mapeamento Geoambiental da Área Urbana de Manaus - AM. Dissertação de Mestrado, publicação nº G.DM-145/06, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 162 p.
- SANTOS, Raul Antônio Cristóvão. Eficiência Portuária no Brasil. 2007. 104p. Dissertação (Mestrado) – faculdade de Economia, Administração e Contabilidade, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

SUSTAINABLE URBAN REGENERATION. (2010) Vulnerability in Cities Part 1: Think in Dynamism. How to Understand Vulnerabilities? Center for Sustainable Urban Regeneration, The University of Tokyo, Aug./2010. 48 p.

SUSTAINABLE URBAN REGENERATION. (2011) Vulnerability in Cities Part 2: A Foggy Fortress City, Chongqing. Center for Sustainable Urban Regeneration, The University of Tokyo, Jan./2011. 32 p.

SECRETARIA DE PORTOS DA PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA – SEP/PR, UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA – UFSC, FUNDAÇÃO DE ENSINO DE ENGENHARIA DE SANTA CATARINA – FEESC, LABORATÓRIO DE TRANSPORTES E LOGÍSTICA – LABTRANS (2013) Plano Mestre do Porto de Manaus, Cooperação técnica para apoio à SEP/PR no planejamento do setor portuário brasileiro e na implantação dos projetos de inteligência logística portuária, Abr./2013. 333 p. Disponível em: <http://www.portosdobrasil.gov.br/publicacoes/pnlp/planos-mestres-versao-completa-1/porto-de-manaus/view>.

SECRETARIA DE PORTOS DA PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA – SEP/PR, UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA – UFSC, FUNDAÇÃO DE ENSINO DE ENGENHARIA DE SANTA CATARINA - FEESC, LABORATÓRIO DE TRANSPORTES E LOGÍSTICA – LABTRANS (2012) Plano Nacional de Logística Portuária, Capacidade Portuária Brasileira, Pesquisas e Estudos para a logística portuária e desenvolvimento de instrumentos de apoio ao planejamento portuário, Mar./2012. 59p.

VARNES, D.J. (1984). Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. UNESCO Press, Paris, 63 p.

VARNES, D. J. (1978). Slope movement types and processes. Landslides analysis and control, Schuster, Krizek (ed.). Washington.

WATTS, M. J.; BOHLE, H. G. (1993) Hunger Famine and the space of vulnerability, *Sringer, Geojournal*, vol. 30, no. 2, pp. 117-125.

7. ANEXO I – RELATÓRIOS DE SONDAGEM